



**COMUNE DI RAVENNA**  
AREA INFRASTRUTTURE CIVILI  
SERVIZIO EDILIZIA PUBBLICA



Sistema di Qualità certificato per  
Progettazione, programmazione,  
affidamento, direzione lavori  
dei lavori pubblici  
e delle manutenzioni ordinarie;  
gestione espropri.

**SCUOLA PRIMARIA "MORDANI"**

Via Mordani n. 5 – Ravenna

**INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO**

**PROGETTO PRELIMINARE – DEFINITIVO – ESECUTIVO**



Segretario Generale Reggente Dott. PAOLO NERI		Assessore ai LL.PP.: ROBERTO GIOVANNI FAGNANI		Sindaco MICHELE DE PASCALE	
Capo Servizio: Ing. CLAUDIO BONDI			Capo Area: Ing. PASCALINO CAMPRINI		
Firme:					
<b>RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: ing. CLAUDIO BONDI</b>					
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI:					
PROGETTISTA ARCHITETTONICO:					
COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:					
GEOLOGO:					
0	EMISSIONE	F.Candeloro	G.Camata	L. Leonelli	30/11/18
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato	Approvato:	Data:

ELABORATO:

**TABULATI DI CALCOLO**

Codice Intervento: <b>2018/470</b>	Codice Edificio: <b>G028</b>	Codice Fase: <b>PDE</b>	Codice Elaborato: <b>RS 03B</b>
Scala: <b>=</b>	File: G028-2018_470-PDE-1702_RS03B	Data: 30 Novembre 2018	Revisione: <b>R0</b>

<b>1</b>	<b>CONVENZIONI SUI SEGNI.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DATI MATERIALI.....</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>DATI ASTE.....</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>DATI SOLAI .....</b>	<b>44</b>
<b>5</b>	<b>DATI SEZIONI .....</b>	<b>45</b>
<b>6</b>	<b>DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI IN MURATURA.....</b>	<b>47</b>
<b>7</b>	<b>DATI PIANI.....</b>	<b>49</b>
<b>8</b>	<b>CARICHI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICHI ELEMENTARI .....</b>	<b>50</b>
<b>9</b>	<b>PARAMETRI DI CALCOLO .....</b>	<b>58</b>
9.1	GENERALITÀ	58
9.2	PARAMETRI DI CALCOLO ANALISI STATICA NON SISMICA: ANALISI, VERIFICHE E INTERVENTI	66
9.3	PARAMETRI DI CALCOLO ANALISI SISMICA: AZIONE SISMICA, ANALISI, VERIFICHE E INTERVENTI	68
<b>10</b>	<b>VERIFICHE PER CARICHI VERTICALI SLU .....</b>	<b>71</b>
10.1	VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)	71
10.2	VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §C8.7.1.5)	75
10.3	VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.3)	79
10.4	VERIFICHE STATICHE A STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO (GEO): CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO E SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (D.M.17.1.2018 (NTC18), §6.4.2.1)	81
<b>11</b>	<b>VERIFICHE SISMICHE GLOBALI SLV .....</b>	<b>86</b>
<b>12</b>	<b>VERIFICHE CINEMATICHE.....</b>	<b>187</b>



## 1 CONVENZIONI SUI SEGNI

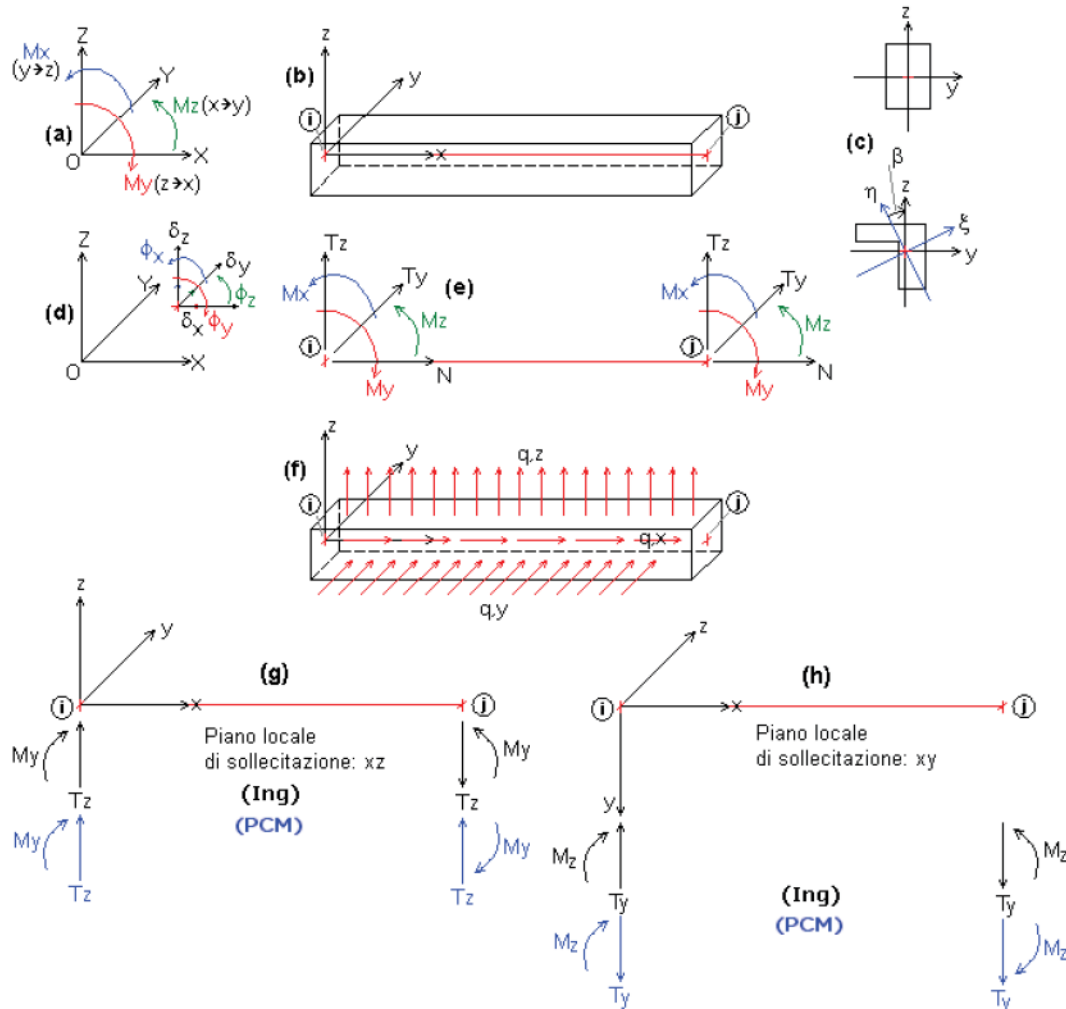
### CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE

**Aedes.PCM**, Progettazione di Costruzioni in Muratura © 1997-2018 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  $x \xi \eta$** , 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  $\beta$  rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale  $x \xi \eta$  si sovrapponga al riferimento locale  $x y z$  (parallelo alla trave 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  $M_y$  è da intendersi come  $M_\xi$ , mentre  $M_z$  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  $\xi \eta$ . Definendo ad esempio un pilastro con sezione a  $L$  e angolo  $\beta$  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  $\beta$  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 equiverti 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:  $P_X P_Y P_Z$ ,  $M_X M_Y M_Z$  (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari:  $d_X d_Y d_Z$ ,  $d_{\phi X} d_{\phi Y} d_{\phi Z}$  (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate:  $m_X m_Y m_Z$ ,  $I_X I_Y I_Z$  (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiverti agli assi globali  $X Y Z$** ; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari).

**Aste.** Le tipologie di carico consentite sono le seguenti (fig. (f)):

- Carico Distribuito Uniforme:  $Q_{duX}$ ,  $Q_{duY}$ ,  $Q_{duZ}$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):  $Q_{dl iX}$ ,  $Q_{dl iY}$ ,  $Q_{dl iZ}$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):  $Q_{dl jX}$ ,  $Q_{dl jY}$ ,  $Q_{dl jZ}$
- Carico Concentrato:  $P_x$ ,  $P_y$ ,  $P_z$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $D_{Pi}$  [ $P, M$  = intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie;  $D_{Pi}$  = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale  $i$ ]
- Carico Termico (nel piano locale  $xy$ ):  $\Delta T_{sup}$ ,  $\Delta T_{inf}$ .

I Carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (le componenti  $X, Y, Z$  sono parallele alle corrispondenti direzioni globali).

Nel sistema di riferimento locale, le componenti di carico hanno il seguente significato:  $x$ : carico lungo l'asse dell'asta;  $y$ : carico ortogonale all'asta nel piano  $xy$ ;  $z$ : carico ortogonale all'asta nel piano  $xz$ .

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiverti agli assi globali o locali, a seconda del sistema di riferimento; le coppie sono positive se antiorarie.

Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi sono di tipo  $Z$ , con segno negativo.

### 2.2) Caratteristiche di Sollecitazione.

In fig. (e) sono rappresentate le azioni interne.

**Relazioni fra PCM e le consuete convenzioni ingegneristiche** (Ing).

Le caratteristiche di sollecitazione (azioni interne derivanti dal calcolo) hanno segno concorde con gli assi locali, e la convenzione è invariata sia per il nodo iniziale  $i$  sia per il nodo finale  $j$ . Ciò può comportare alcune discordanze con i segni attribuiti dalla consueta convenzione ingegneristica.

Nel seguito, vengono specificate le convenzioni sulle singole caratteristiche di sollecitazione, indicando con (Ing) la convenzione ingegneristica (che in PCM determina il tracciamento dei diagrammi), e con (PCM) la convenzione adottata da PCM.

**Momento Flettente  $M_y$**  (piano locale di sollecitazione:  $xz$ ):

(Ing) Il diagramma del Momento  $M_y$  viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno  $+$  (fig. (g)) al Momento  $M_y$  rappresentato nel semipiano  $z < 0$ . Pertanto,  $M_y +$  tende le fibre a  $z < 0$ .

(PCM)  $M_y +$  se porta  $z$  su  $x$ . Pertanto:  $M_y +$  al nodo  $i$  indica fibre tese per  $z < 0$ ;  $M_y +$  al nodo  $j$  indica fibre tese per  $z > 0$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio  $T_z$**  (piano locale di sollecitazione:  $xz$ ):

(Ing) Il Taglio  $T_z +$  tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio  $T_z +$  è rappresentato nello stesso semipiano di  $M_y +$ , cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM)  $T_z +$  se orientato lungo  $+z$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Sforzo Normale  $N$ :**

(Ing) Lo Sforzo Normale è + se genera trazione, - se compressione. In un'asta tesa, N è sempre +.

Il diagramma di N si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz, con N + posto nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM) N + se equiverso all'asse locale x. N + al nodo i indica compressione; N + al nodo j indica trazione. Pertanto, un'asta tesa ha N - al nodo i e + al nodo j.

*Concordanza dei segni:*

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

**Momento Flettente Mz** (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il diagramma del Momento Mz viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (h)) al Momento Mz rappresentato nel semipiano  $y > 0$ . Pertanto, Mz + tende le fibre a  $y > 0$ .

(PCM) Mz + se porta x su y. Pertanto: Mz + al nodo i indica fibre tese per  $y > 0$ ; Mz + al nodo j indica fibre tese per  $y < 0$ .

*Concordanza dei segni:*

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio Ty** (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il Taglio Ty + tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio Ty + è rappresentato nello stesso semipiano di Mz +, cioè nel semipiano  $y > 0$ .

(PCM) Ty + se orientato lungo +y.

*Concordanza dei segni:*

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

**Momento Torcente Mx:**

(Ing) + se genera rotazione torsionale positiva sulla faccia sinistra del concio elementare. In un'asta soggetta a coppia torcente positiva a sinistra e negativa a destra, Mx è sempre +.

Il diagramma di Mx si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz, con Mx + posto nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM) + se porta y su z.

*Concordanza dei segni:*

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

### 2.3) Caratteristiche di Deformazione.

In fig. (d) sono rappresentate le 6 componenti di spostamento spaziale (traslazioni e rotazioni) di un nodo della struttura.

In PCM tutti gli spostamenti sono riferiti al sistema di assi globale, ed hanno segno positivo se equiversi agli assi; le rotazioni sono positive se antiorarie.

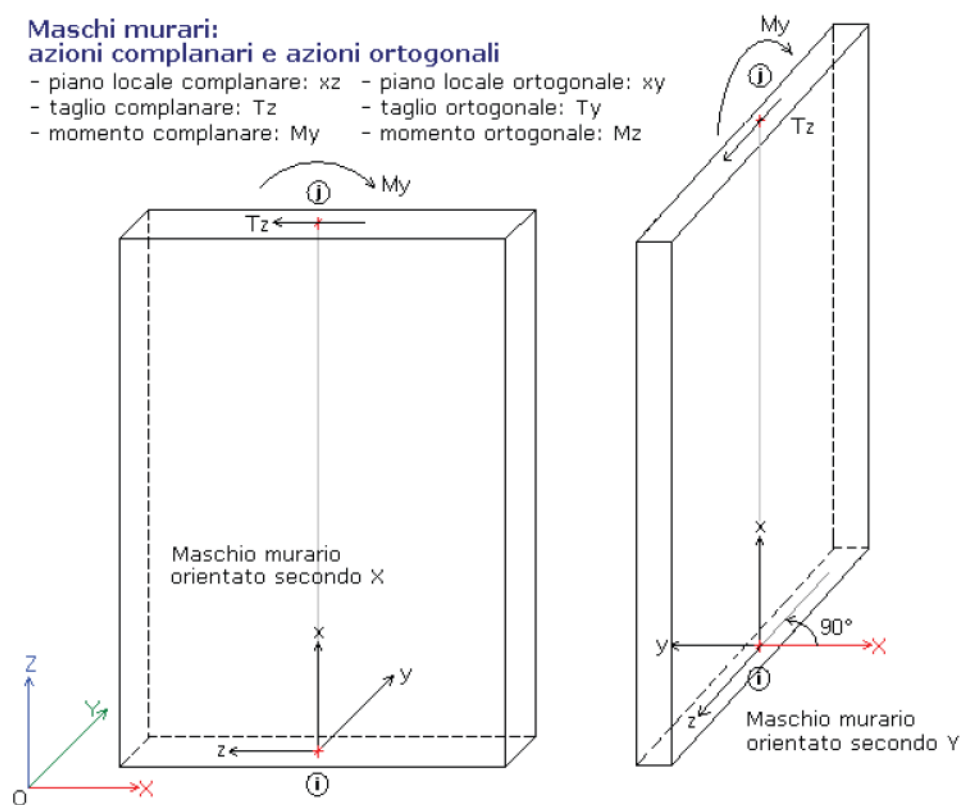
### 3) Pareti in Muratura.

In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo X, l'altro secondo Y. L'orientamento viene definito dall'angolo in pianta, positivo se antiorario, misurato a partire dall'asse globale X. Il piano locale complanare è sempre il piano xz; il piano locale ortogonale è sempre il piano xy.

### Maschi murari:

#### azioni complanari e azioni ortogonali

- piano locale complanare:  $xz$     - piano locale ortogonale:  $xy$
- taglio complanare:  $Tz$         - taglio ortogonale:  $Ty$
- momento complanare:  $My$     - momento ortogonale:  $Mz$





## 2 DATI MATERIALI

**Tipologia materiale:** sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

**Descrizione:** denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm<sup>2</sup> (Sistema Internazionale).

**Parametri specifici per muratura:**

**Mur. nuova:** Materiale murario di nuova realizzazione (-1), o muratura esistente (0)

**Tipologia muratura:**

Per muratura nuova: 1) Pietra Non Squadrata, 2) Listata, 3) Pietra Squadrata, 4) Laterizio Pieni, 5) Laterizio Semipieni, 6) Calcestruzzo Pieni, 7) Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8A.2): 1) Pietrame disordinata, 2) Conci sbozzati, 3) Pietre a spacco, buona tessitura, 4) Conci di pietra tenera, 5) Blocchi lapidei squadrate, 6) Mattoni pieni, malta di calce, 7) Mattoni semipieni, malta cementizia, 8) Blocchi laterizi semipieni (f<45%), 9) Blocchi laterizi semipieni, giunti vert.a secco (f<45%), 10) Blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (45%<f<65%), 11) Blocchi di calcestruzzo semipieni (f<45%)

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

**fm, fk** (media e caratteristica, a compressione della muratura);

**fvm0/tauo, fvk0** (media e caratteristica, a taglio della muratura in assenza di carichi verticali);

**ftm** (media, a trazione della muratura);

**fhm, fhk** (media e caratteristica, a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano del muro);

**fbk** (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

**Malta:** **fm**: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm<sup>2</sup>): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

**Duttilità (du/de):** moltiplicatore dello spostamento al limite elastico per la definizione del limite ultimo (parametro usato in analisi non lineare; il valore è pari a 1.5 per la muratura esistente e 2.0 per la muratura nuova)

**Coeff. attrito:** coefficiente di attrito, normalmente pari a 0.4. E' presente in input per eventuali modifiche in caso di disponibilità di dati sperimentali

**Coefficienti correttivi:** relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (§C8A.2)

**FC:** fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per il materiale

**Altri parametri specifici per calcestruzzo:**

resistenze:

**fc** (nella colonna fk): per edifici esistenti: resistenza media a compressione; per edifici nuovi: resistenza caratteristica a compressione.

**Altri parametri validi per tutti i materiali:**

**Coefficiente di dilatazione termica**

**Peso Specifico:** peso per unità di volume

### 3. Dati MATERIALI

N°	Tipologia materiale	Descrizione	Mat.	Tipologia nuovo	E
		[parametri meccanici:N/mm <sup>2</sup> ]			
1	1) Conglomerato Cementizio Armato	C28/35			27000
3	3) Muratura	Muratura nuova	X	4) Laterizio Pieni	12000
7	3) Muratura	Muratura in situ		6) Mattoni pieni, malta di calce	1500

N°	G	fm	fk	fvm0 (mur.nuova)	fvk0	ftm	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta	Duttilità	Coeff.	Coeff.dilataz.	Peso sp.
			tauo (mur.esistente)					fm	(du/de)	attrito	termica (°^-1)				(kN/m <sup>3</sup> )
1	13000	10.00	10.00	0.000	0.000	0.000	5.00	5.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010	25.00
3	4000	17.14	12.00	0.429	0.300	0.000	8.57	6.00	30.00	2.00	15.0	2.00	0.40	0.000010	18.00
7	500	4.00	2.80	0.100	0.070	0.400	2.00	1.40	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40	0.000010	18.00

N°	Coeff.corr.	Giunti	Ricorsi o	Connessione	Nucleo	Iniezioni	Intonaco	E giunto	G giunto	fm giunto	ftm giunto	FC
		Malta buona	sottili	listature	trasversale	scadente	di miscele	armato				
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000	1.35
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000	1.00
7	1.50	1.50	1.00	1.30	0.70	1.50	1.50	0	0	0.00	0.000	1.20

### 3 DATI ASTE

(Nella tabella Dati Aste, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)

**N°:** numero progressivo dell'asta

**Tipologia:** stringa descrittiva dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura, la stringa viene utilizzata per l'identificazione della tipologia dell'asta, adottando la seguente convenzione:

**M** = maschio murario (parete in muratura ordinaria): M.i.j indica il Maschio i del piano j

**C** = parete o pilastro in c.a.: C.i.j indica la parete i del piano j

**T** = trave. T.i.j indica la trave i del piano j

**H** = pilastro in acciaio

**B** = asta in acciaio

**S** = striscia muraria (fascia di piano superiore, cioè di soprafinestra). S.i.j indica la striscia i del piano j

**A** = parete in muratura armata; A.i.j: parete i del piano j

**F** = sottofinestra (fascia di piano inferiore). F.i.j indica il sottofinestra i del piano j

**Z** = elemento di fondazione

**K** = collegamenti rigidi

**W** = elementi di cerchiatura

**X** = bielle di controvento in acciaio

**N, V** = blocco (di arco)

**J** = giunto (di arco)

**P** = pilastro murario

**Lungh.:** lunghezza dell'asta (coincidente con la distanza fra i nodi i e j)

**Lungh. def. xz:** lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xz, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

**Rigidità i xz, j xz:** lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xz.

**Lungh. def. xy:** lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xy, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

**Rigidità i xy, j xy:** lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xy.

I tratti rigidi possono essere diversi nei due piani di flessione xy e xz. Questa distinzione è particolarmente utile nel calcolo di edifici in muratura, dove le zone rigide per flessione complanare sono generalmente diverse da quelle per flessione ortogonale al piano della parete

**Inf.rig.:** X indica che l'asta è considerata infinitamente rigida

**N° Sez.:** numero identificativo della sezione dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Sezioni (le dimensioni B e H per la tipologia di sezione rettangolare, quadrata, circolare o circolare cava possono essere indicate nella tabella dati Aste a lato di N° Sez)

**Ang. rot.:** angolo in gradi che rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale si sovrapponga al riferimento locale (parallelo alla trave globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale i). Per maggiori dettagli, consultare le figure allegate nella descrizione delle Convenzioni sui sistemi di riferimento

**N° Mat.:** numero identificativo del materiale dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Materiali

**Mur. nuova:** X indica che l'asta è costituita da materiale murario nuovo

**E, G, fm, fvm0, fhm:** parametri meccanici e resistenze dell'asta. Coincidono con i corrispondenti parametri del materiale costituente l'asta, tranne i casi in cui siano applicati coefficienti correttivi o l'Utente abbia specificato direttamente i valori dei parametri meccanici corrispondenti ad un determinato intervento (p.es. reti in GFRP)

**% K elast. (rig.fess.):** percentuale di rigidità elastica da utilizzare nel calcolo della struttura. Frequentemente questo valore è pari al 100%, ma in alcuni casi può essere richiesto un valore inferiore. Ad esempio, nell'analisi sismica di edifici in muratura può essere necessario fare riferimento a rigidità fessurate (§7.8.1.5.2), spesso assunte pari alla metà di quelle elastiche (e quindi: %K elast = 50%). Ad eventuali elementi in altra tecnologia (c.a.) presenti nell'edificio murario (struttura mista) che siano considerati collaboranti ma sempre in regime elastico (rispetto alla muratura che invece determina il raggiungimento degli stati limite), può essere attribuita la rigidità fessurata anche in analisi non lineare

**Paramento:** indica il paramento murario cui l'asta appartiene

**Assemblaggio:** stringa alfanumerica utilizzata per l'eventuale assemblaggio della rigidità flessionale EJ per maschi contigui

**Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi, Connessione** (trasversale), **Nucleo scadente:** caratteristiche di materiale murario esistente che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8A.2, Tab.C8A.2.2)

**K Wink.:** coefficiente di sottofondo di Winkler per il calcolo della trave su suolo elastico. Il valore 0 indica travi libere (non su suolo elastico)

**App. su terr.:** interfaccia struttura / terreno, ossia suola o larghezza di appoggio. Può essere direttamente la base della trave di fondazione, ma anche la larghezza del magrone. Questo parametro acquista significato solo in caso di trave su suolo elastico

**q,lim:** capacità limite del terreno in corrispondenza della trave di fondazione. Questo parametro viene utilizzato per le verifiche di capacità portante del terreno (stato limite GEO), eseguite con Approccio 2 (§6.4.2.1), statiche e sismiche

**Nodo i, j:** numeri identificativi del nodo iniziale (i) e del nodo finale (j)

**Vinc. i, j:** vincolamento interno dell'asta, rispettivamente al nodo iniziale ed al nodo finale, con riferimento al sistema di assi locali xyz. Il vincolamento interno 000000 è indicato anche con *incastro*. Alcuni casi notevoli sono i seguenti:

Asta con nodi di continuità (travi e pilastri di telai a nodi continui) [beam]: 000000, 000000

Un'asta il cui nodo iniziale corrisponde ad un vincolo esterno a cerniera può innestarsi in tale nodo con il vincolo continuo 000000, in quanto è la cerniera stessa esterna che determinerà in tale nodo il momento nullo.

Asta incernierata [truss] 2D nel piano XZ: 000010 - 000010

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,x - phi,y - phi,z, con riferimento al sistema di assi locale x y z.

Il valore 1 indica che lo spostamento è libero (in questo caso, la rotazione agli estremi dell'elemento biella).

Asta incernierata [truss] 3D: 000111 - 000011

non si possono usare cerniere sferiche ad entrambi gli estremi dell'asta, perché la si rende labile rotazionalmente attorno all'asse x.



Asta incastro - cerniera (2D): 000000 - 000010

Asta cerniera - incastro (2D): 000010 - 000000

**G. Inc.  $i_{xy}$ ,  $j_{xy}$ ,  $i_{xz}$ ,  $j_{xz}$ :** gradi di incastro:  $i'_{xy}$  ( $\phi_{i,z}$  in  $i'$ ) -  $j'_{xy}$  ( $\phi_{j,z}$  in  $j'$ ) -  $i'_{xz}$  ( $\phi_{i,z}$  in  $i'$ ) -  $j'_{xz}$  ( $\phi_{j,z}$  in  $j'$ ): consentono la definizione di vincoli di semincastro interni agli estremi della luce deformabile dell'asta, fornendo un valore compreso fra 0 (componente rotazionale svincolata) e 1 (incastro interno). I gradi di incastro possono essere utilizzati nella risoluzione di schemi sottoposti ad analisi lineare; nell'ambito dell'analisi non lineare, essi consentono la rappresentazione della degradazione della rigidità alla rotazione di aste che hanno raggiunto la plasticizzazione a pressoflessione ma ancora reagenti (cioè non ancora collassate).

**Inter.irrigid.:** distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete. Questo parametro ha effetto nelle verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale secondo le azioni convenzionali (§7.2.3) e nelle verifiche statiche con il metodo dell'articolazione (§4.5.6.2). In tali verifiche, la parete viene considerata appoggiata agli estremi della luce deformabile nel piano ortogonale. Se l'interasse di irrigidimento  $a'$  è  $>0$ , viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammassata nei muri trasversali). Se  $a=B$ , con  $B$ =base (dimensione complanare) della parete, ciò equivale a considerare che la parete sia vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se  $a>B$ , la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali.  $a=0$  equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera quindi da vincoli laterali

**Drift PressoFl., Taglio:** specifica il massimo drift di piano (= deformazione angolare = spostamento / altezza deformabile) a pressoflessione e a taglio complanari. I valori di riferimento proposti da NTC18 sono i seguenti: per muratura ordinaria: press. 1.0%H, taglio 0.5%H; per muratura armata: press. 1.6%H, taglio 0.8. Per H si intende l'altezza deformabile complanare alla parete, e gli spostamenti ultimi si valutano a meno di moti rigidi del pannello

**Arm.: Asxy, cxy, Asxz, czx:** armatura per pareti o fasce dotate di barre in acciaio o elementi resistenti a trazione. Per elementi verticali (pareti e pilastri, in muratura e in c.a.) l'armatura Asxy si riferisce al piano di sollecitazione locale xy, e Asxz al piano locale xz; tali armature sono simmetriche. Per elementi orizzontali (fasce murarie, travi), Asxy indica l'armatura in estradosso e Asxz l'armatura in intradosso: la verifica di resistenza viene infatti eseguita solo nel piano complanare locale xz, e prevede la possibilità di un'armatura non simmetrica (ad es. fasce murarie con elemento resistente a trazione solo in estradosso - tipo cordolo in c.a. - o solo in intradosso - architrave che delimita l'apertura sottostante). Queste armature non riguardano i casi di elementi verticali o orizzontali consolidati con sistemi FRP / CAM / Reticolatus per i quali i parametri geometrici e meccanici sono definiti in modo specifico

**St.: Aswxy, xz, s:** per gli elementi in cemento armato, aventi tipologia: C, R (elementi verticali) o T, Z (elementi orizzontali in elevazione: T o in fondazione: Z), Asw indica l'armatura delle staffe nei due piani di flessione xy e xz (per gli elementi orizzontali, la verifica a taglio riguarda solo il piano xz); s indica il passo delle staffe. L'armatura a taglio si intende riferita alle zone di estremità dell'elemento, cioè nelle sezioni iniziale e finale della luce deformabile; non è prevista la possibilità di specificare armature distinte per la zona iniziale e per la zona finale, pertanto si considererà - fra le due sezioni - la staffatura minore

**Verif.:** X indica che l'asta viene sottoposta a verifiche di resistenza

**PressoFl. Compl., Taglio Scorr., Taglio Fess. Diag., Sf. Norm. Traz., PressoFl. Ortog.:** X indica che l'elemento murario è sottoposto alla corrispondente verifica

## Interventi

**Iniezioni, Diatoni artificiali:** interventi che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8A.2, Tab.C8A.2.2) I campi seguenti vengono popolati in base alla tipologia di altri interventi, scelta fra:

**Rinforzo a taglio, Intonaco armato, Precompressione, FRP, CAM, Reticolatus, Reti FRP e altro**

Per i parametri generali descrittivi dei vari tipi di intervento, validi per tutte le aste: si consultino i Parametri di Calcolo.

I seguenti parametri caratterizzano la singola asta:

**Rinf.Tag. passo (mm):** interasse delle armature orizzontali

**Int.arm. spess., p.spec.:** l'intonaco armato, qui inteso come intervento tradizionale di 'betoncino armato', è un intervento che determina un fattore correttivo per i parametri meccanici e di resistenza (§C8A.2, Tab.C8A.2.2). E' possibile opzionalmente specificare lo spessore ed il peso specifico del betoncino: in tal caso la geometria ed il peso della parete subiscono una correzione dovuta alla massa dell'intonaco cementizio

**Prec.vert.,or.:** tensione di precompressione orizzontale e verticale

**FRP:**

- **PressoFl. disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete. La distanza è netta, quindi l'asse del primo nastro dista dal bordo una lunghezza pari alla distanza dal bordo + metà larghezza del nastro

- **passo:** interasse dei nastri a pressoflessione (verticali per i maschi, orizzontali per le fasce)

- **epsd.in.fin.:** deformazione di distacco della sezione iniziale o finale. Se questo valore non è specificato, si ipotizza che la deformazione ultima dipenda dalla crisi per trazione (rottura dei nastri). Per una stessa parete è possibile differenziare la deformazione ultima fra le sezioni iniziale e finale, ad esempio nel caso di un maschio murario con nastro ancorato alla base e non ancorato in sommità

- **Taglio: disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi, 4=diagonali

- **layout:** indica la zona della parete dove vengono disposti i nastri a taglio, con la seguente convenzione:

0=su tutta la parete, 1=su luce deformabile

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete

- **passo:** interasse dei nastri a taglio (in caso di nastri non diagonali: nastri orizzontali per i maschi, verticali per le fasce)

- **epsd.:** deformazione di distacco per i nastri diagonali. Se questo valore non è specificato, si ipotizza che la deformazione ultima dipenda dalla crisi per trazione (rottura dei nastri). Per i nastri a taglio orizzontali o verticali, la deformazione ultima dipende dai nastri a pressoflessione

**CAM:**

Per nastri verticali e orizzontali:

- **passo:** interasse dei nastri. Per predefinizione, la distanza dal bordo dei nastri CAM è posta pari a 150 mm

- **avvolgimenti**: numero di nastri in acciaio sovrapposti che costituiscono la singola 'armatura'

- **pretensionamento**: tensione a cui vengono tesi in opera i nastri, in modo da precomprimere la muratura

Per nastri verticali: **spigoli ad alte prestazioni**: è possibile rinforzare gli spigoli utilizzando il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo

Per nastri orizzontali: **tipo migliorato**: è possibile utilizzare il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo

- **foratura a quinconce**: caratterizza una particolare tecnica di collegamento dei nastri in acciaio fra le due facce della parete, ed ha effetto sul confinamento della muratura

**Reticolatus**:

- **passo trefoli verticali, orizzontali**: passo delle armature

**Reti FRP e altro**:

Queste tipologie di intervento (fra cui rientrano i rinforzi con intonaco armato con GRFP) vengono descritte dai valori dei parametri meccanici e di resistenza corrispondenti ad una 'muratura equivalente'

## 7. Dati ASTE

Legenda Tipologie:

M = Maschio in mur.ordinaria

S = Striscia

F = Sottofinestra

Z = Fondazione

K = Link rigido

N°	Tipologia	Lungh.	Lungh.def.	Rig.(m)	Rig.(m)	Lungh.def.	Inf.	N°	B	H	Ang.	N°	Mur.	E	G	fm	
fvm0/		(m)	(m)	xz	i,xz	j,xz	(m)	xy	rig.	Sez.	(m)	(m)	rot.(°)	Mat.	nuova	(N/mm^2)	tau0
1	M	5.500	4.075	0.339	1.086	5.500		9	0.450	2.984	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
2	K	1.493	1.493	0.000	0.000	1.493	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
3	K	1.492	1.492	0.000	0.000	1.492	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
4	M	5.500	3.690	0.216	1.594	5.500		10	0.450	2.946	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
5	K	1.473	1.473	0.000	0.000	1.473	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
6	K	1.473	1.473	0.000	0.000	1.473	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
7	M	5.500	3.697	0.212	1.591	5.500		11	0.450	2.960	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
8	K	1.481	1.481	0.000	0.000	1.481	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
9	K	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
10	K	1.481	1.481	0.000	0.000	1.481	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
11	M	5.500	3.697	0.212	1.591	5.500		11	0.450	2.960	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
12	K	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
13	K	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
14	K	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
15	K	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
16	M	5.500	3.686	0.218	1.596	5.500		12	0.450	2.940	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
17	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
18	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
19	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
20	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
21	M	5.500	3.693	0.214	1.593	5.500		13	0.450	2.952	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
22	K	1.477	1.477	0.000	0.000	1.477	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
23	K	1.476	1.476	0.000	0.000	1.476	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
24	M	5.500	3.703	0.209	1.588	5.500		14	0.450	2.970	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
25	K	1.485	1.485	0.000	0.000	1.485	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
26	K	1.485	1.485	0.000	0.000	1.485	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
27	K	1.485	1.485	0.000	0.000	1.485	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
28	K	1.485	1.485	0.000	0.000	1.485	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
29	M	5.500	3.686	0.218	1.596	5.500		12	0.450	2.940	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	



