

Grande Progetto Centro Storico di Napoli - Valorizzazione del sito UNESCO - POR Campania FESR 2014/2020 - Obiettivo Operativo: Asse VI - Priorità di investimento 6c - Obiettivo specifico 6.7 - Azioni 6.7.1 e 6.8.3. Intervento n.22: *Tempio della Scorziata. Recupero e rifunzionalizzazione lotto A*. "Lavori di messa in sicurezza, indagini diagnostiche-conoscitive, progettazione esecutiva ed esecuzione delle opere strutturali" CUP B68I12000970006 - CIG 88594655CC

## PROGETTO DI VARIANTE

**Responsabile del Procedimento**  
**Arch. Luca D'Angelo**



R.T.P. Direzione Lavori :  
Direzione Lavori e Coordinamento prestazioni specialistiche

**CORVINO + MULTARI**

via ponti rossi, n°117b - 80131 napoli tel +39.081.7441678 fax +39.081.7441960

Direzione Lavori e Coordinamento in fase di Esecuzione

**Arbolino Ingg. Associati**

Piazzale Tecchio 49F - 80125 Napoli

Geologia

Dott. Geol. Gavino Acierno  
via Unione Sovietica, 53 - 58100 Grosseto

Restauratrice

Deborah De Vincenzo  
Corso Vittorio Emanuele, 578 - 80135 Napoli

Giovane Professionista

Arch. Giovanna Tedeschi  
via Nicola Sala, n.29 - 82100 - Benevento

Impresa Appaltatrice:

RTI Minerva restauri srl (mandataria)  
Geo Consultlab srl (mandante)



Oggetto:				tavola:	scala:
<b>ALLEGATO 3</b> <b>Fascicolo dei calcoli - verifica volta Chiesa</b>				0_PV_EG_PC3	-
rev.:	descrizione:	controllato da:	approvato da:	formato:	data:
00	prima emissione			A4	luglio 2023
		1029			



**OGGETTO:** Recupero e rifunzionalizzazione del Tempio  
della Scorziata – Napoli LOTTO A

**ELABORATO:** Fascicolo dei calcoli verifica volta  
orizzontamento vano sotto la pavimentazione della  
chiesa

**COMMITTENTE:** Comune di Napoli

**IMPRESA:** ATI Minerva Restauri srl – GeoconsultLab srl

Il Progettista:

**Prof. Ing. Michele Candela**



Marzo 2023

## RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICA VOLTA CALPESTIO CHIESA

### Indice

#### 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

#### 3. Dati PIANI

#### 4. Dati MATERIALI

#### 5. Dati NODI

#### 6. Dati SEZIONI

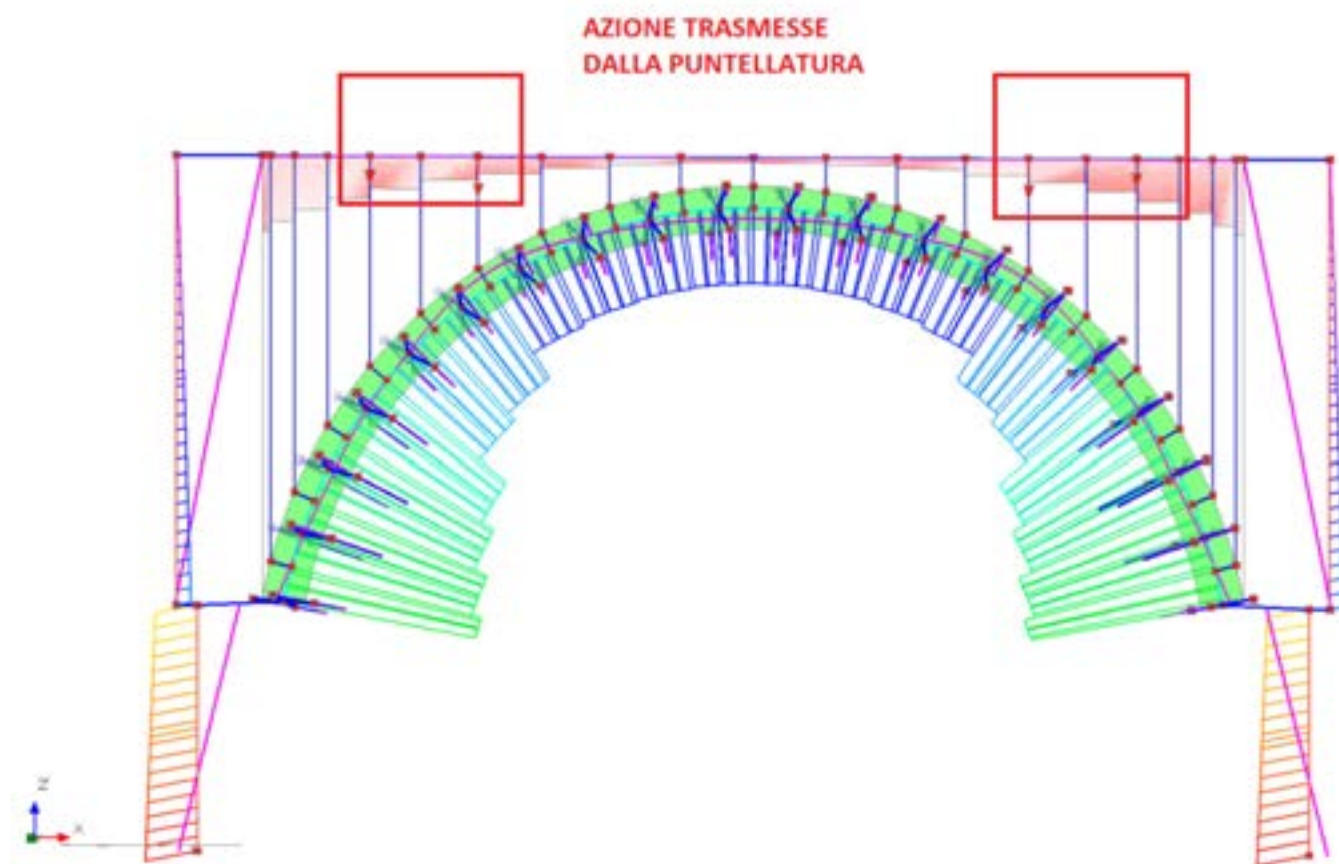
#### 7. Dati ASTE

#### 8. Dati SOLAI

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

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

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



Stato verifiche al passo "0" delle curve di capacita' – Verifiche in condizioni statiche

## 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

**D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n.42 del 20 febbraio 2018.

**Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

**Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:** "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

### **FRP:**

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, CNR-DT 200 R1/2012.**

**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 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### **FRCM:**

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica, CNR-DT 215/2018.**

**Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM**, documento approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con decreto 627 del 3 dicembre 2019.

**Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

### **Riferimenti tecnici: EuroCodici**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

#### **Criteri generali di progettazione strutturale**

UNI EN 1990:2006

#### **Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture**

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

#### **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

#### **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere

UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos

UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi

UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

#### **Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo**

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

#### **Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno**

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

#### **Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura**

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature  
UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

#### **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali  
UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

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

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici  
UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti  
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici  
UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte  
UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici  
UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

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

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali  
UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica  
UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo  
UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

#### **Norme Italiane precedenti al D.M. 17.1.2018:**

**D.M. 14.1.2008:** "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla «Gazzetta Ufficiale» n.29 del 4 febbraio 2008.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### **Descrizione di AZIONE SISMICA e PARAMETRI DI CALCOLO**

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

In generale, i riferimenti normativi al D.M.17.1.2018 (alias: NTC18) e alla Circ. 7 del 21.1.2019 sono evidenziati in colore blu indicando direttamente il paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

#### **AZIONE SISMICA: Normativa Italiana: D.M. 17.1.2018**



## - Struttura

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

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

## - Pericolosità

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

**Tipo di interpolazione**

- media ponderata NTC08, §AII.A.[3]

- superficie rigata NTC08, §CA

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

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

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

Per periodi di ritorno  $TR < 30$  anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:  $ag(TR) = K \cdot TR^{\alpha}$

## - Stati Limite

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

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

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

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

## - Suolo

**Categoria di sottosuolo** §3.2.2

**Categoria topografica** §3.2.2

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

**Coefficiente di amplificazione topografica ST** §3.2.3.2.1

## - Componenti

Spettro di risposta: componente orizzontale:

Spettro elastico: Smorzamento viscoso  $\xi$  (%) §3.2.3.2.1

Spettro di progetto - SLD: Fattore di comportamento

Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di comportamento

Spettro di risposta: componente verticale

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

- accelerazione su roccia (analoga ad  $ag$ )

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

## 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 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, §7.8.1.5.2) 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, §7.8.1.5.3) 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.

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

### - Sismica

#### Direzione sismica e quote di riferimento

**Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y'**

Angolo (in gradi °) che la direzione sismica X' 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: 0° e 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y del sistema di riferimento globale)

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

#### **Quota di inizio degli effetti sismici H<sub>S</sub> (m)**

Quota di riferimento H<sub>S</sub> 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').  
Le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive

#### **In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti**

Se il parametro non è selezionato, viene considerato il 30% (§7.3.5)

#### **Analisi Sismiche Lineari**

##### **Direzioni di analisi: X, Y, Z**

Le direzioni di analisi possono essere selezionate indipendentemente l'una dall'altra, al fine di eseguire analisi monodirezionali oppure in varia combinazione fra le tre direzioni di riferimento

##### **Combinazione delle componenti**

Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti 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:

- Radice quadrata della somma dei quadrati:  $E = \sqrt{E_x^2 + E_{(\alpha+90)}^2}$
- Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni

##### **Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale**

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)

##### **Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore $\mu$ nel calcolo delle tensioni sul terreno**

Il fattore moltiplicativo sismico per gli spostamenti:  $\mu_d$  (§7.3.3.3 per SLV) 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 le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin)**

#### **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 sismiche (§7.3.3.2)**

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

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

Sd(T1) (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

##### **- Modale**

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

##### **Numero di modi da calcolare**

##### **Numero di modi da considerare**

Possibili opzioni:

- tutti i modi calcolati
- un numero di modi specificato in input, con limite superiore pari al numero NC di modi calcolati
- 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 è previsto come metodo di controllo in §7.3.3.1
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

##### **- Muratura**

##### **Tipo di edificio**

**Muratura:** Ordinaria, Armata, Armata con Progettazione in Capacità (§7.8.1.7)

**Edificio:** Nuovo, Esistente, con verifica di Robustezza (§3.1.1)

In caso di verifica di robustezza, 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

**Coefficienti parziali di sicurezza**

-  $\gamma_M$  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

**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).

**Link orizzontali rigidi anche fuori piano**

Se il parametro non è selezionato, i link orizzontali si deformano fuori piano assumendo una sezione trasversale pari a metà altezza della parete interessata.

**Comportamento muratura**

**Diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.1)**

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

- Stress block, con:  $\mu = (l^2 t \sigma / 2) [1 - (\sigma / 0.85 f_d)]$  (§7.8.2.2.1), o equivalentemente:  $M' = N' / 2 * (1 - N')$ ,  $M' = M / (N u)$ ,  $N' = N / N u$ , dove:  $N u = 0.85 f_d l t$
- Parabola-rettangolo, con  $\mu$  da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon m2$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon mu$ )
- Triangolo-rettangolo, con  $\mu$  da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon m3$ , che può essere un valore fisso o pari a  $f_d / E$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon mu$ )

Nei modelli parabola-rettangolo e triangolo-rettangolo 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). In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP / FRCM / CAM / Reticolatus si fa comunque riferimento al modello triangolo-rettangolo.

**- Valutazione**

**Stati limite**

**Stati limite da considerare: SLO, SLD, SLV**

SLV è sempre considerato. E' possibile ignorare SLD e SLO se non richiesti dalla Normativa, secondo il prospetto Tab.7.3.III in §7.3.6. e secondo le indicazioni relative agli edifici esistenti (§8.3). Ad esempio, per un edificio esistente in classe d'uso II è obbligatorio solo SLV.

**Valutazione della sicurezza per edifici esistenti**

E' possibile identificare la struttura corrente in una delle due modalità seguenti:

1) Intervento di adeguamento (§8.4.3) o Stato attuale di un intervento di miglioramento (§8.4.2).

La verifica di sicurezza sismica richiede che l'indicatore di rischio  $\zeta_E$  sia superiore ad una soglia richiesta (0.8 o 1.0 a seconda dei casi).

Per l'analisi cinematica e' possibile fare riferimento ad un altro modello di PCM.

2) Stato di progetto di un intervento di miglioramento (§8.4.2):

e' possibile scegliere il criterio di miglioramento:

- a) indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  superiore ad una soglia richiesta (ad es. 0.6 per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV);
- b) incremento dell'indicatore di rischio  $\Delta \zeta_E$ , rispetto allo Stato attuale, superiore alla soglia richiesta (normalmente 0.1).

Viene specificato il file di riferimento per lo Stato Attuale e l'eventuale file distinto per l'analisi cinematica allo Stato di progetto.

$\zeta_E$  è l'indicatore di rischio sismico dato dal rapporto tra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. L'azione sismica adottata come parametro di confronto per la definizione di  $\zeta_E$  è l'accelerazione al suolo  $PGA = ag S$ .

