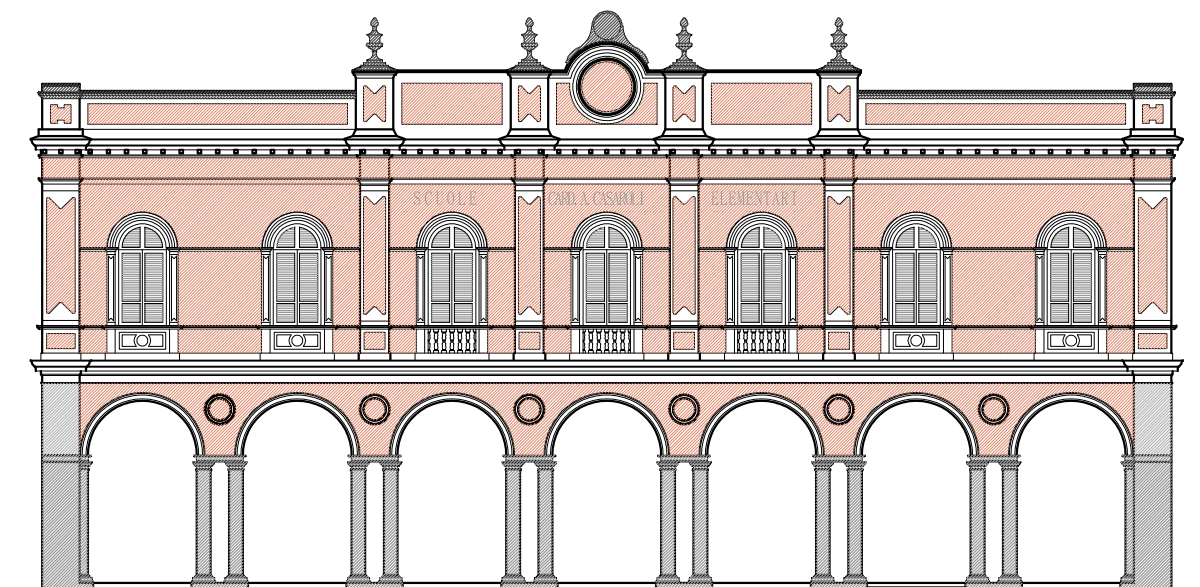


# RIFUNZIONALIZZAZIONE EX SCUOLE ELEMENTARI CASAROLI DA DESTINARE A NUOVA SEDE DEGLI UFFICI COMUNALI

## 3° STRALCIO LAVORI



Progetto PRELIMINARE  
ai sensi art. 17 del D.P.R. 207/2010

Progetto DEFINITIVO  
ai sensi art. 24 del D.P.R. 207/2010



Progetto ESECUTIVO  
ai sensi art. 33 del D.P.R. 207/2010

### RELAZIONE DI CALCOLO CORPO RECENTE

COMMITTENTE

Comune di Castel San Giovanni



Piazza XX Settembre n° 2 Tel. + 39 0523 889611  
29015 Castel San Giovanni Fax + 39 0523 843882  
Piacenza E mail comune.castelsangiovanni@sintranet.it

COORDINATORE GRUPPO DI PROGETTAZIONE  
PROGETTISTA ARCHITETTONICO  
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

STUDIO ASSOCIATO Archh. ODDI



Corso G. Matteotti n° 66 Tel. + 39 0523 881310  
29015 Castel San Giovanni Fax + 39 0523 881965  
Piacenza E mail info@studiooddi.it

PROGETTISTA STRUTTURE

ING. FERRUCCIO ROSSETTI

Via Taverna n° 273 Tel. + 39 0523 484647  
29121 Piacenza Fax + 39 0523 489268  
Piacenza E mail info@rossetticanoni.it

PROGETTISTA IMPIANTI MECCANICI  
ED ELETTRICI

STUDIO TECNICO ASSOCIATO PARENTI



Via Fratelli Solari n° 17 Tel. + 39 0523 523157  
29027 Gariga di Podenzano Fax + 39 0523 523157  
Piacenza E mail massimo@staparenti.it

CODICE ELABORATO

RL

S

0001III

SCALA

/

REVISIONE  
02

DATA  
GENNAIO 2022

MOTIVO  
III STRALCIO FUNZIONALE

ESEGUITO  
ROSSETTI

CONTROLLATO  
ROSSETTI

APPROVATO  
ROSSETTI

## **Indice**

**1. INTRODUZIONE**

**2. CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE**

### **ANALISI EDIFICIO STATO DI FATTO**

**3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO**

**4. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA**

**5. DATI PIANI**

**6. DATI MATERIALI**

**7. TELAIO EQUIVALENTE DELL'EDIFICIO**

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

### **ANALISI EDIFICIO STATO DI PROGETTO**

**9. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO**

**10. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA**

**11. DATI PIANI**

**12. DATI MATERIALI**

**13. TELAIO EQUIVALENTE DELL'EDIFICIO**

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

**15. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI**

**16. CONCLUSIONI**

# **1.**

## **Introduzione**

### **1.1.**

#### **Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale**

##### **1.1.1**

#### **Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche**

Il fabbricato in progetto è ubicato nel centro urbano di Castel San Giovanni e la zona è caratterizzata in prevalenza da un tessuto formato da edifici bassi aventi struttura in muratura.

Dal punto di vista geomorfologico l'area, ad andamento sub pianeggiante, si colloca nel settore di media pianura su cui risulta impostato il centro urbano di Castel San Giovanni costituito da un ripiano alluvionale appartenente, secondo la terminologia in uso presso il Servizio Geologico di Stato, al Fluviale Wurm, costituito da alternanze irregolari di lenti ghiaiose, generalmente a matrice argillosa, con intercalazioni limoso-argillose.

Sulla base dei dati in possesso l'area oggetto di studio risulta costituita nella porzione superficiale da materiali di bassa consistenza estesi fino ad una profondità di circa 3 m seguiti da sedimenti ghiaiosi in abbondante matrice argillosa estesi oltre i 10 m di profondità.

##### **1.1.2.**

#### **Descrizione della struttura, criterio e classificazione dell'intervento in progetto**

L'intervento in esame è relativo alle opere strutturali occorrenti al restauro e alla rifunzionalizzazione di fabbricato da adibire a sede del municipio cittadino.

Il fabbricato, un tempo sede delle ex scuole "Casaroli" è attualmente in parte occupato da uffici comunali e in parte inutilizzato.

Trattandosi di edificio strategico di categoria IV, si prevede la realizzazione degli interventi strutturali occorrenti al raggiungimento del 60% della capacità portante prevista per gli Stati Limite secondo DM 2018 per l'azione sismica di progetto.

Il complesso è costituito da due corpi di fabbrica separati da giunto sismico di 5 cm :

- Il "corpo ottocentesco" : fabbricato originario dell'ex scuola elementare "Casaroli" che è stato terminato nel 1885 e che occupa la porzione sud dell'intero plesso con conformazione a corte chiusa;
- Il "corpo recente" : porzione di ampliamento della scuola realizzato nel 1956 nella parte retrostante a nord del corpo originario terminato nel 1885.

La presente relazione di calcolo è relativa al corpo recente per il quale sono previsti i seguenti interventi:

- la realizzazione di nuovi setti murari di controvento nella direzione debole (direzione Y) dell'edificio atti a migliorarne il comportamento in caso di evento sismico in quanto

contribuiranno ad aumentarne rigidezza e resistenza e di conseguenza a limitarne gli spostamenti lungo tale direzione. Verranno quindi realizzati n° 7 nuovi maschi murari, quattro verranno realizzati nell'ala ovest e tre nell'ala est e si svilupperanno per tutti e tre i piani del fabbricato (con la sola esclusione del piano sottotetto) e avranno uno spessore di 38 cm; i nuovi maschi murari verranno naturalmente dotati di nuove travi in c.a. di fondazione.

- il rinforzo dei solai SAP esistenti per adeguarli alle necessarie portate mediante predisposizione di sovrastante soletta in c.a. avente uno spessore pari a cm. 5 adeguatamente ancorata alle murature perimetrali. Con tale intervento gli orizzontamenti potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano.
- la realizzazione di un nuovo vano ascensore nell'ala est del fabbricato delimitato da nuovi setti in muratura;
- l'adeguamento alla vigente normativa antisismica della dimensione del giunto di separazione tra il corpo recente e quello originario;
- la modifica di alcune aperture nei soli muri interni del fabbricato.

La tipologia di intervento è classificabile, secondo il D.M. 2018, come intervento di **miglioramento**.

### **1.1.3.**

#### **Normativa tecnica e riferimenti tecnici adottati**

L'analisi della struttura in oggetto è condotta impiegando i principi della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e disposizioni di legge vigenti, in particolare :

**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”.

**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).

### **1.1.4.**

#### **Parametri di progetto**

#### **1.1.4.1**

##### **Vita nominale**

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, può essere usata per lo scopo per il quale è progettata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella seguente :

TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE $V_N$ (anni)
1	Opere provvisorie, strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie e opere infrastrutturali normali	$\geq 50$
3	Grandi opere e opere infrastrutturali di importanza strategica	$\geq 100$

La vita nominale è stabilita, in accordo con la Committente, in funzione delle caratteristiche dell'opera e della destinazione d'uso della medesima.

Nel caso in esame si assume :

Tipologia : **Opera ordinaria**  
Vita nominale  $V_N$  (anni) : **50**

#### 1.1.4.2

##### Classi d'uso

Le costruzioni sono suddivise in classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dovute agli effetti dell'azione sismica.

- Classe I : Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II : Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III : Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV : Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n° 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C se appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per le costruzioni in progetto si assume:

Classe d'uso : **IV**

### 1.1.4.3

#### Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, con la seguente formula in funzione del coefficiente d'uso  $C_U$  :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come di seguito

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Si ottiene pertanto :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = \mathbf{100}$$

### 1.1.4.4

#### Livello di sicurezza della costruzione

Le opere e le componenti strutturali saranno progettate eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo da consentirne l'utilizzo per il livello di sicurezza e la vita nominale previsti.

Le strutture sono progettate per garantire i seguenti requisiti :

- sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) : capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio, e dissesti in grado di compromettere l'incolumità delle persone, comportare la perdita di beni, provocare danni ambientali o mettere fuori servizio l'opera;

Principali stati limite ultimi :

- a) perdita di equilibrio
- b) spostamento o deformazioni eccessive tali da compromettere l'edificio
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura o delle sue parti
- d) collasso del terreno
- e) rottura di membrature e collegamenti per fatica o per tempo
- f) instabilità di parti della struttura

- sicurezza nei confronti dello stato limite di esercizio (SLE) : capacità di garantire le prestazioni attese in fase di esercizio;

Principali stati limite di esercizio :

- a) danneggiamenti locali tali da compromettere la durabilità
- b) spostamenti o deformazioni tali da limitare l'uso dell'edificio o di parti non strutturali dell'edificio (impianti, macchinari, ecc...)
- c) vibrazioni
- d) corrosione o eccessivo degrado dei materiali

- robustezza nei confronti dell'azione dovuta al sisma (situazione eccezionale);

Le azioni sulla struttura sono assunte come indicato nel D.M. 17-01-2018

Le verifiche verranno condotte sia nei riguardi degli SLU sia nei riguardi degli SLE.

La valutazione della sicurezza è condotta applicando il metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza .

La verifica della sicurezza nel riguardo degli *stati limite ultimi di resistenza* si effettua verificando il rispetto della seguente equazione :

$$R_d \geq E_d$$

Dove :

$R_d$  è la resistenza di progetto valutata in funzione delle caratteristiche dei materiali impiegati e ai valori nominale delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni

La verifica della sicurezza nel riguardo degli *stati limite di esercizio* si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

#### 1.1.4.5

##### Azioni di progetto sulla costruzione

##### 1.1.4.5.1

##### Classificazione delle azioni

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;

b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ .

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

#### 1.1.4.5.2

##### Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni :

□ □ *Combinazione fondamentale*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

□ □ *Combinazione caratteristica (rara)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili ove previsto :

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

□ □ *Combinazione frequente*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

□ □ *Combinazione quasi permanente* (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

□ □ *Combinazione sismica*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E :

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

□ □ *Combinazione eccezionale*, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi che danno contributo favorevole.

Valori dei coefficienti parziali per lo SLU:

		Coefficiente $\gamma$	EQU	A1- STR	A2 -GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0



	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Dove :

- EQU : stato limite di equilibrio come corpo rigido
- STR : stato limite di resistenza degli elementi strutturali comprese le fondazioni
- GEO : stato limite di resistenza del terreno

(1) Nel caso siano i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti possono assumersi per essi gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti

Valori dei coefficienti di combinazione per lo SLE, l'azione sismica e le situazioni eccezionali :

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

#### 1.1.4.5.3

##### Stati limite per azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)* : a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)* : a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere

significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)* : a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)* : a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

#### 1.1.4.5.4

##### **Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche**

Le categorie di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica secondo le modalità ordinarie sono le seguenti :

- A* - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ;
- B* - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ;
- C* - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ;
- D* - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ;
- E* - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m ;

Le categorie riferite alle condizioni topografiche sono le seguenti :

- T1* - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$
- T2* - Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$
- T3* - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
- T4* - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$

#### 1.1.4.5.5

##### **Caratteristiche del sito relativo alla costruzione**

Caratteristiche geografiche :

- Comune : **Castel San Giovanni**
- Zona sismica : **3**
- Latitudine : **9,434°**
- Longitudine : **45,054°**

Tipologia di sottosuolo e topografia :

- Categoria di sottosuolo : C
- Categoria topografica : T<sub>1</sub>

#### 1.1.4.5.6

#### Analisi dei carichi

##### 1.1.4.5.6.1

#### Impalcati

#### Impalcati - STATO FINALE

#### Copertura

Permanenti :

- coppi	40 daN/m <sup>2</sup>
- lastre fibrocemento	20
- incidenza arcarecci e struttura in acciaio	50
<b>Q<sub>P</sub> =</b>	<b>110 daN/m<sup>2</sup></b>

Variabili :

- copertura cat. H <sub>1</sub>	<b>Q<sub>V</sub> = 120 daN/m<sup>2</sup></b>
---------------------------------	--

#### Solaio SAP 20 cm rinforzato

Permanenti :

- pavimento galleggiante	65 daN/m <sup>2</sup>
- solaio SAP H=20 cm	175
- pacchetto rinforzo :	
nervature ((0,15x0,20x1.700 – 175x0,15)+(0,03x0,15x1.700))/75	43
polistirene 0,07x0,60x30/0,75	2
soletta 0,05x1.700	85
- intonaco	30
- controsoffitto	20
- tavolati	80
<b>Q<sub>P</sub> =</b>	<b>500 daN/m<sup>2</sup></b>

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	<b>Q<sub>V</sub> = 300 daN/m<sup>2</sup></b>
---	--

#### Solaio SAP 20 cm rinforzato zona servizi

Permanenti :

pavimento	40 daN/m <sup>2</sup>
- massetto 0,03 x 2.200	66

- sottofondo 0,04 x 600	30
- solaio SAP H=20 cm	175
- pacchetto rinforzo :	
nervature $((0,15 \times 0,20 \times 1.700 - 175 \times 0,15) + (0,03 \times 0,15 \times 1.700)) / 75$	43
polistirene 0,07 x 0,60 x 30 / 0,75	2
soletta 0,05 x 1.700	85
- controsoffitto	20
- intonaco	30
- tavolati	80
$Q_P =$	$\frac{574}{574 \text{ daN/m}^2}$

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$
---	-----------------------------

### Solaio SAP 12 cm rinforzato

Permanenti :

- pavimento galleggiante :	65 daN/m <sup>2</sup>
- solaio SAP H=12 cm	110
- pacchetto rinforzo :	
nervature $((0,15 \times 0,12 \times 1.700 - 110 \times 0,15) + (0,03 \times 0,15 \times 1.700)) / 0,75$	29
polistirene 0,03 x 0,60 x 30 / 0,75	1
soletta 0,05 x 1.700	85
- controsoffitto	20
- intonaco	30
- (tavolati (solo per verifica locale solai	80)
$Q_P =$	$\frac{420}{420 \text{ daN/m}^2 (340 \text{ daN/m}^2)}$

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$
---	-----------------------------

### Solaio SAP 12 cm rinforzato zona servizi

Permanenti :

- pavimento	40 daN/m <sup>2</sup>
- massetto 0,03 x 2.200	66
- sottofondo 0,05 x 600	30
- solaio SAP H=12 cm	110
- pacchetto rinforzo :	
nervature $((0,15 \times 0,12 \times 1.700 - 110 \times 0,15) + (0,03 \times 0,15 \times 1.700)) / 0,75$	29
polistirene 0,10 x 0,60 x 30 / 0,75	3
soletta 0,05 x 1.700	85
- controsoffitto	20
- intonaco	30
- (tavolati (solo per verifica locale solai	80)

$$Q_P = 495 \text{ daN/m}^2 (415 \text{ daN/m}^2)$$

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B<sub>2</sub>

$$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$$

### Solaio SAP 16 cm rinforzato sottotetto

Permanenti :

- solaio SAP H=16 cm 130 daN/m<sup>2</sup>
- pacchetto rinforzo :
  - nervature ((0,15x0,16x1.700 – 130x0,15)+(0,03x0,15x1.700))/0,75 38
  - polistirene 0,03x0,60x30/0,75 1
  - soletta 0,05x1.700 85
- controsoffitto 40
- intonaco 30

$$Q_P = 324 \text{ daN/m}^2$$

Variabili :

- sottotetto cat. H<sub>1</sub>

$$Q_V = 50 \text{ daN/m}^2$$

### Scala e pianerottolo in c.a.

- intonaco 30 daN/m<sup>2</sup>
- soletta 0,14 x 2.500 / cos 30° 404
- gradini 0,17 x 0,5 x 2.500 210
- malta pedata 0,03 x 2.400 70
- malta alzata 0,03 x 2.400 x 0,14 x 100 / 30 35
- alzata 0,02 x 2.700 x 0,14 x 100 / 30 31
- pedata in marmo 0,03 x 2.700 80

$$Q_P = 800 \text{ daN/m}^2$$

Variabili :

- scale comuni cat. B<sub>2</sub>

$$Q_V = 400 \text{ daN/m}^2$$

### Impalcati - STATO ATTUALE

#### Copertura

Permanenti :

- coppi 40 daN/m<sup>2</sup>
- lastre fibrocemento 20
- incidenza arcarecci e struttura in acciaio 30

$$Q_P = 110 \text{ daN/m}^2$$

Variabili :

- copertura cat.  $H_1$

$$Q_V = 120 \text{ daN/m}^2$$

#### **Solaio SAP 20 cm**

Permanenti :

- piastrelle 30 daN/m<sup>2</sup>
- sottofondo 0,06x2.200 130
- solaio SAP H=20 cm 175
- intonaco 30
- tavolati 110

$$Q_P = 475 \text{ daN/m}^2$$

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat.  $B_2$

$$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$$

#### **Solaio SAP 12 cm**

Permanenti :

- piastrelle 30 daN/m<sup>2</sup>
- sottofondo 0,06x2.200 130
- solaio SAP H=12 cm 110
- intonaco 30
- (tavolati (solo per verifica locale solai 110)

$$Q_P = 410 \text{ daN/m}^2 (300 \text{ daN/m}^2)$$

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat.  $B_2$

$$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$$

#### **Solaio SAP 16 cm sottotetto**

Permanenti :

- solaio SAP H=16 cm 130
- intonaco 30

$$Q_P = 160 \text{ daN/m}^2$$

Variabili :

- sottotetto cat.  $H_1$

$$Q_V = 50 \text{ daN/m}^2$$

#### **1.1.4.5.6.2**

**Azione dovuta alla neve**

$$Q_s = \mu_1 * q_{sk} * C_E * C_t$$

Con zona I – mediterranea,  $a_s = 60$  m ed inclinazione  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$  si ottiene :

$$q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$C_E = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$Q_s = 0,8 \times 150 \times 1,0 \times 1,0 = 120 \text{ daN/m}^2$$

#### 1.1.4.5.6.3

##### Azione del vento

Con zona 2,  $a_s = 60$  m s.l.v. si ha :

$$V_b = 25 \text{ m/s}$$

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$P = Q_b C_e C_p C_d$$

Dove, con  $\rho$  (densità dell'aria) pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$  :

$$Q_b = \text{pressione cinetica di riferimento} = \frac{1}{2} \rho \times V_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 = 390 \text{ N/m}^2$$

Con classe di rugosità B (aree urbane, suburbane e industriali) e categoria IV si ha :

$$K_r = 0,22; \quad z_0 = 0,30 \text{ m}; \quad z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$C_e$ , *coefficiente di esposizione* è valutato come segue :

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$$C_e(z) = K_r^2 \times C_t \times \ln(z/z_0)(7 + C_t \times \ln(z/z_0)) \quad \text{per } z > z_{\min}$$

assunto  $C_t$  *coefficiente topografico* = 1 risulta :

quota $z$ (m)	$C_e$
8	1,63
18	2,20

$C_p$  *coefficiente aerodinamico* è valutato come segue :

$$\text{parete sopravento } C_{pe} = +0,8;$$

parete sottovento  $C_{pe} = -0,4$ ;

con fabbricato stagno e  $C_d$  *coefficiente dinamico* = 1 si ottiene :

quota $z$ (m)	Pressione $P_p$ (daN/m <sup>2</sup> )	Depressione $P_d$ (daN/m <sup>2</sup> )
0-8	$39 \times 1,63 \times 0,8 \times 1 = 52$	$39 \times 1,63 \times 0,4 \times 1 = 26$
0-18	$39 \times 2,20 \times 0,8 \times 1 = 70$	$39 \times 2,20 \times 0,4 \times 1 = 35$

#### 1.1.4.5.6.4

#### Azione del sisma

Il calcolo della azione sismica sulla struttura è condotto in accordo al punto 3.2 del D.M.14-01-2008.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P(V_R)$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P(V_R)$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri sono ricavati dal foglio elettronico Spettri-NTC.xls v.1.0.3 predisposto a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e scaricato dal sito [www.cslp.it](http://www.cslp.it).