30	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
31	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
32	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
33	K	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
34	M	5.500	3.627	0.242	1.631	5.500		15	0.450	2.681	0.01	7	1500	500	4.00	0.100
35	K	1.340	1.340	0.000	0.000	1.340	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
36	K	1.340	1.340	0.000	0.000	1.340	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
37	M	5.500	3.970	0.000	1.530	5.500		16	0.450	1.500	0.01	7	1500	500	4.00	0.100
38	K	0.750	0.750	0.000	0.000	0.750	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
39	F	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
40	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
41	F	1.099	1.099	0.000	0.000	1.099		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
42	S	1.099	1.099	0.000	0.000	1.099		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
43	F	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
44	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
45	F	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
46	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
47	F	1.107	1.107	0.000	0.000	1.107		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
48	S	1.107	1.107	0.000	0.000	1.107		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
49	F	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
50	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
51	F	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
52	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
53	F	1.099	1.099	0.000	0.000	1.099		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
54	S	1.099	1.099	0.000	0.000	1.099		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
55	S	1.710	1.710	0.000	0.000	1.710		19	0.450	2.200	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
56	M	5.500	3.678	0.387	1.435	5.500		20	0.450	1.956	-73.40	7	1500	500	4.00	0.100
57	K	0.979	0.979	0.000	0.000	0.979	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
58	K	0.978	0.978	0.000	0.000	0.978	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
59	M	5.500	4.536	0.249	0.715	5.500		21	0.450	4.935	-73.40	7	1500	500	4.00	0.100
60	K	2.468	2.468	0.000	0.000	2.468	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
61	F	1.249	1.249	0.000	0.000	1.249		17	0.450	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
62	S	1.249	1.249	0.000	0.000	1.249		18	0.450	2.300	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
63	M	5.500	2.594	1.634	1.272	5.500		22	0.450	0.577	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
64	K	0.288	0.288	0.000	0.000	0.288	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
65	K	0.288	0.288	0.000	0.000	0.288	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
66	M	5.500	3.116	1.123	1.261	5.500		23	0.450	1.914	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
67	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
68	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
69	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
70	M	5.500	3.100	1.136	1.264	5.500		24	0.450	1.886	0.00	7	1500	500	5.20	0.130
71	K	0.943	0.943	0.000	0.000	0.943	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
72	K	0.943	0.943	0.000	0.000	0.943	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
73	M	5.500	3.116	1.123	1.261	5.500		23	0.450	1.914	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
74	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
75	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
76	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
77	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
78	M	5.500	3.093	1.141	1.266	5.500		25	0.450	1.875	0.00	7	1500	500	5.20	0.130
79	K	0.938	0.938	0.000	0.000	0.938	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
80	K	0.937	0.937	0.000	0.000	0.937	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
81	K	0.938	0.938	0.000	0.000	0.938	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
82	M	5.500	3.116	1.123	1.261	5.500		23	0.450	1.914	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
83	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
84	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000

85	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
86	M	5.500	3.100	1.136	1.264	5.500		24	0.450	1.886	0.00	7	1500	500	5.20	0.130
87	K	0.943	0.943	0.000	0.000	0.943	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
88	K	0.943	0.943	0.000	0.000	0.943	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
89	K	0.943	0.943	0.000	0.000	0.943	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
90	M	5.500	3.116	1.123	1.261	5.500		23	0.450	1.914	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
91	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
92	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
93	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
94	K	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
95	M	5.500	4.421	0.556	0.523	5.500		26	0.450	4.310	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
96	K	2.155	2.155	0.000	0.000	2.155	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
97	K	2.155	2.155	0.000	0.000	2.155	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
98	F	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
99	S	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
100	F	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
101	S	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
102	F	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
103	S	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
104	F	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
105	S	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
106	F	2.141	2.141	0.000	0.000	2.141		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
107	S	2.141	2.141	0.000	0.000	2.141		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
108	F	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
109	S	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
110	F	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
111	S	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
112	F	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		27	0.450	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
113	S	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		16	0.450	1.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
114	M	5.500	3.176	0.000	2.324	5.500		28	0.300	1.117	-90.00	7	1500	500	4.00	0.100
115	K	0.558	0.558	0.000	0.000	0.558	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
116	M	5.500	4.455	0.000	1.045	5.500		29	0.300	4.443	-90.00	7	1500	500	4.00	0.100
117	K	2.221	2.221	0.000	0.000	2.221	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
118	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		30	0.300	3.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
119	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500		31	0.350	2.589	0.01	7	1500	500	4.00	0.100
120	K	1.295	1.295	0.000	0.000	1.295	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
121	K	1.294	1.294	0.000	0.000	1.294	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
122	M	5.000	3.936	0.358	0.706	5.000		32	0.300	2.995	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
123	K	1.497	1.497	0.000	0.000	1.497	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
124	K	1.498	1.498	0.000	0.000	1.498	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
125	K	1.497	1.497	0.000	0.000	1.497	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
126	M	5.000	3.488	0.232	1.280	5.000		33	0.300	2.874	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
127	K	1.437	1.437	0.000	0.000	1.437	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
128	K	1.437	1.437	0.000	0.000	1.437	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
129	M	5.000	3.424	0.255	1.321	5.000		34	0.300	2.661	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
130	K	1.330	1.330	0.000	0.000	1.330	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
131	K	1.331	1.331	0.000	0.000	1.331	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
132	K	1.330	1.330	0.000	0.000	1.330	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
133	M	5.000	3.426	0.314	1.260	5.000		35	0.300	2.880	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
134	K	1.440	1.440	0.000	0.000	1.440	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
135	K	1.440	1.440	0.000	0.000	1.440	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
136	K	1.440	1.440	0.000	0.000	1.440	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
137	K	1.440	1.440	0.000	0.000	1.440	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
138	M	5.000	3.416	0.320	1.264	5.000		36	0.300	2.860	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
139	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000



140	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
141	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
142	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
143	M	5.000	3.426	0.314	1.260	5.000		35	0.300	2.880	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
144	K	1.440	1.440	0.000	0.000	1.440	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
145	K	1.440	1.440	0.000	0.000	1.440	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
146	K	1.440	1.440	0.000	0.000	1.440	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
147	M	5.000	3.430	0.312	1.258	5.000		37	0.300	2.890	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
148	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
149	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
150	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
151	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
152	M	5.000	3.416	0.320	1.264	5.000		36	0.300	2.860	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
153	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
154	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
155	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
156	K	1.430	1.430	0.000	0.000	1.430	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
157	M	5.000	3.430	0.312	1.258	5.000		37	0.300	2.890	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
158	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
159	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
160	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
161	K	1.445	1.445	0.000	0.000	1.445	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
162	M	5.000	3.484	0.436	1.080	5.000		38	0.300	1.782	0.11	7	1500	500	4.00	0.100
163	K	0.890	0.890	0.000	0.000	0.890	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
164	K	0.890	0.890	0.000	0.000	0.890	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
165	K	0.891	0.891	0.000	0.000	0.891	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
166	F	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
167	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
168	S	1.421	1.421	0.000	0.000	1.421		41	0.300	1.870	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
169	F	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
170	S	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
171	F	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
172	S	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
173	F	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
174	S	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
175	F	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
176	S	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
177	F	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
178	S	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
179	F	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
180	S	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
181	F	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
182	S	1.180	1.180	0.000	0.000	1.180		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
183	M	5.000	3.590	0.400	1.010	5.000		42	0.300	1.991	-73.40	7	1500	500	4.00	0.100
184	K	0.995	0.995	0.000	0.000	0.995	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
185	K	0.996	0.996	0.000	0.000	0.996	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
186	K	0.995	0.995	0.000	0.000	0.995	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
187	M	5.000	3.775	0.377	0.848	5.000		43	0.300	2.503	-73.40	7	1500	500	4.00	0.100
188	K	1.252	1.252	0.000	0.000	1.252	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
189	K	1.252	1.252	0.000	0.000	1.252	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
190	K	1.251	1.251	0.000	0.000	1.251	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
191	F	1.179	1.179	0.000	0.000	1.179		39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
192	S	1.179	1.179	0.000	0.000	1.179		40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
193	M	5.000	2.677	1.639	0.684	5.000		44	0.300	0.625	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100
194	K	0.312	0.312	0.000	0.000	0.312	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000

195	K	0.313	0.313	0.000	0.000	0.313	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
196	K	0.312	0.312	0.000	0.000	0.312	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
197	M	5.000	3.023	1.224	0.753	5.000		45	0.300	2.003	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100	
198	K	1.001	1.001	0.000	0.000	1.001	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
199	K	1.002	1.002	0.000	0.000	1.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
200	K	1.001	1.001	0.000	0.000	1.001	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
201	K	1.002	1.002	0.000	0.000	1.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
202	M	5.000	3.023	1.224	0.753	5.000		45	0.300	2.003	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100	
203	K	1.001	1.001	0.000	0.000	1.001	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
204	K	1.002	1.002	0.000	0.000	1.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
205	K	1.001	1.001	0.000	0.000	1.001	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
206	M	5.000	3.029	1.219	0.752	5.000		46	0.300	2.017	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100	
207	K	1.008	1.008	0.000	0.000	1.008	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
208	K	1.008	1.008	0.000	0.000	1.008	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
209	K	1.008	1.008	0.000	0.000	1.008	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
210	K	1.008	1.008	0.000	0.000	1.008	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
211	M	5.000	3.030	1.218	0.752	5.000		47	0.300	2.020	-0.13	7	1500	500	5.20	0.130	
212	K	1.010	1.010	0.000	0.000	1.010	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
213	K	1.010	1.010	0.000	0.000	1.010	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
214	K	1.010	1.010	0.000	0.000	1.010	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
215	M	5.000	3.026	1.221	0.753	5.000		48	0.300	2.011	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100	
216	K	1.005	1.005	0.000	0.000	1.005	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
217	K	1.006	1.006	0.000	0.000	1.006	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
218	K	1.005	1.005	0.000	0.000	1.005	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
219	K	1.006	1.006	0.000	0.000	1.006	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
220	M	5.000	3.016	1.230	0.754	5.000		49	0.300	1.989	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100	
221	K	0.994	0.994	0.000	0.000	0.994	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
222	K	0.995	0.995	0.000	0.000	0.995	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
223	K	0.994	0.994	0.000	0.000	0.994	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
224	M	5.000	3.029	1.219	0.752	5.000		50	0.300	2.018	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100	
225	K	1.009	1.009	0.000	0.000	1.009	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
226	K	1.009	1.009	0.000	0.000	1.009	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
227	K	1.009	1.009	0.000	0.000	1.009	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
228	K	1.009	1.009	0.000	0.000	1.009	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
229	M	5.000	4.144	0.550	0.306	5.000		51	0.300	4.362	-0.13	7	1500	500	4.00	0.100	
230	K	2.180	2.180	0.000	0.000	2.180	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
231	K	2.181	2.181	0.000	0.000	2.181	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
232	F	1.998	1.998	0.000	0.000	1.998		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
233	S	1.998	1.998	0.000	0.000	1.998		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
234	F	1.997	1.997	0.000	0.000	1.997		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
235	S	1.997	1.997	0.000	0.000	1.997		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
236	F	1.997	1.997	0.000	0.000	1.997		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
237	S	1.997	1.997	0.000	0.000	1.997		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
238	F	1.998	1.998	0.000	0.000	1.998		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
239	S	1.998	1.998	0.000	0.000	1.998		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
240	F	1.996	1.996	0.000	0.000	1.996		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
241	S	1.996	1.996	0.000	0.000	1.996		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
242	F	2.003	2.003	0.000	0.000	2.003		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
243	S	2.003	2.003	0.000	0.000	2.003		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
244	F	1.997	1.997	0.000	0.000	1.997		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
245	S	1.997	1.997	0.000	0.000	1.997		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
246	F	1.996	1.996	0.000	0.000	1.996		52	0.300	2.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
247	S	1.996	1.996	0.000	0.000	1.996		53	0.300	0.900	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
248	M	5.000	4.292	0.000	0.708	5.000		54	0.380	0.498	88.90	3	X	12000	4000	17.14	0.429
249	K	0.249	0.249	0.000	0.000	0.249	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	



250	K	0.249	0.249	0.000	0.000	0.249	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000	
251	S	2.503	2.503	0.000	0.000	2.503		55	0.380	1.153	0.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
252	M	5.000	3.184	0.000	1.816	5.000		56	0.300	1.109	90.00	7		1500	500	4.00	0.100
253	K	0.554	0.554	0.000	0.000	0.554	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
254	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		57	0.300	2.400	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
255	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000		31	0.350	2.589	0.01	7		1500	500	4.00	0.100
256	K	1.295	1.295	0.000	0.000	1.295	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
257	K	1.295	1.295	0.000	0.000	1.295	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
258	M	5.000	2.876	0.000	2.124	5.000		58	0.380	0.654	-90.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
259	K	0.328	0.328	0.000	0.000	0.328	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
260	K	0.327	0.327	0.000	0.000	0.327	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
261	M	5.000	4.243	0.000	0.757	5.000		59	0.380	4.440	-90.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
262	K	2.219	2.219	0.000	0.000	2.219	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
263	S	2.000	2.000	0.000	0.000	2.000		60	0.380	2.000	0.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
264	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000		61	0.300	4.521	90.00	7		1500	500	4.00	0.100
265	K	2.260	2.260	0.000	0.000	2.260	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
266	M	5.500	2.894	0.000	2.606	5.500		62	0.380	0.615	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
267	K	0.308	0.308	0.000	0.000	0.308	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
268	M	5.500	4.454	0.000	1.046	5.500		59	0.380	4.440	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
269	K	2.219	2.219	0.000	0.000	2.219	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
270	S	2.000	2.000	0.000	0.000	2.000		63	0.380	2.500	0.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
271	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500		64	0.380	3.700	-90.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
272	K	1.851	1.851	0.000	0.000	1.851	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
273	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500		65	0.380	3.871	88.86	3	X	12000	4000	17.14	0.429
274	K	1.936	1.936	0.000	0.000	1.936	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
275	M	5.500	4.083	0.000	1.417	5.500		66	0.380	0.541	88.86	3	X	12000	4000	17.14	0.429
276	K	0.270	0.270	0.000	0.000	0.270	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
277	S	2.399	2.399	0.000	0.000	2.399		67	0.380	1.660	0.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
278	M	5.500	3.769	0.000	1.731	5.500		68	0.350	2.657	0.01	7		1500	500	4.00	0.100
279	K	1.328	1.328	0.000	0.000	1.328	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
280	M	5.500	4.046	0.000	1.454	5.500		69	0.350	3.395	0.01	7		1500	500	4.00	0.100
281	K	1.697	1.697	0.000	0.000	1.697	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
282	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		70	0.350	3.200	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
283	M	5.500	4.046	0.000	1.454	5.500		69	0.350	3.395	0.01	7		1500	500	4.00	0.100
284	K	1.697	1.697	0.000	0.000	1.697	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
285	M	5.500	4.053	0.000	1.447	5.500		71	0.350	3.415	0.01	7		1500	500	4.00	0.100
286	K	1.707	1.707	0.000	0.000	1.707	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
287	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		70	0.350	3.200	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
288	M	5.500	4.053	0.000	1.447	5.500		71	0.350	3.415	0.02	7		1500	500	4.00	0.100
289	K	1.707	1.707	0.000	0.000	1.707	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
290	M	5.500	3.894	0.000	1.606	5.500		72	0.350	2.976	0.02	7		1500	500	4.00	0.100
291	K	1.488	1.488	0.000	0.000	1.488	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
292	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		70	0.350	3.200	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
293	M	5.500	4.214	0.000	1.286	5.500		73	0.350	3.904	0.01	7		1500	500	4.00	0.100
294	K	1.952	1.952	0.000	0.000	1.952	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
295	M	5.500	3.221	0.000	2.279	5.500		74	0.350	1.466	0.01	7		1500	500	4.00	0.100
296	K	0.733	0.733	0.000	0.000	0.733	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
297	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		70	0.350	3.200	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
298	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500		75	0.300	3.995	-89.99	7		1500	500	4.00	0.100
299	K	1.998	1.998	0.000	0.000	1.998	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
300	M	5.500	3.609	0.409	1.482	5.500		76	0.450	1.831	-73.40	7		1500	500	4.00	0.100
301	K	0.916	0.916	0.000	0.000	0.916	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
302	K	0.915	0.915	0.000	0.000	0.915	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
303	F	1.249	1.249	0.000	0.000	1.249		17	0.450	1.100	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
304	S	1.249	1.249	0.000	0.000	1.249		18	0.450	2.300	0.00	7		1500	500	4.00	0.100

305	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000	77	0.300	4.073	90.00	7	1500	500	4.00	0.100	
306	K	2.037	2.037	0.000	0.000	2.037	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
307	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000	78	0.380	3.780	90.00	3	X	12000	4000	17.14	0.429
308	K	1.890	1.890	0.000	0.000	1.890	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
309	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000	79	0.380	3.952	88.83	3	X	12000	4000	17.14	0.429
310	K	1.975	1.975	0.000	0.000	1.975	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
311	M	5.000	3.600	0.000	1.400	5.000	31	0.350	2.589	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
312	K	1.294	1.294	0.000	0.000	1.294	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
313	K	1.295	1.295	0.000	0.000	1.295	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
314	M	5.000	3.925	0.000	1.075	5.000	80	0.350	3.563	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
315	K	1.781	1.781	0.000	0.000	1.781	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
316	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100	81	0.350	2.700	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
317	M	5.000	3.839	0.000	1.161	5.000	82	0.350	3.285	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
318	K	1.643	1.643	0.000	0.000	1.643	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
319	K	1.642	1.642	0.000	0.000	1.642	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
320	M	5.000	3.944	0.000	1.056	5.000	83	0.350	3.625	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
321	K	1.812	1.812	0.000	0.000	1.812	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
322	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100	81	0.350	2.700	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
323	M	5.000	3.848	0.000	1.152	5.000	84	0.350	3.313	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
324	K	1.657	1.657	0.000	0.000	1.657	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
325	K	1.656	1.656	0.000	0.000	1.656	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
326	M	5.000	3.772	0.000	1.228	5.000	85	0.350	3.079	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
327	K	1.539	1.539	0.000	0.000	1.539	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
328	S	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100	81	0.350	2.700	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
329	M	5.000	4.018	0.000	0.982	5.000	86	0.350	3.883	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
330	K	1.942	1.942	0.000	0.000	1.942	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
331	K	1.941	1.941	0.000	0.000	1.941	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
332	M	5.000	3.140	0.000	1.860	5.000	87	0.350	1.484	0.01	7	1500	500	4.00	0.100	
333	K	0.742	0.742	0.000	0.000	0.742	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
334	K	0.742	0.742	0.000	0.000	0.742	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
335	S	1.103	1.103	0.000	0.000	1.103	81	0.350	2.700	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
336	M	5.000	3.775	0.377	0.848	5.000	43	0.300	2.503	-73.40	7	1500	500	4.00	0.100	
337	K	1.252	1.252	0.000	0.000	1.252	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
338	K	1.251	1.251	0.000	0.000	1.251	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
339	K	1.252	1.252	0.000	0.000	1.252	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
340	M	5.000	3.534	0.414	1.052	5.000	88	0.300	1.866	-73.40	7	1500	500	4.00	0.100	
341	K	0.933	0.933	0.000	0.000	0.933	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
342	K	0.933	0.933	0.000	0.000	0.933	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
343	K	0.933	0.933	0.000	0.000	0.933	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
344	F	1.179	1.179	0.000	0.000	1.179	39	0.300	1.100	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
345	S	1.179	1.179	0.000	0.000	1.179	40	0.300	1.800	0.00	7	1500	500	4.00	0.100	
346	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000	79	0.380	3.952	88.83	3	X	12000	4000	17.14	0.429
347	K	1.976	1.976	0.000	0.000	1.976	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
348	K	1.975	1.975	0.000	0.000	1.975	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
349	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500	89	0.380	3.947	88.86	3	X	12000	4000	17.14	0.429
350	K	1.973	1.973	0.000	0.000	1.973	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
351	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500	90	0.250	3.742	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
352	K	1.871	1.871	0.000	0.000	1.871	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
353	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500	91	0.250	3.732	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
354	K	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
355	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000	92	0.250	3.768	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
356	K	1.885	1.885	0.000	0.000	1.885	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
357	K	1.884	1.884	0.000	0.000	1.884	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
358	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000	91	0.250	3.732	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
359	K	1.865	1.865	0.000	0.000	1.865	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000



360	K	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
361	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500		93	0.250	3.657	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
362	K	1.828	1.828	0.000	0.000	1.828	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
363	K	1.828	1.828	0.000	0.000	1.828	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
364	M	5.500	5.500	0.000	0.000	5.500		91	0.250	3.732	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
365	K	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
366	K	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
367	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000		91	0.250	3.732	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
368	K	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
369	K	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
370	M	5.000	5.000	0.000	0.000	5.000		93	0.250	3.657	-89.99	3	X	12000	4000	17.14	0.429
371	K	1.828	1.828	0.000	0.000	1.828	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
372	K	1.828	1.828	0.000	0.000	1.828	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
373	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
374	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
375	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
376	K	0.006	0.006	0.000	0.000	0.006	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
377	K	1.487	1.487	0.000	0.000	1.487	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
378	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
379	K	1.447	1.447	0.000	0.000	1.447	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
380	K	0.026	0.026	0.000	0.000	0.026	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
381	K	0.009	0.009	0.000	0.000	0.009	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
382	K	0.110	0.110	0.000	0.000	0.110	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
383	K	1.370	1.370	0.000	0.000	1.370	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
384	K	0.017	0.017	0.000	0.000	0.017	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
385	K	0.023	0.023	0.000	0.000	0.023	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
386	K	0.031	0.031	0.000	0.000	0.031	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
387	K	1.473	1.473	0.000	0.000	1.473	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
388	K	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
389	K	0.038	0.038	0.000	0.000	0.038	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
390	K	0.045	0.045	0.000	0.000	0.045	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
391	K	0.052	0.052	0.000	0.000	0.052	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
392	K	0.146	0.146	0.000	0.000	0.146	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
393	K	1.195	1.195	0.000	0.000	1.195	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
394	K	0.059	0.059	0.000	0.000	0.059	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
395	K	0.611	0.611	0.000	0.000	0.611	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
396	K	0.139	0.139	0.000	0.000	0.139	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
397	K	0.065	0.065	0.000	0.000	0.065	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
398	K	0.018	0.018	0.000	0.000	0.018	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
399	K	0.961	0.961	0.000	0.000	0.961	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
400	K	1.217	1.217	0.000	0.000	1.217	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
401	K	1.251	1.251	0.000	0.000	1.251	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
402	K	0.027	0.027	0.000	0.000	0.027	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
403	K	0.261	0.261	0.000	0.000	0.261	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
404	K	0.080	0.080	0.000	0.000	0.080	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
405	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
406	K	0.007	0.007	0.000	0.000	0.007	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
407	K	0.072	0.072	0.000	0.000	0.072	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
408	K	0.936	0.936	0.000	0.000	0.936	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
409	K	0.007	0.007	0.000	0.000	0.007	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
410	K	0.063	0.063	0.000	0.000	0.063	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
411	K	0.053	0.053	0.000	0.000	0.053	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
412	K	0.021	0.021	0.000	0.000	0.021	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
413	K	0.916	0.916	0.000	0.000	0.916	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
414	K	0.045	0.045	0.000	0.000	0.045	X	94	0.000	0.000	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000

415	K	0.954	0.954	0.000	0.000	0.954	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
416	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
417	K	0.036	0.036	0.000	0.000	0.036	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
418	K	0.027	0.027	0.000	0.000	0.027	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
419	K	0.017	0.017	0.000	0.000	0.017	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
420	K	0.026	0.026	0.000	0.000	0.026	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
421	K	0.005	0.005	0.000	0.000	0.005	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
422	K	0.088	0.088	0.000	0.000	0.088	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
423	K	0.182	0.182	0.000	0.000	0.182	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
424	K	0.485	0.485	0.000	0.000	0.485	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
425	K	0.074	0.074	0.000	0.000	0.074	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
426	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
427	K	0.289	0.289	0.000	0.000	0.289	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
428	K	0.019	0.019	0.000	0.000	0.019	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
429	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
430	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
431	K	1.958	1.958	0.000	0.000	1.958	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
432	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
433	K	1.811	1.811	0.000	0.000	1.811	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
434	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
435	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
436	K	1.295	1.295	0.000	0.000	1.295	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
437	K	0.034	0.034	0.000	0.000	0.034	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
438	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
439	K	0.084	0.084	0.000	0.000	0.084	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
440	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
441	K	1.643	1.643	0.000	0.000	1.643	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
442	K	0.055	0.055	0.000	0.000	0.055	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
443	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
444	K	0.105	0.105	0.000	0.000	0.105	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
445	K	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
446	K	1.657	1.657	0.000	0.000	1.657	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
447	K	0.051	0.051	0.000	0.000	0.051	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
448	K	1.437	1.437	0.000	0.000	1.437	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
449	K	1.942	1.942	0.000	0.000	1.942	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
450	K	0.010	0.010	0.000	0.000	0.010	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
451	K	0.724	0.724	0.000	0.000	0.724	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
452	K	0.009	0.009	0.000	0.000	0.009	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
453	K	1.251	1.251	0.000	0.000	1.251	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
454	K	1.217	1.217	0.000	0.000	1.217	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
455	K	0.898	0.898	0.000	0.000	0.898	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
456	K	0.018	0.018	0.000	0.000	0.018	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
457	K	1.895	1.895	0.000	0.000	1.895	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
458	K	0.040	0.040	0.000	0.000	0.040	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
459	K	1.858	1.858	0.000	0.000	1.858	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
460	K	0.013	0.013	0.000	0.000	0.013	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
461	Z	1.492	1.492	0.000	0.000	1.492	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
462	Z	1.493	1.493	0.000	0.000	1.493	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
463	Z	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
464	Z	1.473	1.473	0.000	0.000	1.473	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
465	Z	1.099	1.099	0.000	0.000	1.099		2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
466	Z	1.481	1.481	0.000	0.000	1.481	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
467	Z	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
468	Z	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
469	Z	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100



470	Z	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
471	Z	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
472	Z	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
473	Z	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
474	Z	1.107	1.107	0.000	0.000	1.107		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
475	Z	1.477	1.477	0.000	0.000	1.477	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
476	Z	0.732	0.732	0.000	0.000	0.732	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
477	Z	1.844	1.844	0.000	0.000	1.844		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
478	Z	1.485	1.485	0.000	0.000	1.485	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
479	Z	1.485	1.485	0.000	0.000	1.485	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
480	Z	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
481	Z	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
482	Z	1.470	1.470	0.000	0.000	1.470	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
483	Z	1.099	1.099	0.000	0.000	1.099		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
484	Z	1.340	1.340	0.000	0.000	1.340	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
485	Z	1.341	1.341	0.000	0.000	1.341	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
486	Z	1.710	1.710	0.000	0.000	1.710		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
487	Z	0.750	0.750	0.000	0.000	0.750	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
488	Z	0.750	0.750	0.000	0.000	0.750	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
489	Z	0.978	0.978	0.000	0.000	0.978	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
490	Z	0.979	0.979	0.000	0.000	0.979	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
491	Z	1.249	1.249	0.000	0.000	1.249		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
492	Z	2.468	2.468	0.000	0.000	2.468	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
493	Z	2.468	2.468	0.000	0.000	2.468	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
494	Z	0.288	0.288	0.000	0.000	0.288	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
495	Z	0.288	0.288	0.000	0.000	0.288	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
496	Z	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
497	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
498	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
499	Z	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
500	Z	0.943	0.943	0.000	0.000	0.943	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
501	Z	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
502	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
503	Z	3.038	3.038	0.000	0.000	3.038		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
504	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
505	Z	0.937	0.937	0.000	0.000	0.937	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
506	Z	2.141	2.141	0.000	0.000	2.141		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
507	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
508	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
509	Z	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
510	Z	0.943	0.943	0.000	0.000	0.943	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
511	Z	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
512	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
513	Z	0.957	0.957	0.000	0.000	0.957	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
514	Z	2.100	2.100	0.000	0.000	2.100		2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
515	Z	2.155	2.155	0.000	0.000	2.155	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
516	Z	0.559	0.559	0.000	0.000	0.559	X	6	1.200	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
517	Z	0.558	0.558	0.000	0.000	0.558	X	6	1.200	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
518	Z	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200		6	1.200	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
519	Z	2.221	2.221	0.000	0.000	2.221	X	6	1.200	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
520	Z	1.294	1.294	0.000	0.000	1.294	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
521	Z	1.295	1.295	0.000	0.000	1.295	X	2	1.450	1.000	0.00	7		1500	500	4.00	0.100
522	Z	0.308	0.308	0.000	0.000	0.308	X	8	1.500	0.500	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
523	Z	2.739	2.739	0.000	0.000	2.739		8	1.500	0.500	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000
524	Z	0.308	0.308	0.000	0.000	0.308	X	8	1.500	0.500	0.00	1		27000	13000	16.00	0.000

525	Z	1.481	1.481	0.000	0.000	1.481	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
526	Z	2.220	2.220	0.000	0.000	2.220	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
527	Z	1.850	1.850	0.000	0.000	1.850	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
528	Z	1.850	1.850	0.000	0.000	1.850	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
529	Z	1.936	1.936	0.000	0.000	1.936	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
530	Z	1.935	1.935	0.000	0.000	1.935	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
531	Z	0.270	0.270	0.000	0.000	0.270	X	8	1.500	0.500	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
532	Z	2.813	2.813	0.000	0.000	2.813	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
533	Z	0.270	0.270	0.000	0.000	0.270	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
534	Z	1.328	1.328	0.000	0.000	1.328	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
535	Z	1.329	1.329	0.000	0.000	1.329	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
536	Z	1.697	1.697	0.000	0.000	1.697	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
537	Z	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
538	Z	1.697	1.697	0.000	0.000	1.697	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
539	Z	1.698	1.698	0.000	0.000	1.698	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
540	Z	1.707	1.707	0.000	0.000	1.707	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
541	Z	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
542	Z	1.707	1.707	0.000	0.000	1.707	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
543	Z	1.708	1.708	0.000	0.000	1.708	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
544	Z	1.488	1.488	0.000	0.000	1.488	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
545	Z	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
546	Z	1.952	1.952	0.000	0.000	1.952	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
547	Z	1.952	1.952	0.000	0.000	1.952	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
548	Z	0.734	0.734	0.000	0.000	0.734	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
549	Z	1.100	1.100	0.000	0.000	1.100	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
550	Z	0.733	0.733	0.000	0.000	0.733	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
551	Z	1.998	1.998	0.000	0.000	1.998	X	6	1.200	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
552	Z	1.997	1.997	0.000	0.000	1.997	X	6	1.200	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
553	Z	1.249	1.249	0.000	0.000	1.249	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
554	Z	0.916	0.916	0.000	0.000	0.916	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
555	Z	0.915	0.915	0.000	0.000	0.915	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
556	Z	1.560	1.560	0.000	0.000	1.560	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
557	Z	1.973	1.973	0.000	0.000	1.973	X	8	1.500	0.500	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
558	Z	1.871	1.871	0.000	0.000	1.871	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
559	Z	1.871	1.871	0.000	0.000	1.871	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
560	Z	1.802	1.802	0.000	0.000	1.802	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
561	Z	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
562	Z	1.828	1.828	0.000	0.000	1.828	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
563	Z	1.828	1.828	0.000	0.000	1.828	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
564	Z	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
565	Z	1.866	1.866	0.000	0.000	1.866	X	3	1.250	1.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
566	K	1.802	1.802	0.000	0.000	1.802	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
567	K	1.558	1.558	0.000	0.000	1.558	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
568	K	0.413	0.413	0.000	0.000	0.413	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
569	K	0.496	0.496	0.000	0.000	0.496	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
570	K	1.856	1.856	0.000	0.000	1.856	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
571	K	1.966	1.966	0.000	0.000	1.966	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
572	K	0.736	0.736	0.000	0.000	0.736	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
573	K	0.704	0.704	0.000	0.000	0.704	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
574	K	1.550	1.550	0.000	0.000	1.550	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
575	K	0.263	0.263	0.000	0.000	0.263	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
576	K	1.340	1.340	0.000	0.000	1.340	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
577	K	0.263	0.263	0.000	0.000	0.263	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
578	K	1.040	1.040	0.000	0.000	1.040	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
579	K	1.143	1.143	0.000	0.000	1.143	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000



580	K	1.118	1.118	0.000	0.000	1.118	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
581	K	1.143	1.143	0.000	0.000	1.143	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
582	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
583	K	0.993	0.993	0.000	0.000	0.993	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
584	K	0.019	0.019	0.000	0.000	0.019	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
585	K	0.983	0.983	0.000	0.000	0.983	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
586	K	0.012	0.012	0.000	0.000	0.012	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
587	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
588	K	1.515	1.515	0.000	0.000	1.515	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
589	K	0.266	0.266	0.000	0.000	0.266	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
590	K	0.012	0.012	0.000	0.000	0.012	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
591	K	1.527	1.527	0.000	0.000	1.527	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
592	Z	0.350	0.350	0.000	0.000	0.350	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
593	Z	1.348	1.348	0.000	0.000	1.348	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
594	K	0.420	0.420	0.000	0.000	0.420	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
595	K	1.556	1.556	0.000	0.000	1.556	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
596	K	1.348	1.348	0.000	0.000	1.348	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
597	K	0.266	0.266	0.000	0.000	0.266	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
598	K	0.914	0.914	0.000	0.000	0.914	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
599	K	0.559	0.559	0.000	0.000	0.559	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
600	K	0.732	0.732	0.000	0.000	0.732	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
601	K	0.744	0.744	0.000	0.000	0.744	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
602	K	0.944	0.944	0.000	0.000	0.944	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
603	K	1.185	1.185	0.000	0.000	1.185	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
604	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
605	K	0.941	0.941	0.000	0.000	0.941	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
606	Z	0.914	0.914	0.000	0.000	0.914	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
607	Z	0.559	0.559	0.000	0.000	0.559	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
608	Z	0.368	0.368	0.000	0.000	0.368	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
609	Z	1.340	1.340	0.000	0.000	1.340	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
610	Z	1.040	1.040	0.000	0.000	1.040	X	6	1.200	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
611	Z	1.182	1.182	0.000	0.000	1.182	X	6	1.200	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
612	Z	0.944	0.944	0.000	0.000	0.944	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
613	Z	1.211	1.211	0.000	0.000	1.211	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
614	Z	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
615	Z	0.941	0.941	0.000	0.000	0.941	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
616	Z	0.012	0.012	0.000	0.000	0.012	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
617	Z	0.931	0.931	0.000	0.000	0.931	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
618	Z	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
619	Z	1.449	1.449	0.000	0.000	1.449	X	2	1.450	1.000	0.00	7	1500	500	4.00	0.100
620	K	0.012	0.012	0.000	0.000	0.012	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
621	K	0.931	0.931	0.000	0.000	0.931	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
622	K	0.940	0.940	0.000	0.000	0.940	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
623	K	0.497	0.497	0.000	0.000	0.497	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
624	K	0.989	0.989	0.000	0.000	0.989	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
625	K	0.021	0.021	0.000	0.000	0.021	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
626	K	0.995	0.995	0.000	0.000	0.995	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
627	K	1.185	1.185	0.000	0.000	1.185	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
628	K	0.740	0.740	0.000	0.000	0.740	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
629	K	1.480	1.480	0.000	0.000	1.480	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
630	K	0.739	0.739	0.000	0.000	0.739	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000
631	K	1.481	1.481	0.000	0.000	1.481	X	94	0.000	0.000	0.00	1	27000	13000	16.00	0.000