**- 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

### **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

### **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" o "triangolo-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

## PressoFlessione Ortogonale

### **Analisi Statica (§4.5.6.2)**

#### **- Con azioni da modello di calcolo 3D**

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

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

#### **- 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 mezzera, 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 mezzera, 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 solo in mezzera**

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

### **Analisi Sismiche lineari (§7.8.2.2.3)**

#### **- 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).

#### **- Con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali)**

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.

### **Analisi Pushover (§7.8.2.2.3)**

#### **- Con azioni da modello di calcolo 3D**

Le verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale vengono eseguite nel corso del procedimento incrementale, analogamente alle verifiche nel piano.

#### **Per tutte le analisi:**

#### **- 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 sempre 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

## Resistenza del Terreno

### **Verifica di capacità portante del terreno**

Verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (§6.4.2.1)

#### **- Considerare effetti dell'eccentricità del carico**

Se tenuta in conto, l'eccentricità del carico in direzione trasversale all'asse della trave di fondazione determina la riduzione della larghezza della fondazione, in modo da ricondurre il problema a quello di una fondazione fittizia soggetta a carico centrato. La larghezza effettiva della fondazione è data da  $B_0 = B - 2e_B$ , dove  $B$  è la larghezza reale ed  $e_B$  è l'eccentricità del carico in direzione trasversale. Le dimensioni effettive della fondazione vengono utilizzate sia nel calcolo della capacità portante del terreno (resistenza) che nel calcolo delle tensioni sul terreno (azione).

#### Verifica di scorrimento sul piano di posa

Verifica dello stato limite di collasso per scorrimento sul piano di posa (§6.4.2.1). La resistenza a taglio  $R$  dipende dalle condizioni di drenaggio (EC7, §6.5.3):

- in condizioni drenate,  $R = V \tan(\delta_k)$ , dove:  $V$  è il carico verticale totale agente sul piano di posa;  $\delta_k$  è l'angolo d'attrito all'interfaccia tra terreno e struttura
- in condizioni non drenate,  $R = A c_a$ , dove:  $A$  è l'area totale delle fondazioni;  $c_a$  è l'adesione tra terreno e struttura.

#### - Angolo di attrito terreno-struttura (°)

Angolo d'attrito all'interfaccia tra terreno e struttura, per il calcolo della resistenza a taglio nella verifica di scorrimento sul piano di posa in condizioni drenate. Per fondazioni in calcestruzzo gettato in opera può essere considerato pari all'angolo di attrito interno efficace  $\phi_9$  per fondazioni prefabbricate prive di rugosità può essere considerato pari a  $2/3 \phi_9$

#### - Adesione tra terreno e struttura (N/mm<sup>2</sup>)

Adesione all'interfaccia tra terreno e struttura, per il calcolo della resistenza a taglio nella verifica di scorrimento sul piano di posa, in condizioni non drenate.

#### - 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

##### Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(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

(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**

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); in tutti i casi si può applicare la (C).

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)-(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1). Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) è possibile considerare le forze da spettro elastico o da spettro di progetto.

#### 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. Direzione di analisi

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

##### Direzione e verso di analisi

+X' (+X per  $\alpha=0^\circ$ ), +Y' (+Y per  $\alpha=0^\circ$ ), -X' (-X per  $\alpha=0^\circ$ ), -Y' (-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].

##### Sisma verticale

E' possibile considerare l'effetto della componente sismica verticale

## 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**

Il comportamento meccanico dei 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.

Opzioni disponibili:

- non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione
- ignorare la caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale

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

- comportamento bilineare
- comportamento multilineare

#### **Fondazioni**

- ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

## Modalità di calcolo

### **Spostamento ultimo a SLU (=SLC per NTC18)**

Per la definizione del punto corrispondente allo stato limite di collasso SLC, si definisce lo spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo. Per la muratura, il valore previsto dalla Normativa è pari all'80% (muratura nuova: §C8.7.1.5.4, esistente: §C8.7.1.3.1) che viene calcolato rispetto ad uno dei seguenti valori di riferimento:

- prima riduzione rispetto ad un massimo relativo
- prima riduzione rispetto al massimo assoluto
- ultima configurazione equilibrata corrispondente alla riduzione rispetto al massimo assoluto

### **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)

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

definizione della rigidità: il tratto elastico passa per il punto ( $\kappa$  Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (secondo Normativa:  $\kappa=0.6$  in generale [§7.3.4.2], 0.7 per la muratura [§7.8.1.6])

### **Tratto plastico della curva di capacità**

Sono possibili le seguenti opzioni:

- calcolato analiticamente
- stimato sullo spostamento residuo di una parete
- stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

### **Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli SL (stati limite) dei singoli elementi**

In caso affermativo, la capacità di spostamento dell'edificio viene valutata considerando le possibili crisi locali. La curva viene elaborata sempre fino al raggiungimento dello stato limite ultimo, ma nel corso della sua costruzione vengono registrati i passi segnati da crisi locali per l'eventuale arretramento della capacità di spostamento. Una situazione tipica riguarda le verifiche di resistenza degli elementi in c.a.

## **- 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.C8.5.IV) 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.C8.5.IV) per il calcestruzzo (distinto rispetto all'acciaio; il parametro è influente per gli edifici nuovi).

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

### **- Interventi**

#### **Rinforzi a Taglio**

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

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

#### **FRP**

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

CNR DT200 R1/2013: 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:  $(\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f)$

Spessore del singolo nastro  $t_f$  (mm)

Raggio di curvatura degli spigoli  $R$  (mm)

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

#### **FRCM**

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

CNR DT215/2018: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica;

Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM, documento approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con decreto 627 del 3 dicembre 2019

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

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione del tessuto secco  $\epsilon_{uf}$

Fattore conversione ambientale  $\eta_a$  (DT215, §3.2)

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

Spessore equivalente del tessuto  $t_f$  (mm)

Raggio di curvatura degli spigoli  $R$  (mm)

Spessore complessivo del rinforzo  $t_{mat}$  (mm)

Resistenza caratteristica a compressione della matrice  $f_{c,mat}$

#### **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:

fyk, fyd,  $\epsilon_{ud}$ ,  $\epsilon_{yd}$ , 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:

fyd, Es (modulo di elasticità),  $\epsilon_{yd}$ , sezione del trefolo ( $\text{mm}^2$ ).

