



COMUNE DI SALERNO

“INTERVENTI DI RIQUALIFICAZIONE E RIFUNZIONALIZZAZIONE DI SITI PER LA CREAZIONE DI ECOSISTEMI DELL’INNOVAZIONE NEL MEZZOGIORNO

- HUB DI INNOVAZIONE CITTÀ CIRCOLARE DELLA SALUTE

A4_ RELAZIONE TECNICA PROGETTO STRUTTURE



Responsabile dell'attuazione: Dott. Raffaele Lupacchini _*Direttore Settore Risorse Comunitarie e controllo di gestione*
Responsabile Unico del Procedimento: Ing. Giovanni Micillo_ *Direttore Settore Opere e Lavori Pubblici*

Gruppo di lavoro Comune di Salerno:

Arch. Filomena Daraio _ *Responsabile Ufficio di Piano e progettazione*
Arch. Silvia Napoli _ *Settore Risorse Comunitarie*
Arch. Maria Luisa Ferro_ *Ufficio di Piano e progettazione*
Ing. Fabio Campisi_ *Settore Opere e Lavori pubblici*
Geol. Ida Parisi_ *Settore Mobilità urbana, trasporti e Manutenzioni*
Geom. Lucia Ritondale_ *Ufficio di Piano e progettazione*
Geom. Antonio Gaudiano_ *Settore Manutenzione Patrimonio Edilizio*

Gruppo di lavoro Partner:

CNR IRISS (*capofila*)
Prof. Arch. Luigi Fusco Girard
Arch. Antonia Gravagnuolo
UNI Pegaso
Prof. Ing. Francesco Fabbrocino

1. Sommario

2.	Analisi pushover	4
2.1.	Tipo di analisi svolta.....	4
2.2.	Metodo di analisi.....	4
2.3.	Combinazioni di carico adottate	5
2.4.	Inquadramento normativo	6
2.5.	Parametri di progetto.....	6
3.	Descrizione dei materiali e del loro comportamento	8
3.1.	Comportamento meccanico della muratura	8
3.2.	Maschio con meccanismo a taglio	9
3.3.	Maschio con meccanismo a pressoflessione.....	9
3.4.	Muratura.....	12
3.5.	Calcestruzzo.....	12
3.6.	Acciaio armatura.....	12
4.	Combinazione delle azioni.....	13
4.1.	Note.....	13
5.	Verifiche per gli stati limite considerati.....	17
5.1.	Stato limite Collasso (SLC):	17
5.2.	Stato limite Vita (SLV):.....	17
5.3.	Stato limite di Danno (SLD):.....	18
5.4.	Stato limite di Operatività (SLO):.....	18
6.	Vulnerabilità sismica.....	19
6.1.	Dettaglio verifiche.....	20
6.2.	Sintesi dei risultati.....	23
6.2.1.	Analisi sismica n. 12 Parete 9 Sottopasso 29.....	24

6.2.2. Curva Pushover (analisi n. 12).....	24
6.2.3. Risultati vulnerabilità Sismica	24
6.3. Analisi sismica n. 20 Direzione Y	25
6.3.1. Analisi sismica n. 20 Parete 8 Sottopasso 25.....	25
6.3.2. Curva Pushover (analisi n. 20).....	25
6.3.3. Risultati vulnerabilità Sismica	26
6.4. Dettaglio verifiche.....	26
6.5. Sintesi dei risultati post operam	29
Legenda risultati.....	29
6.5.1. C.A.	29
6.5.2. Muratura.....	29
6.5.3. Legno	30
6.5.4. Acciaio	30
6.6. Analisi sismica n. 10 Direzione X	30
6.6.1. Analisi sismica n. 10 Parete 9 Sottopasso 138.....	30
6.6.2. Curva Pushover (analisi n. 10).....	31
6.6.3. Vulnerabilità Sismica.....	31
6.7. Analisi sismica n. 17 Direzione Y	32
6.7.1. Analisi sismica n. 17 Parete 6 Sottopasso 26.....	33
6.7.2. Curva Pushover (analisi n. 17).....	34
6.7.3. Vulnerabilità Sismica.....	34
I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.....	34
Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.....	34
7. DESCRIZIONE DEL MODELLO ANTE-OPERAM	35

8. ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELLO STATO ANTE OPERAM DELL'EDIFICIO	36
Analisi modale stato di fatto	36
Analisi statica non lineare (ASNL).....	37
Curva sforzo-deformazione dell'intera struttura.....	42
8.1. Riepilogo curve pushover nelle direzioni x e y.....	43
9. DESCRIZIONE DEL MODELLO POST-OPERAM	61
Analisi statica non lineare (ASNL).....	61
Riepilogo curve pushover nelle direzioni x e y.....	62
10. CONFRONTO RIASSUNTIVO DEI DIVERSI MODELLI IN TERMINI DI MULTIPLICATORE GLOBALE	78
Incrementi dei carichi globali in fondazione.....	79
11. ANALISI CINEMATICA LINEARE	82
Analisi meccanismi locali dell'edificio ante operam.....	86
Analisi meccanismi locali dell'edificio ante operam.....	88
12. INCREMENTO DEL LIVELLO DI SICUREZZA.....	89
13. CONCLUSIONI.....	89
14. Classificazione sismica della costruzione	90
Stato di fatto.....	90
Stato di progetto.....	91

2. **Analisi pushover**

2.1. Tipo di analisi svolta

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi degli edifici in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Per ciascuno degli edifici è stato seguito lo stesso metodo di analisi

2.2. Metodo di analisi

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

2.3. Combinazioni di carico adottate

Secondo le prescrizioni da normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- distribuzione proporzionale alle Forze statiche (Gruppo 1)
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2);

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio al 80% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

2.4. Inquadramento normativo

Sono stati recepiti, per le analisi di cui in seguito, i principi e le regole riportate nelle normative seguenti:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Circolare applicativa n°7 del 21 gennaio 2019

2.5. Parametri di progetto

Per la definizione dell'azione sismica si fa riferimento a:

- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica: T2
- Vita nominale: Opere ordinarie $VN \geq 50$ anni
- Classe d'uso II - Edifici ordinari, industrie non pericolose, ponti secondari

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche.