N°	fhm	%K elast.	[K Wink.	App.su	q lim	[Nodo	Vinc.	[G.Inc.	G.Inc.	G.Inc.	G.Inc.	[Drift(%)	[Dutt.			
		(rig.fess.)	(N/mm^3)	terr.(m)	(N/mm^2)	i	j	i	j	ixy	jxy	ixz	jxz	PressoFl.	Taglio	
-----																
1	2.00	50	0.000	0.000	0.000	1	2	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
2	8.00	100	0.000	0.000	0.000	1	3	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
3	8.00	100	0.000	0.000	0.000	4	2	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
4	2.00	50	0.000	0.000	0.000	6	7	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
5	8.00	100	0.000	0.000	0.000	8	6	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
6	8.00	100	0.000	0.000	0.000	6	9	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
7	2.00	50	0.000	0.000	0.000	12	13	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
8	8.00	100	0.000	0.000	0.000	14	12	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
9	8.00	100	0.000	0.000	0.000	12	15	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
10	8.00	100	0.000	0.000	0.000	16	13	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
11	2.00	50	0.000	0.000	0.000	18	19	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
12	8.00	100	0.000	0.000	0.000	20	18	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
13	8.00	100	0.000	0.000	0.000	18	21	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
14	8.00	100	0.000	0.000	0.000	22	19	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
15	8.00	100	0.000	0.000	0.000	19	23	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
16	2.00	50	0.000	0.000	0.000	24	25	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
17	8.00	100	0.000	0.000	0.000	26	24	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
18	8.00	100	0.000	0.000	0.000	24	27	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
19	8.00	100	0.000	0.000	0.000	28	25	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
20	8.00	100	0.000	0.000	0.000	25	29	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
21	2.00	50	0.000	0.000	0.000	30	31	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
22	8.00	100	0.000	0.000	0.000	32	30	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
23	8.00	100	0.000	0.000	0.000	30	33	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
24	2.00	50	0.000	0.000	0.000	36	37	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
25	8.00	100	0.000	0.000	0.000	38	36	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
26	8.00	100	0.000	0.000	0.000	36	39	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
27	8.00	100	0.000	0.000	0.000	40	37	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
28	8.00	100	0.000	0.000	0.000	37	41	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
29	2.00	50	0.000	0.000	0.000	42	43	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40	1.50
30	8.00	100	0.000	0.000	0.000	44	42	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
31	8.00	100	0.000	0.000	0.000	42	45	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
32	8.00	100	0.000	0.000	0.000	46	43	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
33	8.00	100	0.000	0.000	0.000	43	47	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00

34 2.00	50	0.000	0.000	0.000	48  49  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40	1.50
35 8.00	100	0.000	0.000	0.000	50  48  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
36 8.00	100	0.000	0.000	0.000	51  49  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
37 2.00	50	0.000	0.000	0.000	53  54  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40	1.50
38 8.00	100	0.000	0.000	0.000	54  56  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
39 2.00	50	0.000	0.000	0.000	3  8  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
40 2.00	50	0.000	0.000	0.000	5  10  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
41 2.00	50	0.000	0.000	0.000	9  14  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
42 2.00	50	0.000	0.000	0.000	11  16  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
43 2.00	50	0.000	0.000	0.000	15  20  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
44 2.00	50	0.000	0.000	0.000	17  22  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
45 2.00	50	0.000	0.000	0.000	21  26  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
46 2.00	50	0.000	0.000	0.000	23  28  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
47 2.00	50	0.000	0.000	0.000	27  32  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
48 2.00	50	0.000	0.000	0.000	29  34  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
49 2.00	50	0.000	0.000	0.000	33  38  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
50 2.00	50	0.000	0.000	0.000	35  40  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
51 2.00	50	0.000	0.000	0.000	39  44  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
52 2.00	50	0.000	0.000	0.000	41  46  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
53 2.00	50	0.000	0.000	0.000	45  50  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
54 2.00	50	0.000	0.000	0.000	47  51  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
55 2.00	50	0.000	0.000	0.000	52  55  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
56 2.00	50	0.000	0.000	0.000	57  58  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40	1.50
57 8.00	100	0.000	0.000	0.000	57  59  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
58 8.00	100	0.000	0.000	0.000	60  58  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
59 2.00	50	0.000	0.000	0.000	62  63  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40	1.50
60 8.00	100	0.000	0.000	0.000	64  62  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
61 2.00	50	0.000	0.000	0.000	59  64  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
62 2.00	50	0.000	0.000	0.000	61  65  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
63 2.00	50	0.000	0.000	0.000	67  68 000111 000011 0.000000 0.000000 0.000000 0.000000	1.00	0.40		
1.50									
64 8.00	100	0.000	0.000	0.000	67  69  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
65 8.00	100	0.000	0.000	0.000	70  68  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
66 2.00	50	0.000	0.000	0.000	72  73  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40	1.50
67 8.00	100	0.000	0.000	0.000	74  72  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
68 8.00	100	0.000	0.000	0.000	72  75  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
69 8.00	100	0.000	0.000	0.000	73  77  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
70 2.60	50	0.000	0.000	0.000	78  79  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40	1.50
71 8.00	100	0.000	0.000	0.000	80  78  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
72 8.00	100	0.000	0.000	0.000	78  81  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
73 2.00	50	0.000	0.000	0.000	84  85  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40	1.50
74 8.00	100	0.000	0.000	0.000	86  84  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									



75 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	84  87  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
76 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	88  85  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
77 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	85  89  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
78 2.60	50	0.000	0.000	0.000	90  91  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50  1.50
79 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	92  90  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
80 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	90  93  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
81 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	94  91  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
82 2.00	50	0.000	0.000	0.000	96  97  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.40  1.50
83 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	98  96  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
84 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	96  99  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
85 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	97 101  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
86 2.60  1.50	50	0.000	0.000	0.000	102 103  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.40
87 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	104 102  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
88 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	102 105  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
89 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	106 103  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
90 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	108 109  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.40
91 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	110 108  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
92 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	108 111  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
93 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	112 109  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
94 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	109 113  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
95 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	114 115  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.40
96 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	116 114  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
97 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	115  60  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
98 2.00	50	0.000	0.000	0.000	69  74  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00  0.00
99 2.00	50	0.000	0.000	0.000	71  76  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00  0.00
100 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	75  80  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
101 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	77  82  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
102 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	81  86  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
103 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	83  88  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
104 2.00	50	0.000	0.000	0.000	87  92  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00





132 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	141 144	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
133 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	145 146	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
134 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	147 145	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
135 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	145 148	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
136 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	149 146	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
137 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	146 150	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
138 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	151 152	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
139 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	153 151	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
140 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	151 154	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
141 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	155 152	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
142 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	152 156	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
143 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	157 158	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
144 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	159 157	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
145 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	157 160	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
146 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	161 158	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
147 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	163 164	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
148 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	165 163	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
149 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	163 166	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
150 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	167 164	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
151 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	164 168	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
152 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	169 170	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
153 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	171 169	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
154 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	169 172	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
155 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	173 170	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
156 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	170 174	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
157 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	175 176	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
158 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	177 175	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
159 8.00	100	0.000	0.000	0.000	175 178	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00



160 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	179 176	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
161 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	176 180	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
162 2.00 1.50	50	0.000	0.000	0.000	181 182	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.40
163 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	183 181	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
164 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	184 182	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
165 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	182 185	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
166 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	132 137	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
167 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	134 138	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
168 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	139 143	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
169 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	142 147	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
170 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	144 149	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
171 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	148 153	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
172 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	150 155	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
173 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	154 159	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
174 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	156 161	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
175 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	160 165	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
176 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	162 167	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
177 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	166 171	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
178 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	168 173	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
179 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	172 177	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
180 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	174 179	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
181 2.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	178 183	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
182 2.00 0.00	50	0.000	0.000	0.000	180 184	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
183 2.00 1.50	50	0.000	0.000	0.000	186 187	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.40
184 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	186 188	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
185 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	189 187	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
186 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	187 190	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00



187 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	191 192  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40
188 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	193 191  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
189 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	194 192  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
190 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	192 195  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
191 2.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	188 193  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
192 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	190 194  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
193 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	196 197  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40
194 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	196 198  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
195 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	199 197 001000  inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
196 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	197 200  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
197 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	201 202  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40
198 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	203 201  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
199 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	201 204  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
200 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	205 202  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
201 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	202 206  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
202 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	207 208  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40
203 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	209 207  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
204 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	207 210  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
205 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	211 208  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
206 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	213 214  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40
207 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	215 213  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
208 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	213 216  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
209 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	217 214  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
210 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	214 218  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
211 2.60  1.50	50	0.000	0.000	0.000	219 220  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00	0.40
212 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	221 219  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
213 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	219 222  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
214 8.00	100	0.000	0.000	0.000	220 224  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00

[illegible]



242 2.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	228 233	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
243 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	230 235	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
244 2.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	234 239	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
245 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	236 241	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
246 2.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	240 245	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
247 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	242 246	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
248 8.57  0.50  1.50	50	0.000	0.000	0.000	247 248 000111	000011	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.00	
249 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	185 248	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
250 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	248 249	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
251 8.57  0.00	50	0.000	0.000	0.000	249 250	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
252 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	251 252	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
253 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	252 253	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
254 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	253 254	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
255 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	255 256	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
256 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	257 256 001000	inc		1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
257 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	256 258	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
258 8.57  2.00	50	0.000	0.000	0.000	259 260	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.50
259 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	261 260	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
260 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	260 262	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
261 8.57  2.00	50	0.000	0.000	0.000	263 264	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.50
262 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	264 266	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
263 8.57  0.00	50	0.000	0.000	0.000	262 265	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
264 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	267 268	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
265 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	268 269	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
266 8.57  2.00	50	0.000	0.000	0.000	270 271	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.50
267 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	271 273	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
268 8.57  2.00	50	0.000	0.000	0.000	274 263	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.50
269 8.00	100	0.000	0.000	0.000	263 276	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00



270 8.57  0.00	50	0.000	0.000	0.000	273 275	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
271 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	277 278	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.50
272 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	276 278	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
273 8.57  2.00	50	0.000	0.000	0.000	279 280	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.50
274 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	280 281	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
275 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	282 283 000111	inc	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.50
276 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	284 283	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
277 8.57  0.00	50	0.000	0.000	0.000	285 284	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
278 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	286 287	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.40
279 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	287 288	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
280 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	289 290	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.40
281 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	290 292	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
282 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	288 291	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
283 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	293 294	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.40
284 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	294 295	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
285 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	296 297	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.40
286 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	297 299	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
287 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	295 298	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
288 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	300 301	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.40
289 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	301 302	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
290 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	303 304	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.41
291 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	304 306	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
292 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	302 305	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		0.00	0.00
293 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	307 308	inc   inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000		1.00	0.41



297 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	309 312	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
298 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	314 315	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.41
299 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	125 315	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
300 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	317 318	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
301 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	319 317	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
302 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	318  4	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
303 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	321 319	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
304 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	66 320	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
305 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	322 323	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
306 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	269 323	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
307 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	324 325	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.50
308 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	266 325	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
309 8.57  2.00	50	0.000	0.000	0.000	326 327	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.50
310 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	327 328	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
311 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	329 330	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
312 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	258 330	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
313 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	330 331	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
314 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	332 333	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
315 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	333 335	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
316 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	331 334	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
317 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	336 337	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
318 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	335 337	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
319 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	337 338	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
320 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	339 340	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
321 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	340 342	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
322 2.00  0.00	50	0.000	0.000	0.000	338 341	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
323 2.00  1.50	50	0.000	0.000	0.000	343 344	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.00	0.40
324 8.00	100	0.000	0.000	0.000	342 344	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00

[illegible]



352 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	370 372  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
353 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	373 374  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50
354 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	374 375  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
355 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	376 377  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50
356 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	378 377  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
357 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	377 379  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
358 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	374 380  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50
359 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	381 380  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
360 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	380 382  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
361 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	383 384  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50
362 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	372 384  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
363 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	384 385  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
364 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	386 387  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50
365 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	375 387  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
366 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	387 388  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
367 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	387 389  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50
368 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	382 389  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
369 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	389 390  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
370 8.57  1.50	50	0.000	0.000	0.000	384 391  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	1.00  0.50
371 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	379 391  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
372 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	391 392  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
373 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	407 408  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
374 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	257 409  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
375 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	388 410  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
376 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	2 411  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
377 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	411  5  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
378 8.00  0.00	100	0.000	0.000	0.000	130 411  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
379 8.00	100	0.000	0.000	0.000	10 412  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00





407 8.00	100	0.000	0.000	0.000	201 418	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
408 8.00	100	0.000	0.000	0.000	82 419	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
409 8.00	100	0.000	0.000	0.000	419  79	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
410 8.00	100	0.000	0.000	0.000	207 419	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
411 8.00	100	0.000	0.000	0.000	213  85	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
412 8.00	100	0.000	0.000	0.000	91 420	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
413 8.00	100	0.000	0.000	0.000	420  95	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
414 8.00	100	0.000	0.000	0.000	219 420	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
415 8.00	100	0.000	0.000	0.000	100 421	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
416 8.00	100	0.000	0.000	0.000	421  97	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
417 8.00	100	0.000	0.000	0.000	225 421	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
418 8.00	100	0.000	0.000	0.000	231 103	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
419 8.00	100	0.000	0.000	0.000	237 109	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
420 8.00	100	0.000	0.000	0.000	422 115	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
421 8.00	100	0.000	0.000	0.000	243 422	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
422 8.00	100	0.000	0.000	0.000	283 247	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
423 8.00	100	0.000	0.000	0.000	247  56	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
424 8.00	100	0.000	0.000	0.000	120 251	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
425 8.00	100	0.000	0.000	0.000	251 119	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
426 8.00	100	0.000	0.000	0.000	255 127	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
427 8.00	100	0.000	0.000	0.000	272 259	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
428 8.00	100	0.000	0.000	0.000	259 271	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
429 8.00	100	0.000	0.000	0.000	267 123	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
430 8.00	100	0.000	0.000	0.000	315 322	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
431 8.00	100	0.000	0.000	0.000	322 316	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
432 8.00	100	0.000	0.000	0.000	278 324	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
433 8.00	100	0.000	0.000	0.000	324  91	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00													
434 8.00	100	0.000	0.000	0.000	368 423	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00

[illegible]



462 2.00	100	0.018	1.450	0.435	1  3  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
463 2.00	100	0.018	1.450	0.435	3  8  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
464 2.00	100	0.018	1.450	0.435	8  6  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00
465 2.00	100	0.018	1.450	0.435	9  14  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
466 2.00	100	0.018	1.450	0.435	14  12  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
467 2.00	100	0.018	1.450	0.435	12  15  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
468 2.00	100	0.018	1.450	0.435	15  20  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
469 2.00	100	0.018	1.450	0.435	20  18  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
470 2.00	100	0.018	1.450	0.435	18  21  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
471 2.00	100	0.018	1.450	0.435	21  26  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
472 2.00	100	0.018	1.450	0.435	26  24  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
473 2.00	100	0.018	1.450	0.435	24  27  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
474 2.00	100	0.018	1.450	0.435	27  32  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
475 2.00	100	0.018	1.450	0.435	32  30  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
476 2.00	100	0.018	1.450	0.435	30 394  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
477 2.00	100	0.018	1.450	0.435	394  38  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
478 2.00	100	0.018	1.450	0.435	38  36  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
479 2.00	100	0.018	1.450	0.435	36  39  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
480 2.00	100	0.018	1.450	0.435	39  44  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
481 2.00	100	0.018	1.450	0.435	44  42  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
482 2.00	100	0.018	1.450	0.435	42  45  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
483 2.00	100	0.018	1.450	0.435	45  50  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
484 2.00	100	0.018	1.450	0.435	50  48  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
485 2.00	100	0.018	1.450	0.435	48 428  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
486 2.00	100	0.018	1.450	0.435	428 429  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
487 2.00	100	0.018	1.450	0.435	429  53  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
488 2.00	100	0.018	1.450	0.435	53 403  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
489 2.00	100	0.018	1.450	0.435	395  57  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									
490 2.00	100	0.018	1.450	0.435	57  59  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	
0.00									

491 2.00	100	0.018	1.450	0.435	59  64  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
492 2.00	100	0.018	1.450	0.435	64  62  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
493 2.00	100	0.018	1.450	0.435	62 321  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
494 2.00	100	0.018	1.450	0.435	396  67  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
495 2.00	100	0.018	1.450	0.435	67  69  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
496 2.00	100	0.018	1.450	0.435	69  74  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
497 2.00	100	0.018	1.450	0.435	74  72  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
498 2.00	100	0.018	1.450	0.435	72  75  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
499 2.00	100	0.018	1.450	0.435	75  80  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
500 2.00	100	0.018	1.450	0.435	80  78  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
501 2.00	100	0.018	1.450	0.435	81  86  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
502 2.00	100	0.018	1.450	0.435	86  84  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
503 2.00	100	0.018	2.000	0.435	87  90  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
504 2.00	100	0.018	1.450	0.435	84  87  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
505 2.00	100	0.018	2.000	0.435	90  93  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
506 2.00	100	0.018	1.450	0.450	93  98  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
507 2.00	100	0.018	1.450	0.435	98  96  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
508 2.00	100	0.018	1.450	0.435	96  99  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
509 2.00	100	0.018	1.450	0.435	99 104  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
510 2.00	100	0.018	1.450	0.435	104 102  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
511 2.00	100	0.018	1.450	0.435	105 110  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
512 2.00	100	0.018	1.450	0.435	110 108  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
513 2.00	100	0.018	1.450	0.435	108 111  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
514 2.00	100	0.018	1.450	0.435	111 116  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
515 2.00	100	0.018	1.450	0.435	114 395  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
516 2.00	100	0.018	1.450	0.435	397 118  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
517 2.00	100	0.018	1.450	0.435	118 430  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00
0.00							
518 2.00	100	0.018	1.450	0.435	430 431  inc   inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00  0.00

[illegible]



546 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	446 307	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
547 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	307 444	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
548 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	399 310	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
549 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	447 446	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
550 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	310 447	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
551 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	432 314	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
552 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	314 398	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
553 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	321 319	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
554 2.00 0.00	100	0.018	1.450	0.435	319 317	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
555 2.00 0.00	100	0.018	2.000	0.600	317 393	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
556 8.00 0.00	100	0.018	1.400	0.435	400 367	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
557 8.00 0.00	100	0.018	1.400	0.435	367 435	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
558 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	404 369	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
559 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	369 448	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
560 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	406 373	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
561 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	373 449	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
562 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	448 383	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
563 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	383 405	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
564 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	449 386	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
565 8.00 0.00	100	0.018	1.250	0.435	386 407	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
566 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	450 374	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
567 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	423 128	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
568 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	128 285	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
569 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	451 252 001000	inc		1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
570 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	325 452	inc	001000	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
571 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	323 453	inc	001000	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
572 8.00 0.00	100	0.000	0.000	0.000	158 261	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00
573 8.00	100	0.000	0.000	0.000	261 162	inc	inc	1.000000 1.000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00

[illegible]

601 8.00	100	0.000	0.000	0.000	272	35	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
602 8.00	100	0.000	0.000	0.000	117	316	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
603 8.00	100	0.000	0.000	0.000	316	422	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
604 8.00	100	0.000	0.000	0.000	103	371	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
605 8.00	100	0.000	0.000	0.000	371	107	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
606 2.00	100	0.018	1.450	0.435	6	397	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
607 2.00	100	0.018	1.450	0.435	397	9	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
608 2.00	100	0.018	1.450	0.435	296	401	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
609 2.00	100	0.018	1.450	0.435	401	442	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
610 2.00	100	0.018	1.450	0.435	431	399	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
611 2.00	100	0.018	1.450	0.435	399	122	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
612 2.00	100	0.018	1.450	0.435	116	398	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
613 2.00	100	0.018	1.450	0.435	398	114	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
614 2.00	100	0.018	1.450	0.435	102	404	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
615 2.00	100	0.018	1.450	0.435	404	105	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
616 2.00	100	0.018	1.450	0.435	78	406	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
617 2.00	100	0.018	1.450	0.435	406	81	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
618 2.00	100	0.018	1.450	0.435	303	405	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
619 2.00	100	0.018	1.450	0.435	405	445	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
620 8.00	100	0.000	0.000	0.000	79	450	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
621 8.00	100	0.000	0.000	0.000	450	83	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
622 8.00	100	0.000	0.000	0.000	136	451	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
623 8.00	100	0.000	0.000	0.000	451	139	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
624 8.00	100	0.000	0.000	0.000	223	452	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
625 8.00	100	0.000	0.000	0.000	452	220	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
626 8.00	100	0.000	0.000	0.000	246	453	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
627 8.00	100	0.000	0.000	0.000	453	244	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00
0.00														
628 8.00	100	0.000	0.000	0.000	265	454	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00



0.00															
629 8.00	100	0.000	0.000	0.000	454 264	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00		
0.00															
630 8.00	100	0.000	0.000	0.000	275 455	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00		
0.00															
631 8.00	100	0.000	0.000	0.000	455 263	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00		
0.00															

---

## 4 DATI SOLAI

I solai sono elementi strutturali finalizzati alla generazione dei carichi sulle aste che ne definiscono il contorno. I carichi agenti sulla struttura utilizzati nell'analisi sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE, e includono oltre ai carichi direttamente derivanti dai solai anche altri carichi definiti in input su singole aste.

**N°:** numero progressivo del solaio

**Tipologia:** solaio piano, falda, volta a botte o volta a padiglione

**Piano:** piano (o impalcato) a cui il solaio appartiene

**Rigido:** X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è ininfluente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente la generazione automatica di link rigidi di contorno in grado di assicurare l'indeformabilità della maglia nel piano orizzontale

**G1, G2, Q:** carichi di superficie, in kN/m<sup>2</sup>, di tipo G1 (peso proprio), G2 (permanente oltre peso proprio), Q (variabile) agenti sul solaio. I carichi di superficie sono sempre da considerarsi come componente verticale

**Sup.:** superficie del solaio in m<sup>2</sup>. Nel caso di falda (solaio con pendenza non nulla) la superficie è l'area effettiva del solaio, maggiore quindi della sua proiezione sul piano orizzontale

**Direz. princ.:** direzione principale (angolo di orditura del solaio)

**Distr. trasv.:** distribuzione trasversale. Rappresenta la quota parte del carico di un solaio che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali)

**H volta:** altezza della volta, data dalla distanza fra l'estradosso piano di calpestio realizzato sulla volta, e l'imposta della volta stessa. Permette il calcolo della spinta della volta

**Pend.:** pendenza del solaio a falda. Nel calcolo, la risultante del carico verticale è calcolata tenendo conto della superficie effettiva, di dimensioni maggiori della proiezione sul piano orizzontale

**G1 tot., G2 tot., Q tot.:** carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente oltre peso proprio, variabile), in kN, definiti dai carichi di superficie (verticali, cioè paralleli all'asse Z globale) moltiplicati per la superficie effettiva del solaio (nel caso di falda, tale superficie è maggiore della sua proiezione sul piano orizzontale)

### 5. Dati SOLAI

N°	Tipologia	Piano	Rigido	G1	G2	Q	Superf.	Direz.	Distr.	G1 tot.	G2 tot.	Q tot.
				(kN/m <sup>2</sup> )	=	(m <sup>2</sup> )	princ.(°)   trasv.(%)	(kN)	=	=	=	
1	Solaio piano	1		3.72	1.00	3.00	47.24	0	0	175.72	47.24	141.71
2	Solaio piano	1	X	3.72	1.00	3.00	54.05	90	0	201.06	54.05	162.15
3	Solaio piano	1	X	3.72	1.00	3.00	53.68	90	0	199.70	53.68	161.05
4	Solaio piano	1	X	3.72	1.00	3.00	46.40	90	0	172.60	46.40	139.19
5	Solaio piano	2	X	5.50	1.20	1.70	48.79	0	0	268.33	58.54	82.94
6	Solaio piano	2	X	5.50	1.20	1.70	47.97	90	0	263.86	57.57	81.56
7	Solaio piano	2	X	5.50	1.20	1.70	54.76	90	0	301.19	65.71	93.09
8	Solaio piano	2	X	5.50	1.20	1.70	52.93	90	0	291.09	63.51	89.97
9	Solaio piano	1	X	3.72	1.00	3.00	45.57	90	0	169.54	45.57	136.72
10	Solaio piano	2	X	5.50	1.20	1.70	47.58	90	0	261.68	57.09	80.88
11	Solaio piano	1	X	3.72	1.00	3.00	54.06	90	0	201.10	54.06	162.18
12	Solaio piano	1	X	3.72	1.00	3.00	51.86	90	0	192.91	51.86	155.57
13	Solaio piano	2	X	5.50	1.20	1.70	54.91	90	0	301.98	65.89	93.34
14	Solaio piano	2	X	5.50	1.20	1.70	54.66	90	0	300.65	65.60	92.93

## 5 DATI SEZIONI

(Nella tabella Dati Sezioni, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)

**Descrizione:** denominazione della sezione

**Tipologia:** la sezione viene definita anzitutto dalla propria tipologia, e poi dai parametri geometrici, espressi nel sistema di riferimento locale xyz. L'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale con il nodo finale; l'asse z è verticale e l'asse y è entrante nel piano xz. La terna xyz è destrorsa. Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie (phi,z: x->y; phi,y: z->x; phi,x: y->z). La convenzione è invariata sia al nodo i iniziale, sia al nodo j finale. Per tipologie notevoli, PCM calcola automaticamente i parametri statici e richiede, anziché tutti i parametri, solo i dati geometrici strettamente indispensabili.

Elenco dei possibili valori della Tipologia con i corrispondenti parametri:

**0 = Qualsiasi.** Vengono forniti tutti i parametri statici: *H sez.(cm)*, *A (cm<sup>2</sup>)*, *Jx,Jy,Jz (cm<sup>4</sup>)*, *Aty,Atz (cm<sup>2</sup>)*, *Alfa (°)*

*H sez.* è l'altezza della sezione ai fini del carico termico nel piano locale xz; *A* = area; *Jy,Jz* = momenti d'inerzia principali intorno agli assi locali principali *csi* e *eta*; *Jx* = momento d'inerzia torsionale (intorno a *x*); *Aty, Atz* = aree a taglio in direzione *y* e *z* locali; *Alfa* = angolo fra gli assi locali *csi* e *y* (*csi* ed *eta* coincidono con gli assi *y* e *z* quando *Alfa*=0°).

**1 = Rettangolare** (include la **Quadrata**). Parametri in input: *B,H (cm)*

*B* è la base della sezione, lato parallelo a *y*; *H* è l'altezza, lato parallelo a *z*.

**2 = Rettangolare cava.** Parametri in input: *B,H,Bi,Hi (cm)*

*B,H* = lati esterni, rispettivamente paralleli a *y* e a *z*; *b,h* = corrispondenti lati interni (=dimensioni della cavità).

**3 = Circolare.** Parametri in input: *R (cm)*

*R* è il raggio della sezione.

**4 = Circolare cava.** Parametri in input: *R,r (cm)*

*R, r* sono rispettivamente il raggio esterno ed il raggio interno della sezione.

**5 = T rovescia (trave di fondazione).** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base superiore (spessore anima); *b* = base inferiore (larghezza suola) (*B < b*);

*H* = altezza superiore (altezza anima); *h* = altezza inferiore (spessore suola).

**6 = T.** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base superiore (larghezza ala); *b* = base inferiore (spessore anima) (*B > b*);

*H* = altezza superiore (spessore ala); *h* = altezza inferiore (spessore anima).

**7 = L, ala sup., anima dx.**

**8 = L, ala sup., anima sx.**

**9 = L, ala inf., anima dx.**

**10 = L, ala inf., anima sx.** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base superiore; *b* = base inferiore; *H* = altezza superiore; *h* = altezza inferiore.

**11 = I (doppio T).** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base ala; *b* = spessore anima; *H* = altezza ala; *h* = altezza anima.

**12 = Acciaio: profilato IPE, HEA, HEB, HEM, L, UPN.** Parametri predeterminati. L'elenco delle sezioni disponibili è fornito nel file di testo *Acciaio.dat* installato in \PcmFiles. Sezioni di altri profilati potranno essere aggiunte come sezioni qualsiasi, specificandone i parametri statici.

**13 = Acciaio: sezione composta** generata dall'accoppiamento della sezione di un profilato secondo gli assi locali *y* e/o *z*.

## 6. Dati SEZIONI

N°	Tipologia	Descrizione	B	R	H	r	b	s	h	t	H sez.	Area	Jx	Jy	Jz	Aty	Atz
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )
1	0) Qualunque	Rigid	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00
2	1) Rettangolare	1150x1000	1.150	1.000	0.000	0.000	1.000	1.15E+00	1.82E-01	9.58E-02	1.27E-01	9.58E-01	9.58E-01	9.58E-01	9.58E-01	9.58E-01	9.58E-01
3	1) Rettangolare	100x1000	0.100	1.000	0.000	0.000	1.000	1.00E-01	3.20E-04	8.33E-03	8.33E-05	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02
4	3) Circolare	d26	0.013	0.000	0.000	0.000	0.013	5.31E-04	4.49E-08	2.24E-08	2.24E-08	4.78E-04	4.78E-04	4.78E-04	4.78E-04	4.78E-04	4.78E-04
5	12) Profilato in Acciaio	HEA 100	0.100	0.096	0.005	0.008	0.096	2.12E-03	1.05E-07	3.49E-06	1.34E-06	7.52E-04	1.84E-03	1.84E-03	1.84E-03	1.84E-03	1.84E-03
6	1) Rettangolare	1200x1000	1.200	1.000	0.000	0.000	1.000	1.20E+00	1.96E-01	1.00E-01	1.44E-01	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00
7	1) Rettangolare	1000x1000	1.000	1.000	0.000	0.000	1.000	1.00E+00	1.41E-01	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02	8.33E-02
8	1) Rettangolare	1500x500	1.500	0.500	0.000	0.000	0.500	7.50E-01	4.95E-02	1.56E-02	1.41E-01	6.25E-01	6.25E-01	6.25E-01	6.25E-01	6.25E-01	6.25E-01
9	1) Rettangolare	A 450x2984	0.450	2.984	0.000	0.000	2.984	1.34E+00	8.39E-02	9.96E-01	2.27E-02	1.12E+00	1.12E+00	1.12E+00	1.12E+00	1.12E+00	1.12E+00
10	1) Rettangolare	A 450x2970	0.450	2.970	0.000	0.000	2.970	1.34E+00	8.35E-02	9.82E-01	2.26E-02	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00
11	1) Rettangolare	A 450x2960	0.450	2.960	0.000	0.000	2.960	1.33E+00	8.32E-02	9.73E-01	2.25E-02	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00
12	1) Rettangolare	A 450x2940	0.450	2.940	0.000	0.000	2.940	1.32E+00	8.25E-02	9.53E-01	2.23E-02	1.10E+00	1.10E+00	1.10E+00	1.10E+00	1.10E+00	1.10E+00
13	1) Rettangolare	A 450x2952	0.450	2.952	0.000	0.000	2.952	1.33E+00	8.29E-02	9.65E-01	2.24E-02	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00
14	1) Rettangolare	A 450x2970	0.450	2.970	0.000	0.000	2.970	1.34E+00	8.35E-02	9.82E-01	2.26E-02	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00	1.11E+00
15	1) Rettangolare	A 450x2681	0.450	2.681	0.000	0.000	2.681	1.21E+00	7.44E-02	7.23E-01	2.04E-02	1.01E+00	1.01E+00	1.01E+00	1.01E+00	1.01E+00	1.01E+00
16	1) Rettangolare	A 450x1500	0.450	1.500	0.000	0.000	1.500	6.75E-01	3.72E-02	1.27E-01	1.14E-02	5.63E-01	5.63E-01	5.63E-01	5.63E-01	5.63E-01	5.63E-01
17	1) Rettangolare	A 450x1100	0.450	1.100	0.000	0.000	1.100	4.95E-01	2.46E-02	4.99E-02	8.35E-03	4.13E-01	4.13E-01	4.13E-01	4.13E-01	4.13E-01	4.13E-01
18	1) Rettangolare	A 450x2300	0.450	2.300	0.000	0.000	2.300	1.04E+00	6.25E-02	4.56E-01	1.75E-02	8.63E-01	8.63E-01	8.63E-01	8.63E-01	8.63E-01	8.63E-01
19	1) Rettangolare	A 450x2200	0.450	2.200	0.000	0.000	2.200	9.90E-01	5.93E-02	3.99E-01	1.67E-02	8.25E-01	8.25E-01	8.25E-01	8.25E-01	8.25E-01	8.25E-01
20	1) Rettangolare	A 450x1956	0.450	1.956	0.000	0.000	1.956	8.80E-01	5.16E-02	2.81E-01	1.49E-02	7.34E-01	7.34E-01	7.34E-01	7.34E-01	7.34E-01	7.34E-01
21	1) Rettangolare	A 450x4935	0.450	4.935	0.000	0.000	4.935	2.22E+00	1.44E-01	4.51E+00	3.75E-02	1.85E+00	1.85E+00	1.85E+00	1.85E+00	1.85E+00	1.85E+00
22	1) Rettangolare	A 450x577	0.450	0.577	0.000	0.000	0.577	2.60E-01	9.03E-03	7.20E-03	4.38E-03	2.16E-01	2.16E-01	2.16E-01	2.16E-01	2.16E-01	2.16E-01