Per quanto attiene la determinazione del fattore di struttura si rimanda al punto 1.1.6.4 della presente relazione.

Si riportano nel seguito i tabulati relativi agli stati limite.



## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
9,4345

LATITUDINE  
45,0592

☒ Ricerca per comune

REGIONE  
Emilia-Romagna

PROVINCIA  
Piacenza

COMUNE  
Castel San Giovanni

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

**Controllo sul reticolo**

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

**Interpolazione**

media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

**Valori di progetto**

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

**LEGENDA GRAFICO**

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

**Strategia di progettazione**

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## 2. CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE

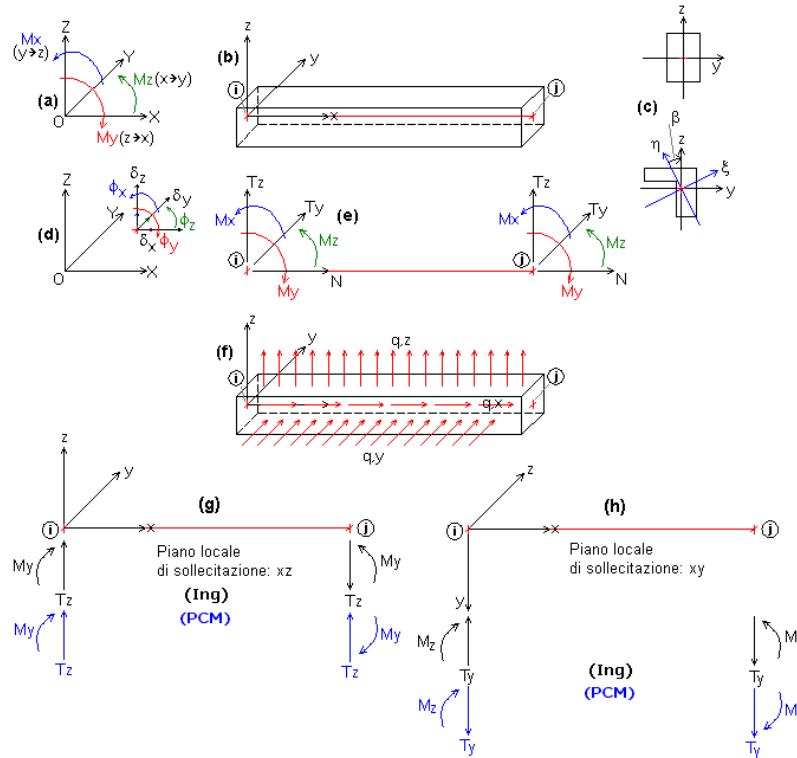
### CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE

Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura © 1997-2018 AEDES Software

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

### CONVENZIONI SUI SEGNI

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



#### 1) Sistemi di riferimento utilizzati da PCM.

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

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

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

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

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

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

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

In PCM, per semplicità, gli assi locali  $yz$  sono considerati coincidenti con gli assi principali  $\xi \eta$ . Definendo ad esempio un pilastro con sezione a  $L$  e angolo  $\beta$  nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali  $XY$  paralleli all'anima e

all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo  $\beta$  pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

## 2) Forze e Spostamenti.

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

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

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

### 2.1) Carichi.

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

- Carichi Concentrati:  $P_X P_Y P_Z$ ,  $M_X M_Y M_Z$  (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari:  $d_X d_Y d_Z$ ,  $d_{phiX} d_{phiY} d_{phiZ}$  (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate:  $m_X m_Y m_Z$ ,  $I_X I_Y I_Z$  (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se 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).

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

- Carico Distribuito Uniforme:  $Q_{duX}$ ,  $Q_{duY}$ ,  $Q_{duZ}$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):  $Q_{dliX}$ ,  $Q_{dliY}$ ,  $Q_{dliZ}$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):  $Q_{dljX}$ ,  $Q_{dljY}$ ,  $Q_{dljZ}$
- Carico Concentrato:  $P_x$ ,  $P_y$ ,  $P_z$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $DPI$  [ $P, M$  = intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie;  $DPI$  = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale  $i$ ]
- Carico Termico (nel piano locale  $xy$ ):  $\Delta T_{sup}$ ,  $\Delta T_{inf}$ .

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

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

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

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

### 2.2) Caratteristiche di Sollecitazione.

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

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

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

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

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

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

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

**Concordanza dei segni:**

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

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

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

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

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

**Concordanza dei segni:**

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

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

**Sforzo Normale  $N$ :**

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

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

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

**Concordanza dei segni:**

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

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

**Momento Flettente  $M_z$**  (piano locale di sollecitazione:  $xy$ ):

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

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

**Concordanza dei segni:**

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

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

**Taglio  $T_y$**  (piano locale di sollecitazione:  $xy$ ):

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

(PCM)  $T_y +$  se orientato lungo  $+y$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

#### **Momento Torcente $M_x$ :**

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

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

(PCM) + se porta  $y$  su  $z$ .

*Concordanza dei segni:*

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

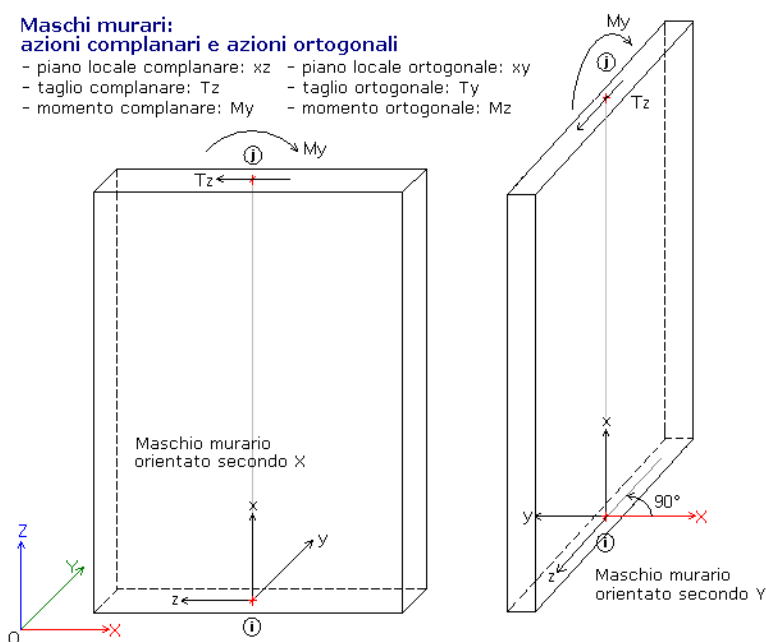
### **2.3) Caratteristiche di Deformazione.**

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

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

### **3) Pareti in Muratura.**

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



### **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  $N/mm^2$ . In generale, i riferimenti normativi sono evidenziati in colore blu indicando direttamente al paragrafo corrispondente.

### **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 §All.A.[3]
- superficie rigata §CA

#### **Tab.2, All.B**

- località non in Tab.2, All.B

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

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

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

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

### - Stati Limite

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

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

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

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

### - Suolo

**Categoria di sottosuolo §3.2.2**

**Categoria topografica §3.2.2**

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

**Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1**

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

- accelerazione su roccia (analoga ad  $ag$ )

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

**Microzonazione sismica**

### - Componenti

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

**SLU: Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  §7.8.1.3**

**Regolarità in altezza §7.3.1**

**SLU: Fattore di comportamento** Valore del fattore di comportamento per la componente orizzontale del sisma. Per la componente verticale, si considera sempre  $q=1.5$ . *Per la muratura ordinaria: edifici nuovi: §7.8.1.3, edifici esistenti: §C8.7.1.2*

## PARAMETRI DI CALCOLO

### - Generale

#### Tipi di analisi

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

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

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

Analisi Sismiche Lineari:

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

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

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

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

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

### - Sismica

#### Direzioni di analisi e Combinazione delle componenti

### Angolo di ingresso del sisma

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### Ignorare effetti eccentricità accidentali

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

### Opzioni di analisi

#### Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità

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

#### Per analisi sismiche lineari:

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

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

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

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

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

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

### Eseguire analisi per SLO, SLD

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

### Per Analisi Sismica Statica Lineare

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

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

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

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

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

### - Analisi Modale

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

### Criterio e numero di modi da calcolare

Possibili opzioni:

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

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

### Criterio e numero di modi da considerare

Possibili opzioni:

- tutti i modi calcolati

- numero di modi specificato in input, con limite superiore pari a NC

- tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)

- un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà

osservare che la massa partecipante non supera l'85%

- tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

#### **Metodo di combinazione dei modi**

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

- SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS non è previsto da NTC 18
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

#### **- Muratura**

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

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

##### **- tipologia**

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

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

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

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

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

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

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

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

##### **Comportamento muratura**

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

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

- Stress-block, con:  $\mu = (l^2 t \sigma / 2) [1 - (\sigma / 0.85 f_d)]$  (§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 diagramma di resistenza N-M. Questa opzione è automaticamente utilizzata per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP / CAM / Reticolatus. Con questa opzione è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale)

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

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

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

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

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

#### **- Analisi**

##### **Per maschi murari**

##### **Contributo rigidezza trasversale**

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

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

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

##### **Analisi Sismica: valutazione della sicurezza**

##### **Tipo di valutazione della sicurezza sismica**

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

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



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

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

### **Analisi Sismica lineare: varie**

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

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

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

- **max riduzione taglio base pareti (%)**, - **max aumento taglio base pareti (%)** Per l'applicazione della tecnica di Ridistribuzione del Taglio (§7.8.1.5.2), NTC18 indica i limiti -25% / +25% (unitamente al confronto con il 10% del taglio di piano). Queste limitazioni erano state precedentemente introdotte, nelle Norme Italiane, da OPCM 3431/2005. Altri valori di riferimento presenti in altri testi normativi sono i seguenti: -25% / +33% (OPCM 3274/2003) e -30% / +50% (EC8, §5.4.(6))

- **confronto con  $0.1 \cdot V_{\text{piano}}$**  Secondo NTC18, deve aversi che il valore assoluto della variazione di taglio in ciascuna parete  $\Delta V$  non sia superiore a:  $\Delta V \leq \max \{0.25|V|, 0.1|V_{\text{piano}}|\}$ , dove V è il taglio nella parete e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela alla parete. Questo parametro è lasciato opzionale in PCM per poter eseguire la redistribuzione del taglio con il solo riferimento alle variazioni percentuali del taglio nella parete (ad es., EC8 non prevede la condizione sul taglio globale di piano)

#### **- Verifiche**

### **Per maschi murari**

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

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

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

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

### **PressoFlessione Complanare**

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

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

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

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

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

### **Taglio per Scorrimento**

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

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

Possibili opzioni:

- la zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]

- la zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo"

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

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

### **Taglio per Fessurazione diagonale**

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

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

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

### **PressoFlessione Ortogonale**

#### **Analisi Statica (§4.5.6.2)**

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

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane. La verifica viene condotta con riferimento alla sezione più sfavorevole, considerando la parete soggetta ai momenti superiore e inferiore e, per pareti esposte al vento, l'effetto



flessionale dovuto al carico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

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

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

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

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

**Analisi Sismica (§7.8.2.2.3)**

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

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane; se richiesta, viene eseguita in analisi lineare ed anche in analisi statica non lineare (se confermata nelle opzioni dell'analisi pushover). La verifica viene condotta nelle sezioni di base e di sommità, dove sono massimi gli effetti flessionali dovuti alla sollecitazione sismica (prodotta da masse concentrate poste agli estremi dell'asta).

**- b. Con azioni convenzionali**

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

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

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

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

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

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

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

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

**- Pushover (1)**

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

**Distribuzioni di forze**

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

**Gruppo 1: distribuzioni principali**

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

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

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

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

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

**Gruppo 2: distribuzioni secondarie**

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

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

(F) **Uni-modale**

(G) **Dinamica**

(H) **Multi-modale**

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

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

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

modo (§C8.7.1.4).

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

### **Fattore di partecipazione modale**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### **Eccentricità accidentale**

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

#### **Analisi bidirezionale**

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

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

Il punto di controllo costituisce il punto di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover.

Sono possibili due opzioni:

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

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

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

### **Comportamento degli elementi strutturali**

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

Le opzioni indicate possono essere o meno selezionate.

##### **Maschi murari**

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

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

- non eseguire verifiche a PressoFlessione
- non eseguire verifiche a Taglio

##### **Fondazioni**

- ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

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

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

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

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

Per quanto riguarda i maschi murari: Il comportamento meccanico maschi è di tipo trilineare, con tratto elastico suddiviso in due parti: quella iniziale con rigidezza elastica, e il secondo con rigidezza fessurata. Se la rigidezza fessurata non è stata specificata, ed è quindi

assunta pari alla rigidezza elastica, il comportamento è di tipo bilineare. Il terzo tratto, plastico, si attiva al raggiungimento del limite di resistenza, a pressoflessione o a taglio; in base al tipo di crisi resta definito lo spostamento ultimo della parete.

### **Modalità di calcolo**

#### **Spostamento ultimo**

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

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo SLC (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale determinato dal drift. Secondo Normativa, con riferimento alla muratura ordinaria: 1.0% H (§7.8.2.2.1) nel caso di resistenza ultima per Pressoflessione Complanare, oppure: 0.5% H (§7.8.2.2.2) nel caso di resistenza ultima per Taglio. Per l'esattezza, nel calcolo vengono utilizzati i valori dei drift specificati in input, che possono assumere valori diversi rispetto a quelli indicati in Normativa

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

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

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

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

Affinché questo approccio sia comparabile con quello a drift secondo NTC, occorre considerare che le duttilità originariamente definite per il metodo Por (1.5 per pareti non consolidate, 2 per muratura consolidata o nuova) si riferivano a spostamenti elastici calcolati con moduli di elasticità 'ridotti' rispetto al valore elastico, considerando in pratica pannelli già fessurati. Attribuendo ad es. alla rigidezza fessurata un valore pari al 50% della rigidezza elastica originaria, i valori di duttilità possono essere raddoppiati qualora si faccia riferimento ai moduli elastici non ridotti (come normalmente avviene nell'applicazione del D.M. 17.1.2018)

#### **Sistema bilineare equivalente**

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

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

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

##### **tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $\kappa T_{max}$ ), dove $\kappa$ è definito in input:**

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

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

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

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

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

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

#### **Opzioni varie**

##### **- Spostamenti plastici cumulativi in elevazione**

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

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

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

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

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

#### **- Calcestruzzo Armato**

### **Acciaio**

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

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.3) elastico-perfettamente plastico.

Per gli edifici nuovi:  $f_y=f_{yk}$ . Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) (§11.3.2.1) corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento (§4.1.2.1.1.3):  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima ( $\epsilon_{ud}$ ) (ad es. 10 per mille);  $E_s$ : modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ ).

Per gli edifici esistenti:  $f_y = f_{ym}$ , tensione media di snervamento. Viene inoltre definito il fattore di confidenza FC (cfr. [Tab.C8A.1.2](#)) per l'acciaio (parametro influente per gli edifici nuovi).  
Nelle strutture in c.a. si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

### **Calcestruzzo**

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

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

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

## **ANALISI EDIFICIO STATO DI FATTO**

### **3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO**

L'edificio oggetto di analisi costituisce l'ampliamento della scuola realizzato nel 1956 nella parte retrostante a nord del corpo originario terminato nel 1885.

L'edificio presenta pianta a forma di U con le ali sporgenti verso sud ed è composto da due piani fuori terra, un piano seminterrato e un piano sottotetto; presenta una lunghezza massima lungo l'asse sud-nord in corrispondenza delle ali di m. 30,85 ed una minima centrale di m. 10,15; la larghezza massima lungo l'asse ovest-est è di m. 32,85 mentre quella di entrambe le ali è pari a m. 10,00. Il fabbricato risulta essere interrato di circa m. 1,45 ed è caratterizzato da un'altezza fuori terra alla gronda di m. 11,30 (gronda lato cortile interno). La superficie coperta è pari a circa mq. 740. Il piano seminterrato presenta un'altezza netta di interpiano di m. 3,10, il piano rialzato di m. 4,35 e il piano primo di m. 4,15.

Le fondazioni rispetto al pavimento del piano seminterrato sono impostate ad una quota di circa -50 cm e sono costituite da un primo strato di calcestruzzo di altezza pari a cm. 20 che sporge lateralmente di circa cm. 15 rispetto al filo dei muri che sorreggono e da un secondo strato di calcestruzzo di altezza pari a circa cm. 65 dello spessore del muro.

Per quanto riguarda i muri portanti, quelli perimetrali hanno uno spessore di cm. 38 mentre quelli interni di cm. 25÷28. Sono costituiti da muratura in mattoni pieni e malta di calce e si presentano in buono stato di conservazione. Si fa notare come, per tutto lo sviluppo delle ali del fabbricato e quindi per una lunghezza di circa 20 metri, l'edificio non presenti setti murari di controvento lungo l'asse ovest-est.

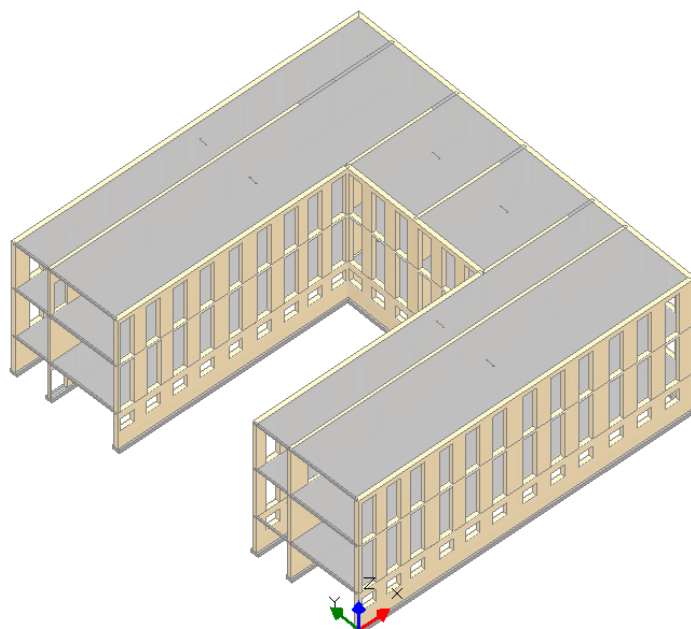
Per quel che attiene ai solai, il primo ed il secondo orizzontamento sono realizzati con solai in laterocemento rasati tipo SAP di spessore pari a cm 20 (in corrispondenza delle aule) e a cm 12 (in corrispondenza dei corridoi). Il terzo orizzontamento è ovunque realizzato con solai in laterocemento rasati tipo SAP di spessore pari a cm. 16.