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato (TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla “Classe del suolo” e dalla “categoria topografica” (vedere tabella).

	Ag [m/s ²]	F0	Tc* [s]	Tr	Ss	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]
SLC	1.82	2.45	0.29	975.00	1.20	0.14	0.41	2.34
SLV	1.44	2.46	0.28	475.00	1.20	0.13	0.40	2.19
SLD	0.61	2.55	0.27	50.00	1.20	0.13	0.39	1.85
SLO	0.50	2.53	0.26	30.00	1.20	0.12	0.37	1.80

3. Descrizione dei materiali e del loro comportamento

3.1. Comportamento meccanico della muratura

Le proprietà meccaniche del materiale muratura sono definite in modo da individuarne al meglio il comportamento in campo non lineare.

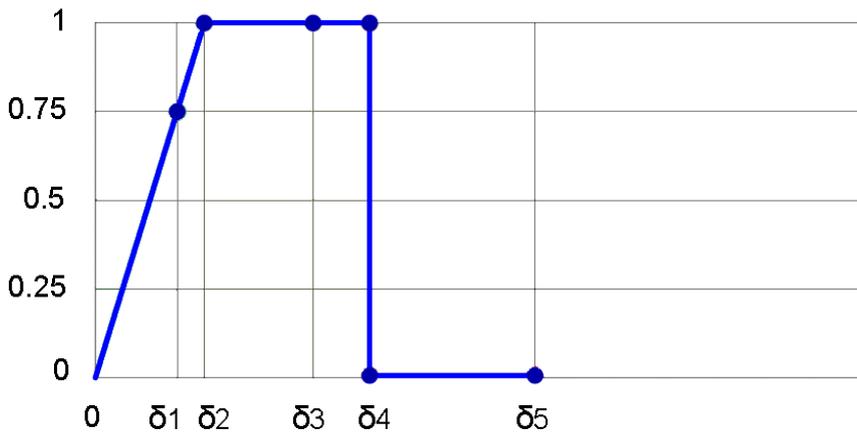
Le caratteristiche principali sono:

- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δu) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello
- Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento delle condizioni limite senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza pressoflessione e taglio.

Il comportamento dei maschi murari associati ai meccanismi di taglio e pressoflessione può essere descritto attraverso diversi tratti che rappresentano i progressivi livelli di danno.

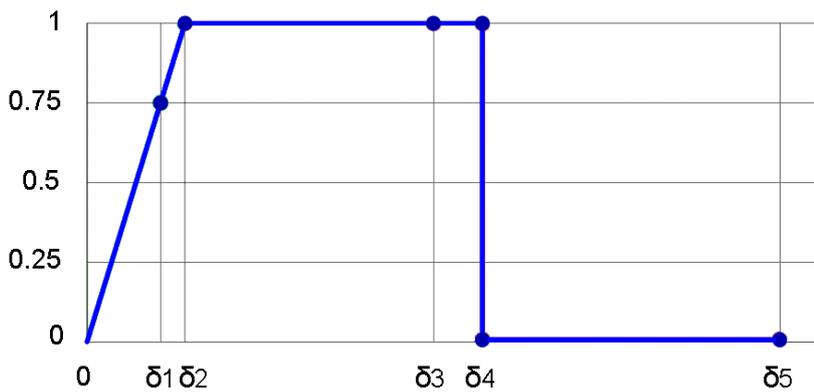
3.2. Maschio con meccanismo a taglio



Il comportamento del maschio murario a taglio si può descrivere attraverso i seguenti tratti, rappresentativi dei progressivi livelli di danno relativi al diagramma precedente:

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

3.3. Maschio con meccanismo a pressoflessione



Il comportamento del maschio murario a pressoflessione, invece, si può descrivere attraverso i seguenti tratti:

0 - δ_1	elasticità
δ_1 - δ_2	incipiente di plasticità
δ_2 - δ_3	plastico per pressoflessione
δ_3 - δ_4	incipiente rottura per pressoflessione
δ_4 - δ_5	rottura per pressoflessione
δ_5 - ∞	crisi grave

Alcuni tra questi livelli di rottura sono necessari per descrivere con maggiore cura il progredire della crisi permettendo una più accurata previsione degli interventi e del livello di degrado della muratura:

- Incipiente plasticità: Quando un elemento si trova ancora in campo elastico ma è prossimo alla plasticità
- Incipiente rottura: Quando un elemento è in campo plastico ma è prossimo alla rottura
- Crisi grave: Quando in seguito alla rottura dell'elemento le deformazioni diventano talmente significative da poter generare un crollo locale.