[23]	1) Rettangolare	A 450x1914	[0.450 1.914 0.000 0.000]	1.914 8.61E-01 5.03E-02 2.63E-01 1.45E-02 7.18E-01 7.18E-01
[24]	1) Rettangolare	A 450x1886	[0.450 1.886 0.000 0.000]	1.886 8.49E-01 4.94E-02 2.52E-01 1.43E-02 7.07E-01 7.07E-01
[25]	1) Rettangolare	A 450x1916	[0.450 1.916 0.000 0.000]	1.916 8.62E-01 5.04E-02 2.64E-01 1.45E-02 7.19E-01 7.19E-01
[26]	1) Rettangolare	A 450x4310	[0.450 4.310 0.000 0.000]	4.310 1.94E+00 1.25E-01 3.00E+00 3.27E-02 1.62E+00 1.62E+00
[27]	1) Rettangolare	A 450x2000	[0.450 2.000 0.000 0.000]	2.000 9.00E-01 5.30E-02 3.00E-01 1.52E-02 7.50E-01 7.50E-01
[28]	1) Rettangolare	A 300x1117	[0.300 1.117 0.000 0.000]	1.117 3.35E-01 8.45E-03 3.48E-02 2.51E-03 2.79E-01 2.79E-01
[29]	1) Rettangolare	A 300x4219	[0.300 4.219 0.000 0.000]	4.219 1.27E+00 3.70E-02 1.88E+00 9.49E-03 1.05E+00 1.05E+00
[30]	1) Rettangolare	A 300x3000	[0.300 3.000 0.000 0.000]	3.000 9.00E-01 2.59E-02 6.75E-01 6.75E-03 7.50E-01 7.50E-01
[31]	1) Rettangolare	A 350x2589	[0.350 2.589 0.000 0.000]	2.589 9.06E-01 3.46E-02 5.06E-01 9.25E-03 7.55E-01 7.55E-01
[32]	1) Rettangolare	A 300x2995	[0.300 2.995 0.000 0.000]	2.995 8.99E-01 2.58E-02 6.72E-01 6.74E-03 7.49E-01 7.49E-01
[33]	1) Rettangolare	A 300x2874	[0.300 2.874 0.000 0.000]	2.874 8.62E-01 2.47E-02 5.93E-01 6.47E-03 7.19E-01 7.19E-01
[34]	1) Rettangolare	A 300x2661	[0.300 2.661 0.000 0.000]	2.661 7.98E-01 2.28E-02 4.71E-01 5.99E-03 6.65E-01 6.65E-01
[35]	1) Rettangolare	A 300x2880	[0.300 2.880 0.000 0.000]	2.880 8.64E-01 2.48E-02 5.97E-01 6.48E-03 7.20E-01 7.20E-01
[36]	1) Rettangolare	A 300x2860	[0.300 2.860 0.000 0.000]	2.860 8.58E-01 2.46E-02 5.85E-01 6.44E-03 7.15E-01 7.15E-01
[37]	1) Rettangolare	A 300x2890	[0.300 2.890 0.000 0.000]	2.890 8.67E-01 2.49E-02 6.03E-01 6.50E-03 7.23E-01 7.23E-01
[38]	1) Rettangolare	A 300x1782	[0.300 1.782 0.000 0.000]	1.782 5.35E-01 1.47E-02 1.41E-01 4.01E-03 4.46E-01 4.46E-01
[39]	1) Rettangolare	A 300x1100	[0.300 1.100 0.000 0.000]	1.100 3.30E-01 8.29E-03 3.33E-02 2.48E-03 2.75E-01 2.75E-01
[40]	1) Rettangolare	A 300x1800	[0.300 1.800 0.000 0.000]	1.800 5.40E-01 1.48E-02 1.46E-01 4.05E-03 4.50E-01 4.50E-01
[41]	1) Rettangolare	A 300x1870	[0.300 1.870 0.000 0.000]	1.870 5.61E-01 1.55E-02 1.63E-01 4.21E-03 4.68E-01 4.68E-01
[42]	1) Rettangolare	A 300x1991	[0.300 1.991 0.000 0.000]	1.991 5.97E-01 1.66E-02 1.97E-01 4.48E-03 4.98E-01 4.98E-01
[43]	1) Rettangolare	A 300x2503	[0.300 2.503 0.000 0.000]	2.503 7.51E-01 2.13E-02 3.92E-01 5.63E-03 6.26E-01 6.26E-01
[44]	1) Rettangolare	A 300x625	[0.300 0.625 0.000 0.000]	0.625 1.88E-01 3.87E-03 6.10E-03 1.41E-03 1.56E-01 1.56E-01
[45]	1) Rettangolare	A 300x2003	[0.300 2.003 0.000 0.000]	2.003 6.01E-01 1.67E-02 2.01E-01 4.51E-03 5.01E-01 5.01E-01
[46]	1) Rettangolare	A 300x2017	[0.300 2.017 0.000 0.000]	2.017 6.05E-01 1.68E-02 2.05E-01 4.54E-03 5.04E-01 5.04E-01
[47]	1) Rettangolare	A 300x2020	[0.300 2.020 0.000 0.000]	2.020 6.06E-01 1.69E-02 2.06E-01 4.55E-03 5.05E-01 5.05E-01
[48]	1) Rettangolare	A 300x2011	[0.300 2.011 0.000 0.000]	2.011 6.03E-01 1.68E-02 2.03E-01 4.52E-03 5.03E-01 5.03E-01
[49]	1) Rettangolare	A 300x1989	[0.300 1.989 0.000 0.000]	1.989 5.97E-01 1.66E-02 1.97E-01 4.48E-03 4.97E-01 4.97E-01
[50]	1) Rettangolare	A 300x2018	[0.300 2.018 0.000 0.000]	2.018 6.05E-01 1.68E-02 2.05E-01 4.54E-03 5.05E-01 5.05E-01
[51]	1) Rettangolare	A 300x4362	[0.300 4.362 0.000 0.000]	4.362 1.31E+00 3.83E-02 2.07E+00 9.81E-03 1.09E+00 1.09E+00
[52]	1) Rettangolare	A 300x2000	[0.300 2.000 0.000 0.000]	2.000 6.00E-01 1.67E-02 2.00E-01 4.50E-03 5.00E-01 5.00E-01
[53]	1) Rettangolare	A 300x900	[0.300 0.900 0.000 0.000]	0.900 2.70E-01 6.41E-03 1.82E-02 2.03E-03 2.25E-01 2.25E-01
[54]	1) Rettangolare	A 380x498	[0.380 0.498 0.000 0.000]	0.498 1.89E-01 4.77E-03 3.91E-03 2.28E-03 1.58E-01 1.58E-01
[55]	1) Rettangolare	A 380x1153	[0.380 1.153 0.000 0.000]	1.153 4.38E-01 1.68E-02 4.85E-02 5.27E-03 3.65E-01 3.65E-01
[56]	1) Rettangolare	A 300x1109	[0.300 1.109 0.000 0.000]	1.109 3.33E-01 8.37E-03 3.41E-02 2.50E-03 2.77E-01 2.77E-01
[57]	1) Rettangolare	A 300x2400	[0.300 2.400 0.000 0.000]	2.400 7.20E-01 2.04E-02 3.46E-01 5.40E-03 6.00E-01 6.00E-01
[58]	1) Rettangolare	A 380x654	[0.380 0.654 0.000 0.000]	0.654 2.49E-01 7.45E-03 8.86E-03 2.99E-03 2.07E-01 2.07E-01
[59]	1) Rettangolare	A 380x4440	[0.380 4.440 0.000 0.000]	4.440 1.69E+00 7.85E-02 2.77E+00 2.03E-02 1.41E+00 1.41E+00
[60]	1) Rettangolare	A 380x2000	[0.380 2.000 0.000 0.000]	2.000 7.60E-01 3.29E-02 2.53E-01 9.15E-03 6.33E-01 6.33E-01
[61]	1) Rettangolare	A 300x4521	[0.300 4.521 0.000 0.000]	4.521 1.36E+00 3.98E-02 2.31E+00 1.02E-02 1.13E+00 1.13E+00
[62]	1) Rettangolare	A 380x615	[0.380 0.615 0.000 0.000]	0.615 2.34E-01 6.76E-03 7.37E-03 2.81E-03 1.95E-01 1.95E-01
[63]	1) Rettangolare	A 380x2500	[0.380 2.500 0.000 0.000]	2.500 9.50E-01 4.23E-02 4.95E-01 1.14E-02 7.92E-01 7.92E-01
[64]	1) Rettangolare	A 380x3700	[0.380 3.700 0.000 0.000]	3.700 1.41E+00 6.48E-02 1.60E+00 1.69E-02 1.17E+00 1.17E+00
[65]	1) Rettangolare	A 380x3871	[0.380 3.871 0.000 0.000]	3.871 1.47E+00 6.79E-02 1.84E+00 1.77E-02 1.23E+00 1.23E+00
[66]	1) Rettangolare	A 380x541	[0.380 0.541 0.000 0.000]	0.541 2.06E-01 5.48E-03 5.01E-03 2.47E-03 1.71E-01 1.71E-01
[67]	1) Rettangolare	A 380x1660	[0.380 1.660 0.000 0.000]	1.660 6.31E-01 2.64E-02 1.45E-01 7.59E-03 5.26E-01 5.26E-01
[68]	1) Rettangolare	A 350x2657	[0.350 2.657 0.000 0.000]	2.657 9.30E-01 3.56E-02 5.47E-01 9.49E-03 7.75E-01 7.75E-01
[69]	1) Rettangolare	A 350x3395	[0.350 3.395 0.000 0.000]	3.395 1.19E+00 4.64E-02 1.14E+00 1.21E-02 9.90E-01 9.90E-01
[70]	1) Rettangolare	A 350x3200	[0.350 3.200 0.000 0.000]	3.200 1.12E+00 4.36E-02 9.56E-01 1.14E-02 9.33E-01 9.33E-01
[71]	1) Rettangolare	A 350x3415	[0.350 3.415 0.000 0.000]	3.415 1.20E+00 4.67E-02 1.16E+00 1.22E-02 9.96E-01 9.96E-01
[72]	1) Rettangolare	A 350x2976	[0.350 2.976 0.000 0.000]	2.976 1.04E+00 4.03E-02 7.69E-01 1.06E-02 8.68E-01 8.68E-01
[73]	1) Rettangolare	A 350x3904	[0.350 3.904 0.000 0.000]	3.904 1.37E+00 5.38E-02 1.74E+00 1.39E-02 1.14E+00 1.14E+00
[74]	1) Rettangolare	A 350x1466	[0.350 1.466 0.000 0.000]	1.466 5.13E-01 1.81E-02 9.19E-02 5.24E-03 4.28E-01 4.28E-01
[75]	1) Rettangolare	A 450x1831	[0.450 1.831 0.000 0.000]	1.831 8.24E-01 4.77E-02 2.30E-01 1.39E-02 6.87E-01 6.87E-01
[76]	1) Rettangolare	A 300x4073	[0.300 4.073 0.000 0.000]	4.073 1.22E+00 3.57E-02 1.69E+00 9.16E-03 1.02E+00 1.02E+00
[77]	1) Rettangolare	A 380x3780	[0.380 3.780 0.000 0.000]	3.780 1.44E+00 6.63E-02 1.71E+00 1.73E-02 1.20E+00 1.20E+00
[78]	1) Rettangolare	A 380x3952	[0.380 3.952 0.000 0.000]	3.952 1.50E+00 6.95E-02 1.95E+00 1.81E-02 1.25E+00 1.25E+00
[79]	1) Rettangolare	A 350x3563	[0.350 3.563 0.000 0.000]	3.563 1.25E+00 4.89E-02 1.32E+00 1.27E-02 1.04E+00 1.04E+00
[80]	1) Rettangolare	A 350x2700	[0.350 2.700 0.000 0.000]	2.700 9.45E-01 3.63E-02 5.74E-01 9.65E-03 7.88E-01 7.88E-01
[81]	1) Rettangolare	A 350x3285	[0.350 3.285 0.000 0.000]	3.285 1.15E+00 4.48E-02 1.03E+00 1.17E-02 9.58E-01 9.58E-01
[82]	1) Rettangolare	A 350x3625	[0.350 3.625 0.000 0.000]	3.625 1.27E+00 4.98E-02 1.39E+00 1.30E-02 1.06E+00 1.06E+00
[83]	1) Rettangolare	A 350x3313	[0.350 3.313 0.000 0.000]	3.313 1.16E+00 4.52E-02 1.06E+00 1.18E-02 9.66E-01 9.66E-01
[84]	1) Rettangolare	A 350x3079	[0.350 3.079 0.000 0.000]	3.079 1.08E+00 4.18E-02 8.51E-01 1.10E-02 8.98E-01 8.98E-01
[85]	1) Rettangolare	A 350x3883	[0.350 3.883 0.000 0.000]	3.883 1.36E+00 5.35E-02 1.71E+00 1.39E-02 1.13E+00 1.13E+00
[86]	1) Rettangolare	A 350x1484	[0.350 1.484 0.000 0.000]	1.484 5.19E-01 1.83E-02 9.53E-02 5.30E-03 4.33E-01 4.33E-01
[87]	1) Rettangolare	A 300x1866	[0.300 1.866 0.000 0.000]	1.866 5.60E-01 1.54E-02 1.62E-01 4.20E-03 4.67E-01 4.67E-01
[88]	1) Rettangolare	A 380x3947	[0.380 3.947 0.000 0.000]	3.947 1.50E+00 6.94E-02 1.95E+00 1.80E-02 1.25E+00 1.25E+00
[89]	1) Rettangolare	A 250x3742	[0.250 3.742 0.000 0.000]	3.742 9.36E-01 1.90E-02 1.09E+00 4.87E-03 7.80E-01 7.80E-01
[90]	1) Rettangolare	A 250x3732	[0.250 3.732 0.000 0.000]	3.732 9.33E-01 1.90E-02 1.08E+00 4.86E-03 7.78E-01 7.78E-01
[91]	1) Rettangolare	A 250x3768	[0.250 3.768 0.000 0.000]	3.768 9.42E-01 1.92E-02 1.11E+00 4.91E-03 7.85E-01 7.85E-01
[92]	1) Rettangolare	A 250x3657	[0.250 3.657 0.000 0.000]	3.657 9.14E-01 1.86E-02 1.02E+00 4.76E-03 7.62E-01 7.62E-01
[93]	0) Qualunque	Sez. Rigida	[0.000 0.000 0.000 0.000]	1.000 1.00E+00 1.00E+00 1.00E+00 1.00E+00 1.00E+00 1.00E+00

## 6 DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI IN MURATURA

Edificio Esistente

Livello di Conoscenza: LC2

Per muratura esistente: Fattore di confidenza = 1.20

				Piano Complanare (m)					Piano Ortogonale (m)					Xg	Yg	N°
N.	p.no	M/A	S/F	lung.h	alt.	alt.	h/l	l/h	spess.	alt.	ho=	ho/t	(m)	(m)	mat	
				l(base)	H	def.h		t	def.h	r*h						
1	1	X		2.98	5.50	4.07	1.366	0.732	0.45	5.50	5.50	12.222	1.492	10.832	7	
4	1	X		2.95	5.50	3.69	1.253	0.798	0.45	5.50	5.50	12.222	5.658	10.833	7	
7	1	X		2.96	5.50	3.70	1.249	0.801	0.45	5.50	5.50	12.222	9.711	10.833	7	
11	1	X		2.96	5.50	3.70	1.249	0.801	0.45	5.50	5.50	12.222	13.771	10.834	7	
16	1	X		2.94	5.50	3.69	1.254	0.798	0.45	5.50	5.50	12.222	17.821	10.834	7	
21	1	X		2.95	5.50	3.69	1.251	0.799	0.45	5.50	5.50	12.222	21.875	10.834	7	
24	1	X		2.97	5.50	3.70	1.247	0.802	0.45	5.50	5.50	12.222	25.936	10.835	7	
29	1	X		2.94	5.50	3.69	1.254	0.798	0.45	5.50	5.50	12.222	29.991	10.835	7	
34	1	X		2.68	5.50	3.63	1.353	0.739	0.45	5.50	5.50	12.222	33.900	10.836	7	
37	1	X		1.50	5.50	3.97	2.647	0.378	0.45	5.50	5.50	12.222	37.701	10.836	7	
39	0	X		1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.45					7		
41	0	X		1.10	1.10	1.10	0.999	1.001	0.45					7		
43	0	X		1.10	1.10	1.10	1.000	1.000	0.45					7		
45	0	X		1.10	1.10	1.10	1.000	1.000	0.45					7		
47	0	X		1.10	1.11	1.11	1.006	0.994	0.45					7		
49	0	X		1.10	1.10	1.10	1.000	1.000	0.45					7		
51	0	X		1.10	1.10	1.10	1.000	1.000	0.45					7		
53	0	X		1.10	1.10	1.10	0.999	1.001	0.45					7		
56	1	X		1.96	5.50	3.68	1.880	0.532	0.45	5.50	5.50	12.222	2.926	1.015	7	
59	1	X		4.93	5.50	4.54	0.919	1.088	0.45	5.50	5.50	12.222	1.585	5.515	7	
61	0	X		1.10	1.25	1.25	1.135	0.881	0.45					7		
63	1	X		0.58	5.50	2.59	4.496	0.222	0.45	5.50	5.50	12.222	37.948	0.080	7	
66	1	X		1.91	5.50	3.12	1.628	0.614	0.45	5.50	5.50	12.222	34.603	0.080	7	
70	1	X		1.89	5.50	3.10	1.644	0.608	0.45	5.50	5.50	12.222	30.603	0.080	7	
73	1	X		1.91	5.50	3.12	1.628	0.614	0.45	5.50	5.50	12.222	26.603	0.079	7	
78	1	X		1.92	5.50	3.12	1.627	0.615	0.45	5.50	5.50	12.222	22.588	0.079	7	
82	1	X		1.91	5.50	3.12	1.628	0.614	0.45	5.50	5.50	12.222	18.573	0.079	7	
86	1	X		1.89	5.50	3.10	1.644	0.608	0.45	5.50	5.50	12.222	14.573	0.079	7	
90	1	X		1.91	5.50	3.12	1.628	0.614	0.45	5.50	5.50	12.222	10.573	0.078	7	
95	1	X		4.31	5.50	4.42	1.026	0.975	0.45	5.50	5.50	12.222	5.361	0.078	7	
98	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
100	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
102	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
104	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
106	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
108	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
110	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
112	0	X		2.00	2.10	2.10	1.050	0.952	0.45					7		
114	1	X		1.12	5.50	3.18	2.843	0.352	0.30	5.50	5.50	18.333	6.572	10.274	7	
116	1	X		4.22	5.50	4.39	1.041	0.961	0.30	5.50	5.50	18.333	6.572	6.406	7	
118	1	X		2.59	5.50	5.50	2.124	0.471	0.35	5.50	5.50	15.714	37.089	7.483	7	
121	2	X		2.99	5.00	3.94	1.314	0.761	0.30	5.00	5.00	16.667	1.498	10.835	7	
125	2	X		2.87	5.00	3.49	1.214	0.824	0.30	5.00	5.00	16.667	5.632	10.842	7	
128	2	X		2.66	5.00	3.42	1.287	0.777	0.30	5.00	5.00	16.667	9.821	10.850	7	
132	2	X		2.88	5.00	3.43	1.190	0.841	0.30	5.00	5.00	16.667	13.771	10.857	7	
137	2	X		2.86	5.00	3.42	1.194	0.837	0.30	5.00	5.00	16.667	17.821	10.865	7	
142	2	X		2.88	5.00	3.43	1.190	0.841	0.30	5.00	5.00	16.667	21.871	10.872	7	
146	2	X		2.89	5.00	3.43	1.187	0.843	0.30	5.00	5.00	16.667	25.936	10.880	7	
151	2	X		2.86	5.00	3.42	1.194	0.837	0.30	5.00	5.00	16.667	29.991	10.887	7	
156	2	X		2.89	5.00	3.43	1.187	0.843	0.30	5.00	5.00	16.667	34.046	10.895	7	
161	2	X		1.78	5.00	3.48	1.955	0.511	0.30	5.00	5.00	16.667	37.561	10.901	7	
165	1	X		1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.30					7		
168	1	X		1.10	1.18	1.18	1.073	0.932	0.30					7		
170	1	X		1.10	1.18	1.18	1.073	0.932	0.30					7		
172	1	X		1.10	1.18	1.18	1.073	0.932	0.30					7		
174	1	X		1.10	1.18	1.18	1.073	0.932	0.30					7		
176	1	X		1.10	1.18	1.18	1.073	0.932	0.30					7		
178	1	X		1.10	1.18	1.18	1.073	0.932	0.30					7		
180	1	X		1.10	1.18	1.18	1.073	0.932	0.30					7		
182	2	X		1.99	5.00	3.59	1.803	0.555	0.30	5.00	5.00	16.667	2.921	1.032	7	
186	2	X		2.50	5.00	3.78	1.508	0.663	0.30	5.00	5.00	16.667	1.942	4.316	7	
190	1	X		1.10	1.18	1.18	1.072	0.933	0.30					7		
192	2	X		0.62	5.00	2.68	4.283	0.233	0.30	5.00	5.00	16.667	37.921	0.000	7	
196	2	X		2.00	5.00	3.02	1.509	0.663	0.30	5.00	5.00	16.667	34.610	0.008	7	



205	2	X	2.02	5.00	3.03	1.502	0.666	0.30	5.00	5.00	16.667	26.603	0.026	7
210	2	X	2.02	5.00	3.03	1.500	0.667	0.30	5.00	5.00	16.667	22.587	0.034	7
214	2	X	2.01	5.00	3.03	1.505	0.665	0.30	5.00	5.00	16.667	18.576	0.043	7
223	2	X	2.02	5.00	3.03	1.501	0.666	0.30	5.00	5.00	16.667	10.572	0.061	7
228	2	X	4.36	5.00	4.14	0.950	1.053	0.30	5.00	5.00	16.667	5.387	0.073	7
231	1	X	2.00	2.00	2.00	0.999	1.001	0.30						7
233	1	X	2.00	2.00	2.00	0.998	1.002	0.30						7
235	1	X	2.00	2.00	2.00	0.998	1.002	0.30						7
237	1	X	2.00	2.00	2.00	0.999	1.001	0.30						7
239	1	X	2.00	2.00	2.00	0.998	1.002	0.30						7
241	1	X	2.00	2.00	2.00	1.002	0.999	0.30						7
243	1	X	2.00	2.00	2.00	0.998	1.002	0.30						7
245	1	X	2.00	2.00	2.00	0.998	1.002	0.30						7
247	2	X	0.50	5.00	4.29	8.618	0.116	0.38	5.00	5.00	13.158	38.447	10.654	3
251	2	X	1.11	5.00	3.18	2.871	0.348	0.30	5.00	5.00	16.667	6.572	10.348	7
254	2	X	2.59	5.00	5.00	1.931	0.518	0.35	5.00	5.00	14.286	37.089	7.481	7
257	2	X	0.65	5.00	2.88	4.398	0.227	0.38	5.00	5.00	13.158	22.607	10.546	3
260	2	X	4.44	5.00	4.24	0.956	1.046	0.38	5.00	5.00	13.158	22.608	5.999	3
263	2	X	4.52	5.00	5.00	1.106	0.904	0.30	5.00	5.00	16.667	6.572	6.333	7
265	1	X	0.62	5.50	2.89	4.706	0.213	0.38	5.50	5.50	14.474	22.607	10.527	3
267	1	X	4.44	5.50	4.45	1.003	0.997	0.38	5.50	5.50	14.474	22.608	5.999	3
270	1	X	3.70	5.50	5.50	1.486	0.673	0.38	5.50	5.50	14.474	22.608	1.929	3
272	1	X	3.87	5.50	5.50	1.421	0.704	0.38	5.50	5.50	14.474	38.275	2.015	3
274	1	X	0.54	5.50	4.08	7.547	0.133	0.38	5.50	5.50	14.474	38.445	10.566	3
277	1	X	2.66	5.50	3.77	1.419	0.705	0.35	5.50	5.50	15.714	34.466	7.483	7
279	1	X	3.39	5.50	4.05	1.192	0.839	0.35	5.50	5.50	15.714	30.240	7.482	7
282	1	X	3.39	5.50	4.05	1.192	0.839	0.35	5.50	5.50	15.714	26.845	7.481	7
284	1	X	3.41	5.50	4.05	1.187	0.843	0.35	5.50	5.50	15.714	22.240	7.480	7
287	1	X	3.41	5.50	4.05	1.187	0.843	0.35	5.50	5.50	15.714	18.825	7.479	7
289	1	X	2.98	5.50	3.89	1.308	0.764	0.35	5.50	5.50	15.714	14.530	7.477	7
292	1	X	3.90	5.50	4.21	1.079	0.926	0.35	5.50	5.50	15.714	11.090	7.477	7
294	1	X	1.47	5.50	3.22	2.197	0.455	0.35	5.50	5.50	15.714	7.305	7.476	7
297	1	X	4.22	5.50	5.50	1.304	0.767	0.30	5.50	5.50	18.333	6.572	2.187	7
299	1	X	1.83	5.50	3.61	1.971	0.507	0.45	5.50	5.50	12.222	0.262	9.955	7
302	0	X	1.10	1.25	1.25	1.135	0.881	0.45						7
304	2	X	4.07	5.00	5.00	1.228	0.815	0.30	5.00	5.00	16.667	6.572	2.036	7
306	2	X	3.78	5.00	5.00	1.323	0.756	0.38	5.00	5.00	13.158	22.608	1.890	3
308	2	X	3.95	5.00	5.00	1.265	0.790	0.38	5.00	5.00	13.158	38.355	5.926	3
310	2	X	2.59	5.00	3.60	1.390	0.719	0.35	5.00	5.00	14.286	34.500	7.481	7
313	2	X	3.56	5.00	3.92	1.102	0.908	0.35	5.00	5.00	14.286	30.324	7.480	7
316	2	X	3.29	5.00	3.84	1.169	0.856	0.35	5.00	5.00	14.286	26.900	7.479	7
319	2	X	3.62	5.00	3.94	1.088	0.919	0.35	5.00	5.00	14.286	22.345	7.479	7
322	2	X	3.31	5.00	3.85	1.161	0.861	0.35	5.00	5.00	14.286	18.876	7.478	7
325	2	X	3.08	5.00	3.77	1.225	0.816	0.35	5.00	5.00	14.286	14.581	7.477	7
328	2	X	3.88	5.00	4.02	1.035	0.966	0.35	5.00	5.00	14.286	11.100	7.477	7
331	2	X	1.48	5.00	3.14	2.116	0.473	0.35	5.00	5.00	14.286	7.314	7.476	7
335	2	X	2.50	5.00	3.78	1.508	0.663	0.30	5.00	5.00	16.667	1.227	6.714	7
339	2	X	1.87	5.00	3.53	1.894	0.528	0.30	5.00	5.00	16.667	0.267	9.938	7
343	1	X	1.10	1.18	1.18	1.072	0.933	0.30						7
345	2	X	3.95	5.00	5.00	1.265	0.790	0.38	5.00	5.00	13.158	38.274	1.975	3
348	1	X	3.95	5.50	5.50	1.393	0.718	0.38	5.50	5.50	14.474	38.353	5.924	3
350	1	X	3.74	5.50	5.50	1.470	0.680	0.25	5.50	5.50	22.000	14.570	1.950	3
352	1	X	3.73	5.50	5.50	1.474	0.679	0.25	5.50	5.50	22.000	30.591	1.882	3
354	2	X	3.77	5.00	5.00	1.327	0.754	0.25	5.00	5.00	20.000	14.570	1.937	3
357	2	X	3.73	5.00	5.00	1.340	0.746	0.25	5.00	5.00	20.000	30.591	1.882	3
360	1	X	3.66	5.50	5.50	1.504	0.665	0.25	5.50	5.50	22.000	14.570	5.649	3
363	1	X	3.73	5.50	5.50	1.474	0.679	0.25	5.50	5.50	22.000	30.590	5.614	3
366	2	X	3.73	5.00	5.00	1.340	0.746	0.25	5.00	5.00	20.000	30.590	5.614	3
369	2	X	3.66	5.00	5.00	1.367	0.731	0.25	5.00	5.00	20.000	14.570	5.649	3

## 2. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN C.A.

				Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg	Yg	N°
N.	p.no	C/R	T/Z	lung.h.	alt.	alt.	h/l	l/h	spess.	alt.	h/t	(m)	(m)	mat
				l(base)	H	def.h		t	def.h					
-----														
516	0	X	1.00	1.20	1.20	1.20	1.200	0.833	1.15					1
521	0	X	1.00	2.74	2.74	2.739	0.365	1.20						1
530	0	X	1.00	2.81	2.81	2.813	0.355	1.20						1



## 7 DATI PIANI

N°	Z:altezza da	Piano Rigido	Nodo	>3D:Ecc.agg.	-ecc. agg.	Piano di controllo	Vento	Vento	Vento	Vento	Press.X		
	fondaz.(m)	(master/slave)	master	dir.(a+90)*[Y](m)	dir.(a)*[X](m)	in Pushover	+X	+Y	-X	-Y	(kN/m^2)		
1	5.500		457	0.517	1.825		X	X	X	X	0.60		
2	10.500		458	0.517	1.824	X	X	X	X	X	0.60		

N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y	
1	0.25	0.60	0.25	
2	0.25	0.60	0.25	

## 8 CARICHI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICHI ELEMENTARI

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) descrive un gruppo di dati omogenei, che possono essere cioè trattati con i medesimi coefficienti moltiplicativi sia nelle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) definite per analisi lineari statiche non sismiche (§2.3), sia nella combinazione sismica (§3.2.4).

Le CCE vengono create da PCM in base alla popolazione dei diversi Tipi di Azioni previste dalla Normativa vigente (§2.5.3).

### PARAMETRI GENERALI

Dopo una descrizione sintetica della CCE, sono riportati i seguenti parametri.

**Tipologia:** indica la tipologia dell'azione.

**Tipo di Azione:** specifica il tipo di azione in accordo con Tab.2.5.1 (§2.5.3).

**Livelli di intensità dell'azione variabile:** (psi),0 (valore raro), (psi),1 (valore frequente), (psi),2 (valore quasi-permanente).

I coefficienti di combinazione  $\psi$  (§2.5.3, Tab.2.5.1) sono suddivisi in  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli  $\psi_2$  (§2.5.5, §2.5.3); pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).

Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti  $\psi_0$  (§2.5.1, §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) (§2.6.1, Tab.2.6.1).

Per i carichi permanenti  $G_k$ , ed i carichi di precompressione  $P_k$ , i coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  vengono tutti posti pari a 1.0.

### Moltiplicatori per Generazione Masse

I 6 valori (una sequenza di caratteri 0 o 1) indicano i moltiplicatori dei carichi agenti sui nodi ai fini della generazione delle masse a partire dai carichi applicati, e più esattamente corrispondono a:  $m_X$ ,  $m_Y$ ,  $m_Z$ ,  $I_X$ ,  $I_Y$ ,  $I_Z$ , dove (con riferimento agli assi globali XYZ):  $m_X$ ,  $m_Y$ ,  $m_Z$  sono le masse traslazionali;  $I_X$ ,  $I_Y$ ,  $I_Z$  sono le inerzie rotazionali.

Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali ( $m_X$  e  $m_Y$ ) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale ( $I_Z$ ), quindi i moltiplicatori sono definiti da: "110001".

Per analisi 2D, viene considerata la sola traslazione lungo l'asse orizzontale X: "100000".

Qualora si considerino anche effetti sismici verticali, si può avere: nel 3D: "111001"; nel 2D: "101000".

Nell'analisi modale verranno considerate, nelle Condizioni di Carico sismicamente attive:

- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;
  - sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'.
- Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico  $\psi_2$ ), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.

Le masse generate coincidono con le masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:  $G_1 + G_2 + \sum(\psi_2 \cdot Q_{k,j})$

### NODI

I carichi sui Nodi sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri dei nodi interessati dai carichi, ed i carichi stessi, espressi nelle coordinate globali (XYZ). Si tratta di carichi in senso generalizzato: oltre infatti ai veri e propri carichi, possono essere applicati anche cedimenti vincolari anelastici e masse concentrate.

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carichi Concentrati:**  $F_X F_Y F_Z$ ,  $M_X M_Y M_Z$  (forze e coppie)
- **Cedimenti Vincolari:**  $u_X u_Y u_Z$ ,  $\phi_X \phi_Y \phi_Z$  (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare  $mrad$  indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1  $mrad$  = 0.001 rad.
- **Masse Concentrate:**  $m_X m_Y m_Z$ ,  $I_X I_Y I_Z$  (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

**Non è prevista l'applicazione ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, di un cedimento vincolare e di un'azione concentrata corrispondente.** I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente  $w$  del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

### ASTE

I carichi sulle Aste sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri delle aste interessate dai carichi, ed i carichi stessi espressi in coordinate globali (XYZ).

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carico Distribuito Uniforme:** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile, Generato da Solai
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'I'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'J'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- **Carico Concentrato:** n°asta, Sist.rif.,  $P_x$ ,  $P_y$ ,  $P_z$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $DPI$ , Generato da Solai  
[ $P$ ,  $M$  = intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie;  $DPI$  = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale  $I$ ]
- **Carico Termico (nel piano locale xz):** n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.

**Componenti X,Y,Z** = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali: le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali; le coppie sono positive se antiorarie. Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi propri sono orientati secondo l'asse globale Z, con segno negativo.

## COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico elementari) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle condizioni di carico elementari ai fini delle analisi statiche (la combinazione di carico sismica viene generata automaticamente dal software, vd. oltre).

Ogni CCC è caratterizzata anzitutto da una descrizione sintetica, e poi dai parametri qui di seguito elencati.

**Tipo di Combinazione Statica (§2.5.3):** specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:

- 1) Generica
- 2) Fondamentale (SLU) (2.5.1), §2.5.3
- 3) Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2), §2.5.3
- 4) Frequente (SLE) (2.5.3), §2.5.3
- 5) Quasi permanente (SLE) (2.5.4), §2.5.3

In ogni CCC sono prese in considerazione tutte le CCE, e per ognuna delle CCE sono riportati i seguenti parametri:

**Coefficiente  $\gamma$  (gamma), (moltiplicatore);**

**Variabile, dominante:** se affermativo, indica che, nella CCC, la CCE assume il ruolo dominante svolto, nella combinazione, da un carico variabile. Il dato è ininfluente per le CCE corrispondenti a carichi permanenti;

**$\psi$  (psi)** = coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a:  $\psi_0$  per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante:  $\psi=1.0$ );  $\psi_1$  per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente;  $\psi_2$  per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.