La copertura, rifatta nei primi anni 90, presenta una struttura portante in acciaio ed è costituita da capriate reticolari aventi interasse pari a circa 4 metri che appoggiano sui muri perimetrali e da sovrastanti arcarecci trasversali sempre in acciaio a reggere le lastre in fibrocemento di sottocoppo.

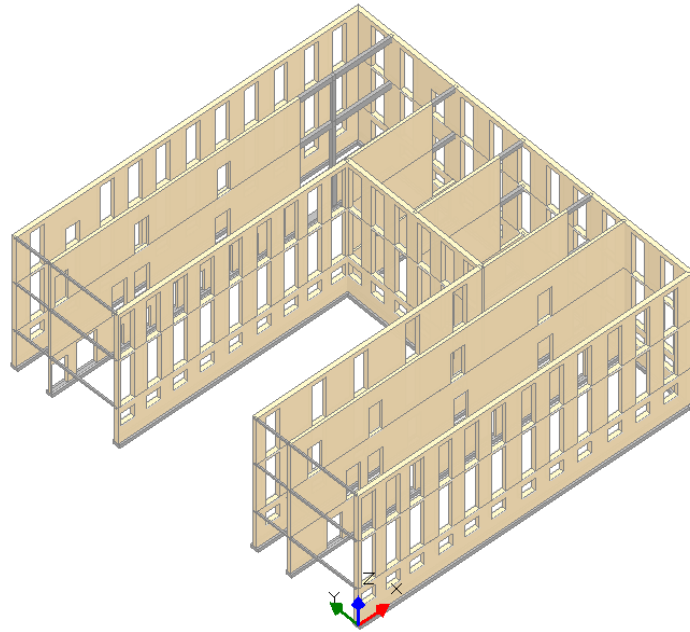
L'edificio è stato realizzato in adiacenza al corpo originario del 1885 ma saggi condotti in situ hanno potuto dimostrare come non vi siano ammorsamenti e collegamenti tra i due corpi di fabbrica che possono quindi essere trattati indipendentemente.



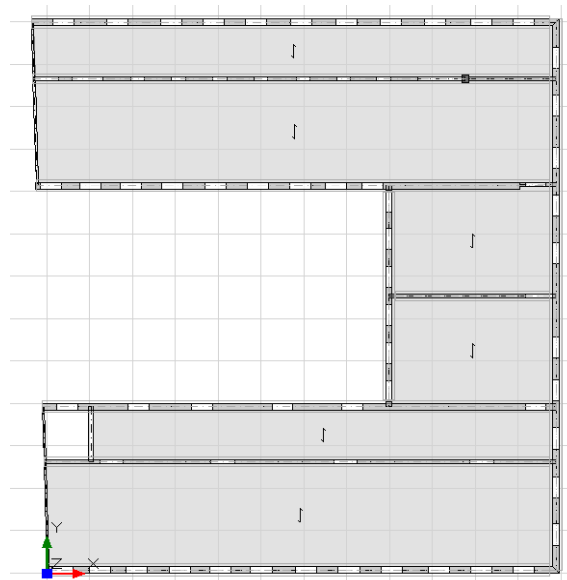
*Vista dall'alto dei due corpi che costituiscono l'ex scuola elementare "Casaroli"*



*Vista sud-est del modello 3D*

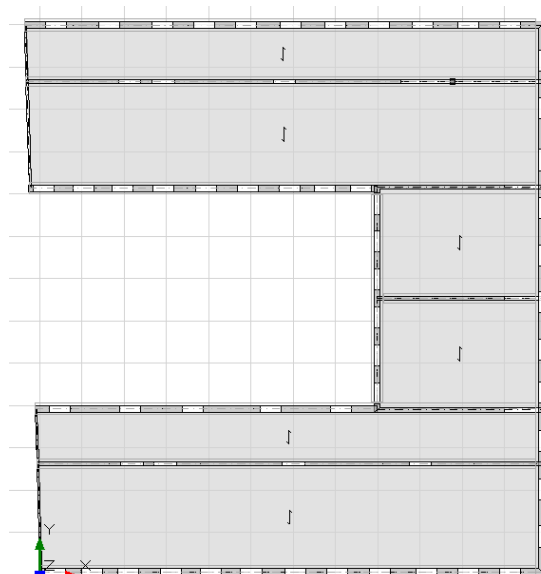


*Vista sud-est del modello 3D senza solai*

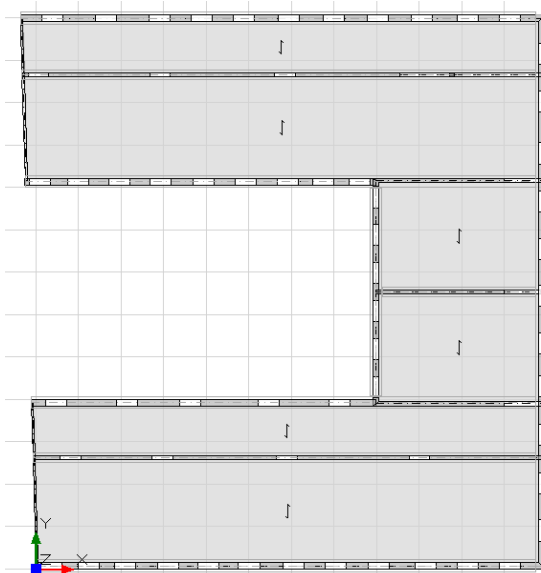


*Pianta primo impalcato*





*Pianta secondo impalcato*



*Pianta terzo impalcato*

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

Nome del file del Progetto : Corpo\_recente\_Stao\_Fatto  
Dati PCM Versione 2018.02.3

##### Commento al Progetto

PCM 2018: progetto di edificio in muratura

##### Dati PROGETTO

Numero Piani : 3  
Numero Materiali : 8  
Numero Nodi : 1013  
Numero Sezioni : 147  
Numero Aste : 1398  
Numero Solai : 18  
Numero Condizioni di Carico Elementari : 10  
Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 35  
Vettore traslazione (dX, dY) (m)  
(spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):

.909,-.19

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Tipi di analisi richieste:

- Analisi Modale
- Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
- Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
- Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover [§7.8.1.5.4]
- Analisi eseguita per Fasi Costruttive

#### AZIONE SISMICA

Struttura:

- Vita Nominale VN (anni) = 50
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso CU = 2
- Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 100

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

- Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 9.434246
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 45.059606
- Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

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

30	0.029	2.511	0.2
50	0.036	2.546	0.22
72	0.042	2.536	0.242
101	0.049	2.499	0.25
140	0.056	2.514	0.26
201	0.066	2.493	0.27
475	0.094	2.459	0.28
975	0.124	2.462	0.28
2475	0.172	2.462	0.29

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

ag(TR) = K \* TR<sup>α</sup>, dove:

K = 0.007093320, α = 0.415807720

Stati Limite:

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

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

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

[§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	0.131	0.393	1.756
SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	0.138	0.415	1.796
SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	0.149	0.447	2.092
SLC	1950	0.158	2.462	0.287	1.467	0.152	0.455	2.232

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

Suolo:

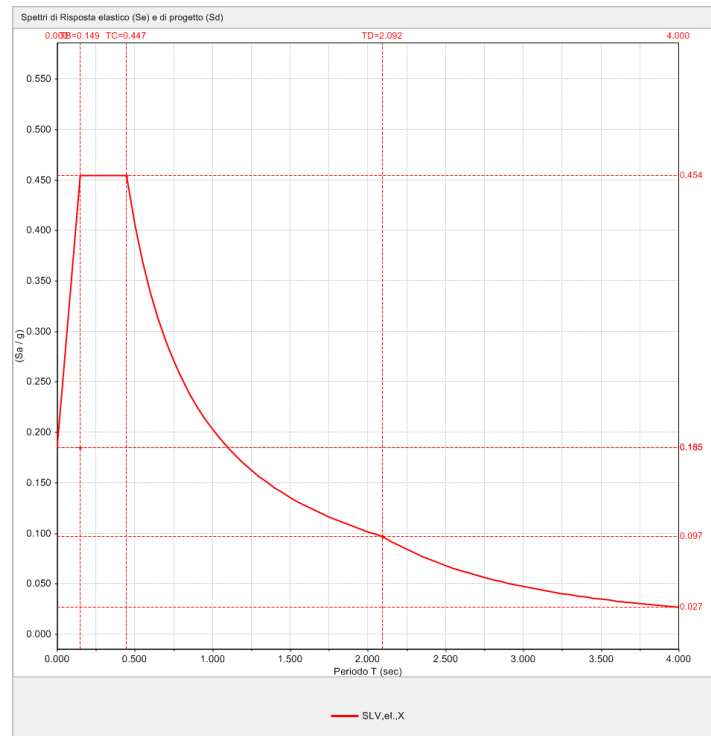
Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

- Categoria di sottosuolo: C
- 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\*S, dove: S=SS\*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) = 14

Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 1.62

Analisi Sismiche Lineari:

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

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

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

ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno: no

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

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec) in direzione X': T1X = 2.389

- in direzione Y': T1Y = 2.389

Calcolo di T1 con relazione  $T1=C1 \cdot H^{(3/4)}$ : si

- C1 per il calcolo di T1 = 0.362

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

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

#### PARAMETRI DI CALCOLO: 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

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2]: Stress-block

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

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLO - SLD - SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti: SLO - SLD - SLV

Analisi Sismica: 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:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: si

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

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

Taglio per Scorrimento:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: si  
 Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]  
 Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no  
 Taglio per fessurazione diagonale:  
 Eseguire le verifiche [§C8.7.1.5]: si  
 Per muratura nuova, in Analisi lineare:  $\tau_0 = f_{vm0}$ : si  
 (in analogia con la muratura esistente, anziché:  $\tau_0 = f_{vk0}$ )  
 Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza  $\lambda = (h/l)$ :  $b = 1.5$  indipendente da  $\lambda$  (Turnsek-Cacovic)  
 Resistenza a trazione  $f_t = b \tau_0$   
 PressoFlessione Ortogonale:  
 Analisi Statica [§4.5.6.2]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: si  
 - metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no  
 eseguire le verifiche solo in mezzzeria: 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 eccentricità minima  $(h/200)$ : si

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)**  
 Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:  
 Gruppo 1: distribuzioni principali  
 (A) Lineare: proporzionale alle forze statiche  
 Gruppo 2: distribuzioni secondarie  
 (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse  
 Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  [cfr. §C7.3.5]:  
 calcolato con le sole masse equiverse all'analisi  
 $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): si  
 Direzione e verso di analisi:  
 + $\alpha$  (+X per  $\alpha = 0^\circ$ )  
 - $\alpha$  (-X per  $\alpha = 0^\circ$ )  
 + $\alpha + 90^\circ$  (+Y per  $\alpha = 0^\circ$ )  
 - $(\alpha + 90^\circ)$  (-Y per  $\alpha = 0^\circ$ )  
 considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: no  
 Punto di controllo:  
 baricentro del piano 3  
 E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi  
 per l'elaborazione delle curve di capacità [§7.3.4.2]:  
 in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto  
 tra capacità e domanda per i vari stati limite si riferiscono  
 alle curve che producono i risultati a maggior favore di sicurezza.

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)**  
 Comportamento degli elementi strutturali:  
 Verifiche di sicurezza in corso di analisi:  
 Maschi murari:  
 Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):  
 Non eseguire verifiche a PressoFlessione: no  
 Non eseguire verifiche a Taglio: no  
 Fondazioni:  
 Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento elasto-plastico  
 Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è  
 definita: no  
 Modalità di calcolo:  
 Spostamento ultimo:  
 Drift ultimo (deformazione angolare): si  
 - fattore di snellezza  $H_0/D$  per drift a pressoflessione: no  
 Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento al limite elastico): no  
 Sistema bilineare equivalente:  
 Massima riduzione R di resistenza in corrispondenza di SLU (%) = 20  
 Tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $K T_{max}$ ), dove  $K = 0.7$   
 Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo:  
 Prima riduzione pari a R% rispetto al massimo assoluto  
 Opzioni varie:  
 Tratto plastico con spostamenti plastici cumulati in elevazione: no  
 Ignorare tratti plastici in caso di collasso completo di un piano: si  
 Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si

**PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato**  
 Acciaio:  
 Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:  
 Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in  $N/mm^2$ , deformazioni in per mille):  
 $f_{yk} = 350$   
 $\epsilon_{ud} = 10$  -  $E_s = 210000$   
 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] = 1.35

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

$\varepsilon_{c2} = 2$  -  $\varepsilon_{cu} = 3.5$

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] = 1.35

## 5. Dati PIANI

N°	Z:altezza da	Piano Rigido	Nodo	>3D:Ecc.agg.	-ecc. agg.	Piano di				
controllo	Vento	Vento	Vento	Vento	Press.X					
	fondaz. (m)	(master/slave)	master	dir. (a+90)° [Y] (m)	dir. (a)° [X] (m)	in Pushover	+X	+Y	-X	-Y
(kN/m²)										
1	0.27	3.420	1011	1.591	1.505		X	X	X	X
2	0.51	7.960	1012	1.591	1.505		X	X	X	X
3	0.54	12.310	1013	1.591	1.505	X	X	X	X	X

N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.13	0.27	0.13
2	0.26	0.51	0.26
3	0.27	0.54	0.27

## 6. Dati MATERIALI

### 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/mm² (Sistema Internazionale).

**Parametri specifici per muratura:**

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

**Tipologia muratura:**

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

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

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

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

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

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

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

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

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

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

**Malta: fm:** resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm²): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

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

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

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

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

Altri parametri specifici per calcestruzzo:

resistenze:

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

Altri parametri validi per tutti i materiali:

**Coefficiente di dilatazione termica**

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

N°	G	fm	Tipologia	Descrizione	Mat.	Tipologia	E
			materiale	[parametri meccanici:N/mm <sup>2</sup> ]	nuovo	muratura	
7			3) Muratura	Muratura esistente corpo recente		6) Mattoni pieni, malta di calce	
1500	500	3.20					
8	1		Conglomerato Cementizio Armato	Calcestruzzo esistente			
27870	11613	22.00					

N°	fk	fvm0 (mur.nuova) /	fvk0	ftm	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta:	Duttilità	Coeff.	Coeff.dilataz.	Peso
sp.	Coeff.corr.:												
		tau0 (mur.esistente)							fm	(du/de)	attrito	termica (°^-	
1)	(kN/m <sup>3</sup> )	Malta buona											
7	2.24		0.076	0.053	0.320	1.60	1.12	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40	0.000010
18.00		1.50											
8	22.00		0.000	0.000	0.000	11.00	11.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010
25.00		1.00											

N°	Giunti	Ricorsi o	Connessione	Nucleo	Iniezioni	Intonaco	E giunto	G giunto	fm giunto	ftm giunto	FC
	sottili	listature	trasversale	scadente	di miscele	armato					
7	1.50	1.00	1.30	0.70	1.50	1.50	0	0	0.00	0.000	1.20
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000	1.35

## 7. TELAIO EQUIVALENTE DELL'EDIFICIO

Per l'analisi del corpo recente delle ex scuole elementari "Casaroli", come suggerisce il D.M. 17/01/18 al Paragrafo 7.2.6, si è scelto di utilizzare modelli a telaio spaziali tridimensionali, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali sono state considerate infinitamente rigide e sono state modellate, oltre ai maschi murari e ai setti e ai pilastri in c.a., anche gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi in cemento armato e travi in muratura ipotizzate efficacemente ammortate alle pareti, poi verificate nelle analisi secondo Normativa.

La modellazione è stata realizzata mediante la tipologia a telaio equivalente, che permette una schematizzazione tridimensionale o bidimensionale in paramenti della struttura. Il telaio equivalente è costituito da:

- Elementi ad asse verticale (maschi murari, pareti e pilastri in c.a.);
- Elementi ad asse orizzontale (fasce di piano e sottofinestra in muratura, travi in c.a.).

Ciascun elemento di telaio, a sviluppo verticale od orizzontale, è rappresentato mediante un elemento "monodimensionale" passante per l'asse baricentrico e caratterizzato dalla sua sezione trasversale; l'asta è delimitata da nodi posizionati alle intersezioni con gli assi baricentrici degli elementi a cui è collegata. Da studi sperimentali si è visto come i nodi d'incrocio dei maschi con le fasce di piano siano molto rigidi e non soggetti a collasso; per tale ragione, nel piano della parete, i tratti degli elementi monodimensionali interni ai nodi d'incrocio vengono considerati infinitamente resistenti e indeformabili (nella figura di seguito riportata sono caratterizzati dal colore blu rispetto a quello azzurro dei tratti deformabili).

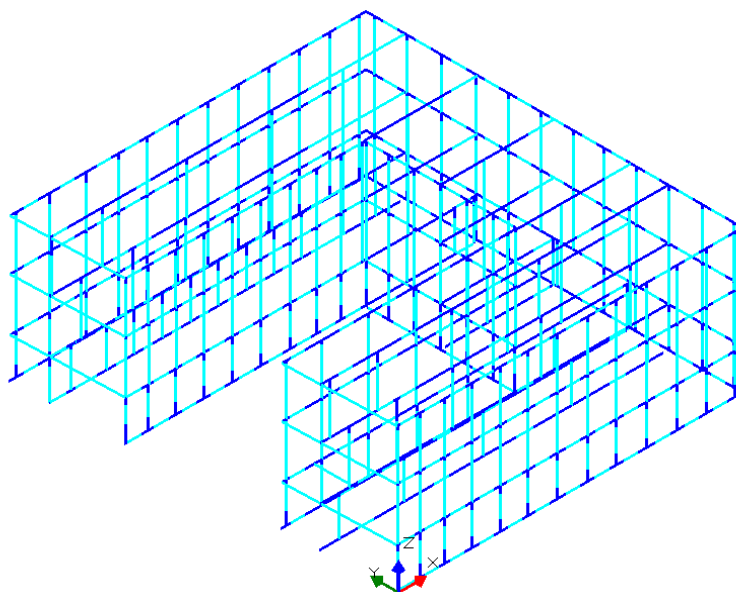
Di conseguenza, i maschi murari, i setti e i pilastri in c.a. sono rappresentati con un elemento di telaio in cui il nodo inferiore è posizionato alla quota dell'estradosso del solaio di piano portante e il nodo superiore è posizionato alla quota dell'estradosso del solaio di piano portante. Nel piano della parete questi elementi verticali sono caratterizzati da una altezza libera d'inflessione corrispondente alle aperture adiacenti (vengono irrigiditi i tratti alle estremità in corrispondenza delle fasce di piano e dei sottofinestra adiacenti; nel presente studio le zone rigide sono state definite con legge di diffusione a 30° secondo il metodo elaborato dal Prof. Dolce). Invece, nel piano ortogonale al paramento, l'altezza libera d'inflessione viene ridotta dell'altezza del solaio.

Le strisce di piano e i sottofinestra in muratura e le travi in c.a., invece, sono rappresentati con elementi di telaio ad asse orizzontale posti alla quota dell'estradosso del solaio di piano, in cui si ipotizza che la parte deformabile, presente nel piano della parete, corrisponda approssimativamente alla luce libera dell'apertura, delimitata dal filo degli elementi verticali.

Inoltre, il telaio equivalente nei modelli tridimensionali è caratterizzato da collegamenti d'angolo negli incroci dei paramenti murari, realizzati mediante aste orizzontali infinitamente rigide.

Attraverso il programma PCM è stato realizzato l'input della geometria della struttura a partire dalle piante dei piani disegnate in AutoCad. In seguito è stato creato il modello a telaio equivalente, provvedendo inoltre a definire i materiali e le proprietà dei vari

elementi strutturali, i vincolamenti esterni dei nodi e quelli interni delle aste, i carichi e i principali parametri di calcolo. Sono infine state condotte le analisi.



*Corpo recente ex scuole elementari "Casaroli": modellazione a telaio equivalente*

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

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

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

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.8: tale rapporto è definito come:  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

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 rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

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

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

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

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

#### **Distribuzione di Forze:**

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

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

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

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

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

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

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

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

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

#### **Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)**

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

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

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

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

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

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

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

#### **Direzioni di analisi:**

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

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

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

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

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

#### **Algoritmo di calcolo implementato in PCM**

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

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

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

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

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

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

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

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

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

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

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

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

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

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

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

5. Verifiche della muratura. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]
  6. Se richiesto dai Parametri di Calcolo, si archivia tutta la configurazione strutturale (con le verifiche murarie)
  7. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):
    - 7.1. Aggiornamento matrice rigidezze
    - 7.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata
    - 7.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop
    - 7.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze
  8. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi di Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop
- Termine Loop**
9. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli
  10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

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

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

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

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $SDe(T_s) = S_e(T_s) \cdot (T / 2\pi)^2$  ([§3.2.3.2.3](#)).