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 fyk

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

Modulo di elasticità Es

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

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

Nome del file del Progetto : Scorziata\_volta\_chiesa

Data e Ora di archiviazione: 18/04/2023 13:27:57

Dati PCM Versione 2022.1.1.0

Abilitazione USB: VOHOJUNT

\*\*\*

### AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso CU = 1

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 50

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.851111

Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 43.681667

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

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

30	0.044	2.549	0.24
50	0.054	2.56	0.254
72	0.062	2.57	0.26
101	0.072	2.546	0.265
140	0.081	2.542	0.269
201	0.093	2.532	0.275
475	0.126	2.527	0.285
975	0.164	2.472	0.285
2475	0.213	2.505	0.296

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

ag(TR) = K \* TR $^{\alpha}$ , dove:

K = 0.011362690,  $\alpha$  = 0.398987500

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 secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	30	0.044	2.549	0.240	1.000	0.080	0.240	1.776	0.722
SLD	50	0.054	2.560	0.254	1.000	0.085	0.254	1.816	0.803
SLV	475	0.126	2.527	0.285	1.000	0.095	0.285	2.104	1.211



SLC	975	0.164	2.472	0.285	1.000	0.095	0.285	2.256	1.351
-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

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

**Suolo:**  
 Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:  
 Categoria di sottosuolo: A  
 Categoria topografica: T1  
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0  
 Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

**Componenti:**  
 Spettro di risposta: componente orizzontale:  
 Spettro elastico: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5  
 $\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$   
 Spettro di progetto - SLD: Fattore di Comportamento = 1.5  
 Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di Comportamento = 3  $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.333$   
 Spettro di risposta: componente verticale:  
 SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec,  $\xi=5\%$  ( $\eta=1.000$ ),  $q=1.500$  ( $\eta=1/q=0.667$ )  
 PGA:  
 Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analogia ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S=SS \cdot ST$ )

**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) ( $\alpha^\circ$ ) = 0  
 (analisi nelle direzioni X e Y)  
 Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 4.8  
 Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0  
 In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti: no

**Analisi Sismiche Lineari:**  
 Direzioni di analisi: X Y  
 Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:  
 Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]  
 Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali [§7.2.6]: no  
 Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore  $\mu$  nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3.3]: si  
 Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

**Analisi Sismica Statica Lineare:**  
 Periodo principale T1 (sec):  $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ ,  $C1=0.05$ ,  $T1 = 0.162$   
 $\lambda=1.00$  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 rigidità trasversale: si  
 Assemblaggio rigidità flessionale (EJ) per elementi contigui: no  
 Link orizzontali rigidi anche fuori piano: si

**Comportamento muratura:**  
 Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block, con:  $\mu = (1^2 t_{\sigma_0} / 2) \cdot [1 - (\sigma_0 / (0.85 f_d))]$  [§7.8.2.2.1]

**PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione**  
 Stati Limite da considerare: SLO SLV  
 Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:  
 Intervento di Adeguamento [§8.4.3] o Stato Attuale di un Intervento di Miglioramento:  
 indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.800$

**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:**  
 Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no  
 - snelli se (h/l) superiore a: 2

**Taglio per Scorrimento:**  
 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

**PressoFlessione Ortogonale:**  
 Analisi Statica [§4.5.6.2]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: no  
 - metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no  
 eseguire le verifiche solo in mezzeria: si

**Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:**  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: no  
 - con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: si

**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 sempre eccentricità minima (h/200): si

Resistenza del Terreno:

- Verifica di capacità portante: si
- considerare effetti dell'eccentricità del carico: si
- Verifica di scorrimento sul piano di posa: si
- condizioni drenate
- angolo di attrito terreno-struttura (°): 24.0

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

Distribuzioni di forze [cfr.§7.3.4.2]:

- Gruppo 1: distribuzioni principali
- (B) Uni-modale: forze corrispondenti al primo modo di vibrare
- Gruppo 2: distribuzioni secondarie
- (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  [cfr.§7.3.4.2]:

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

Incremento di taglio (kN) = 0.01

Direzione e verso di analisi: +X'

Eccentricità accidentale: curve senza momento torcente aggiuntivo

Analisi bidirezionale: curve senza combinazione direzionale

Sisma verticale: curve senza componente sismica verticale

Punto di controllo:

- baricentro del piano 1

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:

Maschi murari:

- Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no
- Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si
- Deformazione angolare limite: controllo drift ultimo

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento bilineare

Fondazioni:

- Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si

Modalità di calcolo:

- Spostamento ultimo a SLU:
- Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a 80% rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata

Sistema bilineare equivalente:

- Tratto elastico passante per il punto con Taglio pari a 0.70  $T_{max}$
- Tratto plastico della curva di capacità: calcolato analiticamente
- Limitare la capacità di spostamento in funzione degli SL dei singoli elementi: si

**PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata**

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

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

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

Armatura:

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

Opzioni per Verifiche di resistenza:

- Pressoflessione: contributo dell'armatura compressa no
- Taglio:  $V_t = V_{tM} + V_{tS} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd})/s$ , con:  $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$  [§7.8.3.2.2]

**PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato**

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

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

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

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

- $\epsilon_{c2} = 2$  -  $\epsilon_{cu} = 3.5$
- Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$

Varie:

- Verifiche a Pressoflessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa
- Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

3. Dati PIANI

N°	Z:altezza da fondaz. (m)	Piano Rigido (master/slave)	Nodo master	>3D:Ecc.agg. dir. (a+90)° [Y] (m)	-ecc. agg. dir. (a)° [X] (m)	Piano di controllo in Pushover	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y	Press.X (kN/m^2)
1	4.800		268	0.042	0.372	X	X	X	X	X	0.50

N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.25	0.50	0.25

Descrizione dei 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^2 (Sistema Internazionale).  
**Parametri specifici per muratura:**  
**Mur. nuova:** Materiale murario di nuova realizzazione, o muratura esistente  
**Tipologia muratura:**  
Per muratura nuova: Pietra Non Squadrata, Listata, Pietra Squadrata, Laterizio Pieni, Laterizio Semipieni, Calcestruzzo Pieni, Calcestruzzo Semipieni.  
Per muratura esistente (§C8.5.I): Pietrame disordinata, Conci sbazzati, Pietre a spacco, buona tessitura, Irregolare di pietra tenera, Conci regolari di pietra tenera, Blocchi lapidei squadrati, Mattoni pieni e malta di calce, Mattoni semipieni con malta cementizia.  
**FC:** fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per materiale murario esistente  
**Parametri validi per qualsiasi materiale:**  
Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)  
**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 specifici per muratura:**  
resistenze:  
**fm, fk** (media e caratteristica, a compressione);  
**ftm** (media a trazione);  
**fhm, fhk** (media e caratteristica, a compressione in direzione orizzontale nel piano del muro);  
**tauo** (media a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura irregolare);  
**fvko/fvmo** (media e caratteristica, a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura regolare);  
**fb** (a compressione normalizzata del blocco - muratura regolare)  
**μ** (coefficiente di attrito locale del giunto - muratura regolare)  
**φ** (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare)  
**fbk** (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)  
**Malta: fm,m:** resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm²): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)  
**Coefficienti correttivi:** relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (Tab. §C8.5.II)