**Moltiplicatore di calcolo.**

L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:

**(a) effetti di combinazioni delle CCE con moltiplicatori generici** (senza diretti riferimenti a combinazioni di tipo statico o sismico, o alla tipologia della struttura, che può essere o meno in muratura). In tal caso:

la CCC è una combinazione Generica (tipo 1 nella convenzione di PCM); i coefficienti  $\gamma$  sono trattati come moltiplicatori generici (il moltiplicatore di ogni singola CCE è direttamente uguale al  $\gamma$  (molt.) della CCE);

**(b) combinazioni di CCE di tipo fondamentale per l'analisi statica e le corrispondenti verifiche di sicurezza di edifici in muratura a SLU**, secondo (2.5.1), §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PCM). PCM esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente  $\gamma$  coincide con il coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$  (§2.6.1, Tab.2.6.1); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\gamma \cdot \psi_0$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi_0$  è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

**(c) combinazioni di CCE di tipo raro, frequente o quasi permanente per l'analisi statica a SLE**, secondo §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione relativa ad uno Stato Limite di Esercizio (la combinazione è identificata da uno dei tipi 3, 4 o 5 nella convenzione di PCM). Per tali combinazioni viene eseguita l'analisi, e quindi sono forniti spostamenti e sollecitazioni, ma non vengono eseguite verifiche di sicurezza. Per gli edifici in muratura, secondo §4.5.6.3 non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli SLE quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU. I risultati dell'analisi per SLE possono essere convenientemente utilizzati ad esempio per verifiche a parte di SLE riguardanti elementi in altra tecnologia (c.a., acciaio) presenti in una struttura in muratura mista.

Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:

- non sono considerati coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$ , specifici per combinazioni SLU (in pratica:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$ );
- i coefficienti  $\psi$  di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.

Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\psi$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi$  è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare (analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

In ogni caso, l'elenco delle CCC si riferisce alla risoluzione di combinazioni di tipo statico (non sismico), e vengono quindi processate solo se è stata selezionata l'Analisi Statica Lineare NON Sismica.

## COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI STATICA: SLU per Verifiche di sicurezza di Edifici in Muratura

Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate da PCM in Analisi Statica non sismica, finalizzate alle Verifiche di sicurezza di Edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1,1} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,2} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare  $Q_{k,1}$  è l'azione variabile dominante, mentre  $Q_{k,2}$ ,  $Q_{k,3}$ , ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{k,j}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi$  i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.1.

Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in Analisi Statica non sismica.



## COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda le azioni competenti al calcolo sismico, la combinazione sismica (§3.2.4) viene creata automaticamente e quindi non richiede una sua identificazione specifica nell'elenco delle combinazioni di PCM. La combinazione sismica esaminata è quindi la seguente:

$$G_{1,1} + G_{2,2} + P + E + \sum(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E.

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

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

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

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

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

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 9 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 10 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 11 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 12 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°5

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

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 30 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°7

SLU: Combinazione 31 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento -X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°8

SLU: Combinazione 32 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento -Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°9

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°10

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°11

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°12

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°13

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) -, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°14

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) -, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°15

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) -, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°16

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) -, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°17

SLE: Combinazione 9 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°18

SLE: Combinazione 10 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°19

SLE: Combinazione 11 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°20

SLE: Combinazione 12 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°21

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

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°22

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

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°23

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

CCC frequente (SLE)



(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°24

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

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°25

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

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°26

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

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°27

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

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°28

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°29

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°30

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°31

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.2, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°32

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.2, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°33

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°34

**Combinazione sismica (QuasiPermanente)**

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°35**

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 1.00, 5) 1.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00





## 9 PARAMETRI DI CALCOLO

### 9.1 GENERALITÀ

#### 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.

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: redistribuzione 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 soddisfare la verifica

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

#### -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  $a^\circ$  (ignorare cioè i risultati in direzione  $(a+90)^\circ$ ).

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

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

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

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

- 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:  $\pm \text{Max} [(E_a + 0.30 E_{(a+90)}); (0.30 E_a + E_{(a+90)})]$  (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:

- **Altezza H della costruzione** (m) misurata a partire dal piano di fondazione

- **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

**Periodo principale T1 (sec) in direzione X e in direzione Y**

**Calcolo di T1 con relazione  $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$**  §7.3.3.2

- C1 per il calcolo di T1 = 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, purchè si ponga  $\lambda=1.00$  (§7.3.3.2)

#### - Analisi Modale

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

#### 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 18
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

#### - Muratura

#### Tipo di edificio

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

#### - tipologia

Per edifici esistenti il Livello di Conoscenza ed il corrispondente Fattore di Confidenza sono proprietà dei singoli materiali.

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

**- 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

**-  $\gamma_M$  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:  $\mu_u = (f^2 t \sigma / 2) [1 - (\sigma / 0.85 f_d)]$  (§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 domino 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 nomi di files distinti, 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 lineare: varie**

**Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin)**

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), NTC18 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  $0.1 * V_{piano}$  Secondo NTC18, deve aversi che il valore assoluto della variazione di taglio in ciascuna parete  $\Delta V$  non sia superiore a:  $\Delta V \leq \max \{0.25|V|, 0.1|V_{piano}|\}$ , dove V è il taglio nella parete e  $V_{piano}$  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

#### **Verifica in sommità nelle Analisi Lineari**

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 lineare) possono essere eseguite secondo una delle tre seguenti modalità:

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

In analisi pushover le verifiche in sommità: per PressoFlessione vengono sempre eseguite; per il Taglio per scorrimento vengono sempre eseguite tranne che per l'ultimo piano (o per la sommità di pareti che non hanno continuità superiore).

### 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: $\tau_0 = f_{vm0}$**

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  $f_{vm0}$  anziché il valore caratteristico  $f_{vko}$

### 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 ininfluente 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 mezzera, 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, poichè 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 distribuz. 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**

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

##### **Eccentricità accidentale**

Per analisi 3D è possibile considerare le azioni torcenti aggiuntive dovute all'eccentricità accidentale (§7.2.6)

##### **Analisi bidirezionale**

Secondo §7.3.5, la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica si calcola unitariamente applicando la regola di combinazione [7.3.10].

##### **Posizione del punto di controllo**

Il punto di controllo costituisce il punto 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

All'opzione scelta possono aggiungersi altri nodi, in modo tale da rispettare quanto previsto in §7.3.4.2, dove si indicano ad esempio come punti di controllo alternativi le estremità della pianta dell'ultimo livello qualora sia significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni

#### **- 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

##### **Fondazioni**

- ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

##### **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

Per quanto riguarda i maschi murari: Il comportamento meccanico maschi è di tipo trilineare, con tratto elastico suddiviso in due parti: quella iniziale con rigidità elastica, e il secondo con rigidità fessurata. Se la rigidità fessurata non è stata specificata, ed è quindi assunta pari alla rigidità elastica, il comportamento è di tipo bilineare. Il terzo tratto, plastico, si attiva al raggiungimento del limite di resistenza, a pressoflessione o a taglio; in base al tipo di crisi resta definito lo spostamento ultimo della parete.

#### **Modalità di calcolo**

##### **Spostamento ultimo**



#### Drift ultimo (deformazione angolare)

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo SLC (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale determinato dal drift. Secondo Normativa, con riferimento alla muratura ordinaria: 1.0% H (§7.8.2.2.1) nel caso di resistenza ultima per PressoFlessione Complanare, oppure: 0.5% H (§7.8.2.2.2) 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

#### con fattore snellezza ( $H_0 / D$ )

Seguendo le indicazioni contenute in EC8-3, §C.4.2.1, è possibile applicare il coefficiente di snellezza al drift a pressoflessione

#### 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 rigidità fessurata un valore pari al 50% della rigidità 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. 17.1.2018)

#### 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 ( $\kappa T_{max}$ ), dove $\kappa$ è definito in input:

definizione della rigidità: il tratto elastico passa per il punto ( $\kappa F_{bu}$ ) 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])

#### 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

##### - Spostamenti plastici cumulativi in elevazione

Per ogni piano viene definito lo spostamento plastico disponibile, come minimo valore fra tutte le pareti. Da questa valutazione vengono esclusi i piani dove vi sono rotture fragili, quali crisi per instabilità o per eccessiva compressione: per tali piani, lo spostamento plastico disponibile è nullo. In caso di spostamenti plastici cumulativi, verrà considerato il contributo aggiuntivo di tutti i piani; altrimenti, lo spostamento plastico disponibile è determinato dal minore tra i piani.

##### - 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

##### - Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale

In caso affermativo, la sottocurva corrente prosegue l'elaborazione mantenendo per la parete in crisi per pressoflessione ortogonale uno stato di sollecitazione compatibile (con momento fuori piano non superiore al valore limite)

#### - 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 ( $\epsilon_{ud}$ ) (ad es. 10 per mille);  $E_s$ : modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ )

#### 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.

### **PARAMETRI DI CALCOLO: 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 ( $mm^2$ ).

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.

### Acciaio per rinforzo pilastri

Nel caso di pilastri murari, è possibile applicare rinforzi con acciaio strutturale consistenti in fasce (o calastrelli) per la cerchiatura con anelli orizzontali, e in rinforzi longitudinali con angolari agli spigoli.

Tensione di snervamento: caratteristica  $f_{yk}$

Limite per la deformazione ultima  $\epsilon_{ud}$

Modulo di elasticità  $E_s$

Deformazione di snervamento  $\epsilon_{yd}$

Per cerchiatura (fasce o calastrelli):

- Sezione della singola fascia: spessore, larghezza
- Eventuale raggio di curvatura degli spigoli [ per angolari di lato  $l$  e spessore  $t$ :  $\min(l, 5t)$  ]

Per rinforzo longitudinale (angolari agli spigoli):

- lunghezza dell'ala
- spessore

## 9.2 PARAMETRI DI CALCOLO ANALISI STATICA NON SISMICA: ANALISI, VERIFICHE E INTERVENTI

Nome del file del Progetto : Mordani\_Ovest\_v0\_19\_11\_2018\_statica

Data e Ora di archiviazione: ( 20/11/2018 - 11:09:41 )

Dati PCM Versione 2018.02.3

Abilitazione Hardware USB: JLRGSTLO

### **Commento al Progetto**

PCM 2018: progetto di edificio in muratura

### **Dati PROGETTO**

Numero Piani : 2

Numero Materiali : 10

Numero Nodi : 458

Numero Sezioni : 93

Numero Aste : 1002

Numero Solai : 14

Numero Condizioni di Carico Elementari : 10

Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 35

Vettore traslazione (dX, dY) (m)

(spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):

3.028,-.166

### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

-  $\gamma_M$  in Statica [§4.5.6.1] = 3

-  $\gamma_M$  in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:



Contributo rigidità trasversale: sì  
 Assemblaggio rigidità flessionale (EI) per elementi contigui: no  
 Comportamento muratura:  
 Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block  
 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici [Tab. C8A.2.2]: per 2 o più coefficienti:

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttiviSLV  
 Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti: amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttiviSLV  
 Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento:  
 Indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.650$   
 -  $\Delta V \leq \max(R, A\%) |V|, 0.1 * |V_{piano}|$ : sì

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:  
 Sezioni di verifica. Alla base, e in sommità in pushover: obbligatoria; in sommità in an.lineare: a tutti i piani, tranne l'ultimo  
 PressoFlessione Complanare:  
 Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: sì  
 Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no  
 - snelli se (h/l) superiore a: 2  
 Taglio per Scorrimento:  
 Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: no  
 Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]  
 Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no  
 Taglio per fessurazione diagonale:  
 Eseguire le verifiche [§C8.7.1.5]: sì  
 Per muratura nuova, in Analisi lineare:  $\tau_0 = f_{vm0}$ : sì  
 (in analogia con la muratura esistente, anziché:  $\tau_0 = f_{vk0}$ )  
 Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza  $\lambda = (h/l)$ :  $b = \lambda, 1.0 \leq b \leq 1.5$  [§C8.7.1.5]  
 Resistenza a trazione  $f_t = 1.5 \tau_0$   
 PressoFlessione Ortogonale:  
 Analisi Statica [§4.5.6.2]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: sì  
 - metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no  
 eseguire le verifiche solo in mezzera: sì  
 Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: sì  
 - con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: no  
 Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: sì  
 Opzioni varie:  
 - riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità: no  
 - considerare eccentricità minima (h/200): sì

## 9.3 PARAMETRI DI CALCOLO ANALISI SISMICA: AZIONE SISMICA, ANALISI, VERIFICHE E INTERVENTI

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

Nome del file del Progetto : Mordani\_Ovest\_v0\_19\_11\_2018\_sismica  
 Data e Ora di archiviazione: ( 20/11/2018 - 15:20:05 )  
 Dati PCM Versione 2018.02.3  
 Abilitazione Hardware USB: ITOQSTSQ

#### Commento al Progetto

PCM 2018: progetto di edificio in muratura

#### Dati PROGETTO

Numero Piani : 2  
 Numero Materiali : 10  
 Numero Nodi : 458  
 Numero Sezioni : 93  
 Numero Aste : 1002  
 Numero Solai : 14  
 Numero Condizioni di Carico Elementari : 10  
 Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 35  
 Vettore traslazione (dX, dY) (m)  
 (spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):  
 3.028,-.166

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Tipi di analisi richieste:  
 Analisi Modale  
 Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover [§7.8.1.5.4]

#### AZIONE SISMICA

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

#### Pericolosità:

Ubicazione del sito:  
 Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.1997  
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.4179  
 Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

ag(g) Fo Tc\*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.048	2.452	0.26
50	0.06	2.483	0.28
72	0.071	2.466	0.28
101	0.083	2.468	0.284
140	0.098	2.48	0.282
201	0.114	2.534	0.282
475	0.163	2.549	0.28
975	0.215	2.496	0.286
2475	0.302	2.431	0.302

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K \* TR<sup>α</sup>, dove:  
 K = 0.010602470, α = 0.443110480

#### Stati Limite:

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

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

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato	TR	a <sub>g</sub>	Fo	TC*	S	TB	TC	TD
limite	[(anni)]	(%g)	(sec)	(sec)	(sec)	(sec)	(sec)	(sec)
SLO	45	0.057	2.477	0.276	1.800	0.219	0.657	1.828
SLD	75	0.072	2.466	0.280	1.800	0.220	0.661	1.888
SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	0.222	0.665	2.360
SLC	1462	0.249	2.468	0.293	1.478	0.226	0.677	2.596

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1$

PGA:

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

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

SLE: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5

$\eta = [10/(5 + \xi)] = 1.00$

SLU: Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.4$

Regolarità in altezza: no

SLV: Fattore di Comportamento = 2.1  $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.476$

SLD: Fattore di Comportamento = 1.5

Spettro di risposta: componente verticale:

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

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) ( $\alpha$ ) = 0  
(analisi nelle direzioni X e Y)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 10.5

Quota di inizio degli effetti sismici  $H_s$  (m) = 0

Analisi Sismiche Lineari:

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali: +30% [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali [§7.2.6]: no

Amplificazione spostamenti sismici con fattore  $\mu$  [§7.3.3.3 per SLV]:

ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno: no

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni ( $N_{min}$ ,  $T/M_{max}$ ), ( $N_{max}$ ,  $T/M_{min}$ ): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec) in direzione X':  $T_{1X} = 0.292$

- in direzione Y':  $T_{1Y} = 0.292$

Calcolo di T1 con relazione  $T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$ : si

-  $C_1$  per il calcolo di T1 = 0.05

$\lambda = 1.00$  nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: no

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Numero modi da calcolare: 50

Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [§7.3.3.1]

Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

-  $\gamma_M$  in Statica [§4.5.6.1] = 3

-  $\gamma_M$  in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:

Contributo rigidezza trasversale: si

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici [Tab. C8A.2.2]: per 2 o più coefficienti:

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti: amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi SLV

Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.650$

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

Sezioni di verifica. Alla base, e in sommità in pushover: obbligatoria; in sommità in an. lineare: a tutti i piani, tranne l'ultimo

Presso Flessione Complanare:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: si

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: no

Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]



Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no

Taglio per fessurazione diagonale:

Eseguire le verifiche [§C8.7.1.5]: si

Per muratura nuova, in Analisi lineare:  $\tau_0 = f_{vm0}$ : si

(in analogia con la muratura esistente, anziché:  $\tau_0 = f_{vk0}$ )

Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza  $\lambda = (h/l)$ :  $b = \lambda$ ,  $1.0 \leq b \leq 1.5$  [§C8.7.1.5]

Resistenza a trazione  $f_t = 1.5 \tau_0$

PressoFlessione Ortogonale:

Analisi Statica [§4.5.6.2]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

- metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no

eseguire le verifiche solo in mezz'aria: si

Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

- con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: no

Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

Opzioni varie:

- riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità: no

- considerare eccentricità minima ( $h/200$ ): si

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

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:

Gruppo 1: distribuzioni principali

(A) Lineare: proporzionale alle forze statiche

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

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

calcolato con le sole masse equiverse all'analisi

$\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): no

Direzione e verso di analisi:

$+\alpha$  (+X per  $\alpha=0^\circ$ )

$-\alpha$  (-X per  $\alpha=0^\circ$ )

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

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

considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: no

Punto di controllo:

baricentro del piano 2

E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi

per l'elaborazione delle curve di capacità [§7.3.4.2]:

in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto

tra capacità e domanda per i vari stati limite si riferiscono

alle curve che producono i risultati a maggior favore di sicurezza.

#### 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

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):

Non eseguire verifiche a PressoFlessione: no

Non eseguire verifiche a Taglio: no

Fondazioni:

Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: no

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento 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

- fattore di snellezza  $H_0/D$  per drift a pressoflessione: no

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  $K = 0.7$

Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo:

Prima riduzione pari a R% rispetto a un massimo relativo

Opzioni varie:

Tratto plastico con spostamenti plastici cumulati in elevazione: no

Ignorare tratti plastici in caso di collasso completo di un piano: si

Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si

## 10 VERIFICHE PER CARICHI VERTICALI SLU

### 10.1 VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire le resistenze caratteristiche  $f_k$ ,  $f_{yk}$  con i valori medi divisi per il fattore di confidenza:  $f_m/F_c$ , e:  $f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$  (§C8.7.1.5) ( $f_{vmo} = \sigma_n$ , cfr. Tab. C8A.2.1).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

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

Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_d)$ , dove:

$M_u$  = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

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

$t$  = spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / l t$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione).

Se  $P$  è di trazione,  $M_u = 0$ .

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabolico-rettangolare: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso 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). Per gli elementi in muratura armata (sia in edifici nuovi, sia in murature esistenti rinforzate con armature), per fasce con elementi resistenti a trazione, e per elementi consolidati con sistemi FRP / CAM / Reticolatus viene sempre utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \sigma_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1).  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\sigma_m$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_c$  (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1); normalmente:  $F_c = 1.35, 1.20, 1.00$  in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\sigma_m$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_d$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:** da §7.8.2.2.1:  $f_d = f_k / \sigma_m$ .

**Muratura esistente:** è nota  $f_m$  (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). Da §C.8.7.1.5:  $f_d = f_m / \sigma_m / F_c$ .

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC18 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso (per le strisce: architrave sopra l'apertura sottostante la striscia) e/o estradosso (per le fasce: cordolo di piano). Tale resistenza a trazione viene definita nei dati attraverso l'armatura ed il corrispondente copriferro. Una fascia dotata di elemento resistente a trazione viene sempre sottoposta a verifica a pressoflessione tramite la costruzione del dominio di resistenza N-M ed il confronto fra momento sollecitante e momento resistente (ultimo).

Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che l'armatura tesa (alternatamente, quella in intradosso e quella in estradosso) non abbia una resistenza superiore a  $0.4 f_{hd} \leq ht$  (§7.8.2.2.4), essendo:  $t$  = spessore,  $h$  = altezza,  $f_{hd}$  = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete): in analisi lineare,  $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_m$ . NTC18 (§7.8.2.2.4) riconduce la verifica a pressoflessione delle fasce ad un confronto sul taglio massimo resistente; in PCM, seguendo un'impostazione equivalente più generale, la verifica a pressoflessione viene ricondotta direttamente al confronto fra momento di calcolo e momento ultimo. Nella verifica a pressoflessione della fascia assume particolare importanza il segno del momento flettente di calcolo: per  $M > 0$ , le fibre tese sono inferiori e la resistenza a trazione chiamata in causa corrisponde all'elemento teso in estradosso (p.es. cordolo di piano, nel caso di striscia). La verifica a pressoflessione nella fascia di piano (composta, nel caso più generale, da striscia e sottofinestra) viene talvolta limitata all'elemento striscia; la resistenza a trazione indicata può essere convenzionale, come nel caso di fasce di piano senza elementi specifici resistenti a trazione, quali cordoli o architravi: un caso del genere si presenta negli edifici esistenti, p.es. in fasce impostate su piattabande o archi murari (che definiscono le aperture sottostanti): in casi di tale tipo talvolta la verifica a pressoflessione viene omessa, limitando il controllo alla verifica a taglio (sempre eseguibile anche in travi di sola muratura) ed eventualmente integrando l'analisi globale con verifiche locali di stabilità specifiche per gli archi murari che definiscono l'apertura (utilizzando appropriati modelli di calcolo quali la teoria di Heyman). Per quanto riguarda infine i valori di  $f_{hk}$ ,  $f_{hm}$  di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori  $f_k$ ,  $f_m$ . Nelle verifiche a pressoflessione eseguite da PCM verranno ovviamente assunti i valori specificati nei Dati Materiali corrispondenti agli elementi murari analizzati.

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**Tip.** = tipologia: maschio in muratura ordinaria (M), maschio in muratura armata (A), striscia (S), sottofinestra (F), asta di cerchiatura in acciaio (W), asta in acciaio (B), pilastro in acciaio (H)

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** =  $\sigma$  = tensione normale media riferita all'intera sezione

**f<sub>k</sub>/f<sub>m</sub>** = per i **maschi**: resistenza a compressione:  $f_k$  (caratteristica) per muratura nuova,  $f_m$  (media) per muratura esistente. Per le **fasce**, il parametro corrisponde a:  $f_{hk}$  ( $f_{hm}$ )

**$\gamma_m$ ,  $\gamma_c$**  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$  per il fattore di confidenza ( $\gamma_m$  assume un valore compreso fra 2.0 e 3.0;  $\gamma_c=1.00$  per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3 per muratura esistente)

**fd** = valore di calcolo ( $\sigma$ : di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a  $f_{hd}$ .

**Nu** = sforzo normale ultimo per compressione semplice:  $N_u = 0.85 f_d \leq t \leq t$ . Per le fasce:  $l=h$ : l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con:  $l$  per il maschio murario, e con:  $h$  per la fascia (per le fasce,  $l$  indica la luce dell'elemento)

**Mu** = momento di collasso per pressoflessione

**M** = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.

Nel caso delle fasce, il momento è riportato con il segno, che nei risultati di PCM corrisponde alla convenzione ingegneristica:  $M > 0$  se tende le fibre inferiori,  $M < 0$  se tende le superiori

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u / M$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Parametri di Calcolo: possibilità di limitare la verifica a pressoflessione alle pareti snelle], PCM consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a pressoflessione complanare si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

#### . VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [ SLV ] - C.Sic: 1.023 (CCC ID 41) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P	p	f <sub>k</sub> /f <sub>m</sub>	$\gamma_m$	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
				(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	* $\gamma_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	M	e	B	395.69	0.290	3.996	3.60	1.110	1268.20	406.17	29.18	>> 1	44
1	M	e	S	267.63	0.200	3.996	3.60	1.110	1268.20	315.04	-28.93	>> 1	44
4	M	e	B	456.11	0.340	3.996	3.60	1.110	1252.05	427.10	42.06	>> 1	12
4	M	e	S	341.62	0.260	3.996	3.60	1.110	1252.05	365.91	-59.97	6.102	12
7	M	e	B	436.68	0.330	3.996	3.60	1.110	1258.00	421.95	38.41	>> 1	44



7	M	e	S	321.44	0.240	3.996	3.60	1.110	1258.00	354.17	-21.42	>>1	44
11	M	e	B	443.84	0.330	3.996	3.60	1.110	1258.00	425.13	29.59	>>1	43
11	M	e	S	328.61	0.250	3.996	3.60	1.110	1258.00	359.30	-28.56	>>1	43
16	M	e	B	421.15	0.320	3.996	3.60	1.110	1249.50	410.42	64.94	6.320	43
16	M	e	S	307.04	0.230	3.996	3.60	1.110	1249.50	340.44	-28.06	>>1	43
21	M	e	B	324.66	0.240	3.996	3.60	1.110	1254.60	355.19	69.76	5.092	43
21	M	e	S	209.85	0.160	3.996	3.60	1.110	1254.60	257.93	-4.39	>>1	43
24	M	e	B	417.75	0.310	3.996	3.60	1.110	1262.25	415.05	-81.53	5.091	42
24	M	e	S	301.94	0.230	3.996	3.60	1.110	1262.25	341.12	25.49	>>1	42
29	M	e	B	453.46	0.340	3.996	3.60	1.110	1249.50	424.67	-19.06	>>1	42
29	M	e	S	339.35	0.260	3.996	3.60	1.110	1249.50	363.36	20.52	>>1	42
34	M	e	B	423.27	0.350	3.996	3.60	1.110	1139.43	356.62	-20.60	>>1	41
34	M	e	S	320.88	0.270	3.996	3.60	1.110	1139.43	309.01	2.89	>>1	41
37	M	e	B	160.83	0.240	3.996	3.60	1.110	637.50	90.19	11.11	8.118	44
37	M	e	S	98.13	0.150	3.996	3.60	1.110	637.50	62.27	10.99	5.666	44
56	M	e	B	274.04	0.310	3.996	3.60	1.110	831.30	179.66	32.05	5.606	42
56	M	e	S	198.27	0.230	3.996	3.60	1.110	831.30	147.66	-24.92	5.925	42
59	M	e	B	722.01	0.330	3.996	3.60	1.110	2097.38	1168.27	182.92	6.387	42
59	M	e	S	486.31	0.220	3.996	3.60	1.110	2097.38	921.74	-94.29	9.776	42
63	M	e	B	23.91	0.090	3.996	3.60	1.110	245.23	6.23	0.00	>>1	44
63	M	e	S	8.15	0.030	3.996	3.60	1.110	245.23	2.27	0.00	>>1	44
66	M	e	B	305.93	0.360	3.996	3.60	1.110	813.45	182.67	-25.77	7.088	41
66	M	e	S	243.13	0.280	3.996	3.60	1.110	813.45	163.13	24.97	6.533	41
70	M	e	B	122.59	0.140	5.184	3.60	1.440	1042.02	102.00	-14.70	6.939	41
70	M	e	S	61.03	0.070	5.184	3.60	1.440	1042.02	54.18	16.26	3.332	41
73	M	e	B	298.89	0.350	3.996	3.60	1.110	813.45	180.94	-14.28	>>1	41
73	M	e	S	236.09	0.270	3.996	3.60	1.110	813.45	160.36	6.88	>>1	41
78	M	e	B	112.23	0.130	5.184	3.60	1.440	1058.59	96.12	-12.83	7.492	41
78	M	e	S	49.34	0.060	5.184	3.60	1.440	1058.59	45.06	26.65	1.691	41
82	M	e	B	312.76	0.360	3.996	3.60	1.110	813.45	184.23	-12.51	>>1	41
82	M	e	S	249.96	0.290	3.996	3.60	1.110	813.45	165.71	11.46	>>1	41
86	M	e	B	132.68	0.160	5.184	3.60	1.440	1042.02	109.19	-13.77	7.929	41
86	M	e	S	71.12	0.080	5.184	3.60	1.440	1042.02	62.49	20.73	3.014	41
90	M	e	B	371.81	0.430	3.996	3.60	1.110	813.45	193.18	29.16	6.625	43
90	M	e	S	309.01	0.360	3.996	3.60	1.110	813.45	183.38	2.82	>>1	43
95	M	e	B	670.67	0.350	3.996	3.60	1.110	1831.75	916.12	-11.20	>>1	11
95	M	e	S	470.02	0.240	3.996	3.60	1.110	1831.75	752.99	-123.48	6.098	11
114	M	e	B	130.47	0.390	3.996	3.60	1.110	316.48	42.83	16.21	2.642	42
114	M	e	S	105.57	0.320	3.996	3.60	1.110	316.48	39.29	-19.35	2.031	42
116	M	e	B	579.88	0.440	3.996	3.60	1.110	1258.85	694.80	89.67	7.748	42
116	M	e	S	440.92	0.330	3.996	3.60	1.110	1258.85	636.43	-25.27	>>1	42
119	M	e	B	161.18	0.180	3.996	3.60	1.110	855.81	169.35	-14.77	>>1	41
119	M	e	S	44.54	0.050	3.996	3.60	1.110	855.81	54.66	53.43	1.023	41
122	M	e	B	147.87	0.160	3.996	3.60	1.110	848.58	182.85	24.14	7.575	44
126	M	e	B	129.36	0.150	3.996	3.60	1.110	814.30	156.36	44.49	3.514	12
129	M	e	B	157.04	0.200	3.996	3.60	1.110	753.95	165.42	20.01	8.267	44
133	M	e	B	173.44	0.200	3.996	3.60	1.110	816.00	196.67	23.59	8.337	11
138	M	e	B	160.20	0.190	3.996	3.60	1.110	810.33	183.80	24.21	7.592	42
143	M	e	B	115.64	0.130	3.996	3.60	1.110	816.00	142.92	6.47	>>1	43
147	M	e	B	148.93	0.170	3.996	3.60	1.110	818.83	176.06	14.47	>>1	44
152	M	e	B	169.79	0.200	3.996	3.60	1.110	810.33	191.93	6.40	>>1	44
157	M	e	B	163.02	0.190	3.996	3.60	1.110	818.83	188.67	9.71	>>1	42
162	M	e	B	62.67	0.120	3.996	3.60	1.110	504.90	48.91	-22.90	2.136	44
183	M	e	B	114.11	0.190	3.996	3.60	1.110	564.12	90.62	16.94	5.349	42
187	M	e	B	150.22	0.200	3.996	3.60	1.110	709.18	148.18	33.62	4.407	42
193	M	e	B	85.22	0.450	3.996	3.60	1.110	177.08	13.82	-2.98	4.636	9
197	M	e	B	169.75	0.280	3.996	3.60	1.110	567.52	119.15	-1.85	>>1	9
202	M	e	B	36.34	0.060	3.996	3.60	1.110	567.52	34.06	-2.62	>>1	41
206	M	e	B	169.67	0.280	3.996	3.60	1.110	571.48	120.31	3.68	>>1	42
211	M	e	B	219.77	0.360	5.184	3.60	1.440	744.03	156.40	-15.62	>>1	9
215	M	e	B	170.27	0.280	3.996	3.60	1.110	569.78	120.04	9.15	>>1	43
220	M	e	B	36.13	0.060	3.996	3.60	1.110	563.55	33.63	-12.07	2.786	44
224	M	e	B	169.45	0.280	3.996	3.60	1.110	571.77	120.30	-12.11	9.934	42
229	M	e	B	225.51	0.170	3.996	3.60	1.110	1235.90	402.09	90.88	4.424	10
252	M	e	B	121.20	0.360	3.996	3.60	1.110	314.22	41.28	-14.16	2.915	42
255	M	e	B	262.12	0.290	3.996	3.60	1.110	855.81	235.39	-48.95	4.809	10
258	M	n	B	190.77	0.770	12.000	3.00	4.000	844.97	48.30	13.15	3.673	42
261	M	n	B	646.95	0.380	12.000	3.00	4.000	5736.48	1274.25	233.70	5.453	42
264	M	e	B	297.23	0.220	3.996	3.60	1.110	1280.95	515.98	-43.96	>>1	42
266	M	n	B	358.01	1.530	12.000	3.00	4.000	794.58	60.49	23.48	2.576	42
266	M	n	S	342.18	1.460	12.000	3.00	4.000	794.58	59.91	-16.49	3.633	42
268	M	n	B	1316.13	0.780	12.000	3.00	4.000	5736.48	2251.45	-178.08	>>1	44
268	M	n	S	1140.29	0.680	12.000	3.00	4.000	5736.48	2028.25	219.07	9.258	44
271	M	n	B	975.81	0.690	12.000	3.00	4.000	4780.40	1436.75	-120.80	>>1	44
271	M	n	S	794.84	0.570	12.000	3.00	4.000	4780.40	1225.96	138.73	8.837	44

273	M	n	B	545.19	0.370	12.000	3.00	4.000	5001.33	940.19	-183.48	5.124	42
273	M	n	S	355.86	0.240	12.000	3.00	4.000	5001.33	639.76	32.30	>> 1	42
275	M	n	B	220.23	1.070	12.000	3.00	4.000	698.97	40.80	0.00	3.174	10
275	M	n	S	200.61	0.980	12.000	3.00	4.000	698.97	38.69	3.27	>> 1	10
278	M	e	B	293.70	0.320	3.996	3.60	1.110	878.29	259.70	-36.97	7.025	9
278	M	e	S	211.69	0.230	3.996	3.60	1.110	878.29	213.45	99.92	2.136	9
280	M	e	B	270.16	0.230	3.996	3.60	1.110	1122.24	348.20	-16.67	>> 1	41
280	M	e	S	157.66	0.130	3.996	3.60	1.110	1122.24	230.03	22.23	>> 1	41
283	M	e	B	278.86	0.230	3.996	3.60	1.110	1122.24	355.74	-16.32	>> 1	41
283	M	e	S	166.36	0.140	3.996	3.60	1.110	1122.24	240.53	22.26	>> 1	41
285	M	e	B	191.52	0.160	3.996	3.60	1.110	1128.85	271.54	-8.51	>> 1	41
285	M	e	S	78.17	0.070	3.996	3.60	1.110	1128.85	124.23	55.40	2.242	41
288	M	e	B	261.50	0.220	3.996	3.60	1.110	1128.85	343.08	-8.50	>> 1	41
288	M	e	S	148.15	0.120	3.996	3.60	1.110	1128.85	219.77	55.40	3.967	41
290	M	e	B	217.72	0.210	3.996	3.60	1.110	983.73	252.27	76.30	3.306	43
290	M	e	S	122.81	0.120	3.996	3.60	1.110	983.73	159.93	16.60	9.634	43
293	M	e	B	509.51	0.370	3.996	3.60	1.110	1290.49	601.89	146.72	4.102	43
293	M	e	S	374.78	0.270	3.996	3.60	1.110	1290.49	519.11	47.96	>> 1	43
295	M	e	B	267.04	0.520	3.996	3.60	1.110	484.59	87.88	10.80	8.137	11
295	M	e	S	228.37	0.450	3.996	3.60	1.110	484.59	88.51	-16.45	5.380	11
298	M	e	B	425.70	0.360	3.996	3.60	1.110	1131.92	530.53	65.97	8.042	42
298	M	e	S	271.47	0.230	3.996	3.60	1.110	1131.92	412.21	-28.07	>> 1	42
300	M	e	B	273.04	0.330	3.996	3.60	1.110	778.18	162.26	36.39	4.459	42
300	M	e	S	203.47	0.250	3.996	3.60	1.110	778.18	137.57	-42.37	3.247	42
305	M	e	B	230.11	0.190	3.996	3.60	1.110	1154.02	375.18	-35.42	>> 1	42
307	M	n	B	134.82	0.090	12.000	3.00	4.000	4883.76	247.78	-142.96	1.733	42
309	M	n	B	218.79	0.150	12.000	3.00	4.000	5105.98	413.80	-128.58	3.218	42
311	M	e	B	165.86	0.180	3.996	3.60	1.110	855.81	173.09	-53.39	3.242	10
314	M	e	B	158.06	0.130	3.996	3.60	1.110	1177.77	243.79	6.58	>> 1	43
317	M	e	B	134.54	0.120	3.996	3.60	1.110	1085.88	193.60	6.34	>> 1	43
320	M	e	B	138.97	0.110	3.996	3.60	1.110	1198.26	222.67	-32.39	6.875	9
323	M	e	B	133.01	0.110	3.996	3.60	1.110	1095.13	193.57	-28.88	6.703	9
326	M	e	B	141.32	0.130	3.996	3.60	1.110	1017.78	187.35	-19.17	9.773	41
329	M	e	B	250.14	0.180	3.996	3.60	1.110	1283.55	391.00	-17.23	>> 1	41
336	M	e	B	150.58	0.200	3.996	3.60	1.110	709.18	148.44	33.62	4.415	42
340	M	e	B	107.47	0.190	3.996	3.60	1.110	528.70	79.89	36.82	2.170	42
346	M	n	B	142.47	0.090	12.000	3.00	4.000	5105.98	273.67	-128.63	2.128	42
349	M	n	B	797.13	0.530	12.000	3.00	4.000	5099.52	1327.23	-192.40	6.898	42
349	M	n	S	604.12	0.400	12.000	3.00	4.000	5099.52	1050.99	31.39	>> 1	42
351	M	n	B	856.09	0.920	12.000	3.00	4.000	3180.70	1170.63	-159.21	7.353	44
351	M	n	S	735.69	0.790	12.000	3.00	4.000	3180.70	1058.10	226.39	4.674	44
353	M	n	B	827.24	0.890	12.000	3.00	4.000	3172.20	1141.09	-32.38	>> 1	44
353	M	n	S	707.17	0.760	12.000	3.00	4.000	3172.20	1025.41	159.41	6.433	44
355	M	n	B	317.80	0.340	12.000	3.00	4.000	3202.80	539.33	-48.18	>> 1	44
358	M	n	B	309.53	0.330	12.000	3.00	4.000	3172.20	521.22	-40.76	>> 1	44
361	M	n	B	941.21	1.030	12.000	3.00	4.000	3108.45	1199.90	-153.18	7.833	44
361	M	n	S	823.56	0.900	12.000	3.00	4.000	3108.45	1106.91	216.51	5.113	44
364	M	n	B	1032.03	1.110	12.000	3.00	4.000	3172.20	1299.25	-31.69	>> 1	44
364	M	n	S	911.96	0.980	12.000	3.00	4.000	3172.20	1212.50	159.43	7.605	44
367	M	n	B	476.06	0.510	12.000	3.00	4.000	3172.20	755.01	-40.82	>> 1	44
370	M	n	B	486.05	0.530	12.000	3.00	4.000	3108.45	749.78	-48.04	>> 1	44



## 10.2 VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per fessurazione diagonale (oltre eventualmente al taglio per scorrimento). Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

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

$$V_t = l \cdot t \cdot f_{vd}, \text{ dove:}$$

$l$  = lunghezza del pannello,  $t$  = spessore del pannello,

$$f_{vd} = (1.5 \tau_{od} / b) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (1.5 \tau_{od})]} = (f_{td} / b) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / f_{td}]}$$

essendo:

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / l t$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione);

$f_{td}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale  $= 1.5 \tau_{od}$

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

$b$  = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete.