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

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

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

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

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

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

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

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

I risultati di PCM riportano fra l'altro la capacità della struttura in termini di PGA ed in particolare: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,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 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), 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 vengono considerate due condizioni contemporanee:

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

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

Si osservi che  $a_g$  indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - 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.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di comportamento q** ([§7.8.1.3](#)), attraverso il calcolo del rapporto  $\alpha u / \alpha 1$  dove:

$\alpha 1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario significativo raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

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

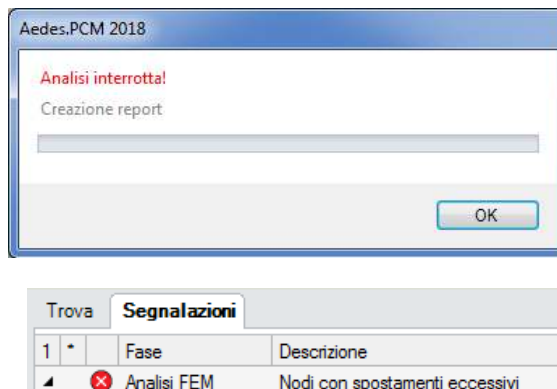
I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

- Edifici nuovi:  $q = q_0 K_R$  ([§7.3.1](#)), dove:

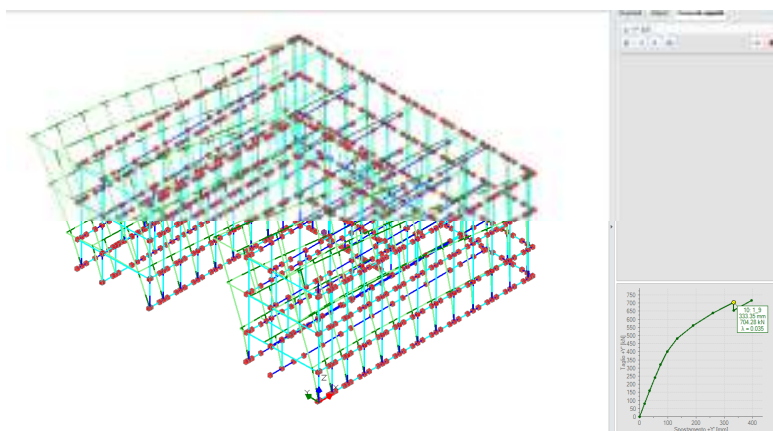
per costruzioni in muratura ordinaria:  $q_0 = 1.75 \alpha u / \alpha_1$ ; per costruzioni in muratura armata:  $q_0 = 2.5 \alpha u / \alpha_1$ ; per costruzioni in muratura armata con progettazione in capacità:  $q_0 = 3.0 \alpha u / \alpha_1$ .  $K_R=1$  per edifici regolari in altezza; 0.8 altrimenti.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

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

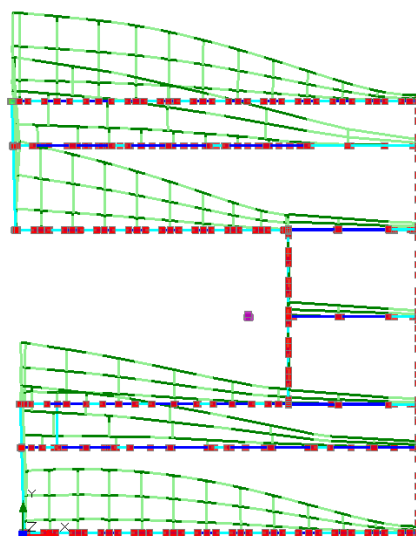
Se si lancia l'analisi però, questa viene interrotta a causa di nodi con spostamenti eccessivi in direzione Y per la mancanza di setti resistenti in tale direzione per un tratto di oltre 20 metri a partire dal lato sud:



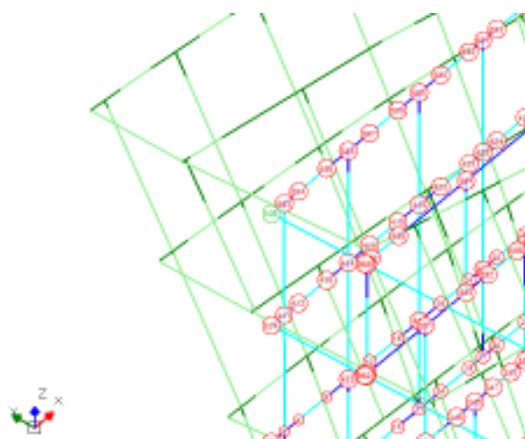
Solo se si aumenta la soglia di labilità a 1000 mm si riesce a portare a termine l'analisi e si possono ricavare gli spostamenti. Come si può dedurre da quanto di seguito riportato, se si considera ad esempio la curva di capacità A +Y, gli spostamenti risultano essere eccessivi e assolutamente non compatibili con una struttura in muratura. Se ad ex. si considera il nodo 926 posto nel vertice sud-ovest del terzo impalcato, in corrispondenza del punto della curva rappresentativo dello Stato Limite SLV, si ricava uno spostamento di 851 mm.







*Vista in pianta della deformata*



*Particolare nodo 926*

Nodo 926	
Risultati	
Spostamento	
dx	8.301
dy	851.000
dz	0.302
qx	-77.290
qy	0.624
qz	-4.892

*Lo spostamento in direzione Y risulta essere pari a 851 mm*

Anche considerando l'analisi modale, viene confermato come la struttura risulti molto deformabile in direzione Y con un periodo fondamentale pari a  $T_1 = 6.0$  sec.



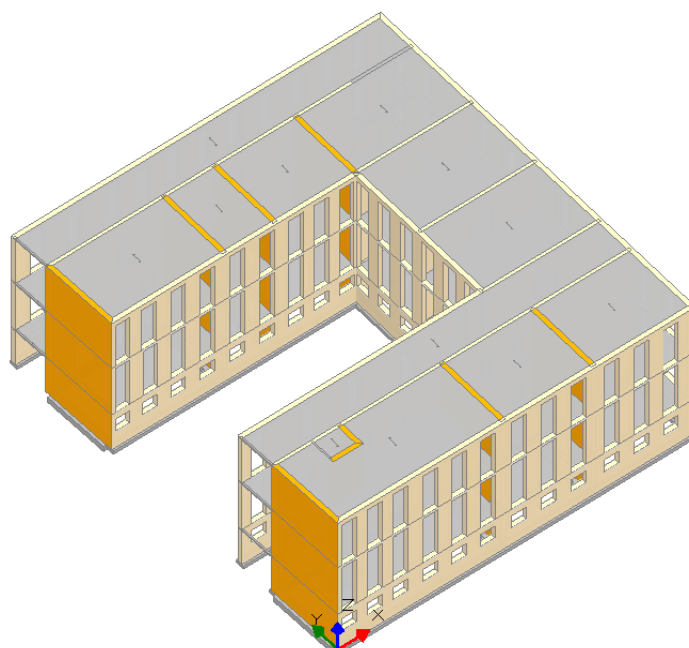
Si può pertanto concludere che gli indicatori di rischio sismico per gli stati limite SLO, SLD e SLV sono quindi pari a  $\zeta_E = 0$

## ANALISI EDIFICIO STATO DI PROGETTO

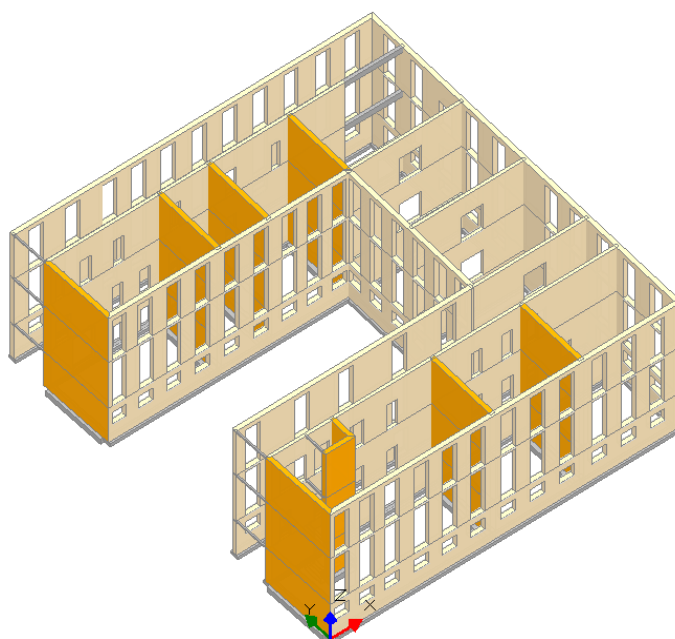
### 9. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

L'intervento prevede:

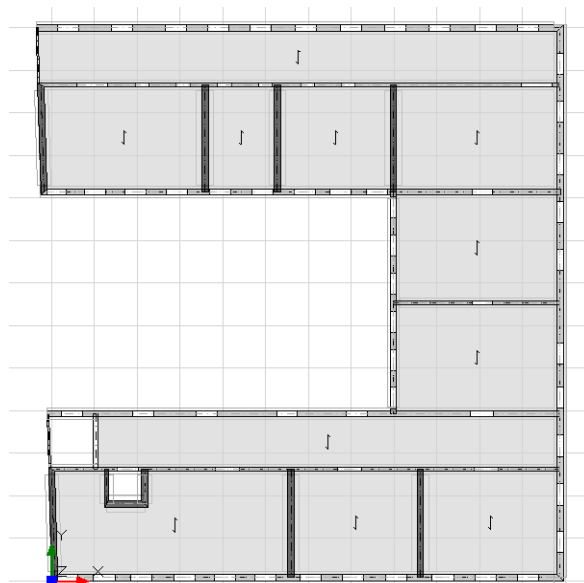
- la realizzazione di nuovi setti murari di controvento nella direzione debole (direzione Y) dell'edificio atti a migliorarne il comportamento in caso di evento sismico in quanto contribuiranno ad aumentarne rigidità e resistenza e di conseguenza a limitarne gli spostamenti lungo tale direzione. Verranno quindi realizzati n° 7 nuovi maschi murari, quattro verranno realizzati nell'ala ovest e tre nell'ala est e si svilupperanno per tutti e tre i piani del fabbricato (con la sola esclusione del piano sottotetto) e avranno uno spessore di 38 cm; i nuovi maschi murari verranno naturalmente dotati di nuove travi in c.a. di fondazione.
- il rinforzo dei solai SAP esistenti per adeguarli alle necessarie portate mediante predisposizione di sovrastante soletta in c.a. avente uno spessore pari a cm. 5 adeguatamente ancorata alle murature perimetrali. Con tale intervento gli orizzontamenti potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano.
- la realizzazione di un nuovo vano ascensore nell'ala est del fabbricato delimitato da nuovi setti in muratura;
- l'adeguamento alla vigente normativa antisismica della dimensione del giunto di separazione tra il corpo recente e quello originario;
- la modifica di alcune aperture nei soli muri interni del fabbricato.



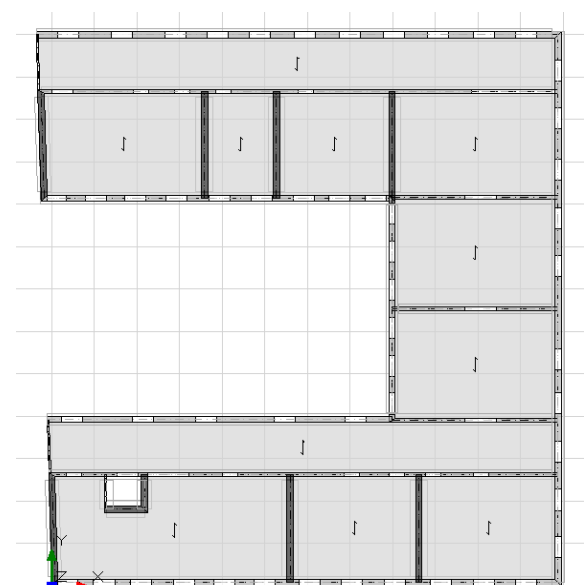
*Vista sud-est del modello 3D (in giallo i nuovi setti murari)*



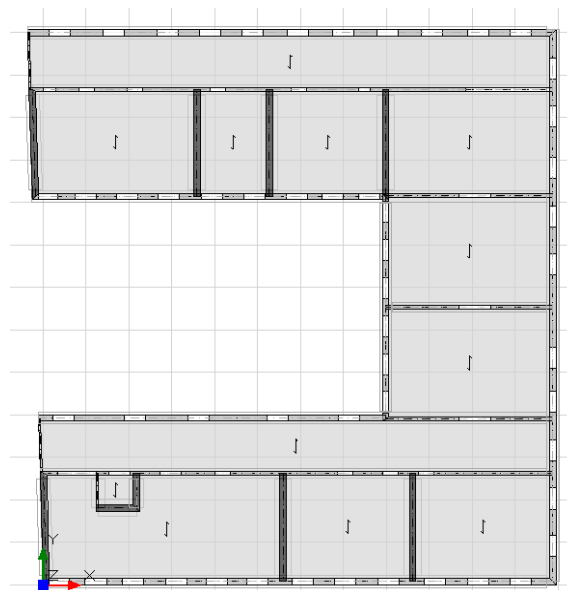
*Vista sud-est del modello 3D senza solai (in giallo i nuovi setti murari)*



*Pianta primo impalcato*



*Pianta secondo impalcato*



Pianta terzo impalcato

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

Nome del file del Progetto : Corpo\_recente\_Progetto  
Dati PCM Versione 2018.02.3

### Commento al Progetto

PCM 2018: progetto di edificio in muratura

### Dati PROGETTO

Numero Piani : 3  
Numero Materiali : 9  
Numero Nodi : 1152  
Numero Sezioni : 167  
Numero Aste : 1590  
Numero Solai : 34  
Numero Condizioni di Carico Elementari : 10  
Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 35  
Vettore traslazione (dX, dY) (m)  
(spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):  
.909,-.19

### PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Tipi di analisi richieste:

- Analisi Modale
- Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
- Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover [§7.8.1.5.4]
- Analisi eseguita per Fasi Costruttive

### AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50  
Classe d'uso: IV  
Coefficiente d'uso CU = 2  
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 100

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 9.434246  
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 45.059606

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

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

30	0.029	2.511	0.2
50	0.036	2.546	0.22
72	0.042	2.536	0.242
101	0.049	2.499	0.25
140	0.056	2.514	0.26
201	0.066	2.493	0.27
475	0.094	2.459	0.28
975	0.124	2.462	0.28
2475	0.172	2.462	0.29

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

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

$K = 0.007093320$ ,  $\alpha = 0.415807720$

Stati Limite:

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

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

$ag(g)$   $F_0$   $T_c$ (sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a, g (*g)	$F_0$	$T_c^*$ (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	0.131	0.393	1.756
SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	0.138	0.415	1.796
SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	0.149	0.447	2.092
SLC	1950	0.158	2.462	0.287	1.467	0.152	0.455	2.232

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

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

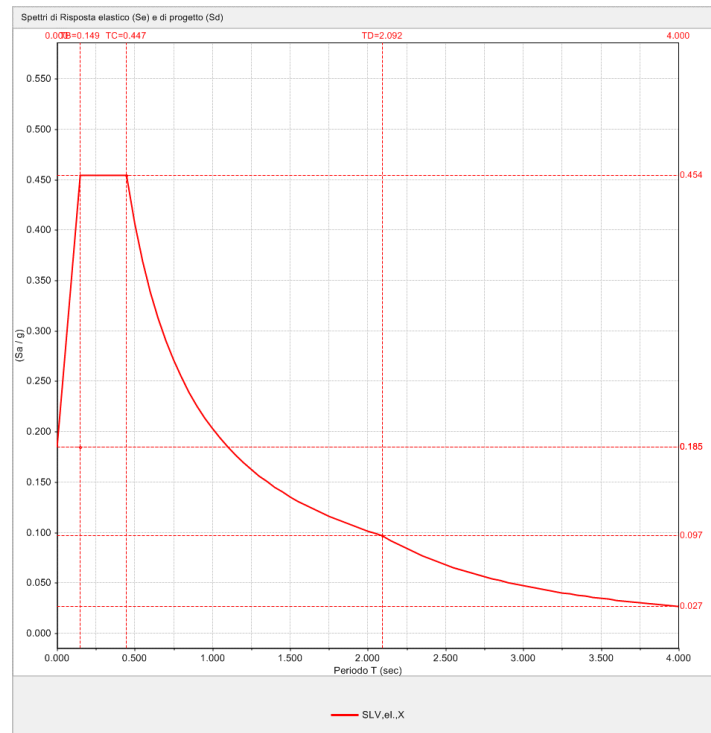
Categoria topografica: T1

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:  $S = SS \cdot ST$ )



#### 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) = 14

Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 1.62

Analisi Sismiche Lineari:

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

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

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

ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno: no

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

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec) in direzione X': T1X = 0.33

- in direzione Y': T1Y = 0.33

Calcolo di T1 con relazione  $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ : si

- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

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

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

**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

Comportamento muratura:

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

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

**PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione**

Stati Limite da considerare: SLO - SLD - SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti: SLO - SLD - SLV

Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.600$

**PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche**

Per maschi murari:

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

PressoFlessione Complanare:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: si

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

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

Taglio per Scorrimento:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: si

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

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

Taglio per fessurazione diagonale:

Eseguire le verifiche [§8.7.1.5]: si

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

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

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

Resistenza a trazione  $f_t = b \tau_0$

PressoFlessione Ortogonale:

Analisi Statica [§4.5.6.2]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

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

eseguire le verifiche solo in mezzera: 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 eccentricità minima  $(h/200)$ : si

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

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:

Gruppo 1: distribuzioni principali

(A) Lineare: proporzionale alle forze statiche

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

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

calcolato con le sole masse equiverse all'analisi

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

Direzione e verso di analisi:

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

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

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

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

considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: si

Punto di controllo:

baricentro del piano 3

E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi

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

in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto

tra capacità e domanda per i vari stati limite si riferiscono

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

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

Comportamento degli elementi strutturali:

Verifiche di sicurezza in corso di analisi:

Maschi murari:

Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):

Non eseguire verifiche a PressoFlessione: no



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

**Tipologia muratura:**

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

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

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

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

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

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

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

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

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

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

**Malta:** **fm**: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm²): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

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

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

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

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

**Altri parametri specifici per calcestruzzo:**

resistenze:

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

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

**Coefficiente di dilatazione termica**

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

N°	G	fm	Tipologia	Descrizione	Mat.	Tipologia	E
			materiale	[parametri meccanici:N/mm²]	nuovo	muratura	
1	1	1	Conglomerato Cementizio Armato	C25/30	X		
31000	13000	25.00					
7	3	3	Muratura	Muratura esistente corpo recente		6) Mattoni pieni, malta di calce	
1500	500	3.20					
8	1	1	Conglomerato Cementizio Armato	Calcestruzzo esistente			
27870	11613	22.00					
9	3	3	Muratura	Muratura nuova corpo recente	X	5) Laterizio Semipieni	
5000	2000	7.14					

N°	fk	fvm0 (mur.nuova)	/	fvk0	ftm	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta:	Duttilità	Coeff.	Coeff.dilataz.	Peso
sp.	Coeff.corr.:	tau0 (mur.esistente)								fm	(du/de)	attrito	termica (°^-	
1)	(kN/m^3)	Malta buona												
1	25.00			0.000	0.000	0.000	12.50	12.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010
25.00		1.00												
7	2.24			0.076	0.053	0.320	1.60	1.12	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40	0.000010
18.00		1.50												
8	22.00			0.000	0.000	0.000	11.00	11.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010
25.00		1.00												
9	5.00			0.286	0.200	0.757	3.79	2.65	14.40	1.80	5.0	2.00	0.40	0.000010
15.00		1.00												

N°	Giunti	Ricorsi o	Connessione	Nucleo	Iniezioni	Intonaco	E giunto	G giunto	fm giunto	ftm giunto	FC
	sottili	listature	trasversale	scadente	di miscele	armato					
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000	-



7	1.50	1.00	1.30	0.70	1.50	1.50	0	0	0.00	0.000	1.20
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000	1.35
9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000	-

### 13. TELAIO EQUIVALENTE DELL'EDIFICIO

Per l'analisi del corpo recente delle ex scuole elementari "Casaroli", come suggerisce il D.M. 17/01/18 al Paragrafo 7.2.6, si è scelto di utilizzare modelli a telaio spaziali tridimensionali, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali sono state considerate infinitamente rigide e sono state modellate, oltre ai maschi murari e ai setti e ai pilastri in c.a., anche gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi in cemento armato e travi in muratura ipotizzate efficacemente ammassate alle pareti, poi verificate nelle analisi secondo Normativa.