4. Dati MATERIALI

N°	Descrizione [param.mecc. in N/mm^2]	Tipo di materiale	Tipologia muratura	Muratura nuova	FC	E	G	fm	ftm
1	C25/30	1) Conglomerato Cementizio Armato				31000	13000	25.000	
3	Muratura esistente	3) Muratura	4) Conci di pietra tenera		1.350	1410	450	2.000	0.200
6	Blocchi e giunti	4) Blocchi e giunti			1.350	1410	450	2.000	3.500

N°	fhm	tauo	fvm0	w (p.sp.)	Coeff.dilataz. termica (°^-1)	fb	coeff.	coeff.	Coeff.corr.:	Malta	Giunti	Ricorsi o	Connessione	Nucleo
				(kN/m^3)										
1				25.00	0.000010									
3	1.000	0.040	0.100	16.00	0.000010	10.000	0.577	1.000	0.70	1.60	1.00	1.00	1.20	0.90
6	1.000	0.000	0.000	16.00	0.000004	0.000	0.000	0.000						

N°	Iniezioni di malta	Intonaco armato	Ristilatura armata	Max.coeff. compless.	E giunto	G giunto	fm giunto	ftm giunto
1								
3	1.20	1.50	1.20	1.80	0	0	0.00	0.000
6					660	264	2.50	0.250

## Descrizione dei DATI NODI

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

**N°:** numero progressivo del nodo

**Nome:** stringa descrittiva del nodo

**X,Y,Z:** coordinate del nodo

**Piano:** piano (o impalcato) a cui il nodo appartiene. Nodi appartenenti all'impalcato 0 sono i nodi di fondazione.

**Vinc. est. (1=lib., 0=blocc.):** vincolamento esterno del nodo. Si devono tenere presenti le seguenti specifiche:

**0 = indica movimento bloccato** (=grado di libertà inattivo o nullo)

**1 = indica movimento libero** (=grado di libertà attivo)

(convenzione contraria rispetto a quella utilizzata nel codice SAP).

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,X - phi,Y - phi,Z, con riferimento al sistema di assi globale X Y Z:

**u** = spostamento lungo X, **v** = spostamento lungo Y, **w** = spostamento lungo Z

**phi,X** = rotazione intorno all'asse X, **phi,Y** = rotazione intorno all'asse Y, **phi,Z** = rotazione intorno all'asse Z

Alcuni tipi di vincoli esterni notevoli sono i seguenti:

**Incastro:** 000000

Per telai 3D:

**Nodo libero:** 111111 (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

**Cerniera sferica:** 000111 (libere le tre rotazioni, ma non gli spostamenti)

**Nodo slave nell'impalcato orizzontale:** 001110

**Nodo master nell'impalcato orizzontale:** 110001

Per telai 2D, posti nel piano XZ:

**Nodo libero:** 101010 (liberi: u, w, phi,y) (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

**Cerniera:** 000010 (unico movimento libero: rotazione phi,y)

**Carrello lungo X:** 100010 (movimenti liberi: u, phi,y)

**Carrello lungo Z:** 001010 (liberi: w, phi,y)

**Incastro scorrevole lungo X:** 100000 (libero solo u)

**Incastro scorrevole lungo Z:** 001000 (libero solo w)

**Nodo master:** se il nodo *i* è riferito al nodo Master *j*, lo spostamento di *i* è rigidamente collegato allo spostamento di *j*; in altri termini, *i* è un nodo dipendente (slave). Le componenti di spostamento rigidamente dipendenti dal nodo master sono quelle che nel nodo *i* risultano bloccate (0) e corrispondentemente nel nodo *j* risultano libere (1).

La relazione master-slave viene utilizzata nel caso di analisi 3D con impalcati rigidi nel proprio piano sotto l'azione di forze orizzontali e momenti torcenti agenti a livello degli impalcati stessi (tali sono le analisi sismiche). Il nodo master, specificato nei Dati Piani, coincide con il baricentro di piano; la sua posizione è determinata dal baricentro delle masse che insistono nei nodi ad esso riferiti: è infatti possibile che in un dato piano alcuni nodi siano sede di massa indipendente e quindi non siano riferiti al nodo master.

Per un telaio spaziale con impalcati orizzontali infinitamente rigidi, i nodi slave sono nodi con bloccati i movimenti u (spostamento lungo X), v (spostamento lungo Y) e phi,z (rotazione attorno a Z):

001110

mentre i nodi master (uno per impalcato, generalmente baricentrico) sono del tipo:

110001

I nodi slave conservano gradi di libertà per movimenti verticali (lungo Z) e per le rotazioni phi,X e phi,Y.

Per nodi non riferiti a nodi master, la specifica di 'Nodo master' è 0, e così pure per i nodi master stessi.

**Vinc.elast. Ku, Kv, Kw, KphiX, KphiY, KphiZ:** vincoli elastici. Essi devono corrispondere a componenti di spostamento libere, altrimenti vengono ignorati. I vincoli elastici sono rappresentati dalle rigidezze delle snelle: spostamenti lineari (traslazioni) in kN/m, e rotazioni (molle di torsione) in kN m/mrad

## 5. Dati NODI

Nome	X	Y	Z	Piano	Vinc.est.	u	v	w	phiX	phiY	phiZ	Nodo
	(m)	(m)	(m)		(1=lib.,0=blocc.)	(sX)	(sX)	(sX)				master