Si può assumere  $b = \lambda (=h/l)$ , essendo  $\lambda$  la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza della parete. Questa relazione è indicata in §C8.7.1.5. In alternativa, è possibile adottare la formulazione di Turnsek-Cacovic ( $b=1.5$  indipendente da  $\lambda$ ) o la relazione:  $b=1.0 + 0.5 \lambda$ , con  $b \leq 1.5$  (quest'ultima riportata in: Betti-Galano-Petracchi-Vignoli, "Uno studio numerico sul coefficiente di forma  $b$  nel criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale di pannelli di muratura ordinaria", Ingegneria Sismica, Anno XXVIII, n.2, Aprile-Giugno 2011).

Secondo §C8.7.1.5, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza  $F_c$  e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  (l'analisi statica è un'analisi lineare).

Il Fattore di Confidenza  $F_c$  (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), assume normalmente i valori 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza rispettivamente dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $\tau_o$ ).

I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1).

La formulazione riportata in §C8.7.1.5 fa diretto riferimento a muratura esistente.

Secondo vari Autori (cfr. G.Magenes, "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", GNDT), nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. La resistenza a taglio per fessurazione diagonale è infatti da considerarsi alternativa rispetto alla resistenza a taglio per scorrimento, alla quale corrisponde la formulazione accolta dalla Normativa al punto §7.8.2.2.2. Può essere quindi corretto considerare la possibilità di applicare la verifica a taglio per fessurazione diagonale anche alla muratura nuova (analogamente all'applicazione della verifica a taglio per scorrimento alla muratura esistente).

La formulazione del taglio resistente per fessurazione diagonale per muratura nuova può essere ottenuta utilizzando, al posto di  $\tau_o$ , il valore medio della resistenza a taglio puro della muratura ( $f_{vmo}$ , se non noto:  $f_{vmo} = f_{vko}/0.7$ ). Per la muratura nuova, il valore della resistenza di calcolo a taglio puro si ottiene quindi dividendo  $f_{vmo}$  per  $\gamma_M$  (analisi lineare).

Sia alla muratura esistente, sia alla nuova, ai valori di calcolo della resistenza a taglio per fessurazione diagonale sono applicati inoltre gli stessi limiti massimi proposti in §7.8.2.2.2 per la resistenza a taglio per scorrimento.

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_{vd}$  (analisi lineare):

**Muratura esistente:** è nota  $\tau_o$  (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).

Da §C8.7.1.5:  $f_{vd} = (\tau_o / \gamma_M / F_c) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (\tau_o / \gamma_M / F_c))]}$ , con  $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$ .

**Muratura nuova:**  $f_{vmo}$ : se non è nota, si pone:  $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$ , dove  $f_{vko}$  è certamente nota.

Si ha:  $f_{vd} = (f_{vmo} / \gamma_M) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (f_{vmo} / \gamma_M))]}$ , con  $f_{vd} \leq 1.4 f_{bk} / \gamma_M$  e  $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$ .

**Muratura rinforzata:**

**Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata:** il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali. Per la resistenza a taglio  $V_t$  è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{ts} (\text{contributo armatura}) = (l t f_{vd}) + (0.6 l A_{sw} f_{yd}) / s,$$

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali:  $V_t \leq V_{lim} = 0.3 f_{td} t l$ ,  
dove:

$s$  = distanza verticale tra i livelli di armatura;



$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;  
 $f_{yd}$  = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a:  $f_{yk} / \gamma_s$  (analisi lineare) ( $\gamma_s = 1.15$ );

$f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a:  $f_d / \gamma_m$  (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo  $V_{is}$  è sempre considerato; al posto della lunghezza del pannello  $l$  viene considerata la distanza  $d$  tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa).

Per muratura esistente rinforzata con **FRP**, il contributo del rinforzo ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ( $V_{is} = V_{rd,f}$ ).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$V_{is} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6 d \cdot (E_f \varepsilon_{fd}) \cdot 2 t_f b_f / p_f$ , dove:

$E_f$  = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

$\varepsilon_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo in FRP = minima fra la deformazione di distacco  $\varepsilon_{fdd}$  (se specificata in input) e la deformazione di rottura:  $\eta_a \varepsilon_{Rk} / \gamma_f$ ;

$t_f$  = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

$b_f, p_f$  = larghezza e passo delle strisce;

$\gamma_{Rd}$  = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di  $V_{is}$  viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo  $\cotg(90^\circ - \varphi)$ , dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da:  $V_{t,lim} = 0.3 f_{cd} t d$ , dove  $f_{cd}$  è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera  $f_{cd}$ ).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$V_{is} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin \alpha \cos^2 \alpha E_f A_f)$ , dove:

$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \varepsilon_{fdd} / (\sin \alpha \cos \alpha) \}$ , con:  $\alpha$  = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale;  $\varepsilon_{fdd}$  = deformazione di progetto;

$A_f = 2 t_f b_f$ , con  $t_f$  che tiene conto dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente:  $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$  moltiplica inoltre il contributo della muratura  $V_{im}$ . Nel caso in cui la correzione di  $V_{im}$  comporti un taglio resistente ( $V_{im} + V_{is}$ ) minore della resistenza  $V_{im}$  senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Le verifiche statiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento.

**Simbologia adottata** dal software PCM (risultati analisi lineare):

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (M=mezzeria, con riferimento alla luce deformabile nel piano complanare)

**Coeff.** = coefficiente correttivo b

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** =  $\sigma_n$  = tensione normale media riferita all'intera sezione

**f<sub>vk0</sub>/tauo** = resistenza a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione:  $f_{vk0}$  (caratteristica) per muratura nuova,  $\tau_o$  (media) per muratura esistente

**$\gamma_m \cdot FC$**  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per il fattore di confidenza ( $\gamma_m = 2.0$ ;  $F_c = 1.00$  per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3 per muratura esistente)

**f<sub>vd</sub>** = valore di calcolo ( $\sigma$ : di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

**V<sub>t</sub>** = taglio resistente

**V** = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore ( $M_u/M$ ), dove  $M$  è il momento di calcolo corrispondente a  $V$  e  $M_u$  è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione;  $V$  è inoltre amplificato per  $\gamma_{Rd} = 1.5$

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $V_t / V$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

**% arm. tag.** = percentuale di armatura a taglio (definita da:  $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$ ).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

**V<sub>tm</sub>** = contributo della muratura al taglio resistente

**V<sub>ts</sub>** = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

**V<sub>lim</sub>** = valore limite del taglio resistente

Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Materiali: armatura a taglio: massimo passo, percentuale minima e massima], PCM consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a taglio si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

## 6. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§4.5.6, §C8.7.1.5) [ SLV ] - C.Sic: 1.552 (CCC ID 42)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	f <sub>vk0</sub> /tau0	γ <sub>m</sub>	f <sub>vd</sub>	V <sub>t</sub>	V	C.Sic.	ID
		b	(kN)	(N/mm²)	* FC	(N/mm²)	(kN)	(kN)				CCC
1	e	M	1.370	331.66	0.247	0.100	3.60	0.080	107.84	14.26	7.562	44
4	e	M	1.250	404.96	0.305	0.100	3.60	0.096	127.29	28.73	4.431	11
7	e	M	1.250	379.06	0.285	0.100	3.60	0.093	124.34	16.18	7.685	44
11	e	M	1.250	386.23	0.290	0.100	3.60	0.094	125.36	15.73	7.970	43
16	e	M	1.250	364.09	0.275	0.100	3.60	0.092	121.25	25.23	4.806	43
21	e	M	1.250	267.25	0.201	0.100	3.60	0.080	106.81	20.08	5.319	43
24	e	M	1.250	359.85	0.269	0.100	3.60	0.091	122.01	28.90	4.222	42
29	e	M	1.250	396.41	0.300	0.100	3.60	0.095	125.84	10.74	>> 1	42
34	e	M	1.350	372.08	0.308	0.100	3.60	0.089	107.70	6.48	>> 1	41
37	e	M	1.500	129.97	0.193	0.100	3.60	0.066	44.45	2.51	>> 1	43
56	e	M	1.500	236.15	0.268	0.100	3.60	0.076	66.69	15.49	4.305	42
59	e	M	1.000	604.16	0.272	0.100	3.60	0.114	253.90	61.11	4.155	42
63	e	M	1.500	15.05	0.058	0.100	3.60	0.043	11.15	0.00	>> 1	9
66	e	M	1.500	274.53	0.319	0.100	3.60	0.082	70.36	16.28	4.322	41
70	e	M	1.500	91.81	0.108	0.130	3.60	0.063	53.06	9.99	5.311	41
73	e	M	1.500	267.49	0.311	0.100	3.60	0.081	69.56	6.79	>> 1	41
78	e	M	1.500	80.78	0.094	0.130	3.60	0.060	51.44	12.67	4.060	41
82	e	M	1.500	281.36	0.327	0.100	3.60	0.083	71.13	7.69	9.250	41
86	e	M	1.500	101.90	0.120	0.130	3.60	0.065	54.97	11.13	4.939	41
90	e	M	1.500	340.41	0.395	0.100	3.60	0.090	77.47	8.45	9.168	43
95	e	M	1.030	554.80	0.286	0.100	3.60	0.114	220.95	25.24	8.754	43
114	e	M	1.500	118.02	0.352	0.100	3.60	0.085	28.62	11.20	2.555	42
116	e	M	1.000	510.40	0.383	0.100	3.60	0.133	176.81	25.80	6.853	42
119	e	M	1.500	105.89	0.117	0.100	3.60	0.054	49.10	12.92	3.800	9
122	e	M	1.310	106.50	0.119	0.100	3.60	0.062	55.86	8.34	6.698	44
126	e	M	1.210	94.17	0.109	0.100	3.60	0.065	56.33	24.67	2.283	12
129	e	M	1.290	125.06	0.157	0.100	3.60	0.071	56.40	12.63	4.465	44
133	e	M	1.190	138.81	0.161	0.100	3.60	0.077	66.69	12.70	5.251	11
138	e	M	1.190	125.90	0.147	0.100	3.60	0.074	63.65	10.78	5.904	42
143	e	M	1.190	81.25	0.094	0.100	3.60	0.063	54.62	1.71	>> 1	41
147	e	M	1.190	114.13	0.132	0.100	3.60	0.072	62.08	11.85	5.238	44
152	e	M	1.190	135.50	0.158	0.100	3.60	0.076	65.51	4.26	>> 1	44
157	e	M	1.190	123.75	0.143	0.100	3.60	0.074	64.03	2.33	>> 1	44
162	e	M	1.500	40.89	0.076	0.100	3.60	0.047	25.01	14.67	1.705	44
183	e	M	1.500	89.02	0.149	0.100	3.60	0.059	35.50	7.94	4.470	42
187	e	M	1.500	117.06	0.156	0.100	3.60	0.060	45.42	17.28	2.628	42
193	e	M	1.500	79.34	0.423	0.100	3.60	0.093	17.40	1.85	9.403	9
197	e	M	1.500	149.04	0.248	0.100	3.60	0.073	44.01	5.49	8.017	43
202	e	M	1.500	15.11	0.025	0.100	3.60	0.035	21.14	1.26	>> 1	43
206	e	M	1.500	149.49	0.247	0.100	3.60	0.073	44.25	5.50	8.045	44
211	e	M	1.500	197.57	0.326	0.130	3.60	0.096	57.98	10.61	5.464	41
215	e	M	1.500	148.91	0.247	0.100	3.60	0.073	44.10	10.59	4.164	43
220	e	M	1.500	14.82	0.025	0.100	3.60	0.035	20.94	10.88	1.925	41
224	e	M	1.500	147.99	0.244	0.100	3.60	0.073	44.07	7.70	5.723	42
229	e	M	1.000	162.07	0.124	0.100	3.60	0.083	108.67	40.84	2.661	10
252	e	M	1.500	108.80	0.327	0.100	3.60	0.083	27.49	7.93	3.467	42
255	e	M	1.500	209.11	0.231	0.100	3.60	0.071	64.36	10.46	6.153	10
258	n	M	1.500	182.40	0.734	0.300	3.00	0.500	124.26	8.90	>> 1	42
261	n	M	1.000	574.31	0.340	0.300	3.00	0.500	843.60	25.54	>> 1	44
264	e	M	1.110	217.89	0.161	0.100	3.60	0.083	112.60	10.95	>> 1	42
266	n	M	1.500	350.10	1.498	0.300	3.00	0.500	116.85	13.81	8.461	42
268	n	M	1.000	1228.21	0.728	0.300	3.00	0.500	843.60	89.17	9.461	44
271	n	M	1.490	885.32	0.630	0.300	3.00	0.500	703.00	47.19	>> 1	44
273	n	M	1.420	450.52	0.306	0.300	3.00	0.500	735.49	39.23	>> 1	42
275	n	M	1.500	208.16	1.013	0.300	3.00	0.500	102.79	0.90	>> 1	42
278	e	M	1.420	252.70	0.272	0.100	3.60	0.081	74.92	36.32	2.063	9
280	e	M	1.190	213.91	0.180	0.100	3.60	0.081	95.83	9.61	9.972	41
283	e	M	1.190	222.61	0.187	0.100	3.60	0.082	97.40	9.53	>> 1	41
285	e	M	1.190	134.85	0.113	0.100	3.60	0.068	80.80	15.77	5.124	41
288	e	M	1.190	204.83	0.171	0.100	3.60	0.079	94.88	15.77	6.017	41
290	e	M	1.310	170.26	0.163	0.100	3.60	0.071	73.59	15.33	4.801	43
293	e	M	1.080	442.14	0.324	0.100	3.60	0.114	156.16	23.43	6.665	43
295	e	M	1.500	247.71	0.483	0.100	3.60	0.099	50.57	8.46	5.977	11
298	e	M	1.380	348.58	0.291	0.100	3.60	0.085	102.47	17.10	5.992	42
300	e	M	1.500	238.26	0.289	0.100	3.60	0.078	64.49	21.82	2.956	42
305	e	M	1.230	158.63	0.130	0.100	3.60	0.069	84.14	9.32	9.028	42
307	n	M	1.320	50.79	0.035	0.300	3.00	0.499	717.03	12.37	>> 1	42
309	n	M	1.270	130.93	0.087	0.300	3.00	0.500	750.88	41.45	>> 1	42
311	e	M	1.390	127.69	0.141	0.100	3.60	0.063	56.84	12.07	4.709	10
314	e	M	1.100	100.80	0.081	0.100	3.60	0.065	80.88	5.55	>> 1	43
317	e	M	1.170	82.91	0.072	0.100	3.60	0.059	67.74	5.11	>> 1	43
320	e	M	1.090	80.39	0.063	0.100	3.60	0.061	77.14	17.77	4.341	41

323   e   M   1.160   80.81   0.070   0.100   3.60   0.059   68.00   15.95   4.264   9
326   e   M   1.230   93.76   0.087   0.100   3.60   0.060   64.41   18.48   3.485   41
329   e   M   1.030   186.26   0.137   0.100   3.60   0.083   113.34   23.28   4.868   41
336   e   M   1.500   117.42   0.156   0.100   3.60   0.061   45.47   17.28   2.632   42
340   e   M   1.500   84.32   0.151   0.100   3.60   0.060   33.41   21.53   1.552   42
346   n   M   1.270   54.61   0.036   0.300   3.00   0.500   750.88   41.46   >> 1   42
349   n   M   1.390   700.63   0.467   0.300   3.00   0.500   749.93   40.69   >> 1   42
351   n   M   1.470   795.89   0.851   0.300   3.00   0.500   467.75   70.11   6.672   44
353   n   M   1.470   767.20   0.822   0.300   3.00   0.500   466.50   34.87   >> 1   44
355   n   M   1.330   262.69   0.279   0.300   3.00   0.500   471.00   42.61   >> 1   44
358   n   M   1.340   254.95   0.273   0.300   3.00   0.500   466.50   37.03   >> 1   44
361   n   M   1.500   882.38   0.965   0.300   3.00   0.500   457.13   67.22   6.800   44
364   n   M   1.470   972.00   1.042   0.300   3.00   0.500   466.50   34.75   >> 1   44
367   n   M   1.340   421.48   0.452   0.300   3.00   0.500   466.50   37.04   >> 1   44
370   n   M   1.370   432.57   0.473   0.300   3.00   0.500   457.13   40.55   >> 1   44



### 10.3 VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:

(1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. In questa formulazione gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria vengono inclusi o meno a seconda della scelta del corrispondente parametro di calcolo;

(2) in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica  $f_k$  con i valori medi divisi per il fattore di confidenza:  $f_m/FC$  (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0.85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabolo-rettangolare: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Per gli elementi in muratura armata (sia in edifici nuovi, sia in murature esistenti rinforzate con armature), viene sempre utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \square_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1).  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\square_M$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), e che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\square_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_d$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:** da §7.8.2.2.1:  $f_d = f_k / \square_M$ .

**Muratura esistente:** è nota  $f_m$  (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). Da §C.8.7.1.5:  $f_d = f_m / \square_M / F_C$ .

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del momento flettente risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale (evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento) moltiplicata - a favore di sicurezza, indipendentemente dalla sezione di verifica - per l'altezza (=luce deformabile in direzione ortogonale) dell'elemento.

Per quanto riguarda l'eventuale **verifica di stabilità**, eseguita se è stata scelta la corrispondente opzione dei parametri di calcolo, essa viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:

Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2 (e_a + \square_{ef})/t]^3 = [1 - 2 e_a/t - 2 \square_{ef}/t]^3$$

dove  $P_E$  è il carico critico euleriano:  $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$

essendo:  $EJ$  la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia),  $l_0$  è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).

Inoltre:  $e_a$  e  $e_f$  sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico verticale e al momento flettente;  $\eta$  è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito,  $t$  è lo spessore della parete.

Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale di progetto (riferito alla sezione di mezzzeria della luce deformabile ortogonale), affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità**; i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM.

La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo  $N_u$  viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco \*. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**x Sez.** = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezzzeria della parete, la sezione si riferisce alla mezzzeria della luce deformabile

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**fd** = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione

**Nu** = sforzo normale ultimo =  $0.85 f_d$ . La presenza di \* indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)

**M** = momento di calcolo

**Mu** = momento di collasso per pressoflessione =  $(N t / 2) \eta (1 - N / N_u)$

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u / M$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

**7. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [SLV] - C.Sic. 1.114 (CCC ID 43)**

**7. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [SLV] - C.Sic. 1.106 (CCC ID 43)**

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	x Sez.	P	p	fk / fm	$\gamma_m$	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
		(m)	(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	* FC	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	e	2.750	343.27	0.256	4.000	3.60	1.111	1268.20	56.33	9.44	5.967	10
4	e	2.750	387.34	0.292	4.000	3.60	1.111	1252.05	60.19	10.65	5.651	10
7	e	2.750	375.15	0.282	4.000	3.60	1.111	1258.00	59.24	10.32	5.742	10
11	e	2.750	379.75	0.285	4.000	3.60	1.111	1258.00	59.65	10.44	5.712	10
16	e	2.750	357.30	0.270	4.000	3.60	1.111	1249.50	57.40	9.83	5.842	10
21	e	2.750	258.76	0.195	4.000	3.60	1.111	1254.60	46.21	7.12	6.494	10
24	e	2.750	342.38	0.256	4.000	3.60	1.111	1262.25	56.14	9.42	5.963	10
29	e	2.750	380.01	0.287	4.000	3.60	1.111	1249.50	59.50	10.45	5.693	10
34	e	2.750	362.99	0.301	4.000	3.60	1.111	1139.43	55.65	9.98	5.575	10
37	e	2.750	122.95	0.182	4.000	3.60	1.111	637.50	22.33	3.38	6.604	10
56	e	2.750	240.91	0.274	4.000	3.60	1.111	831.30	38.50	6.63	5.811	12
59	e	2.750	610.52	0.275	4.000	3.60	1.111	2097.38	97.38	16.79	5.800	11
66	e	2.750	286.49	0.333	4.000	3.60	1.111	813.45	41.76	7.88	5.300	12
70	e	2.750	85.16	0.100	5.198	3.60	1.444	1042.02	17.60	4.38	4.017	42
73	e	2.750	280.41	0.326	4.000	3.60	1.111	813.45	41.34	7.71	5.361	12
78	e	2.750	74.31	0.086	5.198	3.60	1.444	1058.59	15.55	4.52	3.439	42
82	e	2.750	294.34	0.342	4.000	3.60	1.111	813.45	42.26	8.09	5.221	12
86	e	2.750	94.55	0.111	5.198	3.60	1.444	1042.02	19.34	4.43	4.366	42
90	e	2.750	357.08	0.415	4.000	3.60	1.111	813.45	45.07	9.82	4.590	12
95	e	2.750	584.86	0.302	4.000	3.60	1.111	1831.75	89.58	16.08	5.569	12
114	e	2.750	110.89	0.331	4.000	3.60	1.111	316.48	10.81	3.05	3.543	10
116	e	2.750	507.19	0.381	4.000	3.60	1.111	1258.85	45.43	13.95	3.257	10
119	e	2.750	107.04	0.118	4.000	3.60	1.111	855.81	16.39	2.94	5.568	10
122	e	2.500	102.84	0.114	4.000	3.60	1.111	848.58	13.56	3.33	4.071	44
126	e	2.500	84.40	0.098	4.000	3.60	1.111	814.30	11.35	4.12	2.754	44
129	e	2.500	115.10	0.144	4.000	3.60	1.111	753.95	14.63	4.83	3.029	44
133	e	2.500	126.40	0.146	4.000	3.60	1.111	816.00	16.02	5.12	3.130	44
138	e	2.500	111.53	0.130	4.000	3.60	1.111	810.33	14.43	4.78	3.018	44
143	e	2.500	69.84	0.081	4.000	3.60	1.111	816.00	9.58	3.84	2.495	44
147	e	2.500	104.54	0.121	4.000	3.60	1.111	818.83	13.68	4.57	2.993	44
152	e	2.500	126.02	0.147	4.000	3.60	1.111	810.33	15.96	4.60	3.470	44
157	e	2.500	114.16	0.132	4.000	3.60	1.111	818.83	14.74	4.43	3.327	44
162	e	2.500	36.86	0.069	4.000	3.60	1.111	504.90	5.13	2.29	2.238	44
183	e	2.500	86.83	0.145	4.000	3.60	1.111	564.12	11.02	2.22	4.964	41
187	e	2.500	111.48	0.148	4.000	3.60	1.111	709.18	14.09	3.46	4.073	41
193	e	2.500	86.30	0.460	4.000	3.60	1.111	177.08	6.64	2.16	3.076	38
197	e	2.500	151.88	0.253	4.000	3.60	1.111	567.52	16.69	4.59	3.635	42
206	e	2.500	151.54	0.250	4.000	3.60	1.111	571.48	16.70	4.70	3.554	42
211	e	2.500	214.52	0.354	5.198	3.60	1.444	744.03	22.90	5.36	4.270	38



215   e   2.500	151.67   0.251   4.000   3.60   1.111   569.78   16.69   4.75   3.515   42
224   e   2.500	151.30   0.250   4.000   3.60   1.111   571.77   16.69   4.84   3.448   42
229   e   2.500	165.80   0.127   4.000   3.60   1.111   1235.90   21.53   4.95   4.350   42
252   e   2.500	104.98   0.316   4.000   3.60   1.111   314.22   10.49   2.62   3.995   38
255   e   2.500	218.64   0.241   4.000   3.60   1.111   855.81   28.49   5.47   5.212   38
258   n   2.500	180.92   0.728   12.000   3.00   4.000   844.97   27.01   4.52   5.973   38
261   n   2.500	583.29   0.346   12.000   3.00   4.000   5736.48   99.56   14.58   6.827   40
264   e   2.500	229.74   0.169   4.000   3.60   1.111   1280.95   28.28   5.74   4.924   38
266   n   2.750	346.56   1.483   12.000   3.00   4.000   794.58   37.13   9.53   3.896   10
268   n   2.750	1259.06   0.746   12.000   3.00   4.000   5736.48   186.72   34.62   5.393   10
271   n   2.750	897.28   0.638   12.000   3.00   4.000   4780.40   138.48   24.68   5.612   12
273   n   2.750	499.87   0.340   12.000   3.00   4.000   5001.33   85.48   13.75   6.219   12
275   n   2.750	207.02   1.007   12.000   3.00   4.000   698.97   27.68   5.69   4.863   10
278   e   2.750	234.85   0.253   4.000   3.60   1.111   878.29   30.11   6.46   4.662   10
280   e   2.750	201.74   0.170   4.000   3.60   1.111   1122.24   28.96   5.55   5.220   10
283   e   2.750	215.26   0.181   4.000   3.60   1.111   1122.24   30.44   5.92   5.143   10
285   e   2.750	119.63   0.100   4.000   3.60   1.111   1128.85   18.72   3.29   5.689   10
288   e   2.750	194.11   0.162   4.000   3.60   1.111   1128.85   28.13   5.34   5.269   10
290   e   2.750	157.81   0.152   4.000   3.60   1.111   983.73   23.19   4.34   5.343   10
293   e   2.750	440.25   0.322   4.000   3.60   1.111   1290.49   50.76   12.11   4.193   10
295   e   2.750	236.51   0.461   4.000   3.60   1.111   484.59   21.19   6.50   3.258   10
298   e   2.750	371.91   0.310   4.000   3.60   1.111   1131.92   37.46   10.23   3.662   12
300   e   2.750	231.44   0.281   4.000   3.60   1.111   778.18   36.59   6.36   5.748   10
305   e   2.500	170.75   0.140   4.000   3.60   1.111   1154.02   21.82   4.27   5.112   40
307   n   2.500	54.57   0.038   12.000   3.00   4.000   4883.76   10.25   1.36   7.515   44
309   n   2.500	128.94   0.086   12.000   3.00   4.000   5105.98   23.88   10.03   2.381   43
311   e   2.500	124.01   0.137   4.000   3.60   1.111   855.81   18.56   3.10   5.986   38
314   e   2.500	90.81   0.073   4.000   3.60   1.111   1177.77   14.67   2.27   6.460   37
317   e   2.500	74.61   0.065   4.000   3.60   1.111   1085.88   12.16   1.87   6.519   37
320   e   2.500	68.69   0.054   4.000   3.60   1.111   1198.26   11.33   1.72   6.599   40
323   e   2.500	73.43   0.063   4.000   3.60   1.111   1095.13   11.99   1.84   6.531   37
326   e   2.500	83.83   0.078   4.000   3.60   1.111   1017.78   13.46   2.10   6.423   40
329   e   2.500	182.57   0.134   4.000   3.60   1.111   1283.55   27.41   4.56   6.004   38
336   e   2.500	114.06   0.152   4.000   3.60   1.111   709.18   14.36   3.46   4.150   41
340   e   2.500	80.13   0.143   4.000   3.60   1.111   528.70   10.20   2.16   4.721   41
346   n   2.500	59.05   0.039   12.000   3.00   4.000   5105.98   11.09   10.03   1.106   43
349   n   2.750	711.75   0.475   12.000   3.00   4.000   5099.52   116.36   19.57   5.945   10
351   n   2.750	809.73   0.866   12.000   3.00   4.000   3180.70   75.45   22.27   3.388   12
353   n   2.750	780.55   0.837   12.000   3.00   4.000   3172.20   73.56   21.47   3.427   12
355   n   2.500	274.09   0.291   12.000   3.00   4.000   3202.80   31.33   6.85   4.572   40
358   n   2.500	265.84   0.285   12.000   3.00   4.000   3172.20   30.45   6.65   4.581   40
361   n   2.750	918.63   1.005   12.000   3.00   4.000   3108.45   80.89   25.26   3.202   10
364   n   2.750	1015.28   1.088   12.000   3.00   4.000   3172.20   86.29   27.92   3.091   10
367   n   2.500	442.92   0.475   12.000   3.00   4.000   3172.20   47.63   11.07   4.302   40
370   n   2.500	453.86   0.496   12.000   3.00   4.000   3108.45   48.45   11.35   4.270   40

#### 10.4 VERIFICHE STATICHE A STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO (GEO): CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO E SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (D.M.17.1.2018 (NTC18), §6.4.2.1)

PCM esegue automaticamente le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) (verifica di capacità portante del terreno e di scorrimento sul piano di posa) utilizzando l'Approccio 2 (§2.6.1), dove i coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R) assumono i valori (§6.4.2.1):

$A1 + M1 + R3$

Con questo approccio, sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).

**A1** (tab. 6.2.I) definisce i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  (distinti in:  $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_P$  e  $\gamma_Q$ ) già applicati nella generazione delle combinazioni di carico delle quali si esamineranno i risultati. Il campo di tensioni sul terreno generato da ognuna delle combinazioni di carico risulta quindi coerente con i valori dei  $\gamma_F$  indicati dalla Norma.

**M1** (tab. 6.2.II) indica il coefficiente parziale per i materiali  $\gamma_M$  che deve essere applicato ai parametri geotecnici del terreno: tangente dell'angolo di resistenza al taglio, coesione efficace, resistenza non drenata, peso dell'unità di volume. Si ha:  $\gamma_M=1.0$  (cioè: nessuna variazione dei parametri).

**R3** (tab. 6.4.I) definisce il coefficiente parziale per la resistenza, pari a 2.3 per la capacità portante, e ad 1.1 per lo scorrimento sul piano di posa. Per la verifica di resistenza strutturale della trave di fondazione (stato limite STR) il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Si ipotizza che il modello globale dell'edificio contenga sia le travi di fondazione sia la struttura in elevazione, e le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione fra fondazioni e struttura sovrastante; le fondazioni sono schematizzate come aste su suolo elastico, e normalmente considerate rigide sotto i maschi e deformabili in corrispondenza delle aperture.

In Analisi Statica, le massime tensioni sul terreno (ottenute considerando le varie combinazioni di carico statiche) sono confrontate con la capacità portante (ridotta di 2.3); per la verifica a scorrimento, il taglio globale agente lungo una direzione viene confrontato con la resistenza a scorrimento (ridotta di 1.1).



I seguenti parametri: K Winkler, Base di appoggio, Capacità portante ( $q_{lim}$ ): sono proprietà di ogni singola trave di fondazione e vengono definiti nei Dati Aste. Sia il coefficiente di sottofondo che la capacità portante possono infatti variare a causa delle diverse dimensioni geometriche delle travi di fondazioni. Dato comune a tutte le fondazioni è invece l'angolo d'attrito fondazione-terreno:  $\delta_k$ , da cui: il coefficiente d'attrito ( $tg \delta_k$ ).