La modellazione è stata realizzata mediante la tipologia a telaio equivalente, che permette una schematizzazione tridimensionale o bidimensionale in paramenti della struttura. Il telaio equivalente è costituito da:

- Elementi ad asse verticale (maschi murari, pareti e pilastri in c.a.);
- Elementi ad asse orizzontale (fasce di piano e sottofinestra in muratura, travi in c.a.).

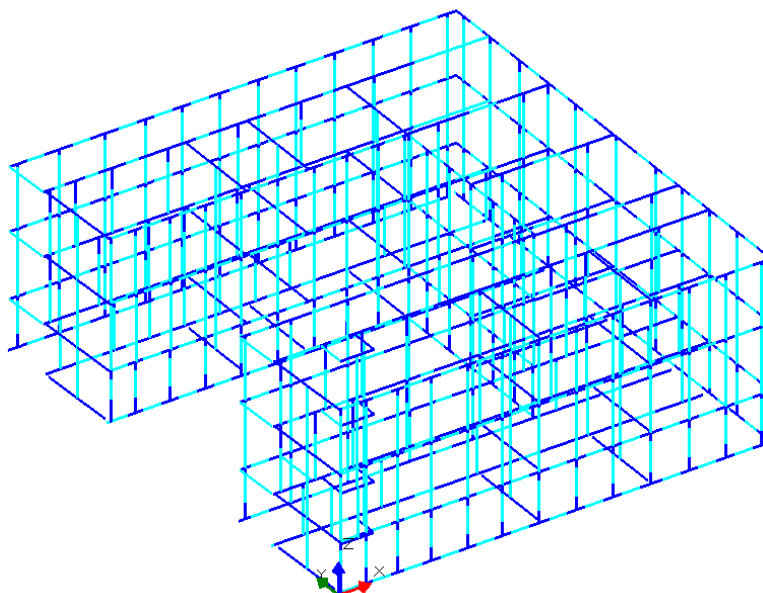
Ciascun elemento di telaio, a sviluppo verticale od orizzontale, è rappresentato mediante un elemento "monodimensionale" passante per l'asse baricentrico e caratterizzato dalla sua sezione trasversale; l'asta è delimitata da nodi posizionati alle intersezioni con gli assi baricentrici degli elementi a cui è collegata. Da studi sperimentali si è visto come i nodi d'incrocio dei maschi con le fasce di piano siano molto rigidi e non soggetti a collasso; per tale ragione, nel piano della parete, i tratti degli elementi monodimensionali interni ai nodi d'incrocio vengono considerati infinitamente resistenti e indeformabili (nella figura di seguito riportata sono caratterizzati dal colore blu rispetto a quello azzurro dei tratti deformabili).

Di conseguenza, i maschi murari, i setti e i pilastri in c.a. sono rappresentati con un elemento di telaio in cui il nodo inferiore è posizionato alla quota dell'estradosso del solaio di piano portante e il nodo superiore è posizionato alla quota dell'estradosso del solaio di piano portato. Nel piano della parete questi elementi verticali sono caratterizzati da una altezza libera d'inflessione corrispondente alle aperture adiacenti (vengono irrigiditi i tratti alle estremità in corrispondenza delle fasce di piano e dei sottofinestra adiacenti; nel presente studio le zone rigide sono state definite con legge di diffusione a 30° secondo il metodo elaborato dal Prof. Dolce). Invece, nel piano ortogonale al paramento, l'altezza libera d'inflessione viene ridotta dell'altezza del solaio.

Le strisce di piano e i sottofinestra in muratura e le travi in c.a., invece, sono rappresentati con elementi di telaio ad asse orizzontale posti alla quota dell'estradosso del solaio di piano, in cui si ipotizza che la parte deformabile, presente nel piano della parete, corrisponda approssimativamente alla luce libera dell'apertura, delimitata dal filo degli elementi verticali.

Inoltre, il telaio equivalente nei modelli tridimensionali è caratterizzato da collegamenti d'angolo negli incroci dei paramenti murari, realizzati mediante aste orizzontali infinitamente rigide.

Attraverso il programma PCM è stato realizzato l'input della geometria della struttura a partire dalle piante dei piani disegnate in AutoCad. In seguito è stato creato il modello a telaio equivalente, provvedendo inoltre a definire i materiali e le proprietà dei vari elementi strutturali, i vincolamenti esterni dei nodi e quelli interni delle aste, i carichi e i principali parametri di calcolo. Sono infine state condotte le analisi.



*Corpo recente ex scuole elementari "Casaroli": modellazione a telaio equivalente*

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

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

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

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [SC.7.3.8: tale rapporto è definito come:  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. 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 rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

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

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

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

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

#### **Distribuzione di Forze:**

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

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

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

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare  
(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione. La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo [sia per la distribuzione C) sia per la E)], si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y. Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente, perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato).

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

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

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

##### **Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)**

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

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

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

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

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

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

modo (§C8.7.1.4).

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

#### **Direzioni di analisi:**

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

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

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

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

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

#### **Algoritmo di calcolo implementato in PCM**

##### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI 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. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]

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

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

7.1. Aggiornamento matrice rigidezze

7.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata

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

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

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

*Termine Loop*

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

10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

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

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

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

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

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

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

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;

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

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

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

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;

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

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

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

I risultati di PCM riportano fra l'altro la capacità della struttura in termini di PGA ed in particolare: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,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 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), 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 vengono considerate due condizioni contemporanee:

1) 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;

2) il valore di  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  deve essere  $\leq 3.0$  (valore competente alla verifica per SLV).

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

Si osservi che a.g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - 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.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di comportamento q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto  $\alpha u / \alpha 1$  dove:

$\alpha 1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario significativo raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

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

I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

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

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

- Edifici esistenti (rif.: Circ. 2009 del D.M. 14.1.2008):  $q = 2.0 \alpha u / \alpha 1$  per edifici regolari in elevazione,  $q = 1.5 \alpha u / \alpha 1$  negli altri casi.

Si riporta di seguito la tabella di sintesi dei risultati ottenuti mediante l'analisi statica non lineare.

Si sono naturalmente considerate, per le due direzioni di analisi X e Y, due distribuzioni di forze, una lineare (A) con forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare e una uniforme (E) con forze proporzionali alle masse. Sono state analizzate, oltre alle curve in direzione di spinta positiva, anche quelle in direzione negativa, in modo da avere un'idea maggiormente vicina al reale comportamento dei cicli isteretici a cui viene sottoposta la struttura in fase sismica.

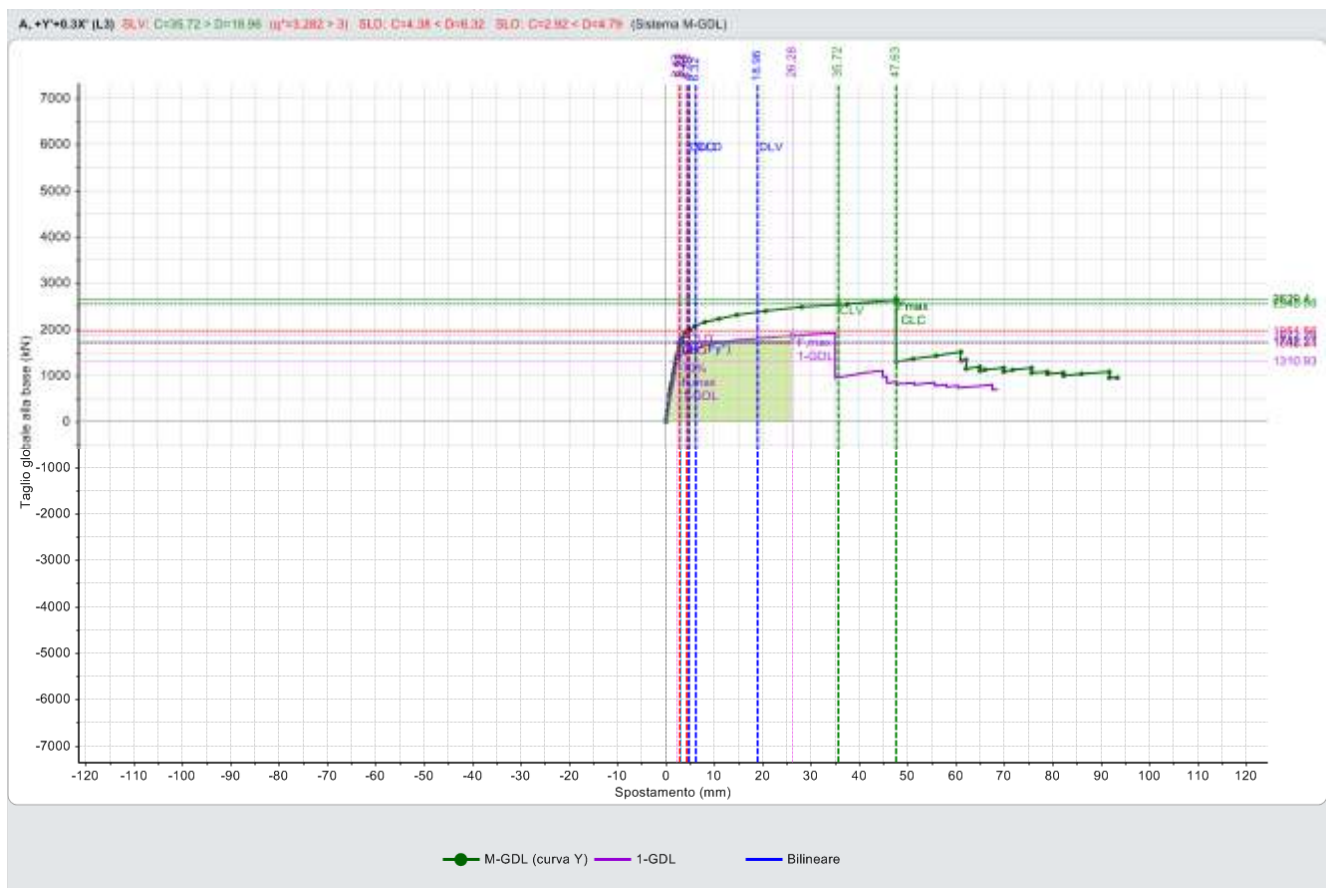
Vista la presenza dell'impalcato rigido tra piano terra e piano sottotetto, si sono inoltre considerati i momenti torcenti aggiuntivi dovuti alle eccentricità accidentali, determinando quindi, per la combinazione di forze considerata, 8 analisi: +X+/-Mt, -X+/-Mt, +Y+/-Mt, -Y+/-Mt.

Si è infine effettuata la combinazione della risposta per le diverse componenti dell'azione sismica, secondo la regola del 30% (formula  $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$ ) con rotazione dei coefficienti moltiplicativi, per tenere conto della simultaneità dell'evento sismico nelle direzioni di riferimento.

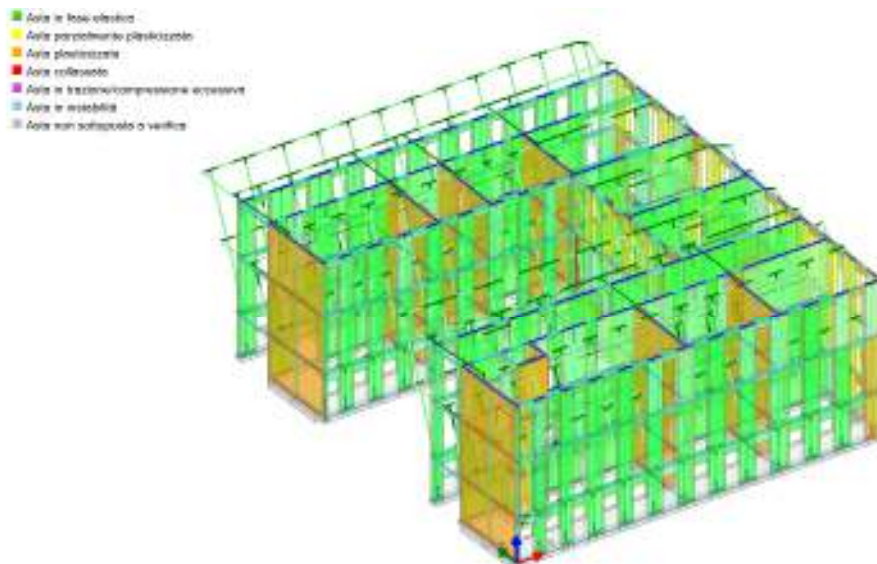
Tutto ciò ha comportato l'analisi di n° 72 curve.



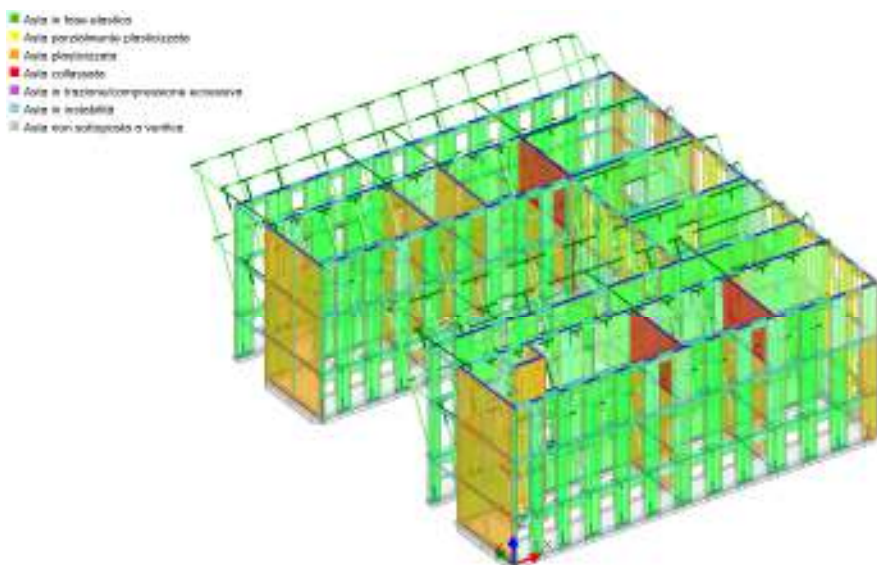
Numero	Carica	Inte.	Dir.	Dir.	Dir. L	M	Control	S-W	q'	q	PGALD	TRGLP	PRGLD	CPGALD	CTRGD	PRGLD	TRGLD	PRGLD	CPGALD	CTRGD	PRGLD	TRGLD	PRGLD	CPGALD	CTRGD	
1	*	0	A	+			L3	0.178	2.947	3.008	0.243	2073	4.125	1.388	2.502	125	0.087	154	47.762	1.184	1.335	0.068	62	80.069	1.028	1.033
2	0	0	A	+		*	L3	0.178	2.986	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.380	2.506	138	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	62	80.069	1.028	1.033
3	0	0	A	+			L3	0.178	3.076	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.380	2.506	138	0.087	154	47.762	1.184	1.335	0.068	61	80.069	0.991	1.017
4	0	0	A	+	+8.3°		L3	0.189	3.501	3.008	0.156	810	15.120	0.646	3.640	32	0.084	137	51.806	1.143	1.336	0.055	55	80.788	0.942	0.917
5	0	0	A	+	+8.3°	*	L3	0.182	2.207	3.008	0.147	822	17.434	0.797	3.900	28	0.081	125	68.997	1.182	1.238	0.064	56	86.485	0.927	0.938
6	0	0	A	+	+8.3°		L3	0.179	3.802	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.380	2.506	138	0.087	154	47.762	1.184	1.335	0.068	62	80.069	1.028	1.033
7	0	0	A	+	-0.3°		L3	0.176	3.897	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.380	2.506	138	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	59	81.634	0.961	0.963
8	0	0	A	+	-0.3°	*	L3	0.174	3.300	3.008	0.214	1475	8.542	1.189	3.977	70	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	59	81.634	0.991	0.992
9	0	0	A	+	-0.3°		L3	0.180	3.353	3.008	0.149	536	17.920	0.688	3.905	20	0.079	114	58.405	1.081	1.129	0.091	45	86.163	0.972	0.790
10	0	0	A	+			L3	0.111	3.467	3.008	0.174	811	11.801	0.943	3.855	43	0.085	56	83.768	0.748	0.845	0.058	21	96.145	0.658	0.350
11	0	0	A	+		*	L3	0.111	3.172	3.008	0.174	829	11.364	0.943	3.874	44	0.088	58	83.768	0.748	0.845	0.058	21	96.145	0.658	0.359
12	0	0	A	+			L3	0.111	3.856	3.008	0.174	811	11.801	0.943	3.855	43	0.085	56	83.768	0.748	0.845	0.058	21	96.145	0.658	0.359
13	0	0	A	+	+0.3°		L3	0.189	3.892	3.008	0.168	757	13.375	0.911	3.740	40	0.084	52	85.384	0.795	0.915	0.057	30	96.594	0.632	0.323
14	0	0	A	+	+0.3°	*	L3	0.170	3.706	3.008	0.174	811	11.801	0.943	3.899	43	0.088	58	83.768	0.748	0.845	0.058	21	96.145	0.658	0.360
15	0	0	A	+	+0.3°		L3	0.189	3.364	3.008	0.170	775	12.108	0.921	3.817	41	0.084	52	85.384	0.795	0.915	0.057	30	96.594	0.632	0.333
16	0	0	A	+	-0.3°		L3	0.111	3.175	3.008	0.174	826	11.364	0.943	3.874	44	0.085	56	83.768	0.748	0.845	0.058	21	96.145	0.658	0.359
17	0	0	A	+	-0.3°	*	L3	0.111	3.175	3.008	0.174	826	11.364	0.943	3.874	44	0.088	58	83.768	0.748	0.845	0.058	21	96.145	0.658	0.360
18	0	0	A	+	-0.3°		L3	0.111	3.981	3.008	0.174	826	11.364	0.943	3.874	44	0.085	56	83.768	0.748	0.845	0.058	21	96.145	0.658	0.359
19	0	0	A	-			L3	0.179	3.887	3.008	0.249	2423	3.961	1.350	2.587	128	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	62	80.069	1.028	1.033
20	0	0	A	-		*	L3	0.190	2.734	3.008	0.118	297	28.988	0.428	3.915	10	0.085	82	78.493	0.929	0.912	0.048	31	96.025	0.768	0.017
21	0	0	A	-			L3	0.179	2.925	3.008	0.236	2142	4.561	1.290	2.237	113	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	62	80.069	1.028	1.033
22	0	0	A	-	+8.3°		L3	0.179	3.886	3.008	0.227	1780	5.433	1.230	3.886	84	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	60	81.080	0.981	1.080
23	0	0	A	-	+8.3°	*	L3	0.178	2.119	3.008	0.217	1987	6.752	1.178	3.891	83	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	59	81.634	0.991	0.982
24	0	0	A	-	+8.3°		L3	0.180	2.254	3.008	0.189	837	14.116	0.682	3.942	35	0.081	125	55.807	1.182	1.238	0.053	46	87.549	0.908	0.981
25	0	0	A	-	-0.3°		L3	0.173	3.138	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.380	2.508	138	0.086	131	52.303	1.170	1.416	0.058	59	87.634	0.961	0.963
26	0	0	A	-	-0.3°	*	L3	0.177	2.113	3.008	0.249	2074	4.128	1.328	2.902	128	0.087	140	48.119	1.184	1.405	0.068	61	80.069	0.991	1.017
27	0	0	A	-	-0.3°		L3	0.173	2.183	3.008	0.221	1634	5.536	1.186	3.732	80	0.086	143	50.307	1.170	1.416	0.058	59	87.634	0.961	0.983
28	0	0	A	-			L3	0.118	3.888	3.008	0.184	865	9.854	0.987	3.817	51	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	25	96.160	0.684	0.212
29	0	0	A	-		*	L3	0.178	3.844	3.008	0.182	829	13.247	0.988	3.870	49	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	24	96.490	0.684	0.489
30	0	0	A	-			L3	0.118	3.821	3.008	0.183	845	10.341	0.982	3.895	50	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	24	96.490	0.684	0.489
31	0	0	A	-	+0.3°		L3	0.178	3.837	3.008	0.182	805	10.361	0.984	3.893	48	0.087	58	87.634	0.776	0.934	0.058	23	96.787	0.687	0.263
32	0	0	A	-	+0.3°	*	L3	0.178	3.895	3.008	0.183	805	10.372	0.979	3.934	47	0.087	58	87.634	0.776	0.934	0.058	23	96.787	0.687	0.283
33	0	0	A	-	+0.3°		L3	0.117	3.827	3.008	0.182	825	10.347	0.985	3.870	49	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	24	96.490	0.684	0.489
34	0	0	A	-	-0.3°		L3	0.178	3.910	3.008	0.183	805	10.331	0.982	3.890	50	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	24	96.490	0.684	0.489
35	0	0	A	-	-0.3°	*	L3	0.179	2.988	3.008	0.184	865	9.844	0.987	3.817	51	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	25	96.160	0.684	0.417
36	0	0	A	-	-0.3°		L3	0.118	2.855	3.008	0.184	875	9.544	0.987	3.817	51	0.079	62	88.368	0.676	0.812	0.048	25	96.160	0.684	0.417
37	0	0	E	+			L3	0.280	2.580	3.008	0.126	397	23.298	0.634	3.937	30	0.095	109	69.346	1.034	1.179	0.051	45	89.183	0.972	0.759
38	0	0	E	+		*	L3	0.251	1.861	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.350	2.589	128	0.089	305	38.403	1.347	2.008	0.068	60	87.681	1.178	1.569
39	0	0	E	+			L3	0.287	2.320	3.008	0.134	422	21.998	0.728	3.481	22	0.080	120	68.540	1.088	1.198	0.053	48	87.549	0.908	0.680
40	0	0	E	+	+8.3°		L3	0.254	1.837	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.380	2.508	138	0.182	212	37.806	1.380	2.008	0.078	94	85.487	1.197	1.567
41	0	0	E	+	+8.3°	*	L3	0.180	2.531	3.008	0.110	316	27.127	0.640	3.333	17	0.072	68	63.582	0.980	0.980	0.058	40	96.754	0.958	0.739
42	0	0	E	+	+8.3°		L3	0.287	2.118	3.008	0.132	410	21.844	0.718	3.432	22	0.080	120	68.540	1.088	1.198	0.053	48	87.549	0.908	0.681
43	0	0	E	+	-0.3°		L3	0.284	2.902	3.008	0.134	422	21.998	0.726	3.445	22	0.078	114	58.405	1.081	1.129	0.091	45	86.163	0.972	0.759
44	0	0	E	+	-0.3°	*	L3	0.251	1.885	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.350	2.589	128	0.089	146	38.452	1.347	2.008	0.068	60	87.681	1.178	1.569
45	0	0	E	+	-0.3°		L3	0.287	1.891	3.008	0.249	>=2475	3.968	1.380	2.508	138	0.182	212	37.806	1.380	2.008	0.078	94	85.487	1.197	1.567
46	0	0	E	+			L3	0.159	3.861	3.008	0.182	805	10.361	0.986	3.874	49	0.087	58	87.634	0.776	0.934	0.058	23	96.490	0.684	0.489
47	0	0	E	+		*	L3	0.159	3.848	3.008	0.182	825	10.347	0.986	3.874	49	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	24	96.490	0.684	0.489
48	0	0	E	+			L3	0.159	3.888	3.008	0.182	805	10.361	0.986	3.894	48	0.087	58	87.634	0.776	0.934	0.058	23	96.490	0.684	0.489
49	0	0	E	+	+0.3°		L3	0.180	3.118	3.008	0.178	807	10.894	0.983	3.814	48	0.087	58	87.634	0.776	0.934	0.058	23	96.787	0.687	0.263
50	0	0	E	+	+0.3°	*	L3	0.187	3.886	3.008	0.183	806	10.472	0.976	3.831	47	0.087	58	87.634	0.776	0.934	0.058	23	96.787	0.687	0.283
51	0	0	E	+	+0.3°		L3	0.187	3.117	3.008	0.178	807	10.894	0.983	3.814	48	0.087	58	87.634	0.776	0.934	0.058	23	96.787	0.687	0.263
52	0	0	E	+	-0.3°		L3	0.161	3.825	3.008	0.183	845	10.341	0.982	3.895	50	0.080	62	88.368	0.676	0.812	0.048	25	96.160		