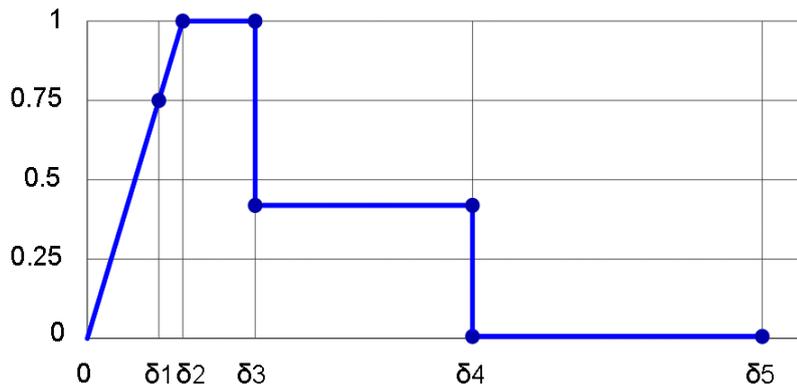
Il software mette a disposizione tre categorie di legame:

- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)
- Con resistenza pari al valore residuo (Legame bilineare)
- Priva di resistenza residua

Tra queste le categorie di legame utilizzate all'interno del progetto in esame sono:

- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)

Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)



Questo tipo di legame è definito nella circolare al §C8.7.1.3.1 assumendo:

δ_1 : $0.75 * \delta_2$

δ_2 : deformazione in corrispondenza del limite elastico definito dalla rigidezza e resistenza limite

δ_3 : 0.005

δ_4 : 0.015

δ_5 : $2 * \delta_4$ Questa deformazione rappresenta lo stato di “crisi grave” non direttamente richiesta nella normativa ma utile come avviso per il progettista.

Nome	Tipo	Colore
CLS_esistente	Calcestruzzo	
Acciaio_esistente	Acciaio armatura	
Muratura_esistente	Muratura	

3.4. Muratura

Nome	Condizione del materiale	Tipo legame	E [kN/m ²]	Eh [kN/m ²]	G [kN/m ²]	Peso specifico [kg/m ³]	f _m [kN/m ²]
Muratura_esistente	Esistente	Muratura regolare esistente (Mohr/Columb - Mann/Muller)	1,400,000.00	1,400,000.00	350,000.00	1,200	2,000.00

Condizione del materiale: Esistente

Tipo legame: Muratura regolare esistente (Mohr/Columb - Mann/Muller)

Nome	f _k [kN/m ²]	f _b [kN/m ²]	f _{v0} [kN/m ²]	φ	μ
Muratura_esistente	2,000.00	1,666.67	100.00	0.50	0.58

Nome	f _{bt} [kN/m ²]	FC	γ _m	f _{hm} [kN/m ²]	Indice ingranamento	Indice coesione
Muratura_esistente	416.67	1.20	3.00	-	-	-

3.5. Calcestruzzo

Nome	E [kN/m ²]	G [kN/m ²]	Peso specifico [kg/m ³]	f _{cm} [kN/m ²]	f _{ck} [kN/m ²]	γ _c	α _{cc}
CLS_esistente	27,275,910.16	11,364,961.91	2,500	17,083.33	12,500.00	1.00	8.50

3.6. Acciaio armatura

Nome	E [kN/m ²]	G [kN/m ²]	Peso specifico [kg/m ³]	f _{ym} [kN/m ²]	f _{yk} [kN/m ²]	γ _s
Acciaio_esistente	210,000,000.00	87,500,000.00	7,700	400,555.85	552,767.03	1.00

4. Combinazione delle azioni

Carico Sismico:

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione [Norme Tecniche 2018 §2.5.3].

$$E + G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Carico Statico:

La verifica allo stato limite ultimo per carichi statici viene condotta con la seguente combinazione dei carichi.

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q \Psi_0 Q_k$$

dove:

E	azione sismica per lo stato limite in esame;
G _{k1}	peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G _{k2}	peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
Q _{Ki}	valore caratteristico della azione variabile;
Ψ ₂	coefficiente di combinazione;
Ψ ₀	coefficiente di combinazione per i carichi variabili
γ _{G1} ; γ _{G2} ; γ _Q	coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2018 Tabella 2.5.1].

4.1. Note

CDM : Considera solo contributo dinamico della massa

N. Solaio	Gk1 [kN/m2]	Gk2 [kN/m2]	Qk [kN/m2]	Carico dominante	ψ_0	ψ_2
99	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
100	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
101	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
102	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
103	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
104	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
105	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
106	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
35	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
36	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
37	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
38	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
39	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
40	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
41	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
80	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
81	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
83	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
85	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
86	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
87	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
89	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
90	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
92	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
93	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
94	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
95	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
96	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
97	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
98	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
57	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30

58	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
59	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
75	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
76	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
77	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
78	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30
79	1.96	3.20	2.00	Si	1.00	0.30

N. Balconi	Gk1 [kN/m2]	Gk2 [kN/m2]	Qk [kN/m2]	Carico dominante	ψ_0	ψ_2
2	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
3	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
4	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
5	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
6	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
7	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
8	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
9	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
10	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
11	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
12	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
13	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
14	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
15	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
16	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
17	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00
18	2.00	2.50	4.00	Si	1.00	0.00

N. Falda	Gk1 [kN/m2]	Gk2 [kN/m2]	Qk [kN/m2]	Carico dominante	ψ_0	ψ_2
17	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
1	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
2	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00

3	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
4	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
7	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
8	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
9	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
10	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
11	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
12	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
13	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
14	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
15	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00
16	1.18	1.30	2.00	Si	1.00	0.00

5. Verifiche per gli stati limite considerati

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

5.1. Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al minore tra:

- 1) il valore del taglio di base residuo pari all'80% di quello massimo
- 2) il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

$$q^* < 4.0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

5.2. Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLV} : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0.75 \cdot D_u^{SLC}$.

$$q^* < 3.0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

5.3. Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_u^{SLD} : Spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC
- 2) quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parte 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 0.7500 del taglio di base massimo)

5.4. Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_u^{SLO} : Spostamento pari a 0.6670 di quello allo SLD.