Per la verifica Statica, le combinazioni di carico fondamentali utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi in analisi statica sono del tipo (§2.5.3):

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

dove per i coefficienti  $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_P$  e  $\gamma_Q$  si applica quando indicato in §2.6.1.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM:

#### Verifica di capacità portante del terreno

**N.asta** = numero progressivo dell'asta (trave di fondazione, o trave su suolo elastico)

**K Winkler** = coefficiente di sottofondo della trave su suolo elastico

**$q_{lim}$**  = capacità portante corrispondente all'asta, calcolata ad esempio con la formulazione di Terzaghi:

$$q_{lim} = c \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

essendo:

$c \cdot N_c$  = contributo della coesione lungo le superfici di rottura;

$q_0 \cdot N_q$  = effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione sul piano di posa;

$\frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$  = contributo della resistenza di attrito dovuta al peso del terreno del terreno all'interno delle superfici di scorrimento.

**Rd** = valore di progetto della resistenza =  $q_{lim} / \gamma_R$

**Nodo i** = nodo iniziale dell'asta

**sZ,i** = spostamento verticale del nodo i

**sT,i** = tensione di contatto nel nodo i

**Ed,i** = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo i (tensione sul terreno risultante dal calcolo)

**C.Sic. i** = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto:  $Rd / Ed,i$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

**Nodo j** = nodo finale dell'asta

**sZ,j** = spostamento verticale del nodo j

**sT,j** = tensione di contatto nel nodo j

**Ed,j** = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo j (tensione sul terreno risultante dal calcolo)

**C.Sic. j** = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto:  $Rd / Ed,j$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

#### Verifica di scorrimento sul piano di posa

In corrispondenza di tutti i nodi di fondazione (nodi vincolati su suolo elastico), vengono rilevate le seguenti azioni (forze):

**F orizz.X, F orizz. Y** = reazioni orizzontali competenti al nodo.

**F vert.** = carico verticale corrispondente al nodo. Avendo risolto la struttura nel suo insieme (fondazioni+sovrastuttura), poiché il nodo su suolo elastico alla Winkler non fornisce la reazione verticale, è comunque possibile fare riferimento allo sforzo normale alla base del maschio; questa azione interna contiene già il contributo del peso proprio delle travi di fondazione, regolarmente considerato nelle condizioni di carico.

Per ognuna delle due direzioni orizzontali del sistema globale di riferimento X,Y vengono infine riportati i seguenti parametri:

**Direz.** = direzione di riferimento (X o Y)

**F.orizz.tot.** = taglio globale agente lungo la direzione di riferimento

**F.vert.tot.** = carico verticale complessivo agente sul piano di posa delle fondazioni

**R** = valore di calcolo della resistenza. La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per  $tg \delta_k$

**Ed** = valore di progetto dell'azione, coincidente con il taglio globale nella direzione di riferimento

**Rd** = valore di progetto della resistenza. Il coefficiente d'attrito di progetto è dato da:  $tg \delta_d = tg \delta_k / \gamma_\psi$ , dove:  $\gamma_\psi = 1$  (da tab. 6.2.II, colonna M1), applicando a  $tg \delta_k$  il coefficiente parziale per  $tg \phi'$ . Risulta quindi:  $tg \delta_d = tg \delta_k$ . La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per  $tg \delta_d$  e dividendo per 1.1

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto:  $Rd / Ed$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

### 8. VERIFICHE PER STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (§6.4.2.1) [ SLV ] - C.Sic.: 1.595 (CCC ID 12)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC SLU)

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (§6.4.2.1) [ SLV ]

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (§6.4.2.1) [ SLV ]

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC SLU)

N.asta	K Winkler	$q_{lim}$	Rd	Nodo	sZ,i	sT,i	Ed,i	C.Sic.	Nodo	sZ,j	sT,j	Ed,j	C.Sic.	ID
	(N/mm <sup>3</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )		i	(mm)		(N/mm <sup>2</sup> )		j	(mm)		(N/mm <sup>2</sup> )		CCC
459	0.018	0.435	0.189	394	-5.74	0.101	0.101	1.882	1	-5.76	0.101	0.101	1.877	10
460	0.018	0.435	0.189	1	-5.76	0.101	0.101	1.877	3	-5.77	0.101	0.101	1.873	10
461	0.018	0.435	0.189	3	-5.77	0.101	0.101	1.873	8	-5.82	0.102	0.102	1.857	10
462	0.018	0.435	0.189	8	-5.82	0.102	0.102	1.857	6	-5.86	0.102	0.102	1.845	10
463	0.018	0.435	0.189	9	-5.89	0.103	0.103	1.834	14	-5.92	0.104	0.104	1.827	10
464	0.018	0.435	0.189	14	-5.92	0.104	0.104	1.827	12	-5.93	0.104	0.104	1.822	10
465	0.018	0.435	0.189	12	-5.93	0.104	0.104	1.822	15	-5.95	0.104	0.104	1.818	10
466	0.018	0.435	0.189	15	-5.95	0.104	0.104	1.818	20	-5.96	0.104	0.104	1.813	10
467	0.018	0.435	0.189	20	-5.96	0.104	0.104	1.813	18	-5.98	0.105	0.105	1.807	10
468	0.018	0.435	0.189	18	-5.98	0.105	0.105	1.807	21	-6.00	0.105	0.105	1.801	10
469	0.018	0.435	0.189	21	-6.00	0.105	0.105	1.801	26	-6.05	0.106	0.106	1.787	10

470	0.018	0.435	0.189	26	-6.05	0.106	0.106	1.787	24	-6.15	0.108	0.108	1.758	10
471	0.018	0.435	0.189	24	-6.15	0.108	0.108	1.758	27	-6.25	0.109	0.109	1.729	10
472	0.018	0.435	0.189	27	-6.25	0.109	0.109	1.729	32	-6.36	0.111	0.111	1.701	10
473	0.018	0.435	0.189	32	-6.36	0.111	0.111	1.701	30	-6.47	0.113	0.113	1.670	10
474	0.018	0.435	0.189	30	-6.47	0.113	0.113	1.670	395	-6.53	0.114	0.114	1.656	10
475	0.018	0.435	0.189	395	-6.53	0.114	0.114	1.656	38	-6.32	0.111	0.111	1.711	10
476	0.018	0.435	0.189	38	-6.32	0.111	0.111	1.711	36	-6.18	0.108	0.108	1.749	10
477	0.018	0.435	0.189	36	-6.18	0.108	0.108	1.749	39	-6.04	0.106	0.106	1.789	10
478	0.018	0.435	0.189	39	-6.04	0.106	0.106	1.789	44	-5.98	0.105	0.105	1.808	10
479	0.018	0.435	0.189	44	-5.98	0.105	0.105	1.808	42	-5.95	0.104	0.104	1.816	10
480	0.018	0.435	0.189	42	-5.95	0.104	0.104	1.816	45	-5.92	0.104	0.104	1.825	10
481	0.018	0.435	0.189	45	-5.92	0.104	0.104	1.825	50	-5.90	0.103	0.103	1.833	10
482	0.018	0.435	0.189	50	-5.90	0.103	0.103	1.833	48	-5.86	0.103	0.103	1.844	10
483	0.018	0.435	0.189	48	-5.86	0.103	0.103	1.844	428	-5.83	0.102	0.102	1.854	10
484	0.018	0.435	0.189	428	-5.83	0.102	0.102	1.854	429	-5.99	0.105	0.105	1.805	10
485	0.018	0.435	0.189	429	-5.99	0.105	0.105	1.805	53	-6.11	0.107	0.107	1.770	10
486	0.018	0.435	0.189	53	-6.11	0.107	0.107	1.770	404	-6.22	0.109	0.109	1.737	10
487	0.018	0.435	0.189	396	-6.52	0.114	0.114	1.657	57	-6.45	0.113	0.113	1.675	12
488	0.018	0.435	0.189	57	-6.45	0.113	0.113	1.675	59	-6.38	0.112	0.112	1.693	12
489	0.018	0.435	0.189	59	-6.38	0.112	0.112	1.693	64	-6.28	0.110	0.110	1.722	12
490	0.018	0.435	0.189	64	-6.28	0.110	0.110	1.722	62	-6.04	0.106	0.106	1.790	12
491	0.018	0.435	0.189	62	-6.04	0.106	0.106	1.790	322	-5.86	0.103	0.103	1.845	11
492	0.018	0.435	0.189	397	-6.56	0.115	0.115	1.647	67	-6.56	0.115	0.115	1.647	12
493	0.018	0.435	0.189	67	-6.56	0.115	0.115	1.647	69	-6.56	0.115	0.115	1.647	12
494	0.018	0.435	0.189	69	-6.56	0.115	0.115	1.647	74	-6.45	0.113	0.113	1.675	12
495	0.018	0.435	0.189	74	-6.45	0.113	0.113	1.675	72	-6.49	0.113	0.113	1.666	12
496	0.018	0.435	0.189	72	-6.49	0.113	0.113	1.666	75	-6.52	0.114	0.114	1.658	12
497	0.018	0.435	0.189	75	-6.52	0.114	0.114	1.658	80	-6.80	0.119	0.119	1.590	12
498	0.018	0.435	0.189	80	-6.80	0.119	0.119	1.590	78	-6.81	0.119	0.119	1.588	12
499	0.018	0.435	0.189	81	-6.82	0.119	0.119	1.585	86	-6.66	0.116	0.116	1.624	12
500	0.018	0.435	0.189	86	-6.66	0.116	0.116	1.624	84	-6.68	0.117	0.117	1.618	12
501	0.018	0.435	0.189	84	-6.68	0.117	0.117	1.618	87	-6.70	0.117	0.117	1.613	12
502	0.018	0.435	0.189	87	-6.70	0.117	0.117	1.613	92	-6.97	0.122	0.122	1.552	12
503	0.018	0.435	0.189	90	-6.96	0.122	0.122	1.554	93	-6.95	0.122	0.122	1.556	12
504	0.018	0.435	0.189	93	-6.95	0.122	0.122	1.556	98	-6.75	0.118	0.118	1.602	12
505	0.018	0.435	0.189	98	-6.75	0.118	0.118	1.602	96	-6.75	0.118	0.118	1.600	12
506	0.018	0.435	0.189	96	-6.75	0.118	0.118	1.600	99	-6.76	0.118	0.118	1.598	12
507	0.018	0.435	0.189	99	-6.76	0.118	0.118	1.598	104	-7.00	0.122	0.122	1.544	12
508	0.018	0.435	0.189	104	-7.00	0.122	0.122	1.544	102	-7.00	0.122	0.122	1.544	12
509	0.018	0.435	0.189	105	-7.00	0.122	0.122	1.544	110	-6.72	0.118	0.118	1.608	12
510	0.018	0.435	0.189	110	-6.72	0.118	0.118	1.608	108	-6.63	0.116	0.116	1.629	12
511	0.018	0.435	0.189	108	-6.63	0.116	0.116	1.629	111	-6.55	0.115	0.115	1.651	12
512	0.018	0.435	0.189	111	-6.55	0.115	0.115	1.651	116	-6.50	0.114	0.114	1.663	12
513	0.018	0.435	0.189	114	-6.51	0.114	0.114	1.660	396	-6.52	0.114	0.114	1.657	12
514	0.018	0.435	0.189	398	-5.88	0.103	0.103	1.838	118	-5.90	0.103	0.103	1.831	10
515	0.018	0.435	0.189	118	-5.90	0.103	0.103	1.831	430	-5.93	0.104	0.104	1.824	10
516	0.018	0.435	0.189	430	-5.93	0.104	0.104	1.824	431	-5.98	0.105	0.105	1.808	10
517	0.018	0.435	0.189	122	-6.03	0.106	0.106	1.792	432	-6.20	0.109	0.109	1.743	12
518	0.018	0.435	0.189	433	-6.47	0.113	0.113	1.672	126	-6.46	0.113	0.113	1.674	10
519	0.018	0.435	0.189	126	-6.46	0.113	0.113	1.674	401	-6.45	0.113	0.113	1.676	10
520	0.018	0.435	0.189	395	-6.53	0.114	0.114	1.656	270	-6.56	0.115	0.115	1.647	10
521	0.018	0.435	0.189	434	-6.59	0.115	0.115	1.639	402	-6.79	0.119	0.119	1.592	10
522	0.018	0.435	0.189	270	-6.56	0.115	0.115	1.647	434	-6.59	0.115	0.115	1.639	10
523	0.018	0.435	0.189	402	-6.79	0.119	0.119	1.592	274	-6.75	0.118	0.118	1.600	10
524	0.018	0.435	0.189	274	-6.72	0.118	0.118	1.608	435	-6.81	0.119	0.119	1.587	12
525	0.018	0.435	0.189	435	-6.81	0.119	0.119	1.587	277	-6.88	0.120	0.120	1.570	12
526	0.018	0.435	0.189	277	-6.88	0.120	0.120	1.570	403	-6.96	0.122	0.122	1.554	12
527	0.018	0.435	0.189	436	-6.44	0.113	0.113	1.678	280	-6.50	0.114	0.114	1.662	12
528	0.018	0.435	0.189	280	-6.50	0.114	0.114	1.662	397	-6.56	0.115	0.115	1.647	12
529	0.018	0.435	0.189	404	-6.22	0.109	0.109	1.737	283	-6.25	0.109	0.109	1.730	10
530	0.018	0.435	0.189	437	-6.27	0.110	0.110	1.723	401	-6.45	0.113	0.113	1.676	10
531	0.018	0.435	0.189	283	-6.25	0.109	0.109	1.730	437	-6.27	0.110	0.110	1.723	10
532	0.018	0.435	0.189	438	-6.48	0.113	0.113	1.667	287	-6.47	0.113	0.113	1.669	10
533	0.018	0.435	0.189	287	-6.47	0.113	0.113	1.669	433	-6.47	0.113	0.113	1.672	10
534	0.018	0.435	0.189	439	-6.70	0.117	0.117	1.614	290	-6.68	0.117	0.117	1.617	10
535	0.018	0.435	0.189	440	-6.67	0.117	0.117	1.620	438	-6.48	0.113	0.113	1.667	10
536	0.018	0.435	0.189	441	-6.72	0.118	0.118	1.609	294	-6.70	0.117	0.117	1.612	10
537	0.018	0.435	0.189	294	-6.70	0.117	0.117	1.612	439	-6.70	0.117	0.117	1.614	10
538	0.018	0.435	0.189	442	-6.78	0.119	0.119	1.595	297	-6.78	0.119	0.119	1.593	10
539	0.018	0.435	0.189	443	-6.80	0.119	0.119	1.590	441	-6.72	0.118	0.118	1.609	10
540	0.018	0.435	0.189	444	-6.75	0.118	0.118	1.600	301	-6.76	0.118	0.118	1.598	10
541	0.018	0.435	0.189	301	-6.76	0.118	0.118	1.598	442	-6.78	0.119	0.119	1.595	10
542	0.018	0.435	0.189	445	-6.66	0.117	0.117	1.623	304	-6.86	0.120	0.120	1.576	10
543	0.018	0.435	0.189	446	-6.86	0.120	0.120	1.576	444	-6.75	0.118	0.118	1.600	10
544	0.018	0.435	0.189	447	-6.14	0.107	0.107	1.762	308	-6.40	0.112	0.112	1.690	10

545	0.018	0.435	0.189	308	-6.40	0.112	0.112	1.690	445	-6.66	0.117	0.117	1.623	10
546	0.018	0.435	0.189	400	-6.01	0.105	0.105	1.798	311	-6.01	0.105	0.105	1.797	10
547	0.018	0.435	0.189	448	-6.01	0.105	0.105	1.797	447	-6.14	0.107	0.107	1.762	10
548	0.018	0.435	0.189	311	-6.01	0.105	0.105	1.797	448	-6.01	0.105	0.105	1.797	10
549	0.018	0.435	0.189	432	-6.20	0.109	0.109	1.743	315	-6.35	0.111	0.111	1.701	12
550	0.018	0.435	0.189	315	-6.35	0.111	0.111	1.701	399	-6.50	0.114	0.114	1.662	12
551	0.018	0.435	0.189	322	-5.88	0.103	0.103	1.838	320	-5.79	0.101	0.101	1.865	10
552	0.018	0.435	0.189	320	-5.79	0.101	0.101	1.865	318	-5.77	0.101	0.101	1.874	10
553	0.018	0.435	0.189	318	-5.77	0.101	0.101	1.874	394	-5.74	0.101	0.101	1.882	10
554	0.018	0.435	0.189	401	-6.45	0.113	0.113	1.676	368	-6.41	0.112	0.112	1.686	10
555	0.018	0.435	0.189	368	-6.38	0.112	0.112	1.694	436	-6.44	0.113	0.113	1.678	12
556	0.018	0.435	0.189	405	-7.00	0.122	0.122	1.544	370	-6.93	0.121	0.121	1.561	12
557	0.018	0.435	0.189	370	-6.93	0.121	0.121	1.561	449	-6.85	0.120	0.120	1.578	12
558	0.018	0.435	0.189	407	-6.81	0.119	0.119	1.588	374	-6.74	0.118	0.118	1.603	12
559	0.018	0.435	0.189	374	-6.74	0.118	0.118	1.603	450	-6.67	0.117	0.117	1.620	12
560	0.018	0.435	0.189	449	-6.85	0.120	0.120	1.578	384	-6.78	0.119	0.119	1.594	12
561	0.018	0.435	0.189	384	-6.82	0.119	0.119	1.586	406	-6.86	0.120	0.120	1.576	10
562	0.018	0.435	0.189	450	-6.67	0.117	0.117	1.620	387	-6.60	0.116	0.116	1.636	12
563	0.018	0.435	0.189	387	-6.64	0.116	0.116	1.627	408	-6.68	0.117	0.117	1.618	10
590	0.018	0.435	0.189	290	-6.68	0.117	0.117	1.617	409	-6.68	0.117	0.117	1.618	10
591	0.018	0.435	0.189	409	-6.68	0.117	0.117	1.618	440	-6.67	0.117	0.117	1.620	10
606	0.018	0.435	0.189	6	-5.86	0.102	0.102	1.845	398	-5.88	0.103	0.103	1.838	10
607	0.018	0.435	0.189	398	-5.88	0.103	0.103	1.838	9	-5.89	0.103	0.103	1.834	10
608	0.018	0.435	0.189	297	-6.78	0.119	0.119	1.593	402	-6.79	0.119	0.119	1.592	10
609	0.018	0.435	0.189	402	-6.79	0.119	0.119	1.592	443	-6.80	0.119	0.119	1.590	10
610	0.018	0.435	0.189	92	-6.97	0.122	0.122	1.552	403	-6.96	0.122	0.122	1.554	12
611	0.018	0.435	0.189	403	-6.96	0.122	0.122	1.554	90	-6.96	0.122	0.122	1.554	12
612	0.018	0.435	0.189	431	-5.98	0.105	0.105	1.808	400	-6.01	0.105	0.105	1.798	10
613	0.018	0.435	0.189	400	-6.01	0.105	0.105	1.798	122	-6.05	0.106	0.106	1.786	10
614	0.018	0.435	0.189	116	-6.50	0.114	0.114	1.663	399	-6.50	0.114	0.114	1.662	12
615	0.018	0.435	0.189	399	-6.50	0.114	0.114	1.662	114	-6.51	0.114	0.114	1.660	12
616	0.018	0.435	0.189	102	-7.00	0.122	0.122	1.544	405	-7.00	0.122	0.122	1.544	12
617	0.018	0.435	0.189	405	-7.00	0.122	0.122	1.544	105	-7.00	0.122	0.122	1.544	12
618	0.018	0.435	0.189	78	-6.81	0.119	0.119	1.588	407	-6.81	0.119	0.119	1.588	12
619	0.018	0.435	0.189	407	-6.81	0.119	0.119	1.588	81	-6.82	0.119	0.119	1.585	12
620	0.018	0.435	0.189	304	-6.86	0.120	0.120	1.576	406	-6.86	0.120	0.120	1.576	10
621	0.018	0.435	0.189	406	-6.86	0.120	0.120	1.576	446	-6.86	0.120	0.120	1.576	10

**VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (§6.4.2.1) [ SLV ] (CCC ID 12)**  
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

N.nodo	Forizz.X (kN)	Forizz.Y (kN)	F.vert. (kN)
1	12.92	5.05	416.79
6	27.65	5.30	462.81
12	13.85	5.81	454.14
18	12.15	5.97	453.14
24	18.96	5.90	431.15
30	15.36	5.38	332.51
36	-14.33	6.15	415.28
42	-3.68	6.49	452.16
48	-3.88	6.45	431.93
53	0.36	3.07	164.06
57	-0.54	3.13	297.56
62	3.77	-10.74	751.74
67	0.00	1.00	33.70
72	-14.51	1.65	341.92
78	-7.96	2.58	151.74
84	-5.36	1.91	335.83
90	-9.80	2.57	140.72
96	-4.59	2.11	349.76
102	-8.69	2.71	162.34
108	6.61	2.28	412.50
114	17.68	3.57	709.67
118	0.07	-6.39	130.70
122	0.19	7.61	583.52
126	-11.49	0.01	162.43
270	0.48	-5.44	347.78
274	-1.59	58.10	1356.13
277	-1.84	30.16	987.76
280	-6.43	-1.93	594.53
283	-0.25	-0.32	214.51



287	-33.26	0.04	291.98
290	-5.63	0.10	272.76
294	-5.55	0.14	285.61
297	-10.75	0.08	193.32
301	-10.74	0.12	268.63
304	10.79	0.18	220.79
308	17.33	0.28	516.01
311	7.63	0.03	263.42
315	0.14	3.75	449.02
318	2.54	-7.43	279.30
368	-6.04	-2.13	785.38
370	-0.48	56.68	869.93
374	-0.44	26.31	840.58
384	-0.34	54.31	971.54
387	-0.31	26.19	1065.31

Angolo d'attrito fondazione-terreno (°) = 30

Direz.	F.orizz.tot.	F.vert.tot.	R	Ed	Rd	C.Sic.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
-----						
X	0.00	19652.39	11346.31	0.00	10314.83	>> 1
Y	308.80	19652.39	11346.31	308.80	10314.83	>> 1

## 11 VERIFICHE SISMICHE GLOBALI SLV

### VERIFICA SISMICA DI COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI (ANALISI PUSHOVER)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.4)

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.8: tale rapporto è definito come:  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta.

La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

#### Criteri generali:

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

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera: G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, Dicembre 2002 (volume in download da: <http://ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html>) e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo NTC08, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidezza costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

#### Distribuzione di Forze:

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

#### **Gruppo 1 (distribuzioni principali)**

**FISSE:** i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

(A) ("triangolare") 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.

La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo [sia per la distribuzione C) sia per la E)], si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y. Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente, perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato).

Per riconoscere se il modo è secondo X o secondo Y si controlla se la massa modale efficace secondo X è  $> 0$  o  $< 0$  di quella secondo Y.

(C) (multi-modale) 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 rigidezza, previa riesecuzione dell'analisi modale:

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione  
(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (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

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 TC.

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poichè 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

#### Direzioni di analisi:

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y), ed è prevista la combinazione direzionale secondo §7.3.5.

- **ANALISI PIANE (2D):** gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).

- **ANALISI SPAZIALI (3D):** considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente prima secondo X, e poi secondo Y.

In generale le strutture non sono simmetriche, per cui le analisi dovranno essere condotte anche secondo -X e secondo -Y.

In modelli 3D, dove si eseguono analisi X e analisi Y, la combinazione degli effetti nelle due direzioni orizzontali non deve essere applicata (§7.3.5).

#### Algoritmo di calcolo implementato in PCM

##### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITÀ)**

0. Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali.

Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + P + \sum(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

##### **ANALISI SISMICA INCREMENTALE**

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:

3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/- Mt) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).

2D) al massimo 2 analisi: +X, -X.

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

*Inizio Loop* (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)

5. Verifiche della muratura. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]

6. Se richiesto dai Parametri di Calcolo, si archivia tutta la configurazione strutturale (con le verifiche murarie)

7. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):

7.1. Aggiornamento matrice rigidezze

7.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata

7.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop

7.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze

8. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi di Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

*Termina Loop*

9. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli

10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

#### Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover:

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.1, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.



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

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $S_e(T)$  e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \cdot (T / 2\pi)^2$  (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:

**SLC:** lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

**SLV:** lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

**SLD:** lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).

**SLO:** lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

I risultati di PCM riportano fra l'altro la capacità della struttura in termini di PGA ed in particolare: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P<sub>VR</sub> relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a<sub>g</sub> tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

- 1) la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, a<sub>g</sub> e altri parametri correlati) deve essere ≤ della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;
- 2) il valore di  $q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^*$  deve essere ≤ 3.0 (valore competente alla verifica per SLV).

Qualora la verifica di sicurezza sia soddisfatta per TR=2475 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR>=2475 anni (il D.M. 14.1.2008, nell'Allegato A dispone che nell'analisi siano considerati solo valori di TR compresi fra 30 e 2475 anni). Analogamente, se la verifica di sicurezza non è soddisfatta per TR=30 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR<=30 anni; i limiti assunti per PGA corrispondono ai limiti minimo e massimo di TR, secondo le corrispondenze definite dal reticolo di riferimento (Tab. 1, All.A al D.M. 14.1.2008).

Si osservi che a<sub>g</sub> indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - come a<sub>g</sub> oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di comportamento q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto  $\alpha u / \alpha_1$  dove:

$\alpha_1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario significativo raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha u$  = 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

- Edifici nuovi:  $q = q_0 \cdot K_R$  (§7.3.1), dove:

per costruzioni in muratura ordinaria:  $q_0 = 1.75 \cdot \alpha u / \alpha_1$ ; per costruzioni in muratura armata:  $q_0 = 2.5 \cdot \alpha u / \alpha_1$ ; per costruzioni in muratura armata con progettazione in capacità:  $q_0 = 3.0 \cdot \alpha u / \alpha_1$ .  $K_R = 1$  per edifici regolari in altezza; 0.8 altrimenti. In ogni caso,  $\alpha u / \alpha_1$  non può essere assunto maggiore di 2.5;

- Edifici esistenti (rif.: Circ. 2009 del D.M. 14.1.2008):  $q = 2.0 \cdot \alpha u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione,  $q = 1.5 \cdot \alpha u / \alpha_1$  negli altri casi.

## 1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

### Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.1997

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.4179

Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
(anni)	(g)		(sec)
30	0.048	2.452	0.260
50	0.060	2.483	0.280
72	0.071	2.466	0.280
101	0.083	2.468	0.284
140	0.098	2.480	0.282
201	0.114	2.534	0.282
475	0.163	2.549	0.280
975	0.215	2.496	0.286
2475	0.302	2.431	0.302

Per periodi di ritorno  $TR < 30$  anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$a_g(TR) = K \cdot TR^{-\alpha}$ , dove:

$K = 0.010602470$ ,  $\alpha = 0.443110480$

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR per ciascun Stato Limite (Tab.3.2.i)

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

$a_g(g)$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*(sec)$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite (§3.2.3)

Stato	TR	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	S	TB	TC	TD
limite	(anni)	(g)		(sec)		(sec)	(sec)	(sec)
SLO	45	0.057	2.477	0.276	1.800	0.219	0.657	1.828
SLD	75	0.072	2.466	0.280	1.800	0.220	0.661	1.888
SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	0.222	0.665	2.360
SLC	1462	0.249	2.468	0.293	1.478	0.226	0.677	2.596

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1$

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad  $a_g$ )

## CURVA n° 1

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 630537.30  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3612.42  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.297  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3612.42

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  = 33.51, di cui dovuto alle forze orizzontali = 33.51

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2772.39

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2772.39

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 25.71

#### 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) = 1940.67

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 333496.30 (=52.891% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.314

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 7.94

forza  $F_y^*$  (kN) = 2648.78

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 18.00

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2648.78

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.266$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 29.24

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 38.11

#### 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) = 38.11

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 33.51

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.162 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 465$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 14.896\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	465	0.162	14.9

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.162 / 0.190 = 0.853$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 465 / 712 = 0.653$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3251.18

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 40.640

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 2

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 630130.40  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3611.79  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.297  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3611.79

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 33.46, di cui dovuto alle forze orizzontali = 33.46

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2771.91

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2771.91

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 25.68

#### 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) = 1940.33

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 333587.80 (=52.940% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.314

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 7.94

forza  $F_y^*$  (kN) = 2648.36

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	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 17.99

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2648.36

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.266$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 29.23

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 38.10

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 38.10

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 33.46

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.161 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 458$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.105\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	458	0.161	15.1

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_e \text{SLV} / \text{PGA} = 0.161 / 0.190 = 0.847$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 458 / 712 = 0.643$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3250.62

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 40.633

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

### CURVA n° 3

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 625161.30  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3532.42  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.29  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3532.42

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 32.65, di cui dovuto alle forze orizzontali = 32.65

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2710.99

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2710.99

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 25.06

#### 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) = 1897.69

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 338784.20 (=54.191% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.312

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 7.64

forza  $F_y^*$  (kN) = 2588.37

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 17.72

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2588.37

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.319$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 29.15

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 37.99

#### 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) = 37.99

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 32.65

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.157 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 436$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.804\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	436	0.157	15.8

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_e \text{SLV} / \text{PGA} = 0.157 / 0.190 = 0.826$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 436 / 712 = 0.612$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3179.18

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 39.740

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

#### CURVA n° 4

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 639624.80  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3554.58  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.292  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3554.58

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 33.62, di cui dovuto alle forze orizzontali = 33.62

##### 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 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2728.00

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2728.00

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 25.80

##### 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) = 1909.60

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 336675.00 (=52.636% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.312

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 7.73

forza  $F_y^*$  (kN) = 2603.16

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 17.83

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2603.16

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.305$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 29.21

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 38.08

#### 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) = 38.08

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 33.62

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.162 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV}$  = 465 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 14.896 \%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	465	0.162	14.9

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta, E, \text{SLV}, \text{PGA} = 0.162/0.190 = 0.853$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 465/712 = 0.653$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3199.12

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 39.989

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 5

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 465188.90  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3392.89  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.279  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3392.89

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 37.92, di cui dovuto alle forze orizzontali = 37.92

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2632.19

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2632.19

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 29.42

#### 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) = 1842.53

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 384005.60 (=82.548% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.298

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.52

forza  $F_y^*$  (kN) = 2504.65

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  = 10 %

Da PVR e  $V_R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)



attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

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

e:  $SS$ ,  $CC$ ,  $S$ ,  $TB$ ,  $TC$ ,  $TD$ ,  $F_v$  [§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;

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

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

[Stato Limite]	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$TB$	$TC$	$TD$	$F_v$
	[(anni)]	[*g]	[sec]					[sec]	[sec]	[sec]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 16.25

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2504.65

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.492$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 28.21

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 36.36

#### 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) = 36.36

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 37.92

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.201 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 824$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 8.7\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	824	0.201	8.7

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):



- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta, E, \text{SLV}, \text{PGA} = 0.201/0.190 = 1.058$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 824/712 = 1.157$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3053.61

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 38.170

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 6

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 448977.60  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3302.62  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.271  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3302.62

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 38.43, di cui dovuto alle forze orizzontali = 38.43

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)  
 - 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2562.15

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2562.15

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 29.82

#### 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) = 1793.51

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 378440.40 (=84.289% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.301

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.76

forza  $F_y^*$  (kN) = 2558.44

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 10\%$

Da PVR e  $V_R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)



attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 16.49

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2558.44

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.439$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 28.29

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 36.46

#### 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) = 36.46

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 38.43

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.206 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 867$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 8.287\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	867	0.206	8.3

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.206 / 0.190 = 1.084$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 867 / 712 = 1.218$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2972.36

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_v$  calcolato = 37.154

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_v$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 7

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 468946.40  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3091.62  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.254  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3091.62

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 37.78, di cui dovuto alle forze orizzontali = 37.78

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2398.46

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2398.46

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 29.31

#### 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) = 1678.92

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 410443.40 (=87.525% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.289

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.01

forza  $F_y^*$  (kN) = 2465.57

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 15.21

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2465.57

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.531$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 27.20

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 35.06

#### 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) = 35.06

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 37.78

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.212 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 946$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 7.622\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	946	0.212	7.6

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_e \text{SLV} / \text{PGA} = 0.212 / 0.190 = 1.116$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 946 / 712 = 1.329$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 160.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2782.45

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 17.390

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 8

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 449513.60  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3380.71  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.278  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3380.71

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  = 31.00, di cui dovuto alle forze orizzontali = 31.00

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

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

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):  
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;  
 - masse di piano  $m_{i,j}$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)  
 - 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2622.74

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2622.74

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 24.05

#### 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) = 1835.92

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 384343.60 (=85.502% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.298

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.55

forza  $F_y^*$  (kN) = 2518.38

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 16.24

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2518.38

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.478$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 28.15

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 36.28

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 36.28

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 31.00

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.156 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 431$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.971\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	431	0.156	16.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_v E_{SLV} / \text{PGA} = 0.156 / 0.190 = 0.821$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 431 / 712 = 0.605$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3042.64

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 7.607

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 9

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 632105.70  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -3432.06  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.282  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3432.06

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -27.24, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.24

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2633.97

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2633.97

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -20.90

#### 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) = -1843.78

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 434029.10 (=68.664% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.275

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -6.54

forza  $F_y^*$  (kN) = -2838.73

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -13.83

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2838.73

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.114$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -24.15

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -31.48

#### 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) = -31.48

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -27.24

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.159 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 451$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.321\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	451	0.159	15.3

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_e \text{SLV} / \text{PGA} = 0.159 / 0.190 = 0.837$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 451 / 712 = 0.633$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 240.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3088.85

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 12.870

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

# CURVA n° 10

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 632515.20  
Resistenza massima (taglio alla base): F<sub>Max,M-GDL</sub> (kN) = -3440.24  
Peso sismico totale W (kN) = 12165.84  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 1240.57  
Rapporto forza/peso (F<sub>Max,M-GDL</sub> / W) = 0.283  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F<sub>SLV,M-GDL</sub> (kN) = -3440.24

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo: dc<sub>SLV,M-GDL</sub> = -27.23, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.23