Per quel che attiene alla modalità di collasso, si osserva come, in corrispondenza dello Stato limite SLV, i maschi murari disposti lungo la direzione Y siano plasticizzati per pressoflessione complanare e per taglio.



Proseguendo con l'analisi, già al passo successivo alcuni maschi posti al piano 3 risultano collassati.



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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 825663.60  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 2545.08  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 23586.81  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 2405.186  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.108  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 2545.08

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL}$  = 35.72, di cui dovuto alle forze orizzontali = 35.72

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

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

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

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 46.7%  
(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al 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	X	857.54	111.58		4.271
2	X	894.58	374.00		14.316
3	X	653.06	682.47	X	26.124

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 1283.50

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_i \phi_i^2) / \sum(m_i \phi_i^2) = 1.359$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1872.76

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1872.76

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 26.28

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 1310.93

Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 540777.40 (=65.496% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.306

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.22

forza  $Fy^*$  (kN) = 1742.21

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

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

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

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

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

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

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

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

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

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

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

TB, TC, TD = periodi di spettro;

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

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU: SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	2.092	1.166

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.454 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 10.57

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5717.99

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1742.21

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.282$

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

**$q^* > 3.0$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta**  
indipendentemente dal confronto tra capacità e domanda.

Nota su  $q^*$



$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 13.96

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 18.96

**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) = 18.96

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 35.72

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.168 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 757 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni, ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 12.375\%$

(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	949	0.185	10.0
Capacità	757	0.168	12.4

**Indicatore di Rischio Sismico**

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

- in termini di PGA:  $\alpha_v = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.168 / 0.185 = 0.908$

- in termini di TR:  $\alpha_v = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 757 / 949 = 0.798$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 240.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2290.58

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 9.544

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$

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

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

Resistenza a SLD:  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1951.56

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $dc, SLD, M-GDL = 4.38$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 4.38

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

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

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

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

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLD

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

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

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

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

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

TB, TC, TD = periodi di spettro;

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

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE: SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	1.659	1.500	0.138	0.415	1.796	0.747

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.184 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 4.28$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 2311.58$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 1742.21$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.327$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 4.65$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max \text{ (mm)} = 6.32$

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 6.32

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.38

**SLD: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.054 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 52

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 85.384 %

(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	101	0.073	63.0
Capacità	52	0.054	85.4

#### Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.054/0.073 = 0.740$

- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 52/101 = 0.515$

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

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

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

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

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

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

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

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

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

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

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

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

TB, TC, TD = periodi di spettro;

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

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	1.703	1.500	0.131	0.393	1.756	0.677

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.149 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 4.28$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 1871.34$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 1742.21  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.074$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 3.53

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \ d^*, \max$  (mm) = 4.79

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**  
 Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.79  
 Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.92  
**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**  
 SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.037 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLO = 20$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLO = 99.326$  %  
 (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**

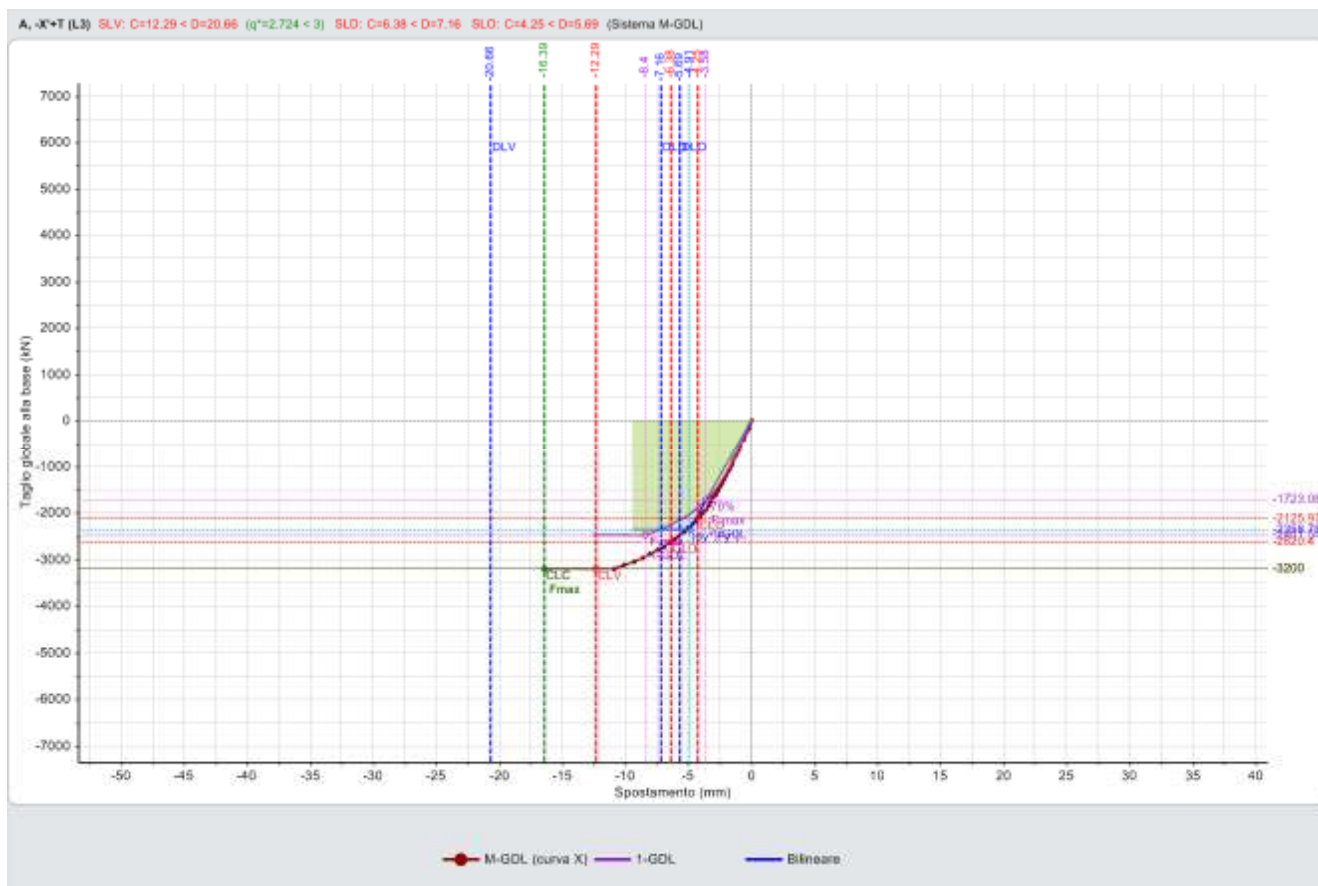
	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	60	0.058	81.0
Capacità	20	0.037	99.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA, CLO / PGA, DLO = \zeta, E, SLO, PGA = 0.037/0.058 = 0.638$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = TR, CLO / TR, DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 20/60 = 0.333$

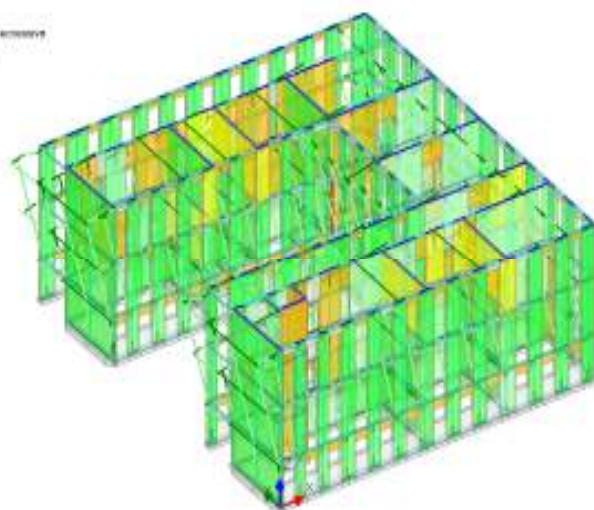
**CURVA n° 20**

**TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE**  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO: -X**  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT**  
**COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA**  
**PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3**



Per quel che attiene alla modalità di collasso, si osserva come avvenga una progressiva plasticizzazione per pressoflessione complanare e per taglio delle aste che corrispondono ai maschi murari disposti lungo la direzione X. La causa del termine di costruzione della curva di capacità è da attribuirsi al fatto che la struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili). L'immagine di seguito riportata si riferisce allo Stato limite SLV.

■ Aste in fase elastica  
 ■ Aste parzialmente plasticizzate  
 ■ Aste completamente plasticizzate  
 ■ Aste collassate  
 ■ Aste in trazione/compressione eccessive  
 ■ Aste in instabilità  
 ■ Aste non sottoposte a verifica



#### 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) = 734719.60

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max, M-GDL}$  (kN) = -3200.00

Peso sismico totale  $W$  (kN) = 23586.81

Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 2405.186

Rapporto forza/peso ( $F_{Max, M-GDL} / W$ ) = 0.136

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -3200.00

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL$  = -12.29, di cui dovuto alle forze orizzontali = -12.29

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

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

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi; per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
  - masse di piano  $m_i$  traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 73.6% (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	X	857.54	174.87		5.997
2	X	894.58	582.80		19.985
3	X	653.06	850.39	X	29.162

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 1442.49

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i^2) / \Sigma(m_i \phi_i^2)^{1/2} = 1.300$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2461.54

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -2461.54

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -9.45

#### 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) = -1723.08

Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 480833.60 (=65.445% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)^{1/2}$  (sec) = 0.344

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -4.91

forza  $Fy^*$  (kN) = -2358.78

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 10\%$

Da PVR e  $V_R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)

attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLV

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

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

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

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

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

TB, TC, TD = periodi di spettro;

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

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (*g)	$F_0$	$TC^*$ (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	$F_v$
SLU: SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	2.092	1.166

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.454 g$

- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$  (mm) = -13.36

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 6426.29

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2358.78

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.724$

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

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

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -15.89

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^*, \max$  (mm) = -20.66

#### 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) = -20.66

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.29

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.115 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLV = 297$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 28.588\%$

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

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

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

#### Riepilogo per SLV

	$T_R$ (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	949	0.185	10.0
Capacità	297	0.115	28.6

#### Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA:  $\alpha_v = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.115 / 0.185 = 0.622$

- in termini di  $T_R$ :  $\alpha_v = T_R, CLV / T_R, DLV (= T_R \text{ in input per SLV}) = 297 / 949 = 0.313$

#### 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) = 1280.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2880.00

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1 = 2.250$

Edificio regolare in altezza:  $q = 4.500$

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

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

Resistenza a SLD:  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2620.40

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $d_c, SLD, M-GDL = -6.38$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -6.38

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

$PVR$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 63\%$

Da  $PVR$  e  $V_R$ , per SLD risulta definito il valore di  $T_R$  (§ All. a)

attraverso la relazione:  $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLD

e:  $SS, CC, S, TB, TC, TD$ , dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

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

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE: SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	1.659	1.500	0.138	0.415	1.796	0.747

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.184 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -5.40$
- forza di risposta elastica  $= S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2597.93$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -2358.78$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.102$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -5.51$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*,max \text{ (mm)} = -7.16$

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -7.16

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -6.38

**SLD: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.068 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 82

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 70.463 %

(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	101	0.073	63.0
Capacità	82	0.068	70.5

#### Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.068/0.073 = 0.932$

- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 82/101 = 0.812$

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

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

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

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

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

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

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

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

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

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

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

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

TB, TC, TD = periodi di spettro;

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

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	1.703	1.500	0.131	0.393	1.756	0.677

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.149 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -5.40$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2103.15$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -2358.78$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.891$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

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

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -4.37$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*,max \text{ (mm)} = -5.69$

**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) = -5.69

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -4.25

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.045 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLO = 31$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 96.028 \%$

(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	60	0.058	81.0
Capacità	31	0.045	96.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

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

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO = \zeta_E, SLO, PGA = 0.045/0.058 = 0.776$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR,CLO / TR,DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 31/60 = 0.517$



## 15. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

Scala est (Tav. 25)

Verifica soletta tipica

$$Q_p = 800 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_v = 400 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 1,3 \times 800 \times 1,30 + 1,4 \times 400 \times 1,20 = 2.072 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 2.072 \times 3,60^2 / 8 = 3.360 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 2.072 \times 3,60 / 2 = 3.800 \text{ daN}$$

Adotto soletta armata con 8  $\varnothing$  10 superiori, 10  $\varnothing$  12 inferiori e staffe  $\varnothing$  8/15 cm.

$$M_{rd} = 4.323 \text{ daNm}$$

$$V_{rd} = 5.217 \text{ daN}$$

La sezione è verificata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	130	14

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	3
2	11,31	11

Sollecitazioni → Metodo n ←

S.L.U.