6. Vulnerabilità sismica

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α (α_{SLC} , α_{SLV} , α_{SLD} , α_{SLO}). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} ;$$

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ;$$

$$\alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ;$$

$$\alpha_{SLO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

- PGA_{CLC} : accelerazione di capacità corrispondente a SLC
- PGA_{CLV} : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- PGA_{CLD} : accelerazione di capacità corrispondente a SLD
- PGA_{CLO} : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

- PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC
- PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- PGA_{DLD} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD
- PGA_{DLO} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

6.1. Dettaglio verifiche

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [mm]	Dmax SLC [mm]	Du SLC [mm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [mm]	Du SLV [mm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0	38.99	24.81	3.71	No	30.16	18.61	2.87	No
2	+X	Forze statiche	0	45.42	24.77	4.17	No	35.13	18.58	3.23	No
3	-X	Uniforme	0	37.04	22.91	3.69	No	28.65	17.19	2.85	No
4	-X	Forze statiche	0	45.51	26.92	3.63	No	35.20	20.19	2.81	No
5	+Y	Uniforme	0	36.76	22.79	3.53	No	28.43	17.09	2.73	No
6	+Y	Forze statiche	0	43.68	25.76	3.82	No	33.78	19.32	2.96	No
7	-Y	Uniforme	0	32.43	22.97	3.34	No	25.21	17.23	2.66	No
8	-Y	Forze statiche	0	39.30	25.97	3.89	No	30.39	19.48	3.01	No
9	+X	Uniforme	845	38.84	23.83	3.75	No	30.04	17.87	2.90	No
10	+X	Uniforme	-845	39.16	24.78	3.76	No	30.29	18.58	2.91	No
11	+X	Forze statiche	845	45.21	26.81	4.17	No	34.97	20.11	3.22	No
12	+X	Forze statiche	-845	45.61	23.74	4.16	No	35.28	17.80	3.21	No
13	-X	Uniforme	845	36.86	22.94	3.69	No	28.51	17.20	2.85	No
14	-X	Uniforme	-845	37.23	22.92	3.68	No	28.80	17.19	2.84	No
15	-X	Forze statiche	845	45.40	26.95	3.63	No	35.11	20.21	2.81	No
16	-X	Forze statiche	-845	45.67	26.89	3.57	No	35.32	20.17	2.76	No
17	+Y	Uniforme	1,403	36.64	21.15	3.61	No	28.34	15.86	2.79	No
18	+Y	Uniforme	-1,403	37.08	19.42	3.49	No	28.68	14.57	2.70	No
19	+Y	Forze statiche	1,403	43.27	24.22	3.97	No	33.47	18.16	3.07	No
20	+Y	Forze statiche	-1,403	43.66	22.20	3.89	No	33.77	16.65	3.01	No
21	-Y	Uniforme	1,403	32.36	20.32	3.52	No	25.15	15.24	2.80	No
22	-Y	Uniforme	-1,403	32.11	19.62	3.41	No	24.95	14.72	2.71	No
23	-Y	Forze statiche	1,403	39.52	24.57	4.05	No	30.56	18.43	3.14	No
24	-Y	Forze statiche	-1,403	39.15	23.53	3.94	No	30.28	17.65	3.04	No

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [mm]	Dmax SLD [mm]	Dd SLD [mm]	SLD ver.	Dmax SLO [mm]	Do SLO [mm]	SLO ver.
1	+X	Uniforme	0	12.78	8.87	No	10.16	5.92	No
2	+X	Forze statiche	0	14.89	8.87	No	11.83	5.92	No
3	-X	Uniforme	0	12.14	10.05	No	9.65	6.70	No
4	-X	Forze statiche	0	14.92	10.89	No	11.85	7.26	No
5	+Y	Uniforme	0	12.05	8.82	No	9.57	5.88	No
6	+Y	Forze statiche	0	14.32	9.79	No	11.38	6.53	No
7	-Y	Uniforme	0	10.75	9.25	No	8.61	6.17	No
8	-Y	Forze statiche	0	12.88	8.85	No	10.23	5.90	No
9	+X	Uniforme	845	12.73	8.89	No	10.11	5.93	No
10	+X	Uniforme	-845	12.84	8.86	No	10.20	5.91	No
11	+X	Forze statiche	845	14.82	8.89	No	11.77	5.93	No
12	+X	Forze statiche	-845	14.95	10.97	No	11.88	7.32	No
13	-X	Uniforme	845	12.08	9.99	No	9.60	6.66	No
14	-X	Uniforme	-845	12.21	10.12	No	9.70	6.75	No
15	-X	Forze statiche	845	14.88	10.91	No	11.82	7.27	No
16	-X	Forze statiche	-845	14.97	10.87	No	11.89	7.25	No
17	+Y	Uniforme	1,403	12.01	8.95	No	9.54	5.97	No
18	+Y	Uniforme	-1,403	12.16	9.67	No	9.66	6.45	No
19	+Y	Forze statiche	1,403	14.19	10.91	No	11.27	7.28	No
20	+Y	Forze statiche	-1,403	14.31	9.66	No	11.37	6.44	No
21	-Y	Uniforme	1,403	10.71	8.75	No	8.59	5.84	No
22	-Y	Uniforme	-1,403	10.60	7.78	No	8.54	5.19	No
23	-Y	Forze statiche	1,403	12.96	9.75	No	10.29	6.50	No
24	-Y	Forze statiche	-1,403	12.83	8.73	No	10.20	5.82	No