## Descrizione dei DATI SEZIONI

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

**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 equivalenti 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^2)*, *Jx,Jy,Jz (cm^4)*, *Aty,Atz (cm^2)*, *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 \Pcm\Files. 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^2)	(m^4)	(m^4)	(m^4)	(m^2)	(m^2)
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
2	1) Rettangolare	1200x900	1.200	0.900	0.000	0.000	0.900	1.08E+00	1.54E-01	7.29E-02	1.30E-01	9.00E-01	9.00E-01
3	1) Rettangolare	1500x900	1.500	0.900	0.000	0.000	0.900	1.35E+00	2.23E-01	9.11E-02	2.53E-01	1.13E+00	1.13E+00
4	3) Circolare	d300	0.150	0.000	0.000	0.000	0.150	7.07E-02	7.95E-04	3.98E-04	3.98E-04	6.36E-02	6.36E-02
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
6	1) Rettangolare	A 900x300	0.900	0.300	0.000	0.000	0.300	2.70E-01	6.41E-03	2.03E-03	1.82E-02	2.25E-01	2.25E-01
7	1) Rettangolare	A 450x150	0.450	0.150	0.000	0.000	0.150	6.75E-02	4.01E-04	1.27E-04	1.14E-03	5.63E-02	5.63E-02
8	1) Rettangolare	A 900x2915	0.900	2.915	0.000	0.000	2.915	2.62E+00	5.74E-01	1.86E+00	1.77E-01	2.19E+00	2.19E+00
9	1) Rettangolare	A 900x2539	0.900	2.539	0.000	0.000	2.539	2.29E+00	4.79E-01	1.23E+00	1.54E-01	1.90E+00	1.90E+00
10	1) Rettangolare	A 900x2078	0.900	2.078	0.000	0.000	2.078	1.87E+00	3.63E-01	6.73E-01	1.26E-01	1.56E+00	1.56E+00
11	1) Rettangolare	A 900x1649	0.900	1.649	0.000	0.000	1.649	1.48E+00	2.58E-01	3.36E-01	1.00E-01	1.24E+00	1.24E+00
12	1) Rettangolare	A 900x1261	0.900	1.261	0.000	0.000	1.261	1.13E+00	1.68E-01	1.50E-01	7.66E-02	9.46E-01	9.46E-01
13	1) Rettangolare	A 900x925	0.900	0.925	0.000	0.000	0.925	8.33E-01	9.72E-02	5.94E-02	5.62E-02	6.94E-01	6.94E-01
14	1) Rettangolare	A 900x646	0.900	0.646	0.000	0.000	0.646	5.81E-01	4.42E-02	2.02E-02	3.92E-02	4.85E-01	4.85E-01
15	1) Rettangolare	A 900x432	0.900	0.432	0.000	0.000	0.432	3.89E-01	1.66E-02	6.05E-03	2.62E-02	3.24E-01	3.24E-01
16	1) Rettangolare	A 900x286	0.900	0.286	0.000	0.000	0.286	2.57E-01	5.64E-03	1.75E-03	1.74E-02	2.15E-01	2.15E-01
17	1) Rettangolare	A 900x212	0.900	0.212	0.000	0.000	0.212	1.91E-01	2.47E-03	7.15E-04	1.29E-02	1.59E-01	1.59E-01
18	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

Descrizione dei 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 terna 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. nuovo:** X indica che l'asta è costituita da materiale murario nuovo

**E, G, fvm, 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 scadente, 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 (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)

**Fondazione:**

- **K:** coefficiente di sottofondo di Winkler per il calcolo della trave su suolo elastico. Il valore 0 indica travi libere (non su suolo elastico)
- **Prof.:** profondità del piano di posa rispetto al piano campagna
- **Largh.:** larghezza della fondazione. Può coincidere con la larghezza della trave di fondazione, oppure essere maggiore per tenere conto di un eventuale magrone
- **Lungh.:** lunghezza della fondazione

**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 per rotazioni attorno all'asse x

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

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

**G. Inc. ixy, jxy, ixz, jxz:** gradi di incastro: i',xy (phi,z in i') - j',xy (phi,z in j') - i',xz (phi,z in i') - j',xz (phi,y 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 ammortata 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

**Cordolo e architrave:**

- **Resist. traz. (kN):** capacità dell'elemento resistente a trazione, specifico per fasce murarie
- **Res. traz. gammaM:** coefficiente parziale di sicurezza associato alla resistenza a trazione, specifico per fasce murarie

**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

**Drift: Taglio limite:** nel caso di fasce, il drift per Taglio è la prima deformazione angolare limite in caso di crisi per taglio. Il Taglio limite è la seconda deformazione angolare limite in caso di crisi per Taglio

**%taglio residuo:** definisce la posizione del taglio residuo (secondo tratto plastico) come % della resistenza corrispondente alla fine del tratto elastico (resistenza del primo tratto plastico), per fasce

**Duttilità PressoFl., Taglio:** specifica il moltiplicatore dello spostamento al limite elastico (corrisponde allo spostamento di prima plasticizzazione) che segna il raggiungimento dello spostamento ultimo (opzione alternativa o integrativa rispetto a Drift, secondo Parametri di Calcolo)

**Da considerare per alpha1:** indica se il maschio viene considerato per l'individuazione del taglio di prima plasticizzazione in analisi pushover

**Arm.: Asxy, cxy, Asxz, cxz:** armatura per pareti o fasce dotati di barre in acciaio. 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), 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. Queste armature riguardano solo elementi di muratura armata

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

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

**Interventi**

**Iniezioni, Intonaco armato, Diatoni artificiali, Ristilatura armata:** interventi che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)

**Altri interventi:** Rinforzo a taglio, 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:

**Rinforzo a taglio: passo** (mm): passo delle barre

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

**FRP:**

- **larghezza nastri**

**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.:** deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione

**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 progetto dei nastri a taglio

**FRCM:**

- **Facce:** indica su quali facce del pannello murario è applicato il rinforzo: A (faccia con asse locale y entrante), B (faccia con asse locale y uscente)

- **larghezza nastri**

**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.:** deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione

**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 progetto dei nastri a taglio

**CAM:**

Per nastri verticali e orizzontali:

- **passo:** interasse dei nastri. Per predefinitone, 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'

- **preENSIONAMENTO:** 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:

S = Striscia

K = Link rigido

N = Blocco(arco)

J = Giunto(arco)

P = Pilastro murario

N°	Tipologia	Lungh.	Lungh.def.	Lungh.def.	Inf.	N°	B	H	Ang.	N°	E	G	fm	tau0	fvm0	fhm	%K elast.
		(m)	(m) xz	(m) xy	rig.	Sez.	(m)	(m)	rot.(°)	Mat.	(N/mm <sup>2</sup> )						(rig.fess.)

N°	Nodo		Vinc.		G.Inc.	G.Inc.	G.Inc.	Resist.	Res.traz.:	Drift(%)		%taglio	Dutt.		
	i	j	i	j	ixy	ixz	jxz	traz. (kN)	gammaM	PressoFl.	Taglio	Tag.lim.	residuo	press.	taglio

N°	Per	Verif.	PressoFl.	Taglio
	alfa,1		Compl.	

-----

### Descrizione dei 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 influente. 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)

### 8. Dati SOLAI

N°	Tipologia	Piano	G1 (kN/m <sup>2</sup> )	G2 =	Q =	Superf. (m <sup>2</sup> )	Direz. princ. (°)	Distr. trasv. (%)	G1 tot. (kN)	G2 tot. =	Q tot. =
----	-----------	-------	----------------------------	---------	--------	------------------------------	----------------------	----------------------	-----------------	--------------	-------------

### Descrizione dei DATI CARICHI

#### CONDIZIONI DI CARICO 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: mX, mY, mZ, IX, IY, IZ, dove (con riferimento agli assi globali XYZ):

mX, mY, mZ sono le masse traslazionali; IX, IY, IZ sono le inerzie rotazionali.

Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali (mX e mY) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale (IZ), 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:

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

## 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:** FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- **Cedimenti Vincolari:** uX uY uZ,  $\phi X \phi Y \phi Z$  (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.
- **Masse Concentrate:** mX mY mZ, IX IY IZ (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., Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, 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 influente 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 molt. di calcolo 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:

$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \gamma_{Q2} * \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} * \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare Q<sub>k,1</sub> è l'azione variabile dominante, mentre Q<sub>k,2</sub>, Q<sub>k,3</sub>, ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q<sub>k,j</sub> vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_i$  i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.

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:

$G_1 + G_2 + P + E + \Sigma(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$

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

9. CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Condizione di Carico Elementare n°1

PARAMETRI GENERALI  
Permanente  
Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)  
Livelli di intensità dell'azione variabile:  
- (psi)<sub>0</sub> (valore raro) = 1.00  
- (psi)<sub>1</sub> (valore frequente) = 1.00  
- (psi)<sub>2</sub> (valore quasi-permanente) = 1.00  
Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
10			-1.05			
10			-1.05			
29			-1.05			
29			-1.05			
42			-1.05			
42			-1.05			
55			-1.05			
55			-1.05			
66			-16.00			
68			-1.05			
68			-1.05			
81			-1.05			
81			-1.05			
92			-23.00			
94			-1.05			
94			-1.05			
107			-1.05			
107			-1.05			
120			-1.05			
120			-1.05			
133			-1.05			
133			-1.05			
146			-1.05			
146			-1.05			
159			-1.05			
159			-1.05			
172			-1.05			
172			-1.05			
185			-1.05			
185			-1.05			
196			-23.00			
198			-1.05			
198			-1.05			
211			-1.05			
211			-1.05			
222			-16.00			
224			-1.05			
224			-1.05			
237			-1.05			
237			-1.05			
250			-1.05			
250			-1.05			



# ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1			-21.60
2			-21.60
3			-17.28
4			-17.28
23			-41.98
40			-36.56
57			-29.92
74			-23.75
91			-18.16
108			-13.32
125			-9.30
142			-6.22
159			-4.12
176			-3.05
193			-3.05
210			-4.12
227			-6.22
244			-9.30
261			-13.32
278			-18.16
295			-23.75
312			-29.92
337			-36.56
340			-41.98

## Condizione di Carico Elementare n°2

Non risulta definito alcun carico su Nodi o Aste

## 10. 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:  $(\psi_i) = (\psi_i)_0$ ;

per la tipologia Frequente:  $(\psi_i) = (\psi_i)_1$  per l'Azione Dominante, e:  $(\psi_i) = (\psi_i)_2$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;

per la tipologia QuasiPermanente:  $(\psi_i) = (\psi_i)_2$ ;

- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante,

$(\gamma) \cdot (\psi_i)_0$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;

per eventuali CCC generiche:

- i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

## Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 1 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.00

$(\psi_i)_0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.00

## Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLE: Combinazione 1 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

$(\psi_i)$  per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0

## Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

$(\psi_i)_2$  per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0

## Combinazione di Condizioni di Carico n°4

Combinazione sismica (QuasiPermanente)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0

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

Combinazione 1  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00

### ANALISI PUSHOVER: VERIFICA DI CAPACITA'

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.3.1)

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.2. 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.7.3.4.2: 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 409 In tale ambito, seguendo la Normativa tecnica vigente, 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) (lineare) Forze proporzionali alle forze statiche (utilizzate in analisi statica lineare)

(B) (uni-modale) Forze corrispondenti al primo modo di vibrare. La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo, si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y.

(C) (dinamica) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare

##### Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente

(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) corrispondente a (B)

(G) (multi-modale) corrispondente a (C)

(H) (multi-modale) corrispondente a (D).

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); in tutti i casi si può applicare (C).

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1).

#### 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; opzionalmente è possibile considerare la componente sismica verticale per mezzo di forze inerziali in direzione +/-Z tenendo conto degli effetti più sfavorevoli nelle verifiche di sicurezza. Le forze inerziali in direzione Z non sono affette dal moltiplicatore progressivo del taglio orizzontale.

- **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 secondo X e secondo Y, con eventuali momenti torcenti aggiuntivi e tenendo conto della combinazione direzionale e/o della componente sismica verticale.

#### Algoritmo di calcolo implementato in PCM

##### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITA')**

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

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

6.1. Aggiornamento matrice rigidezze

6.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata

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

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

7. 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 riprende dal punto 1., rieseguendo un nuovo ciclo. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

*Termina Loop*

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

9. 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 §C7.3.4.2, 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'98% 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**: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al §7.3.6.1;

per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): 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**: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al §7.3.6.1;

per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): 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  $\zeta_E$ , 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).

Per ogni stato limite, i risultati di PCM evidenziano la capacità della struttura in termini di PGA. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,VR 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 1 e 2475 anni, ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a,g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, ag e altri parametri correlati) deve essere  $\leq$  della capacità di spostamento definita dalla curva pushover. La capacità di spostamento tiene conto della limitazione imposta su  $q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^*$  che deve essere  $\leq 4.0$  per SLC (e corrispondentemente  $\leq 3.0$  per SLV).

Si osservi che a,g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nell'input dell'Azione Sismica - come a,g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

## 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-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k \cdot TR^{\alpha}$ . 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  $\zeta_{E,PGA}$  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  $\zeta_{E,TR}$  in termini di periodo di ritorno.

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

### Azione Sismica

#### Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50  
Classe d'uso: II  
Coefficiente d'uso CU = 1  
Periodo di riferimento per l'azione sismica  $VR=VN \cdot CU$  (anni) = 50

#### Pericolosità:

##### Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.851111  
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 43.681667  
Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

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 (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$TC^*$ (sec)
30	0.044	2.549	0.240
50	0.054	2.560	0.254
72	0.062	2.570	0.260
101	0.072	2.546	0.265
140	0.081	2.542	0.269
201	0.093	2.532	0.275
475	0.126	2.527	0.285
975	0.164	2.472	0.285
2475	0.213	2.505	0.296

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

$ag(TR) = K \cdot TR^{\alpha}$ , dove:  
 $K = 0.011362690$ ,  $\alpha = 0.398987500$

#### 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

$ag(g)$   $F_o$   $Tc^*(sec)$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$TC^*$ (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	30	0.044	2.549	0.240	1.000	0.080	0.240	1.776	0.722
SLD	50	0.054	2.560	0.254	1.000	0.085	0.254	1.816	0.803
SLV	475	0.126	2.527	0.285	1.000	0.095	0.285	2.104	1.211
SLC	975	0.164	2.472	0.285	1.000	0.095	0.285	2.256	1.351

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

#### Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: A

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1$

#### PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S=SS \cdot ST$ )

## CURVA n° 1

**TIPO DI CURVA: (B) UNIMODALE: FORZE CORRISPONDENTI AL PRIMO MODO DI VIBRARE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: +X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 1**  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 13487.26  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 57.64  
Peso sismico totale W (kN) = 351.12  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 35.805  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.164