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm ☐ Precompresso

Materiali

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰

E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰

τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
		cot Φ = 1,0		Φ = 45,0					
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
$VR_{cd} = f'_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$				
$f_{ck} = 25$ N/mmq					$f_{ywd} = 391,3$ N/mmq				
$a_c = 1,00$ (membratura non compressa)					$A_{sw} = 202$ mmq				
$f_{cd} = 14,17$ N/mmq		$f'_{cd}=f_{cd}/2 = 7,08$ N/mmq				$S = 150$ mm			
$B_{wd} = 1300$ mm		$d = 110$ mm				$d = 110$ mm			
$VR_{cd} = 455.813$ N					$VR_{sd} = 52.168$ N				
$VR_d = \min (VR_{dc} ; VR_{ds}) = 52.168$ N					$5.217 daN$				

## Trave A-B

Reazione rampa

$$R = 3.800 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 3.800 \times 1,30 / 4 = 1.235 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 3.800 / 2 = 1.900 \text{ daN}$$

Adotto trave 30x35 cm armata con 3  $\varnothing$  16 inferiori e superiori e staffe  $\varnothing$  8/15 cm.

$$M_{rd} = 7.027 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 7.588 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione è verificata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

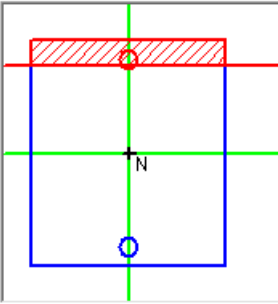
Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,03	3
2	6,03	32

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni  
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	14,17 N/mm²
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6 N/mm²
		$\tau_{c1}$	1,829 N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
cot Φ =		1,0		Φ =		45,0			
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
$VR_{cd} = f'_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$				
$f_{ck} =$		25 N/mmq		$f_{ywd} =$		391,3 N/mmq			
$a_c =$		1,00 (membratura non compressa)		$A_{sw} =$		101 mmq			
$f_{cd} =$		14,17 N/mmq		$f'_{cd}=f_{cd}/2 =$		7,08 N/mmq		$S =$	
$B_{wd} =$		300 mm		$d =$		320 mm		$d =$	
$VR_{cd} =$		306.000 N		$VR_{sd} =$		75.881 N			
$VR_d =$		min (VRdc ; VRds) =		75.881 N		7.588 daN			

### Trave C-D

Reazione rampa

$$q = 2 \times 3.800 / 1,20 = 6.335 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 6.335 \times 3,00^2 / 8 = 7.126 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 6.335 \times 3,00 / 2 = 9.502 \text{ daN}$$

Adotto trave 60 x 20 cm armata con 7  $\varnothing$  16 inferiori e 5  $\varnothing$  12 superiori e staffe  $\varnothing$  8/15 cm.

$$M_{rd} = 7.985 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 10.000 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione è verificata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	3
2	14,07	17

**Tipo Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d  δ

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
cot Φ =		2,5		Φ =		21,8			
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
$VR_{cd} = f_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$				
$f_{ck} =$		25 N/mmq		$f_{ywd} =$		391,3 N/mmq			
$a_c =$		1,00 (membratura non compressa)		$A_{sw} =$		101 mmq			
$f_{cd} =$		14,17 N/mmq		$f'_{cd}=f_{cd}/2 =$		7,08 N/mmq		$S =$	
$B_{wd} =$		600 mm		$d =$		170 mm		$d =$	
$VR_{cd} =$		224.224 N		$VR_{sd} =$		100.779 N			
$VR_d = \min (VR_{dc} ; VR_{ds}) =$					100.779 N				
					10.078 daN				

## Trave E-F

Reazione rampa

$$q = 2 \times 3.800 / 1,20 = 6.335 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 6.335 \times 3,00^2 / 8 = 7.126 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 6.335 \times 3,00 / 2 = 9.502 \text{ daN}$$

Adotto trave 40 x 24 cm armata con 5  $\phi$  16 inferiori e 4  $\phi$  10 superiori e staffe  $\phi$  8/15 cm.

$$M_{rd} = 7.205 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 12.450 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione è verificata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	24

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,14	3
2	10,05	21

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
 τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )					
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls					
	cot (min) = 1	$\Phi = 45^\circ$		cot (max) = 2,5	$\Phi = 21,8^\circ$
		cot $\Phi =$	2,5	$\Phi =$	21,8
Resistenza a taglio calcestruzzo :			Resistenza a taglio armatura :		
$VR_{cd} = f'_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$			$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$		
$f_{ck} =$	25	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywd} =$	391,3	N/mm <sup>2</sup>
$a_c =$	1,00	(membratura non compressa)	$A_{sw} =$	101	mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	14,17	N/mm <sup>2</sup>	$f'_{cd} = f_{cd} / 2 =$	7,08	N/mm <sup>2</sup>
$B_{wd} =$	400	mm	$d =$	210	mm
$VR_{cd} =$	184.655	N	$VR_{sd} =$	124.492	N
$VR_d = \min (VR_{dc} ; VR_{ds}) =$			124.492	N	12.449 daN

## Verifica rinforzo travi

### Rinforzo trave di spina zona servizi

(Eseguito 2° stralcio)

Carico sulla trave

Permanenti

solaio	$304 \times (6,00/2 + 3,00/2)$	$= 1.368$ daN/m
correa	$0,25 \times 0,08 \times 1.700$	$= 35$
pp trave	$0,30 \times 0,50 \times 2.500$	$= 313$
rinforzo trave	$(0,25+0,10+0,10) \times 0,06 \times 1.700$	$= 46$
	$2 \times 0,50 \times 0,10 \times 1.700$	$= 170$
intonaco trave	$(2 \times 0,35 \times 0,45) \times 30$	$= 35$
controsoffitti	$(6,00 \times 0,5 + 0,25 + 3,00 \times 0,5) \times 20$	$= 95$
		$Q_p = 2.890$ daN/m

Variabili	$(6,00/2 + 0,35 + 3,00/2) \times 300$	$= 1.440$
		$Q_v = 4.330$ daN/m

$$Q = 1,3 \times 2.890 + 1,5 \times 1.440 = 5.917 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 5.917 \times 5,25^2 / 8 = 20.385 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 5.917 \times 5,25 / 2 = 15.532 \text{ daN}$$

Adotto 4 $\phi$  16 inferiori e superiori e staffe  $\phi$  8/15 cm

$$M_{rd} = 18.700 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 14.700 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione è verificata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	45	67

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5
2	8,04	62

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con barre d'armatura.

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 187 kN m  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 37,02 ‰  
 d 62 cm  
 x 5,356 x/d 0,08638  
 δ 0,7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
cot Φ =		1,0		Φ =		45,0			
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
$VR_{cd} = f_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$				
$f_{ck} =$		25 N/mmq		$f_{ywd} =$		391,3 N/mmq			
$a_c =$		1,00 (membratura non compressa)		$A_{sw} =$		101 mmq			
$f_{cd} =$		14,17 N/mmq		$f'_{cd} = f_{cd} / 2 =$		7,08 N/mmq		$S =$	
Bwd =		450 mm		d =		620 mm		$d =$	
VRcd =		889.313 N		VRsd =		147.019 N			
VRd = min (VRdc ; VRds) =					147.019 N				
					14.702 daN				



**Rinforzo trave di spina secondo solaio****(Eseguito 2° stralcio)**

Carico sulla trave

Permanenti

solaio	$500 \times 6,00/2$	= 1.500 daN/m
solaio	$420 \times 3,00/2$	= 630
correa	$0,30 \times 0,08 \times 1.700$	= 41
pp trave	$0,30 \times 0,55 \times 2.500$	= 413
rinforzo trave	$(0,30+0,10+0,10) \times 0,06 \times 1.700$	= 51
	$2 \times 0,35 \times 0,10 \times 1.700$	= 120
intonaco trave	$(2 \times 0,35 \times 0,50) \times 30$	= 36
controsoffitti	$(6,00 \times 0,5 + 0,35 + 3,00 \times 0,5) \times 20$	= <u>95</u>
		$Q_p = 2.060 \text{ daN/m}$

Variabili	$(6,00/2 + 0,25 + 3,00/2) \times 50$	= <u>240</u>
		$Q_v = 240 \text{ daN/m}$

$$Q = 1,3 \times 2.060 + 1,5 \times 240 = 3.038 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 3.038 \times 5,25^2 / 8 = 10.467 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 3.038 \times 5,25 / 2 = 7.974 \text{ daN}$$

Adotto 4 $\varnothing$  12 inferiori e superiori e staffe  $\varnothing$  10/15 cm

$$M_{rd} = 28.900 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 14.700 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione è verificata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	67

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,57	5
2	12,57	62

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14,17 N/mm²
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9,75 N/mm²
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6
		τ <sub>c1</sub>	1,829

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
cot Φ =		1,0		Φ =		45,0			
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
$VR_{cd} = f_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$				
$f_{ck} =$		25 N/mmq		$f_{ywd} =$		391,3 N/mmq			
$a_c =$		1,00 (membratura non compressa)		$A_{sw} =$		101 mmq			
$f_{cd} =$		14,17 N/mmq		$f_{cd}=f_{cd}/2 =$		7,08 N/mmq		$S =$	
Bwd =		500 mm		d =		620 mm		$d =$	
VRcd =		988.125 N		VRsd =		147.019 N			
VRd = min (VRdc ; VRds) =					147.019 N				
					14.702 daN				

## Verifica solai rinforzati

### Rinforzo solaio tipo SAP h=16 cm sottotetto

Si trascura totalmente la capacità portante dei travetti esistenti affidando totalmente la portate alle nuove nervature previste in progetto.

Carico sulla singola nervatura di rinforzo ad interasse 75 cm :

$$q = ((1,3 \times 284) + (1,5 \times 50)) \times 0,75 = 333 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,25 m si ottiene :

$$M_{sd} = 333 \times 3,25^2 / 8 = 440 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 333 \times 3,25 / 2 = 541 \text{ daN}$$

Adotto 2Ø 12 inferiori

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The 'Materiali' section is highlighted, showing properties for B450C and C25/30. The 'Sezione' section shows a rectangular section with dimensions b=75 cm, h=16 cm, and effective depth d=18 cm. The 'Calcolo' section shows the design moment M<sub>sd</sub> = 15,54 kNm and the design shear V<sub>sd</sub> = 1,786 daN. The 'Verifica' section shows the calculated moment capacity M<sub>rd</sub> = 1,554 daNm and the calculated shear capacity V<sub>rd</sub> = 1,786 daN. The interface also includes a table of material properties and a diagram of the section.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	75	5	1	2,26	18
2	15	16			

**Materiali**

Proprietà	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	3,5
$E_s$	200.000 N/mm²	14,17
$E_s / E_c$	15	
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,6
$\tau_{co}$		1,829
$f_{cc} / f_{cd}$	0,8	
$\sigma_{c,adm}$	9,75	
$\tau_{c1}$		1,829

**Sezione**

N° strati barre: 1

Tipo Sezione: ☐ Rettan.re ☐ Trapezi ☒ a T ☐ Circolare ☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Calcolo**

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviata

**Verifica**

M<sub>rd</sub> = 15,54 kNm

V<sub>rd</sub> = 1,786 daN

M<sub>sd</sub> = 1,554 daNm

V<sub>sd</sub> = 1,786 daN

$$M_{rd} = 1.554 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 1.786 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione risulta verificata.

Non occorre armatura a taglio.

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 6,50 m si ottiene :

$$M_{sd} = 333 \times 6,50^2 / 8 = 1.758 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 333 \times 6,50 / 2 = 1.083 \text{ daN}$$

Adotto 2Ø 16 inferiori

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	75	5
2	15	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	18

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☒ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN

M<sub>Ed</sub> 0 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☒ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰

f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰

E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?

ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75

σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6

τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 27,11 kN m

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3,5 ‰

ε<sub>s</sub> 31,03 ‰

d 18 cm

x 1,825 x/d 0,1014

δ 0,7

$$M_{rd} = 2.711 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 1.786 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione risulta verificata.

Non occorre armatura a taglio.

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm ) - elementi non armati						
larghezza sezione B		150	mm			
altezza utile sezione d		180	mm			
armatura presente al lembo teso As		226	mmq			
resistenza calcestruzzo f <sub>ck</sub>		25	N/mmq			
$K = 1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2$		2,00		valore di calcolo :	2,05	
$p = A_s / (B \times d)$		0,00837				
$V_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$		0,495	N/mmq			
$V_{rd1} = [(0,18 \times K \times (100 \times p \times f_{ck}^{1/3})/1,5) \times B \times d]$		17.857	N			
$V_{rd2} = V_{min} \times B \times d$		13.364	N			
$V_{rd} = \max (V_{rd1}; V_{rd2})$		17.857	N		1.786	daN

## Rinforzo solaio tipo SAP h=12 cm calpestio

Si trascura totalmente la capacità portante dei travetti esistenti affidando totalmente la portate alle nuove nervature previste in progetto.

Carico sulla singola nervatura di rinforzo ad interasse 75 cm :

$$q = ((1,3 \times 495) + (1,5 \times 300)) \times 0,75 = 820 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,30 m si ottiene :

$$M_{sd} = 820 \times 3,30^2 / 8 = 1.116 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 820 \times 3,00 / 2 = 1.230 \text{ daN}$$

Adotto 2Ø 14 inferiori

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo :**

**N° strati barre** 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	75	5
2	15	12

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,08	14

**Tipo Sezione**

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☒ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN

M<sub>Ed</sub> 0 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C**

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰

f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm²

E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15

ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰

σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²

**C25/30**

ε<sub>c2</sub> 2 ‰

ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰

f<sub>cd</sub> 14,17 N/mm²

f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8

σ<sub>c,adm</sub> 9,75 N/mm²

τ<sub>co</sub> 0,6

τ<sub>c1</sub> 1,829

**M<sub>xRd</sub>** 16,17 kN m

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3,5 ‰

ε<sub>s</sub> 31,57 ‰

d 14 cm

x 1,397 x/d 0,09981

δ 0,7

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☒ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

$$M_{rd} = 1.617 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 1.674 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione risulta verificata.

Non occorre armatura a taglio.

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm ) - elementi non armati						
larghezza sezione <b>B</b>			150	mm		
altezza utile sezione <b>d</b>			140	mm		
armatura presente al lembo teso <b>As</b>			308	mmq		
resistenza calcestruzzo <b>f<sub>ck</sub></b>			25	N/mm <sup>2</sup>		
<b>K</b> = $1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2$			2,00		valore di calcolo :	2,20
<b>p</b> = $As / (B \times d)$			0,01467			
<b>V<sub>min</sub></b> = $0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$			0,495	N/mm <sup>2</sup>		
<b>V<sub>rd1</sub></b> = $[(0,18 \times K \times (100 \times p \times f_{ck}^{1/3}))^{1,5} \times B \times d]$			16.744	N		
<b>V<sub>rd2</sub></b> = $V_{min} \times B \times d$			10.394	N		
<b>V<sub>rd</sub></b> = max (V <sub>rd1</sub> ; V <sub>rd2</sub> )			16.744	N	1.674	daN

### Rinforzo solaio tipo SAP h=20 cm calpestio

Si trascura totalmente la capacità portante dei travetti esistenti affidando totalmente la portate alle nuove nervature previste in progetto.

Carico sulla singola nervatura di rinforzo ad interasse 75 cm :

$$q = ((1,3 \times 574) + (1,5 \times 300)) \times 0,75 = 897 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 6,25 m si ottiene :

$$M_{sd} = 897 \times 6,60^2 / 8 = 4.884 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 897 \times 6,25 / 2 = 2.800 \text{ daN}$$

Adotto 2Ø 20 inferiori

Verifica C.A. S.L.U. - File: Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	75	5	1	3,08	22
2	15	20			

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN  
M xEd 0 kNm  
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 14,17 N/mm²
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6
	$\tau_{c1}$ 1,829

M xRd 25,81 kN m

$\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  51,76 ‰

d 22 cm  
x 1,393 x/d 0,06334  
 $\delta$  0,7

Tipo Sezione: Rettang. re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

$$M_{rd} = 2.581 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 2.803 \text{ daN} > V_{sd}$$

La sezione risulta verificata.

Non occorre armatura a taglio.

### VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm ) - elementi non armati

larghezza sezione <b>B</b>	150	mm			
altezza utile sezione <b>d</b>	220	mm			
armatura presente al lembo teso <b>As</b>	628	mmq			
resistenza calcestruzzo <b>fck</b>	25	N/mm²			
$K = 1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2$	1,95		valore di calcolo :	1,95	
$p = A_s / (B \times d)$	0,01903				
$V_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$	0,478	N/mm²			
$V_{rd1} = [(0,18 \times K \times (100 \times p \times f_{ck})^{1/3}) / 1,5] \times B \times d$	28.030	N			
$V_{rd2} = V_{min} \times B \times d$	15.767	N			
<b>Vrd = max (Vrd1; Vrd2)</b>	28.030	N	2.803	daN	

**Trave 1-3 - Muro giunto est – piano 2° (Tav. 31)**

Analisi dei carichi

Carichi permanenti

muratura	$0,38 \times 1,18 \times 1.800$	=	810 daN/m
peso trave	$0,38 \times 0,40 \times 2.500$	=	380
intonaco	$(0,38 + 0,40 + 1,18) \times 30$	=	60
peso correa	$0,38 \times 0,20 \times (2.500 - 1.800)$	=	50
solaio	<u>500</u>		
	$Q_p = 1.800 \text{ daN/m}$		

Carichi variabili

solaio	<u>200 daN/m</u>	
	$Q_v = 200 \text{ daN/m}$	

$$Q = 1,3 \times 1.800 + 1,5 \times 200 = 2.640 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,15 m si ottiene :

$$M_{sd} = 2.640 \times 3,15^2 / 8 = 3.274 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 2.640 \times 3,15 / 2 = 4.158 \text{ daN}$$

Adotto 3 $\phi$  16 inferiori e staffe  $\phi$  8/15 cm

$$M_{rd} = 7.727 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 6.225 \text{ daN} > V_{sd}$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	38	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,03	35

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. → Metodo n ←

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8 ?
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9,75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6
		τ <sub>c1</sub>	1,829

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
		cot Φ =		1,0		Φ =		45,0	
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
VRcd = fcd x ac x Bwd x 0,9 x d x cot Φ / ( 1 + (cot Φ)^2)					VRsd = ( Asw / S ) x 0,9 x d x fywd x cot Φ				
f ck =		25		N/mmq		fywd =		391,3 N/mmq	
ac =		1,00		(membratura non compressa)		Asw =		101 mmq	
f cd =		14,17		N/mmq		f'cd=fcd/2 =		7,08 N/mmq	
Bwd =		380		mm		d =		350 mm	
VRcd =		423.938		N		VRsd =		82.995 N	
VRd = min (VRdc ; VRds) =					82.995 N				
					8.299 daN				

**Trave 1-2 - Muratura di spina est – piano 2°****(Tav. 31)**

Analisi dei carichi

Carichi permanenti

muratura	$0,88 \times 0,25 \times 1.800$	$=$	400 daN/m
peso trave	$0,25 \times 0,50 \times 2.500$	$=$	315
intonaco	$(1,38 + 0,25 + 1,38) \times 30$	$=$	90
peso correa	$0,25 \times 0,20 \times 1.700$	$=$	85
solaio	$285 \times (2,95 + 6,05)/2$	$=$	<u>1.285</u>
			$Q_p = 2.175$ daN/m

Carichi variabili

solaio	$50 \times (2,95 + 6,05)/2$	$=$	<u>240</u> daN/m
			$Q_v = 240$ daN/m

$$Q = 1,3 \times 2.175 + 1,5 \times 240 = 3.187 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,30 m si ottiene :

$$M_{sd} = 3.187 \times 3,30^2 / 8 = 4.338 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 3.187 \times 3,30 / 2 = 5.258 \text{ daN}$$

Adotto 3 $\varnothing$  16 inferiori e staffe  $\varnothing$  8/20 cm

$$M_{rd} = 9.335 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 11.610 \text{ daN} > V_{sd}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	3
2	6,03	42

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm ☐ Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="14,17"/> N/mm²
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="9,75"/> N/mm²
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,6"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="1,829"/>

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
		cot Φ =		1,0		Φ =		45,0	
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
$VR_{cd} = f_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$				
$f_{ck} =$		25		N/mmq		$f_{ywd} =$		391,3 N/mmq	
$a_c =$		1,00		(membratura non compressa)					
$f_{cd} =$		14,17		N/mmq		$f'_{cd}=f_{cd}/2 =$		7,08 N/mmq	
$B_{wd} =$		250		mm		$d =$		420 mm	
$VR_{cd} =$		334.688		N		$VR_{sd} =$		116.110 N	
$VR_d = \min (VR_{dc} ; VR_{ds}) =$					116.110 N				
					11.611 daN				

**Trave 1-3 - Muro di giunto est – piano 2° (Tav. 31)**

Analisi dei carichi

Carichi permanenti

muratura	$2,77 \times 0,38 \times 1.800$	$= 1.900 \text{ daN/m}$
peso trave	$0,60 \times 0,38 \times 2.500$	$= 390$
solaio	$285 \times (2,95 + 6,05)/2$	$= 500$
		$Q_p = 2.790 \text{ daN/m}$

Carichi variabili

solaio	$\frac{200}{200} \text{ daN/m}$
	$Q_v = 200 \text{ daN/m}$

$$Q = 1,3 \times 2.790 + 1,5 \times 200 = 3.927 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,20 m si ottiene :

$$M_{sd} = 3.927 \times 3,20^2 / 8 = 5.026 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 3.927 \times 3,20 / 2 = 6.283 \text{ daN}$$

Adotto 4 $\phi$  16 inferiori e staffe  $\phi$  8/15 cm

$$M_{rd} = 16.360 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 13.042 \text{ daN} > V_{sd}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	38	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	55

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
 τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )										
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls										
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°				
		cot Φ =		1,0		Φ =		45,0		
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :					
$VR_{cd} = f_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$					
$f_{ck} =$		25		N/mmq		$f_{ywd} =$		391,3 N/mmq		
$a_c =$		1,00		(membratura non compressa)						
$f_{cd} =$		14,17		N/mmq		$f'_{cd} = f_{cd} / 2 =$		7,08 N/mmq		
$B_{wd} =$		380		mm		$d =$		550 mm		
$VR_{cd} =$		666.188		N		$VR_{sd} =$		130.420 N		
$VR_d = \min (VR_{dc} ; VR_{ds}) =$					130.420		N		13.042 daN	

**Trave 4-5 - Solaio a quota +199 finito (Tav. 31)**

Analisi dei carichi

Carichi permanenti

$$\begin{aligned} \text{peso trave} & 0,50 \times 0,28 \times (1.700-280) = 100 \text{ daN/m} \\ \text{solaio} & (0,50 + 3,42 \times 0,5) \times 575 = \underline{1.270} \\ & Q_p = 1.370 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

Carichi variabili

$$\begin{aligned} \text{solaio} & (0,50 + 3,42 \times 0,5) \times 300 = \underline{665} \\ & Q_v = 665 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

$$Q = 1,3 \times 1.370 + 1,5 \times 665 = 2.778 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 4,10 m si ottiene :

$$M_{sd} = 2.778 \times 4,10^2 / 8 = 5.837 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 2.778 \times 4,10 / 2 = 5.695 \text{ daN}$$

Adotto 5 $\phi$  16 inferiori e staffe  $\phi$  10/15 cm

$$M_{rd} = 7.923 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 8.478 \text{ daN} > V_{sd}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	28

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	23

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviate

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8 ?
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9,75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6
		τ <sub>c1</sub>	1,829

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm )									
Verifica con inclinazione variabile dei puntoni di cls									
cot (min) = 1		Φ = 45°		cot (max) = 2,5		Φ = 21,8°			
cot Φ =		1,0		Φ =		45,0			
Resistenza a taglio calcestruzzo :					Resistenza a taglio armatura :				
$VR_{cd} = f_{cd} \times a_c \times B_{wd} \times 0,9 \times d \times \cot \Phi / (1 + (\cot \Phi)^2)$					$VR_{sd} = (A_{sw} / S) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \Phi$				
$f_{ck} =$		25 N/mmq		$f_{ywd} =$		391,3 N/mmq			
$a_c =$		1,00 (membratura non compressa)		$A_{sw} =$		157 mmq			
$f_{cd} =$		14,17 N/mmq		$f'_{cd} = f_{cd} / 2 =$		7,08 N/mmq		$S =$	
B <sub>wd</sub> =		600 mm		d =		230 mm		$d =$	
VR <sub>cd</sub> =		439.875 N		VR <sub>sd</sub> =		84.779 N			
VR <sub>d</sub> = min (VR <sub>dc</sub> ; VR <sub>ds</sub> ) =					84.779 N				
					8.478 daN				

### Trave 5-6 - Solaio a quota +199 finito (Tav. 31)

Analisi dei carichi

Carichi permanenti

$$\begin{aligned} \text{peso trave} & 0,50 \times 0,28 \times (1.700-280) = 100 \text{ daN/m} \\ \text{solaio} & 1,50 \times 575 = \underline{865} \\ & Q_p = 965 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

Carichi variabili

$$\begin{aligned} \text{solaio} & 1,50 \times 300 = \underline{450} \\ & Q_v = 450 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

$$Q = 1,3 \times 965 + 1,5 \times 450 = 1.930 \text{ daN/m}$$

Reazione trave 4-5 :

$$R = 5.695 \text{ daN}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 4,00 m si ottiene:

$$\begin{aligned} M_{sd} &= 4.272 \times 0,50 + 1.930 \times 4,00^2 / 8 = 5.996 \text{ daNm} \\ V_{sd} &= 4.172 + 1.930 \times 4,00 / 2 = 8.032 \text{ daN} \end{aligned}$$

Adotto 5 $\phi$  16 inferiori e staffe  $\phi$  10/15 cm

$$\begin{aligned} M_{rd} &= 7.923 \text{ daNm} > M_{sd} \\ V_{rd} &= 8.478 \text{ daN} > V_{sd} \end{aligned}$$

Si omettono i tabulati di verifica in quanto analoghi alla trave calcolata precedentemente.