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [mm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0	0.636	0.617	0.694	0.583
2	+X	Forze statiche	0	0.545	0.529	0.596	0.500
3	-X	Uniforme	0	0.619	0.600	0.828	0.695
4	-X	Forze statiche	0	0.592	0.574	0.730	0.613
5	+Y	Uniforme	0	0.620	0.601	0.732	0.614
6	+Y	Forze statiche	0	0.590	0.572	0.684	0.574
7	-Y	Uniforme	0	0.714	0.688	0.861	0.716
8	-Y	Forze statiche	0	0.661	0.641	0.687	0.577
9	+X	Uniforme	845	0.614	0.595	0.698	0.586
10	+X	Uniforme	-845	0.633	0.614	0.690	0.579
11	+X	Forze statiche	845	0.593	0.575	0.600	0.503
12	+X	Forze statiche	-845	0.520	0.505	0.734	0.616
13	-X	Uniforme	845	0.622	0.604	0.827	0.694
14	-X	Uniforme	-845	0.616	0.597	0.829	0.696
15	-X	Forze statiche	845	0.594	0.576	0.733	0.615
16	-X	Forze statiche	-845	0.589	0.571	0.726	0.609
17	+Y	Uniforme	1,403	0.577	0.560	0.745	0.625
18	+Y	Uniforme	-1,403	0.524	0.508	0.795	0.668
19	+Y	Forze statiche	1,403	0.560	0.543	0.769	0.646
20	+Y	Forze statiche	-1,403	0.508	0.493	0.675	0.567
21	-Y	Uniforme	1,403	0.635	0.612	0.819	0.680
22	-Y	Uniforme	-1,403	0.619	0.597	0.736	0.607
23	-Y	Forze statiche	1,403	0.622	0.603	0.753	0.632
24	-Y	Forze statiche	-1,403	0.601	0.583	0.680	0.571

Dalla tabella riassuntiva dei risultati sopra riportata si desume che le verifiche risultano non soddisfatte, le analisi più significative sono la n°. 12 e la n°. 20 , rispettivamente per le direzioni X ed Y .

La scelta di tali analisi come analisi “significative” è fatta in base alla ricerca del minore valore del parametro di vulnerabilità sismica.

Riportiamo qui di seguito i dettagli delle analisi sopra citate.

6.2. Sintesi dei risultati

Legenda risultati

C.A.

Integro
Rottura per taglio
Plastico presso flessione
Rottura presso flessione
Rottura per compressione
Rottura per trazione
Rottura per taglio

Legno

Integro
Rottura presso flessione
Rottura per compressione
Rottura per trazione

Acciaio

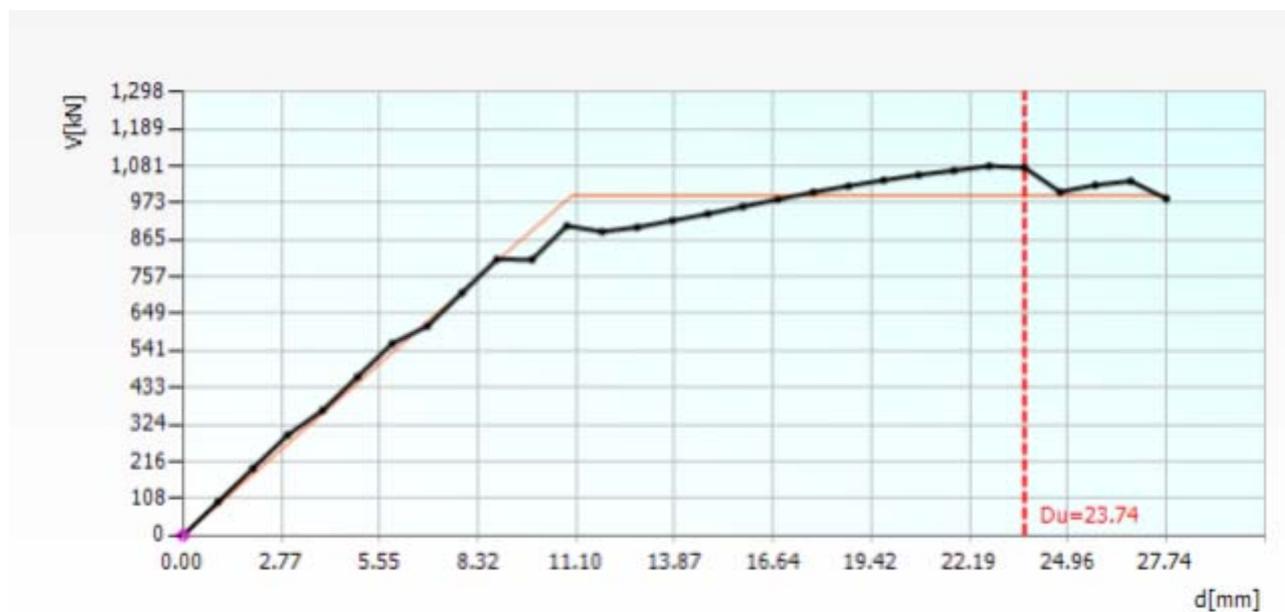
Integro
Plastico presso flessione
Plastico per compressione
Plastico per trazione
Elemento non efficace
Ritorno in fase elastica