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

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

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):  
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)  
al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,  
la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master  
e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;  
- masse di piano m<sub>i</sub> traslazionali;  
- corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale  
nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2  
con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6%  
(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover,  
che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale  
le rigidità considerate corrispondono al parametro %K<sub>elast</sub> dei dati Aste e tengono quindi  
conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K<sub>elast</sub> < 100%); in Analisi Pushover  
al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)  
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>\*φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>\*φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) / Σ(m<sub>i</sub>\*φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 1.303

Resistenza massima (taglio alla base): F<sub>Max,1-GDL</sub> = (F<sub>Max,M-GDL</sub> / Γ) (kN) = -2640.25

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F<sub>SLV,1-GDL</sub> = (F<sub>SLV,M-GDL</sub> / Γ) (kN) = -2640.25

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d<sub>SLV,1-GDL</sub> = (d<sub>SLV,M-GDL</sub> / Γ) (mm) = -20.90

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F<sub>Max,1-GDL</sub> (kN) = -1848.17

Rigidità elastica: K\* (kN/m) = 433347.90 (=68.512% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.275

Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -6.56

forza Fy\* (kN) = -2841.33

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V<sub>R</sub> = 10 %

Da PVR e V<sub>R</sub>, per SLV risulta definito il valore di T<sub>R</sub> (§ All. a)



attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

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	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -13.85

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2841.33

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.112$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -24.16

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -31.50

#### 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) = -31.50

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -27.23

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.159 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 451$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.321\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	451	0.159	15.3

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_e \text{SLV} / \text{PGA} = 0.159 / 0.190 = 0.837$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 451 / 712 = 0.633$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 240.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3096.22

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 12.901

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 11

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 637602.30  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -3419.52  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.281  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3419.52

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -27.98, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.98

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2624.34

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2624.34

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -21.47

#### 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) = -1837.04

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 422981.00 (=66.339% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.279

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -6.50

forza  $F_y^*$  (kN) = -2749.46

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	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -14.19

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2749.46

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.183$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -24.84

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -32.38

#### 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) = -32.38

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -27.98

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.159 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 451$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.321\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	451	0.159	15.3

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_v E_{SLV} / \text{PGA} = 0.159 / 0.190 = 0.837$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 451 / 712 = 0.633$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 240.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3077.56

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 12.823

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 12**

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**
**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 623229.10  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -3414.18  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.281  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3414.18

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -27.69, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.69

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2620.25

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2620.25

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -21.25

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -1834.17

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 420708.80 (=67.505% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.280

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -6.56

forza  $F_y^*$  (kN) = -2759.51

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]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -14.27

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2759.51

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.175$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -24.89

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -32.45

#### 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) = -32.45

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -27.69

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.157 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 437$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.77\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	437	0.157	15.8

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.157 / 0.190 = 0.826$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 437 / 712 = 0.614$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 240.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3072.76

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 12.803

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 13

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 450990.30  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -3701.84  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.304  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3701.84

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -29.99, di cui dovuto alle forze orizzontali = -29.99

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)  
 - 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2871.87

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2871.87

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -23.26

#### 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) = -2010.31

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 400070.10 (=88.709% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.292

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -7.26

forza  $F_y^*$  (kN) = -2905.00

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -15.60

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2905.00

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.148$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -26.23

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -33.81

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -33.81

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -29.99

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.164 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 479$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 14.493 \%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	479	0.164	14.5

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.164 / 0.190 = 0.863$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 479 / 712 = 0.673$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 160.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3331.66

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 20.823

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 14**

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**
**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 467350.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -3782.39  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.311  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3782.39

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -37.46, di cui dovuto alle forze orizzontali = -37.46

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2934.36

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2934.36

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -29.06

**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) = -2054.05

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 422367.70 (=90.375% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.285

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -6.96

forza  $F_y^*$  (kN) = -2940.69

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -14.78

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2940.69

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.122$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -25.23

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -32.51

#### 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) = -32.51

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -37.46

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.234 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 1237$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 5.883\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	1237	0.234	5.9

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.234 / 0.190 = 1.232$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 1237 / 712 = 1.737$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3404.15

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 42.552

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 15

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 447513.90  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -3701.51  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.304  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3701.51

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -33.84, di cui dovuto alle forze orizzontali = -33.84

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2871.62

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2871.62

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -26.25

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -2010.13

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 396395.10 (=88.577% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.294

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -7.58

forza  $F_y^*$  (kN) = -3002.67

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 10\%$

Da PVR e  $V_R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)



attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  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]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -15.75

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3002.67

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.079$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -26.07

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -33.61

#### 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) = -33.61

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -33.84

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.191 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 722$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 9.866\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	722	0.191	9.9

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta, E, \text{SLV}, \text{PGA} = 0.191/0.190 = 1.005$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 722/712 = 1.014$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 720.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3331.36

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 4.627

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 16**

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 466770.60  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -3898.92  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.32  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3898.92

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -30.64, di cui dovuto alle forze orizzontali = -30.64

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

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

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

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3024.76

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3024.76

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -23.77

**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) = -2117.33

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 415526.70 (=89.022% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.287

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -6.97

forza  $F_y^*$  (kN) = -2894.30

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 10\%$

Da PVR e  $V_R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)



attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  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]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -15.02

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2894.30

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.156$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -25.64

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -33.05

#### 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) = -33.05

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -30.64

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.172 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLV = 550$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 12.747\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	550	0.172	12.7

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_e \text{SLV} / \text{PGA} = 0.172 / 0.190 = 0.905$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 550 / 712 = 0.772$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 800.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3509.03

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 4.386

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 17

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 730179.10  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4061.60  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.334  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4061.60

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 18.58, di cui dovuto alle forze orizzontali = 18.58

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^4) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3117.11

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3117.11

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 14.26

#### 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) = 2181.98

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 436469.80 (=59.776% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.274

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.80

forza  $F_y^*$  (kN) = 2969.73

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	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 13.75

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2969.73

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.021$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.63

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 30.81

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 30.81

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 18.58

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.127 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 258$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 25.226 \%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	258	0.127	25.2

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):



- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.127 / 0.190 = 0.668$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 258 / 712 = 0.362$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3655.44

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 45.693

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 18**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 729700.30  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4063.80  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.334  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4063.80

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = 18.61, di cui dovuto alle forze orizzontali = 18.61

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^4) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3118.80

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3118.80

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 14.28

**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) = 2183.16

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 436122.10 (=59.767% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.275

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.81

forza  $F_y^*$  (kN) = 2971.80

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  = 10 %

Da PVR e  $V_R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)

attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 13.76

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2971.80

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.019$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.64

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 30.81

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 30.81

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 18.61

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.127 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 258$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 25.226 \%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	258	0.127	25.2

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta, E, \text{SLV}, \text{PGA} = 0.127/0.190 = 0.668$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 258/712 = 0.362$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3657.42

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 45.718

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$



**CURVA n° 19**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 724254.10  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4092.88  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.336  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4092.88

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL = 20.04$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 20.04

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^4) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3141.12

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3141.12

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 15.38

**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) = 2198.78

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 432685.20 (=59.742% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.276

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.90

forza  $F_y^*$  (kN) = 2984.88

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

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

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

attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 13.87

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2984.88

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.011$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.72

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 30.92

#### 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) = 30.92

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 20.04

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.132 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 289$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 22.857\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	289	0.132	22.9

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.132 / 0.190 = 0.695$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 289 / 712 = 0.406$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3683.59

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 46.045

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 20

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 741263.60  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4059.16  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.334  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4059.16

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL = 19.94$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 19.94

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3115.24

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3115.24

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 15.30

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 2180.67

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 431817.00 (=58.254% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.276

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 6.89

forza  $F_y^*$  (kN) = 2973.10

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 13.90

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2973.10

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.019$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.79

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 31.01

#### 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) = 31.01

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 19.94

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.131 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 283$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 23.281\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	283	0.131	23.3

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_v E_{SLV} / \text{PGA} = 0.131 / 0.190 = 0.689$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 283 / 712 = 0.397$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3653.24

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 45.666

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 21**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 521153.20  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4663.83  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.383  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4663.83

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  = 41.50, di cui dovuto alle forze orizzontali = 41.50

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

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

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

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3618.18

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3618.18

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 32.19

**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) = 2532.72

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 417308.90 (=80.074% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.286

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 8.26

forza  $F_y^*$  (kN) = 3444.70

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	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 14.96

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3444.70

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.812$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.82

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 30.71

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 30.71

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 41.50

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.302 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 2475$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $T_R = 75$  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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	2475	0.302	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):



- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.302 / 0.190 = 1.589$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475 / 712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4197.45

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 52.468

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 22**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**
**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 503597.20  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4590.08  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.377  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4590.08

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  = 42.85, di cui dovuto alle forze orizzontali = 42.85

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3560.96

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3560.96

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 33.24

**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) = 2492.67

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 405521.10 (=80.525% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.290

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 8.80

forza  $F_y^*$  (kN) = 3568.22

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 15.39

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3568.22

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.749$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.90

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 30.80

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 30.80

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 42.85

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.302 g$

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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	2475	0.302	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta, E, \text{SLV}, \text{PGA} = 0.302/0.190 = 1.589$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 80.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4131.07

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 51.638

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$



## CURVA n° 23

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 526107.40  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4781.61  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.393  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4781.61

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL = 47.37$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 47.37

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3709.55

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3709.55

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 36.75

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 2596.68

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 420228.90 (=79.875% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.285

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 8.25

forza  $F_y^*$  (kN) = 3466.64

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]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 14.85

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3466.64

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.800$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.64

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 30.47

#### 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) = 30.47

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 47.37

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.302 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 2475$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $T_R = 75$  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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	2475	0.302	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.302 / 0.190 = 1.589$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475 / 712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 240.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4303.44

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 17.931

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 24**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 504982.70  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 4481.51  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.368  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 4481.51

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL = 21.31$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 21.31

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)  
 - 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3476.74

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3476.74

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 16.53

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 2433.71

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 424126.00 (=83.988% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.284

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = 7.92

forza  $F_y^*$  (kN) = 3360.15

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = 14.72

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3360.15

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.857$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 23.83

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = 30.72

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 30.72

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 21.31

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.139 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 321$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 20.836 \%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	321	0.139	20.8

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.139 / 0.190 = 0.732$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 321 / 712 = 0.451$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4033.36

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 10.083

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

## CURVA n° 25

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 732419.10  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -4725.97  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.388  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -4725.97

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  = -19.87, di cui dovuto alle forze orizzontali = -19.87

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3626.99

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3626.99

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -15.25

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -2538.89

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 468846.70 (=64.013% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.265

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -7.40

forza  $F_y^*$  (kN) = -3470.21

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)]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -12.80

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3470.21

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.729$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -20.96

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -27.32

#### 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) = -27.32

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -19.87

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.145 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R$ ,CLV = 355 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 19.044\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	355	0.145	19.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):



- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_e \text{SLV} / \text{PGA} = 0.145 / 0.190 = 0.763$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 355 / 712 = 0.499$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 320.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4253.37

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 13.292

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 26**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**
**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 732901.40  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -4727.34  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.389  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -4727.34

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -19.82, di cui dovuto alle forze orizzontali = -19.82

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3628.04

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3628.04

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -15.21

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -2539.63

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 469165.00 (=64.015% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.265

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -7.40

forza  $F_y^*$  (kN) = -3473.62

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -12.79

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3473.62

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.728$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -20.94

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -27.29

#### 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) = -27.29

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -19.82

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.145 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLV = 355$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 19.044\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	355	0.145	19.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.145 / 0.190 = 0.763$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 355 / 712 = 0.499$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 320.00  
90% del Taglio massimo (kN) = 4254.60  
Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 13.296  
Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$



## CURVA n° 27

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 738478.90  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -4625.97  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.38  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -4625.97

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -19.28, di cui dovuto alle forze orizzontali = -19.28

#### 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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3550.24

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3550.24

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -14.80

#### 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) = -2485.17

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 460699.90 (=62.385% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

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

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -7.40

forza  $F_y^*$  (kN) = -3410.70

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]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -13.03

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3410.70

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.760$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -21.40

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -27.90

#### 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) = -27.90

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -19.28

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.140 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R$ , CLV = 332 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 20.221\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	332	0.140	20.2

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_v E_{SLV} / \text{PGA} = 0.140 / 0.190 = 0.737$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 332 / 712 = 0.466$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 320.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4163.37

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 13.011

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 28**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**
**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 721595.50  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -4649.71  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.382  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -4649.71

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -19.19, di cui dovuto alle forze orizzontali = -19.19

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

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

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

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 51.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	438.49		14.439
2		463.12	922.26	X	30.369

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 832.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^4) = 1.303$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3568.47

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3568.47

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -14.73

**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) = -2497.93

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 458392.90 (=63.525% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.268

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -7.46

forza  $F_y^*$  (kN) = -3421.34

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

e:  $SS$ ,  $CC$ ,  $S$ ,  $TB$ ,  $TC$ ,  $TD$ ,  $F_v$  [§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;

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

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

[Stato Limite]	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$TB$	$TC$	$TD$	$F_v$
	[anni]	[*g]	[sec]					[sec]	[sec]	[sec]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -13.09

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6001.68

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3421.34

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.754$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -21.44

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -27.95

#### 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) = -27.95

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -19.19

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.140 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R$ ,CLV = 327 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 20.496\%$

(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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	327	0.140	20.5

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.140 / 0.190 = 0.737$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 327 / 712 = 0.459$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 320.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4184.74

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 13.077

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 29**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**
**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 506597.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -4996.93  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.411  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -4996.93

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -15.95, di cui dovuto alle forze orizzontali = -15.95

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3876.60

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3876.60

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -12.37

**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) = -2713.62

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 434998.00 (=85.867% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.280

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -8.55

forza  $F_y^*$  (kN) = -3719.17

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	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -14.35

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3719.17

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.678$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -22.30

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -28.75

#### 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) = -28.75

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -15.95

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.125 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 248$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 26.097\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	248	0.125	26.1

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):



- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.125 / 0.190 = 0.658$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 248 / 712 = 0.348$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 240.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4497.24

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 18.738

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 30**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 524366.50  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -5785.44  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.476  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -5785.44

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -48.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = -48.63

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale  
 nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1  
 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover,  
 che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale  
 le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi  
 conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover  
 al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)  
 - 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2)$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -4488.32

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -4488.32

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -37.73

**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) = -3141.82

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 446065.40 (=85.067% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.277

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -9.65

forza  $Fy^*$  (kN) = -4304.11

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)	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -13.99

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4304.11

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.450$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -20.08

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -25.88

#### 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) = -25.88

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -48.63

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.302 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 2475$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $T_R = 75$  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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	2475	0.302	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_v E_{SLV} / \text{PGA} = 0.302 / 0.190 = 1.589$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475 / 712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 160.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5206.90

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 32.543

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$



**CURVA n° 31**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 502001.90  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -5076.79  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.417  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -5076.79

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -17.41, di cui dovuto alle forze orizzontali = -17.41

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)  
 - 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3938.55  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -3938.55  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -13.51

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -2756.98  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 425812.30 (=84.823% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.283  
 Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -8.88  
 forza  $F_y^*$  (kN) = -3782.42

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	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -14.66

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3782.42

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.650$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -22.43

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -28.92

#### 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) = -28.92

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -17.41

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.131 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_{R,CLV} = 278$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 23.646\%$

(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)	(%)
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	278	0.131	23.6

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.131 / 0.190 = 0.689$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 278 / 712 = 0.390$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 880.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4569.11

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 5.192

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**CURVA n° 32**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE**  
**(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -Y**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 522872.80  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -5529.42  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 12165.84  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 1240.57  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.455  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -5529.42

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -42.61, di cui dovuto alle forze orizzontali = -42.61

**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  $m_{i,j}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,j}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 76.6%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- 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		777.45	656.85		18.450
2		463.12	1267.51	X	35.602

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j})$  (k\*kgm) = 866.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}) / \sum(m_{i,j} \cdot \phi_{i,j}^2) = 1.289$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -4289.70

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -4289.70

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -33.06

**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) = -3002.79

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 431773.30 (=82.577% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.281

Punto di snervamento: spostamento  $d_y^*$  (mm) = -9.52

forza  $F_y^*$  (kN) = -4108.78

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 10\%$

Da PVR e  $V_R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)



attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

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

e:  $SS$ ,  $CC$ ,  $S$ ,  $TB$ ,  $TC$ ,  $TD$ ,  $F_v$  [§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;

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

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

[Stato Limite]	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$TB$	$TC$	$TD$	$F_v$
	[anni]	[*g]	[sec]					[sec]	[sec]	[sec]	
SLV: SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	2.350	1.682	0.222	0.665	2.360	1.482

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.735 g$

- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_d(T^*)$  (mm) = -14.46

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6241.34

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4108.78

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.519$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -21.19

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*_{max}$  (mm) = -27.31

#### 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) = -27.31

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -42.61

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.302 g$

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]	[%]
Domanda	712	0.190	10.0
Capacità	2475	0.302	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_v = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}} = \zeta_v E_{\text{SLV}} / \text{PGA} = 0.302 / 0.190 = 1.589$
- in termini di TR:  $\alpha_v = \text{TR}_{\text{CLV}} / \text{TR}_{\text{DLV}} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475 / 712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 1040.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4976.48

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  calcolato = 4.785

Rapporto  $\alpha_v u / \alpha_v 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$



## 12 VERIFICHE CINEMATICHE

### ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

#### (ANALISI CINEMATICA)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §8.7.1, Circ. 617 del 2.2.2009: §C8A.4)

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i crolli più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno.

Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il meccanismo di collasso.

Pertanto, la sicurezza strutturale può essere indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento.

Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo  $a_g$  (cfr. §C8A.4). Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco  $a_g$  su suolo rigido), periodo di ritorno  $T_R$  e probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$ , determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è  $\geq 1$ , la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. D'altra parte, alcuni Autori [1] hanno notato che la presenza di carico verticale sulla parete, insieme ai collegamenti trasversali (diatoni) conferisce alla parete stessa il comportamento di tipo monolitico. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali.

In pratica, volendo definire un ordine secondo cui le strutture di un fabbricato in muratura devono essere analizzate, è possibile identificare tre stadi progressivi.

I) Se la muratura è disgregata, caotica e con malta di scarsa qualità, è impossibile il comportamento a corpo rigido. Né l'analisi cinematica né (a maggior ragione) le analisi elastiche o ultraelastiche possono identificare un parametro di capacità antisismica. La struttura deve essere consolidata comunque, se non ricostruita: si tratta di uno stato di fatto a capacità teoricamente nulla.

II) La muratura è sufficientemente organizzata in modo da potersi comportare come corpo rigido. L'analisi cinematica studia i meccanismi locali di collasso e definisce la capacità antisismica dei singoli elementi strutturali costituenti il complesso del fabbricato (singole pareti, volte, ecc.).

III) Superati i controlli di cui alle due fasi precedenti, il complesso murario mostra un comportamento scatolare: a questo punto (e solo a questo punto) può essere adeguatamente studiato con metodi elasto-plastici, quali le analisi pushover. Per elasticità si intende una fase deformativa iniziale reversibile; per plasticità una fase successiva caratterizzata da spostamenti permanenti. Il comportamento della muratura non è 'plastico' nel senso tradizionale del termine: la struttura è un solido a geometria variabile con lo stato di sollecitazione. Incrementando l'azione orizzontale, lo scheletro resistente si modifica; si formano cerniere progressive per superamenti locali della scarsa o nulla resistenza a trazione ed infine si giunge ad una labilità (meccanismo di collasso complessivo dell'edificio, che di fatto costituisce lo stadio finale di un'analisi pushover: essa può essere vista come la ricerca, per via statica, del cinematismo d'insieme del fabbricato).

Per l'edificio esistente, l'analisi verrà svolta anzitutto sullo Stato Attuale (Stato di fatto). Gli interventi di miglioramento richiederanno poi il confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato di Attuale, volto a quantificare l'entità del miglioramento conseguito.

Nello Stato Attuale, le verifiche degli stadi II) e III) verranno o meno eseguite a seconda che l'edificio si trovi in sicurezza oppure no nei confronti della cattiva organizzazione muraria. Nello Stato di Progetto, invece, lo stadio I) deve necessariamente essere superato, e le strutture consolidate saranno certamente sottoposte alle verifiche degli stadi II) e III).

In Analisi Cinematica viene considerato il modello di corpo rigido, ed il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione di un cinematismo.

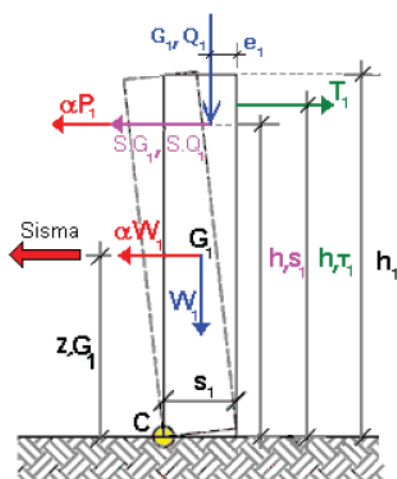
L'analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si sceglie un cinematismo e si descrive nei suoi termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione del meccanismo;
3. si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo PGA che attiva il cinematismo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione (domanda) (il confronto può essere condotto equivalentemente in termini di  $T_R$ ); la verifica viene condotta in generale sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di danno (si osservi che per Normativa la verifica a stato limite di danno non è strettamente richiesta).

#### Accelerazione di attivazione del meccanismo

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.





**Fig. 1.** Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente (D.M. 14.1.2008, §3.2.4), i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio:  $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$

- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata):  $S_{tot} = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$

dove  $\psi_{21}$  = coeff. di combinazione quasi permanente  $\psi_2$  per  $Q_1$  (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro  $T_1$ .

Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C in fig. 1; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinemismo viene quindi descritto dalla rotazione  $\varphi$  attorno alla cerniera C.

Si applica il Principio dei Lavori Virtuali (§C8A.4.1):

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

che nel caso in esame, diventa:

$$\alpha_0 (P_1 \cdot \varphi \cdot h_{s1} + W_1 \cdot \varphi \cdot z_{G1}) + (S_{tot} \cdot \varphi \cdot h_{s1}) - [P_1 \cdot \varphi \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot \varphi \cdot s_1/2 + T_1 \cdot \varphi \cdot h_{T1}] = 0$$

Semplificando in  $\varphi$  e con le seguenti posizioni la formula può essere scritta in un modo alternativo:

$$\alpha_0 \cdot MR_1 + MR_2 - MS = 0$$

dove:

$MR_1 = (P_1 \cdot h_{s1} + W_1 \cdot z_{G1})$  è il coefficiente moltiplicativo di  $\alpha_0$ ;

$MR_2 = S_{tot} \cdot h_{s1}$  è la parte del momento ribaltante dovuta alla spinta orizzontale, indipendente da  $\alpha_0$ ;

$MS = [P_1 \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot s_1/2 + T_1 \cdot h_{T1}]$  è il momento stabilizzante.

Il moltiplicatore di collasso pertanto è uguale a:

$$\alpha_0 = \{ [P_1 \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot s_1/2 + T_1 \cdot h_{T1}] - (S_{tot} \cdot h_{s1}) \} / (P_1 \cdot h_{s1} + W_1 \cdot z_{G1})$$

Calcolato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$ , si deve valutare il valore della massa partecipante al cinemismo, espressa da (§C8A.4.2.2):

**Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

che nel caso in esame diventa:

$$M^* = (P_1 \cdot \varphi \cdot h_{s1} + W_1 \cdot \varphi \cdot z_{G1})^2 / g [(P_1 \cdot (\varphi \cdot h_{s1})^2 + W_1 \cdot (\varphi \cdot z_{G1})^2]$$

L'accelerazione di attivazione del meccanismo (o accelerazione sismica spettrale) è espressa da (§C8A.4.4):

**Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

Per l'esempio considerato:  $e^* = gM^* / (P_1 + W_1)$ .

FC è il fattore di confidenza; in questo caso, dove si prescinde dalla resistenza a compressione della muratura, FC deve essere comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1:  $FC = 1.35$  (§C8A.1.A.4 - §C8A.4.2.2).

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo non dipende dai dati sismici, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

**Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico**

Nel seguito, per fissare le idee, si fa riferimento allo Stato limite ultimo SLV.

Per considerare l'entità del sisma nel sito in esame, si deve fissare il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$ . Ad ogni località

geografica individuata tramite le proprie coordinate poi sono univocamente collegate:

- la probabilità dell'evento sismico:  $P_{VR,DLV}$  (%) (l'indice D indica la domanda, cioè la richiesta sismica secondo Normativa (D = domanda, LV = allo stato limite SLV);
- la domanda in termini di periodo di ritorno:  $T_{R,DLV} = -V_R / (1 - \ln(1 - P_{VR}))$
- la domanda in termini di accelerazione al suolo:  $PGA_{DLV}$  ( $\equiv a_g$  corrispondente a SLV nel caso di PGA definita come accelerazione su suolo rigido, oppure  $a_g \cdot S$  nel caso che PGA tenga conto degli effetti di suolo).

L'accelerazione  $a_0^*$  di attivazione del cinematisimo deve essere confrontata con quella richiesta nello Stato Limite di salvaguardia della vita SLV:  $a^*$ .

$a^*$  deve essere calcolata in due possibili modi, considerando poi come valore di progetto quello massimo fra i due:

- 1) considerando il corpo rigido vincolato direttamente al terreno o con un corpo rigidamente collegato ad esso ( $a_1^*$ );
- 2) considerando il corpo rigido in questione collegato al terreno tramite corpi deformabili ( $a_2^*$ ).

Pertanto:  $a^* = \max \{ (a_1^*); (a_2^*) \}$

dove:

$a_1^*$  è l'accelerazione spettrale richiesta allo stato limite SLV su sottostante corpo rigido:

$$a_1^* = a_g(P_{VR}) S / q$$

formulazione che si ricava immediatamente dallo spettro di progetto a SLV ponendo  $T=0$  (§3.2.3.2.1, formule (3.2.4)). In pratica,  $[a_g(P_{VR}) \cdot S]$  è l'accelerazione al suolo che tiene conto delle caratteristiche del sito; la divisione per  $q$  è relativa allo spettro allo stato limite ultimo (§3.2.3.5).

$a_2^*$  è l'accelerazione spettrale richiesta allo stato limite SLV su sottostante corpo deformabile:

$$a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$$

dove:

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata (con riferimento alla fig. 1, si osservi che la direzione considerata è ortogonale alla parete). Se  $T_1$  non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via semplificata tramite la relazione (7.3.5) (§7.3.3.2):

$$T_1 = 0.05 H^{0.75} \quad (\text{§ 7.3.5.}), \text{ dove } H \text{ è l'altezza totale dell'edificio.}$$

$S_e(T_1)$  = spettro elastico definito in §3.2.3.2.1 corrispondente a SLV;  $S_e(T_1)$  è ovviamente proporzionale ad  $a_g$  in input per SLV;

$\psi(Z)$  = primo modo di vibrazione nella direzione considerata, posto pari a  $Z/H$ , essendo  $H$  l'altezza di tutto la costruzione rispetto alla fondazione (cioè l'altezza totale dell'edificio cui il corpo considerato appartiene) e  $Z$  la quota del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (per la parete dell'esempio è la quota di base della parete stessa);

$\gamma$  = coefficiente di partecipazione modale. Se non noto da analisi modale,  $\gamma$  è calcolabile in via semplificata con la relazione:

$$\gamma = 3N / (2N+1) \text{ con } N \text{ numero di piani della costruzione.}$$

Nell'espressione di  $a^*$ :  $a^* = \max \{ (a_1^*); (a_2^*) \}$

con:  $a_1^* = a_g(P_{VR}) S / q$ ,

$$a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$$

dove  $S_e(T_1)$  contiene il termine in  $a_g(P_{VR})$ ,

è direttamente identificabile la componente  $a_g(P_{VR})$ . E' quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  all'espressione dell'accelerazione richiesta  $a^*$ , resti determinato univocamente un valore di  $a_g$ : è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematisimo:  $PGA_{CLV}$  ( $C$  = capacità, LV = allo stato limite SLV). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

L'equazione  $a_0^* = a^*$  che fornisce  $PGA_{CLV}$  è di tipo non lineare. Infatti, sia  $a_g$  sia i parametri di spettro  $F_o$  e  $T_C^*$  sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri  $S$ ,  $T_c$ ,  $T_b$ ,  $T_d$ . Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare  $PGA_{CLV}$  è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno  $T_R$ . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo  $T_R$  viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni (per quanto riguarda  $T_R < 30$  anni, cfr. oltre: Osservazioni integrative); a  $T_R$  corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione  $a_0^* = a^*$  è soddisfatta: quando ciò accade, la  $a_g$  corrispondente è la  $PGA_{CLV}$  cercata. A  $PGA_{CLV}$  corrispondono il periodo di ritorno  $TR_{CLV}$  e la probabilità  $PVR_{CLV}$ .

La capacità  $PGA_{CLV}$  viene confrontata con l'accelerazione in input sismica al suolo relativa al sito in esame  $PGA_{DLV}$ , definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico' IRS in termini di PGA:

$$IRS_{PGA} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di  $TR$  ( $IRS_{TR}$ ) come rapporto tra  $TR_{CLV}$  e  $TR_{DLV}$ . Poiché il legame tra  $TR$  e PGA, pur biunivoco, non è lineare, il valore di  $IRS_{TR}$  non coincide col valore di  $IRS_{PGA}$  (però sono entrambi  $>1$  o  $<1$ , e quando uno dei due IRS vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

#### Osservazioni integrative

- Intervallo di calcolo per  $TR$ .

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-ReLUIS (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:  $ag(TR)=k \cdot TR^4$ .

L'intervallo di calcolo di  $TR$  è quindi  $[1,2475]$ .

- Definizione di PGA.

PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia (o: su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito.

La scelta di questa opzione determina il valore di  $PGA_{DLV}$  e  $PGA_{CLV}$ : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo  $S$  (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di  $S_s$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per  $S_T$  (coefficiente di

amplificazione topografica). Poiché il coefficiente  $S_s$  è legato ai parametri di spettro (dipende da  $a_g$  e  $F_o$ ),  $PGA_{CLV}$  conterrà  $S_s$  corrispondente al periodo  $TR_{CLV}$ , che in generale sarà distinto dal valore  $S_s$  corrispondente alla domanda ( $a_g$  in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{PGA}$  può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA.

Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{TR}$  in termini di periodo di ritorno.

Nel caso della microzonazione sismica,  $S_s$  viene considerato invariato per i diversi stati limite, ossia per i diversi periodi di ritorno: ne consegue che  $IRS_{PGA}$  non varia considerando o meno in PGA gli effetti di sito.

#### Resistenza a compressione: posizione della cerniera di ribaltamento

L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8A.4.2.2.

Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

#### Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Fig. 2. Posizione della cerniera di ribaltamento

dove:

$x_c$  = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;

$N$  = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;

$a$  = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;

$k$  = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per  $x_c$  un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete.

#### Bibliografia di riferimento

Oltre alla normativa nazionale (cfr. in particolare: Circolare n.617, 2.2.2009 §C8.A.4) e regionale, si segnalano i seguenti testi di riferimento:

[1] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, 1990.

[2] A. Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza.

[3] G.Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010.

[4] A. Borri (Direttore scientifico), C. Donà, A. De Maria (a cura di), *Manuale delle Murature Storiche*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

### 1. ANALISI CINEMATICA LINEARE

#### Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica  $VR=VN*CU$  (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.1997

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.4179

Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr. Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

$TR$	$a_g$	$F_o$	$TC^*$
[(anni)]	[(g)]		[(sec)]
30	0.048	2.452	0.260
50	0.060	2.483	0.280
72	0.071	2.466	0.280
101	0.083	2.468	0.284
140	0.098	2.480	0.282
201	0.114	2.534	0.282
475	0.163	2.549	0.280
975	0.215	2.496	0.286
2475	0.302	2.431	0.302

Per periodi di ritorno  $TR < 30$  anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$a_g(TR) = K * TR^{\alpha}$ , dove:

$K = 0.010602470$ ,  $\alpha = 0.443110480$



**Stati Limite:**

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR per ciascun Stato Limite (Tab.3.2.i)

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

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato	TR	a <sub>g</sub>	Fo	TC*	S	TB	TC	TD
limite	(anni)	(g)	(sec)	(sec)	(sec)	(sec)	(sec)	(sec)
SLO	45	0.057	2.477	0.276	1.800	0.219	0.657	1.828
SLD	75	0.072	2.466	0.280	1.800	0.220	0.661	1.888
SLV	712	0.190	2.519	0.283	1.682	0.222	0.665	2.360
SLC	1462	0.249	2.468	0.293	1.478	0.226	0.677	2.596

**Suolo:**

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

**PGA:**

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

**Componenti:**

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5

$\eta = [10/(5 + \xi)] = 1$

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0 [§C8A.4.2.3]

**2. 1) Cinematismo**

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;

un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

**Dati generali**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
9.056	10.500	8.000	0.292	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Assi di rotazione**

n.	Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
	X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
				(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )
1	11.668	0.068	5.500	19.390	0.051	5.500	0.000
2	11.668	0.368	8.000	19.391	0.351	8.000	0.000
3	11.668	0.368	10.500	19.391	0.351	10.500	

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.527	0.209	6.660	0.00	0.00	-95.11	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	15.522	0.211	9.509	0.00	0.00	-67.89	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	15.529	0.359	10.200	0.00	0.00	-183.90	0.00	0.00	-13.72	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico



X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$   
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
 mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2 \cdot Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-95.11	-0.21	-95.11	-0.003	-1.160	0.149	-14.126	110.330
2	0.00	0.00	-67.89	-0.15	-67.89	-0.002	-0.991	0.447	-30.331	67.250
3	0.00	0.00	-183.90	-0.41	-183.90	-0.001	-0.300	0.298	-54.738	55.174

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione n°1 pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1 = \sum_{i=1}^n [P_i * \delta Y_{ij} + \sum_{j=1}^n (F_h * \delta h)]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2 = \sum_{i=1}^n [P_i * \delta X_i] + \sum_{j=1}^{n+1} [P_j * \delta X_j]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)	(g)	
0.426	26162	1.000	0.355

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta_E = 0.650$

#### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.160	0.368	0.368	0.177	593	42	0.932	0.833

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta_E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta_E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

### 3. SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha_0$	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.426	1.222	1.493	0.932	0.833

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta_E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta_E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta_E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta_E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se  $TR > 2475$  si pone  $TR = 2475$ .

Se  $TR < 30$ , con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ ,

effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k * TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.010602470$ ,  $\alpha = 0.443110480$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR, DLD) = 33.000$

SLV:  $(2475/TR, DLV) = 3.476$