### Pianerottolo in c.a. a quota 0,00 finito

Analisi dei carichi

Carichi permanenti

$$\begin{aligned} \text{peso soletta} & 0,20 \times 2.500 = 500 \text{ daN/m}^2 \\ \text{permanenti su soletta} & = \underline{200} \\ & Q_p = 700 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

Carichi variabili

$$\begin{aligned} \text{Variabili su soletta} & = \underline{300} \\ & Q_v = 300 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q = 1,3 \times 700 + 1,5 \times 300 = 1.360 \text{ daN/m}^2$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,40 m si ottiene :

$$M_{sd} = 1.360 \times 3,40^2 / 8 = 1.965 \text{ daNm/m}$$

Adotto  $\phi$  12/20 cm inferiori



$$M_{rd} = 0,9 \times 15 \times 5 \times 1,13 \times 3.913/100 = 2.984 \text{ daNm} > M_{sd}$$

### **Fondazioni muri di rinforzo**

#### **Fondazione tipica muri intermedi**

Dalle verifiche effettuate con programma di calcolo si ottengono, con riferimento alla condizione sismica, le seguenti sollecitazioni:

$$N_{sd} = 61.400 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 171.500 \text{ daNm}$$

Adotto fondazione 3,00 x 6,30 m spessore 0,80 m.

Peso proprio fondazione :

$$P_f = 3,00 \times 6,30 \times 0,80 \times 2.500 = 31.500 \text{ daN}$$

Carico dai muri laterali (peso muro e impalcati) :

$$\begin{aligned} N_m &= 2 \times 3,00 \times 0,25 \times 1.800 \times 12,00 + (2 \times 3,50 \times (500 + 0,3 \times 300) \times (6,00/2 + 9,00/2)) + (2 \times 3,50 \times 284 \times (6,00/2 + 9,00/2)) \\ &= \\ &= 32.400 + 31.000 + 15.000 = 78.400 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$N_{sd \text{ tot}} = 61.400 + 31.500 + 78.400 = 171.300 \text{ daN}$$

$$e = M_{sd} / N_{sd} = 171.500 / 172.300 = 1,00 \text{ m} < B/6 = 1,05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_d &= N/A \pm M/W = 172.300 / 300 \times 630 \pm 6 \times 171.500 \times 100 / 300 \times 630^2 = 0,91 \pm 0,86 = 1,77 \text{ daN/cm}^2 \text{ max} \\ &< R_d = 3,38 / 1,8 = 1,87 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

Valore compatibile con le caratteristiche del terreno.

Per il dimensionamento dell'armatura si assume :

$$Q_u = 17.700 - 0,8 \times 2.500 = 15.700 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{sd} = 15.700 \times 1,50^2 / 2 = 17.663 \text{ daNm/m}$$

Adotto staffe  $\varnothing 20 / 20 \text{ cm}$

$$M_{rd} = 0,9 \times (5 \times 3,14) \times 75 \times 3.913 / 100 = 41.468 \text{ daNm/m}$$

La verifica è soddisfatta.

#### **Fondazione tipica muro laterale**

Dalle verifiche effettuate con programma di calcolo si ottengono, con riferimento alla condizione sismica, le seguenti sollecitazioni:

$$N_{sd} = 83.500 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 225.000 \text{ daNm}$$

Adotto fondazione 2,00 x 9,00 m spessore 0,80 m.

Peso proprio fondazione :

$$P_f = 2,00 \times 9,00 \times 0,80 \times 2.500 = 36.000 \text{ daN}$$

Carico dai muri laterali (peso muro e impalcati) :

$$N_m = 3 \times 2,00 \times 0,25 \times 1.800 \times 12,00 + (2 \times 2,00 \times (500 + 0,3 \times 300) \times (6,00/2 + 9,00/2 + 3,00/2)) + (2 \times 2,00 \times 284 \times (6,00/2 + 9,00/2 + 3,00/2)) = \\ = 32.400 + 21.240 + 10.224 = 63.864 \text{ daN}$$

$$N_{sd \text{ tot}} = 83.500 + 36.000 + 63.864 = 183.364 \text{ daN}$$

$$e = M_{sd} / N_{sd} = 225.000 / 183.364 = 1,22 \text{ m} < B/6 = 1,50 \text{ m}$$

$$E_d = N/A \pm M/W = 183.364 / 200 \times 900 \pm 6 \times 225.000 \times 100 / 200 \times 900^2 = 1,01 \pm 0,83 = 1,84 \text{ daN/cm}^2 \\ < R_d = 3,38 / 1,8 = 1,87 \text{ daN/cm}^2$$

Valore compatibile con le caratteristiche del terreno.

Per il dimensionamento dell'armatura si assume :

$$Q_u = 18.400 - 0,8 \times 2.500 = 16.400 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{sd} = 16.400 \times 1,60^2 / 2 = 20.992 \text{ daNm/m}$$

Adotto staffe  $\phi 20 / 20 \text{ cm}$

$$M_{rd} = 0,9 \times (5 \times 3,14) \times 75 \times 3.913 / 100 = 41.468 \text{ daNm/m}$$

La verifica è soddisfatta.

## 16. CONCLUSIONI

### Edificio Esistente in muratura - Intervento di Miglioramento

#### Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto  $\mu_E$  sia  $\geq 0.600$  per gli edifici di classe III ad uso scolastico e di classe IV, mentre per tutti gli altri casi si richiede che l'incremento  $\mu_E$  sia  $\geq 0.100$ .

#### Sintesi dei risultati: Indicatori di Rischio sismico $\mu_E$ in termini di PGA

#### Verifica soddisfatta

##### Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.632</b>
<b>SLD</b>	<b>0.735</b>
<b>SLV</b>	<b>0.623</b>

##### Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	$\zeta_E$ Stato Attuale	$\zeta_E$ Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
<b>SLO</b>	0.000	0.632	0.632
<b>SLD</b>	0.000	0.735	0.735
<b>SLV</b>	0.000	0.623	0.623

#### Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\mu_E \geq 0.600$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES  
- SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.623</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.623</b>
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.632</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>0.735</b>
SLD: Resistenza fuori piano	<b>0.735</b>

### Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	$PGA_D$ (g)	$TR_D$ (anni)
SLO	0.058	60
SLD	0.073	101
SLV	0.185	949

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	$PGA_D$ (g)	$TR_D$ (anni)
SLO	0.058	60
SLD	0.073	101
SLV	0.185	949

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)

### Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
Stato Limite	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
SLO	0.000	0.000	0	0.000
SLD	0.000	0.000	0	0.000

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
Stato Limite	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
SLO	0.037	0.632	20	0.333
SLD	0.054	0.735	52	0.515

### Verifiche di resistenza (RES)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.000	0.000	0	0.000
Resistenza fuori piano del pannello	0.000	0.000	0	0.000

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.000	0.000	0	0.000
Resistenza fuori piano del pannello	0.000	0.000	0	0.000

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.054	0.735	52	0.515
Resistenza fuori piano del pannello	0.054	0.735	52	0.515

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.115	0.623	297	0.313
Resistenza fuori piano del pannello	0.115	0.623	297	0.313

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\mu_E$  definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
<b>SLO</b>	0.000	0.000
<b>SLD</b>	0.000	0.000
<b>SLV</b>	0.000	0.000

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
<b>SLO</b>	<b>0.632</b>	0.333
<b>SLD</b>	<b>0.735</b>	0.515
<b>SLV</b>	<b>0.623</b>	0.313

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

**Livello di Miglioramento sismico:**  $\mu_E \cdot (PGA_C/PGA_D)$

I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro  $\mu_E$  definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	$\zeta_E$ Stato Attuale	$\zeta_E$ Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
<b>SLO</b>	0.000	0.632	0.000
<b>SLD</b>	0.000	0.735	0.000

<b>SLV</b>	0.000	0.623	0.000
------------	-------	-------	-------

## Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

### Stato Attuale (prima dell'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 100 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV} = 0$  anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR=TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC} = 0$  anni

$T_{INT} = 0$  anni

### Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 100 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV} = 297$  anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC} = 31.3$  anni

$T_{INT} = 15.6$  anni

(\*) **Controllo di miglioramento per i singoli comportamenti:** l'indicatore di rischio  $\zeta_E$ , per un determinato stato di riferimento (Attuale o di Progetto), consiste nel valore minimo degli indicatori calcolati per i singoli comportamenti (spostamenti e resistenze, nel piano, fuori piano, fondazioni, cinematismi).

Nelle tabelle dove sono evidenziati i valori dei singoli comportamenti allo Stato di Progetto, ognuno di questi viene contrassegnato da un simbolo (\*) qualora segni una diminuzione rispetto al corrispondente valore allo Stato Attuale. Ciò permette il controllo sul fatto che il miglioramento riguardi non solo il comportamento dell'edificio nel suo complesso come minimo risultato fra tutti i comportamenti esaminati, ma anche i singoli comportamenti stessi.

## Edifici in muratura e verifiche di sicurezza: descrizione della metodologia

Il D.M.17.1.2018 organizza le verifiche competenti ai vari Stati Limite in dipendenza dalla Classe d'Uso dell'edificio (Tab.7.3.III in §7.3.6), distinguendole in verifiche di rigidezza (RIG: consistono in verifiche di deformazione) e in verifiche di resistenza (RES, che coinvolgono i comportamenti dei pannelli murari nel piano e fuori piano e la capacità limite in fondazione).

Più precisamente:

### SLO: Stato Limite di Operatività:

**RIG:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in

#### §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLO è definita dal confronto fra capacità (definita dallo spostamento del punto di controllo pari a  $(2/3)$  di quello allo SLD) e domanda per SLO (determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).

#### **SLD: Stato Limite di Danno:**

a) **RIG**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso I e II (§7.3.6).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLD è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo minore fra le seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente allo SLV;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari 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. La domanda per SLD è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

b) **RES**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$  per SLD ( $q \leq 1.5$ , cfr. Tab.7.3.I §7.3).

In analisi statica non lineare, la verifica per SLD coincide con quanto descritto per RIG.

#### **SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita:**

**RES**: verifiche richieste per tutti gli edifici. Per gli edifici esistenti, include le verifiche dei cinematismi condotte in termini di resistenza (con fattore di comportamento  $q$  posto in genere pari a 2).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$ .

In analisi statica non lineare la verifica per SLV è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo pari a  $(3/4)$  di quello allo SLC. SLC è definito dallo spostamento minore fra le seguenti condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite di deformazione angolare per SLC in tutti i maschi di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

La domanda per SLV è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

#### **Analisi sismiche eseguite e risultati per i vari comportamenti strutturali**

Per ogni modello analizzato come unica struttura globale o per ogni sottostruttura di un modello calcolato come assemblaggio di sottostrutture, la scheda di sintesi indica i tipi di analisi eseguite le cui verifiche confluiscono nei risultati degli indicatori di rischio, con distinzione fra Stato Attuale e Stato di Progetto. Le possibili analisi ed i corrispondenti comportamenti strutturali sono i seguenti:

- **Analisi cinematica**: meccanismi di collasso (cinematismi)

- **Analisi statica non lineare (pushover)**:

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio);

- b) se considerato in pushover: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico e sono considerate in pushover: capacità limite delle fondazioni.

- **Analisi sismica lineare** (con priorità per la dinamica modale rispetto alla statica lineare):

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio), se non è eseguita la pushover;

- b) se la verifica è richiesta: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello (considerato anche se è eseguita la pushover) e/o per azioni equivalenti secondo §7.2.3 e §7.8.1.5.2;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico: capacità limite delle fondazioni, se non si considera in pushover.

Per garantire coerenza fra le verifiche eseguite in analisi lineare ed i risultati dell'analisi pushover, il fattore di



comportamento  $q$  utilizzato in analisi lineare deve coincidere con  $q$  calcolato in pushover (rispettando comunque, nel caso del D.M.17.1.2018, secondo §7.3.1, il valore massimo di  $q$  tale che:  $S_{e,SLV} \geq S_{e,SLD}$ ).

### Valutazione della sicurezza

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLV), salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV: per esse quali sono richieste le verifiche anche agli stati limite di esercizio SLE (SLO e SLD), per i quali potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

L'**indicatore di rischio**  $\zeta_E$ , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.

Il calcolo dell'indicatore 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)  $q^*$  (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente)  $\leq 3.0$ , con riferimento a SLV (la relazione  $q^* \leq 4.0$  indicata in D.M. 17.1.2018 per SLC viene ricondotta a  $q^* \leq 3.0$  per SLV, dato il rapporto di (3/4) esistente fra le capacità per SLC e per SLV (EuroCodice 8, UNI EN 1998-3:2005, §C4.1.2).

Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV)  $\zeta_E$  può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

La procedura descritta subisce alcune modifiche in caso di **parametri di spettro non conformi** al reticolo sismico italiano pubblicato nel D.M. 14.1.2008.

**(a)** Se la difformità riguarda **ag**, il legame diretto tra TR e ag espresso dal reticolo non è più valido. Per tutti gli stati limite, il calcolo dell'indicatore di rischio si esegue attraverso una procedura iterativa direttamente su ag; il risultato in termini di TR si calcola in seguito facendo riferimento all'espressione proposta dal D.M. 65 del 07.03.2017:  $TR_C = TR_D \cdot (PGA_C/PGA_D)^{\eta}$

dove:  $\eta = 1/0.49$  per  $ag \geq 0.25g$ ;  $\eta = 1/0.43$  per  $0.25g \geq ag \geq 0.15g$ ;  $\eta = 1/0.356$  per  $0.15g \geq ag \geq 0.05g$ ;  $\eta = 1/0.34$  per  $0.05g \geq ag$  (ag = accelerazione massima su roccia, che viene assunta con riferimento a SLV). Per gli altri parametri di spettro, il valore viene unificato, per tutti i periodi di ritorno.

**(b)** Se la difformità riguarda **non ag ma altri parametri di spettro** (ad es. il coefficiente di suolo  $S_s$ ): i valori di ogni parametro difforme sono impostati costanti per tutti i periodi di ritorno, e la procedura iterativa viene eseguita su TR, sostituendo il valore previsto dalla Normativa con quello difforme.

**(c)** In caso di **spettro personalizzato definito per punti**, non è possibile risalire ai singoli parametri di spettro, tuttavia il valore di ancoraggio (spettro per  $T=0$ ), pari ad  $(ag \cdot S)$ , consente una procedura iterativa basata sull'accelerazione mediante la quale è possibile definire, per ogni stato limite, il valore degli indicatori di rischio. La procedura assume per ipotesi che la forma spettrale sia proporzionale ad  $(ag \cdot S)$  e che la definizione per punti dello spettro riguardi entrambe le direzioni sismiche X' e Y' (in assenza di una delle due definizioni, questa viene assunta uguale all'altra) ed un eventuale spettro in direzione Z; durante la procedura iterativa, tutti gli spettri vengono 'scalati' con il medesimo fattore di proporzionalità.

**(d)** Se la Normativa di riferimento è l'**EuroCodice**, il calcolo si limita agli indicatori di rischio in termini di PGA, con procedura iterativa analoga al punto (a) senza tuttavia valutare risultati in termini di TR.

La verifica di sicurezza per i **nuovi edifici** richiede che  $\zeta_E$  sia  $\geq 1.000$ .

Il D.M.17.1.2018 introduce livelli di sicurezza specifici per gli **edifici esistenti**, ed a tal fine è possibile fare riferimento all'indicatore  $\zeta_E$  **espresso in termini di accelerazione al suolo PGA**, preferibilmente espresso considerando gli effetti di suolo: **ag\*S** (la scelta di definizione di PGA come accelerazione su roccia ag o contenente anche gli effetti di suolo: ag\*S è definita in input nel file di Aedes.PCM).

Per gli **interventi di Miglioramento** (§8.4.2)  $\zeta_E$  può essere minore di 1.0: per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV a seguito degli interventi di miglioramento deve essere:  $\zeta_E \geq 0.600$ ; per tutti gli altri edifici,  $\zeta_E$  deve essere incrementato di almeno 0.1:  $\Delta\zeta_E \geq 0.100$ .

Per gli **interventi di Adeguamento** (§8.4.3) in alcuni casi (c) e in §8.4.3) è sufficiente che  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$ , mentre negli altri casi il livello di sicurezza uguaglia quello richiesto alle nuove costruzioni:  $\zeta_E \geq 1.000$ .

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $TR = 2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k TR^\alpha$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi  $[1, 2475]$ ; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a  $TR = 30$  anni.

La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale ( $V_{NC}$ )**, definita anche come **Tempo di intervento  $T_{INT}$** , si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile  $TR_{CLV}$ , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento  $V_{RC} (= V_{NC} * C_U)$  la probabilità di superamento  $PV_R$  definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV.

Per una valutazione del valore ottenuto per  $V_{NC}$  relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta:  $TR_{CLV} \geq 2475$  anni, si potrà considerare un valore della vita nominale  $\geq$  del limite  $V_{NC}$  riportato nella scheda (corrispondente a  $TR = 2475$  anni:  $V_{NC} \geq 2475 * -\ln(1 - PV_R) / C_U$ ).

#### **Compilazione di schede tecniche per edifici strategici.**

Le Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico, predisposte dalle Regioni (Regione Emilia-Romagna, ed altre), richiedono risultati relativi ai diversi stati limite (SLO, SLD e SLV), e l'indicatore di rischio può essere espresso in termini sia di PGA che di  $T_R$ .

In ogni caso, dal quadro di sintesi di PCM (sopra riportato) è possibile trarre i valori richiesti per la compilazione, anche qualora questa faccia riferimento alla Normativa precedente (D.M. 14.1.2008).