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 7.70, F,SLC,M-GDL (kN) = 57.64  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 5.78, F,SLV,M-GDL (kN) = 53.86

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

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

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

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\varphi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 45.1% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze 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		35.80	112.26	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_i \cdot \varphi_i^2)$  (k\*kgm) = 35.81  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_i \cdot \varphi_i) / \sum(m_i \cdot \varphi_i^2) = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 7.70, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 57.64  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 5.78, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 53.86

### 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) = 40.35  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 13487.26 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.324  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.90  
forza  $Fy^*$  (kN) = 52.60  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 7.70

### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.280 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 7.30
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 98.43 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 52.60 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.871$

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

#### 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.  
 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) = 7.30

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 7.30

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 7.30

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 5.78

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.102 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 265 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 17.195 %

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

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

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

#### Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	475	0.126	10.0
Capacità	265	0.102	17.2

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.102/0.126 = 0.810$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 265/475 = 0.558$

#### 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) = 51.88

90% del Taglio massimo (kN) = 51.88

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.000$

Edificio regolare in altezza:  $q = 2.000$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 3.90, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 46.41

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.108 g$

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 2.82

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 38.10

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 52.60

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

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 2.82

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 2.82

##### 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) = 2.82

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.90

**SLD: Capacità > Domanda**

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

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.071 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD$  = 99

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD$  = 39.652 %

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

#### Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	50	0.054	63.0
Capacità	99	0.071	39.7

#### Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, \text{E,SLD,PGA} = 0.071/0.054 = 1.315$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 99/50 = 1.980$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: dc,SLO,M-GDL (mm) = 2.60, taglio alla base F,SLO,M-GDL (kN) = 35.07

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.083 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,\max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 2.82$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 29.18$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 52.60$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.555$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,\max \text{ (mm)} = 2.17$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,\max \text{ (mm)} = 2.17$

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.17

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.60

**SLO: Capacità > Domanda**

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

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.051 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 42

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 69.592 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	30	0.044	81.0
Capacità	42	0.051	69.6

#### Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, \text{E,SLO,PGA} = 0.051/0.044 = 1.159$
- in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 42/30 = 1.400$

## CURVA n° 2

**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): NON CONSIDERATO  
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 1  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 21751.55  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 86.00  
Peso sismico totale W (kN) = 351.12  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 35.805  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.245

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 7.58, F,SLC,M-GDL (kN) = 86.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 5.69, F,SLV,M-GDL (kN) = 84.03

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

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

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \Sigma(m,i)$  (k\*kgm) = 35.81  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 7.58, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 86.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 5.69, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 84.03

#### 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) = 60.20  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 21751.55 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.255  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.86  
forza  $Fy^*$  (kN) = 83.90  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 7.58

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.318$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 5.14
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 111.78  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 83.90  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.333$

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

#### 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  $ag$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $ag$  in input.

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

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

verrà calcolato considerando un valore di  $ag$ , 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) = 5.29

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 5.29

#### 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) = 5.29

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 5.69

**SLV: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.135 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 579$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 8.273$  %

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

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

#### Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	475	0.126	10.0
Capacità	579	0.135	8.3

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.135/0.126 = 1.071$
- in termini di TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 579/475 = 1.219$

#### 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) = 77.40

90% del Taglio massimo (kN) = 77.40

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.000$

Edificio regolare in altezza:  $q = 2.000$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, \text{SLD, M-GDL (mm)} = 3.86$ , taglio alla base  $F, \text{SLD, M-GDL (kN)} = 80.58$

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 2.22$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 48.37$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 83.90$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max (mm)} = 2.22$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \text{max (mm)} = 2.22$

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.22

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.86

**SLD: Capacità > Domanda**

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

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.095 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, \text{CLD} = 210$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, \text{CLD} = 21.187 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	50	0.054	63.0
Capacità	210	0.095	21.2

#### Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.095/0.054 = 1.759$
- in termini di TR:  $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 210/50 = 4.200$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, \text{SLO, M-GDL (mm)} = 2.57$ , taglio alla base  $F, \text{SLO, M-GDL (kN)} = 55.93$

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.106 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 2.22$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 37.06$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 83.90$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.442$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 1.71$

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

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

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.71

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.57

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.063 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLO = 73$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 49.588 \%$

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

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

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

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	30	0.044	81.0
Capacità	73	0.063	49.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.063/0.044 = 1.432$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR,CLO / TR,DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 73/30 = 2.433$

**Analisi Pushover:**

**Tipo di curva:** (B) Unimodale: forze corrispondenti al primo modo di vibrare (distribuzione principale [gruppo 1]. Rapporti tra forze fissi nel corso del processo incrementale)

**Direzione e verso:** +X

**Eccentricità accidentale (momento torcente aggiuntivo):** non considerato

**Combinazione componenti:** non considerata

**Componente sismica verticale:** non considerata

Percorso di archiviazione risultati in Aedes.PCM:

C:\Aedes2022\Pcm\Progetti\Scorziata\_volta\_chiesa\SNL\VBPX\_\_\_\_

**Causa del termine di costruzione della curva di capacità:**

La struttura e' diventata labile (spostamenti inaccettabili)

**Configurazione strutturale al termine di costruzione della curva di capacità:**

(la costruzione della curva ha richiesto l'elaborazione di una sola curva intermedia)

**Aste che divengono (o sono già divenute) non reagenti assialmente:**

14, Giunto(arco)

17, Giunto(arco)

97, Giunto(arco)

99, Giunto(arco)

220, Giunto(arco)

222, Giunto(arco)

326, Giunto(arco)

329, Giunto(arco)

**Aste che raggiungono (o hanno già raggiunto) il limite ultimo (complanare):**

-

**Aste che raggiungono (o hanno già raggiunto) il limite ultimo (ortogonale):**

-

**Aste non ancora al limite ultimo, ma con degrado vincolare:**

-

**CRISI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

(elenco per ordine di plasticizzazione)

N.	Sotto curva	Passo	Tipologia strutturale	N	Ty (kN)	Tz	My (kN m)	Mz (kN m)	Tipo di crisi
114	1	1	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
116	1	1	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
326	1	2	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
329	1	2	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
14	1	3	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
17	1	3	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
97	1	4	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
99	1	4	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
220	1	5	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
222	1	5	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN

**CRISI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

(elenco per ordine degli elementi)

N.	Sotto curva	Passo	Tipologia strutturale	N	Ty (kN)	Tz	My (kN m)	Mz (kN m)	Tipo di crisi
14	1	3	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
17	1	3	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
97	1	4	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
99	1	4	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
114	1	1	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
116	1	1	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
220	1	5	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
222	1	5	Giunto(arco)	-12.51	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
326	1	2	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN
329	1	2	Giunto(arco)	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	trazione: Ftd = 0.250 kN

Avellino 15/03/20223