Muratura

Integro
Incipiente plasticità
Plastico per taglio
Incipiente rottura per taglio
Rottura per taglio
Plastico presso flessione
Incipiente rottura presso flessione
Rottura presso flessione
Crisi grave
Rottura per compressione
Rottura per trazione
Rottura in fase elastica
Elemento non efficace

6.2.1. Analisi sismica n. 12 Parete 9 Sottopasso 29

6.2.2. Curva Pushover (analisi n. 12)



6.2.3. Risultati vulnerabilità Sismica

	TRc				TR=cost						
	TR C	TR D	α TR	PGA D	PGA C	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA	PGA	C	α PGA
				[m/s ²]	(TR)			(TR)	[m/s ²]		
SLC	177	975	0.1815	1.82	1.00	2.49	0.28	0.5494	0.95		0.5204
SLV	81	475	0.1705	1.44	0.73	2.54	0.28	0.5089	0.73		0.5047
SLD	< 30	50	< 0.6000	0.61	0.50	2.53	0.26	0.8252	0.44		0.7340
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.50	0.50	2.53	0.26	1.0000	0.31		0.6162

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

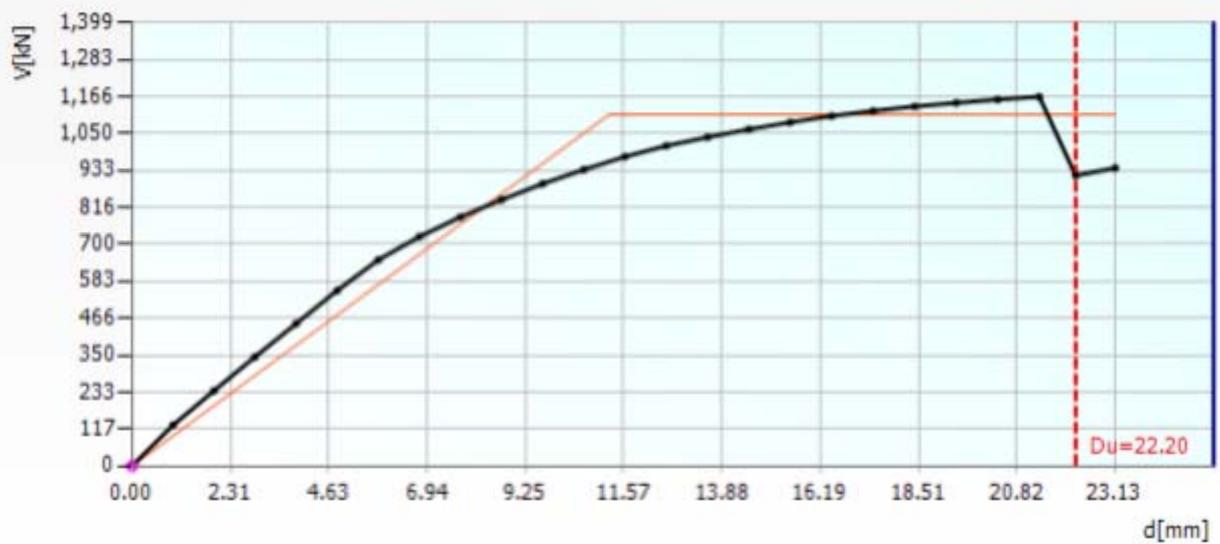
Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc					TR=cost				
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	CF0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	C α PGA
SLC	177	975	0.1815	2.62	1.44	2.49	0.28	0.5494	1.36	0.5204
SLV	81	475	0.1705	2.07	1.06	2.54	0.28	0.5089	1.05	0.5047
SLD	< 30	50	< 0.6000	0.87	0.72	2.53	0.26	0.8252	0.64	0.7340
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.72	0.72	2.53	0.26	1.0000	0.44	0.6162

6.3. Analisi sismica n. 20 Direzione Y

6.3.1. *Analisi sismica n. 20 Parete 8 Sottopasso 25*

6.3.2. *Curva Pushover (analisi n. 20)*



6.3.3. Risultati vulnerabilità Sismica

	TRc				TR=cost					
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	165	975	0.1692	1.82	0.97	2.50	0.28	0.5343	0.92	0.5085
SLV	77	475	0.1621	1.44	0.72	2.54	0.28	0.4993	0.71	0.4931
SLD	< 30	50	< 0.6000	0.61	0.50	2.53	0.26	0.8252	0.41	0.6748
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.50	0.50	2.53	0.26	1.0000	0.28	0.5666

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc				TR=cost					
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	165	975	0.1692	2.62	1.40	2.50	0.28	0.5343	1.33	0.5085
SLV	77	475	0.1621	2.07	1.04	2.54	0.28	0.4993	1.02	0.4931
SLD	< 30	50	< 0.6000	0.87	0.72	2.53	0.26	0.8252	0.59	0.6748
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.72	0.72	2.53	0.26	1.0000	0.41	0.5666

lerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

6.4. Dettaglio verifiche

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [mm]	Dmax SLC [mm]	Du SLC [mm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [mm]	Du SLV [mm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0	43.05	35.75	2.24	No	33.29	26.81	1.73	No
2	+X	Forze statiche	0	49.74	43.74	2.57	No	38.47	32.80	1.99	No
3	-X	Uniforme	0	45.01	36.94	2.10	No	34.81	27.71	1.63	No
4	-X	Forze statiche	0	44.08	46.93	3.11	Si	34.09	35.20	2.41	Si
5	+Y	Uniforme	0	35.26	26.75	3.45	No	27.27	20.06	2.67	No
6	+Y	Forze statiche	0	41.42	33.77	3.78	No	32.03	25.33	2.92	No
7	-Y	Uniforme	0	31.01	28.07	3.26	No	24.05	21.06	2.59	No
8	-Y	Forze statiche	0	38.05	34.05	3.83	No	29.43	25.54	2.96	No
9	+X	Uniforme	845	42.78	34.79	2.28	No	33.09	26.09	1.76	No
10	+X	Uniforme	-845	43.17	34.72	2.26	No	33.39	26.04	1.75	No
11	+X	Forze statiche	845	46.49	43.77	2.81	No	35.96	32.83	2.18	No
12	+X	Forze statiche	-845	50.00	43.71	2.55	No	38.67	32.78	1.97	No
13	-X	Uniforme	845	44.74	35.98	2.14	No	34.60	26.98	1.66	No
14	-X	Uniforme	-845	45.09	37.91	2.07	No	34.88	28.43	1.60	No
15	-X	Forze statiche	845	45.34	45.97	3.00	Si	35.07	34.48	2.32	No
16	-X	Forze statiche	-845	44.12	47.90	3.11	Si	34.13	35.93	2.41	Si
17	+Y	Uniforme	1,403	35.15	25.24	3.58	No	27.21	18.93	2.77	No
18	+Y	Uniforme	-1,403	34.89	26.22	3.56	No	27.05	19.66	2.77	No
19	+Y	Forze statiche	1,403	41.35	31.43	3.89	No	31.98	23.57	3.01	No
20	+Y	Forze statiche	-1,403	41.31	30.12	3.87	No	31.95	22.59	3.00	No
21	-Y	Uniforme	1,403	31.26	27.56	3.40	No	24.25	20.67	2.71	No
22	-Y	Uniforme	-1,403	30.80	26.60	3.26	No	23.87	19.95	2.59	No
23	-Y	Forze statiche	1,403	38.65	32.62	3.87	No	29.89	24.46	2.99	No
24	-Y	Forze statiche	-1,403	37.43	33.47	3.92	No	28.95	25.10	3.03	No

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [mm]	Dmax SLD [mm]	Dd SLD [mm]	SLD ver.	Dmax SLO [mm]	Do SLO [mm]	SLO ver.
----	------------	----------------	--------------	---------------------	----------------	-------------	---------------------	----------------	-------------

1	+X	Uniforme	0	14.11	17.80	Si	11.21	11.87	Si
2	+X	Forze statiche	0	16.31	19.38	Si	12.95	12.92	No
3	-X	Uniforme	0	14.76	21.39	Si	11.72	14.27	Si
4	-X	Forze statiche	0	14.45	14.17	No	11.48	9.45	No
5	+Y	Uniforme	0	11.56	10.22	No	9.18	6.81	No
6	+Y	Forze statiche	0	13.58	9.80	No	10.79	6.54	No
7	-Y	Uniforme	0	10.09	8.87	No	8.22	5.92	No
8	-Y	Forze statiche	0	12.47	8.86	No	9.91	5.91	No
9	+X	Uniforme	845	14.03	18.77	Si	11.14	12.52	Si
10	+X	Uniforme	-845	14.15	19.07	Si	11.24	12.72	Si
11	+X	Forze statiche	845	15.24	16.52	Si	12.11	11.02	No
12	+X	Forze statiche	-845	16.39	19.59	Si	13.02	13.06	Si
13	-X	Uniforme	845	14.67	20.89	Si	11.65	13.93	Si
14	-X	Uniforme	-845	14.78	21.76	Si	11.74	14.51	Si
15	-X	Forze statiche	845	14.86	13.91	No	11.81	9.28	No
16	-X	Forze statiche	-845	14.47	14.18	No	11.49	9.46	No
17	+Y	Uniforme	1,403	11.53	9.81	No	9.16	6.55	No
18	+Y	Uniforme	-1,403	11.47	8.69	No	9.11	5.79	No
19	+Y	Forze statiche	1,403	13.56	10.62	No	10.77	7.08	No
20	+Y	Forze statiche	-1,403	13.54	9.64	No	10.76	6.43	No
21	-Y	Uniforme	1,403	10.21	8.59	No	8.31	5.73	No
22	-Y	Uniforme	-1,403	9.99	7.78	No	8.13	5.19	No
23	-Y	Forze statiche	1,403	12.67	9.99	No	10.07	6.66	No
24	-Y	Forze statiche	-1,403	12.27	9.54	No	9.75	6.37	No

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [mm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0	0.830	0.805	1.262	1.059

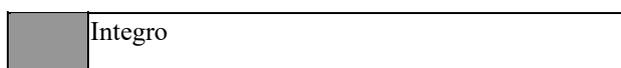
2	+X	Forze statiche	0	0.879	0.853	1.188	0.998
3	-X	Uniforme	0	0.821	0.796	1.450	1.217
4	-X	Forze statiche	0	1.065	1.032	0.980	0.823
5	+Y	Uniforme	0	0.759	0.736	0.884	0.742
6	+Y	Forze statiche	0	0.815	0.791	0.722	0.606
7	-Y	Uniforme	0	0.908	0.879	0.884	0.720
8	-Y	Forze statiche	0	0.895	0.868	0.711	0.597
9	+X	Uniforme	845	0.813	0.788	1.338	1.123
10	+X	Uniforme	-845	0.804	0.780	1.348	1.132
11	+X	Forze statiche	845	0.941	0.913	1.084	0.910
12	+X	Forze statiche	-845	0.874	0.848	1.195	1.003
13	-X	Uniforme	845	0.804	0.780	1.424	1.196
14	-X	Uniforme	-845	0.841	0.815	1.472	1.236
15	-X	Forze statiche	845	1.014	0.983	0.936	0.786
16	-X	Forze statiche	-845	1.086	1.053	0.980	0.823
17	+Y	Uniforme	1,403	0.718	0.696	0.851	0.714
18	+Y	Uniforme	-1,403	0.752	0.727	0.758	0.636
19	+Y	Forze statiche	1,403	0.760	0.737	0.784	0.658
20	+Y	Forze statiche	-1,403	0.729	0.707	0.712	0.598
21	-Y	Uniforme	1,403	0.885	0.856	0.847	0.690
22	-Y	Uniforme	-1,403	0.868	0.840	0.784	0.638
23	-Y	Forze statiche	1,403	0.844	0.818	0.788	0.662
24	-Y	Forze statiche	-1,403	0.894	0.867	0.778	0.653

6.5. Sintesi dei risultati post operam

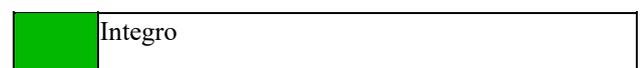
Di seguito sono state riportate le analisi più gravose.

Legenda risultati

6.5.1. C.A.



6.5.2. Muratura



	Rottura per taglio
	Plastico presso flessione
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura per taglio

6.5.3. Legno

	Integro
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione

6.5.4. Acciaio

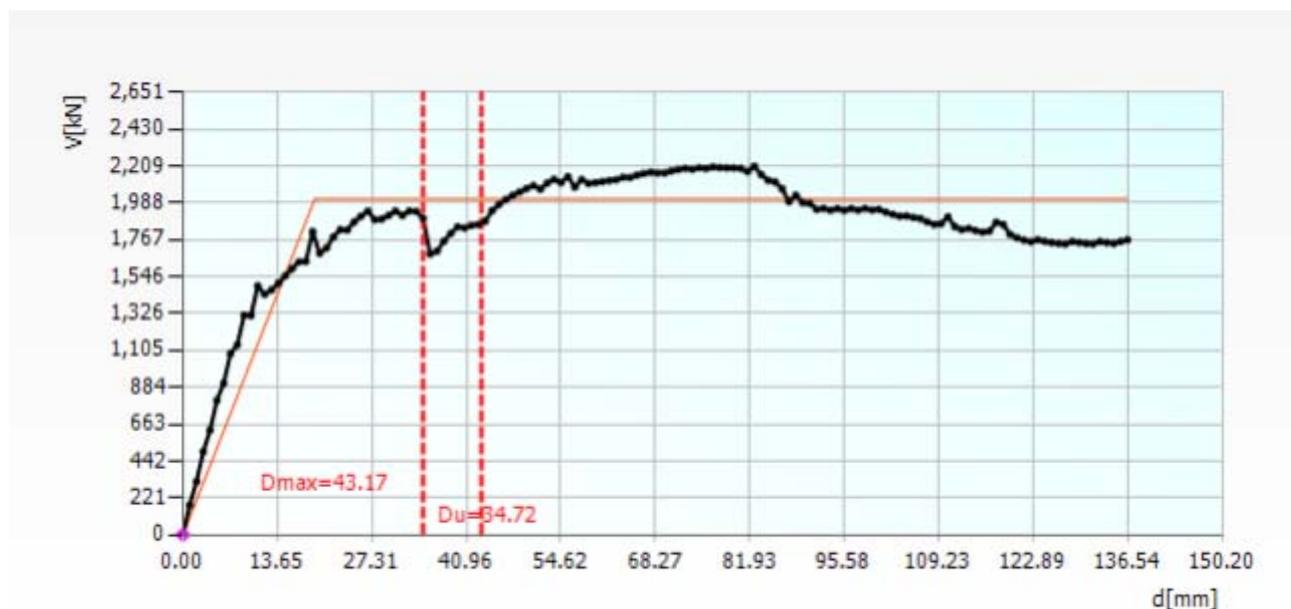
	Integro
	Plastico presso flessione
	Plastico per compressione
	Plastico per trazione
	Elemento non efficace
	Ritorno in fase elastica

	Incipiente plasticità
	Plastico per taglio
	Incipiente rottura per taglio
	Rottura per taglio
	Plastico presso flessione
	Incipiente rottura presso flessione
	Rottura presso flessione
	Crisi grave
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura in fase elastica
	Elemento non efficace

6.6. Analisi sismica n. 10 Direzione X

6.6.1. Analisi sismica n. 10 Parete 9 Sottopasso 138

6.6.2. Curva Pushover (analisi n. 10)



6.6.3. Vulnerabilità Sismica

	TRc				TR=cost					
	TR C	TR D	α TR	PGA [m/s ²]	D PGA (TR) [m/s ²]	CF0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA [m/s ²]	C α PGA
SLC	561	975	0.5754	1.82	1.52	2.46	0.29	0.8359	1.46	0.8042
SLV	267	475	0.5621	1.44	1.17	2.47	0.28	0.8099	1.12	0.7799
SLD	113	50	2.2600	0.61	0.83	2.53	0.28	1.3738	0.82	1.3477
SLO	43	30	1.4333	0.50	0.57	2.55	0.27	1.1451	0.57	1.1315

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

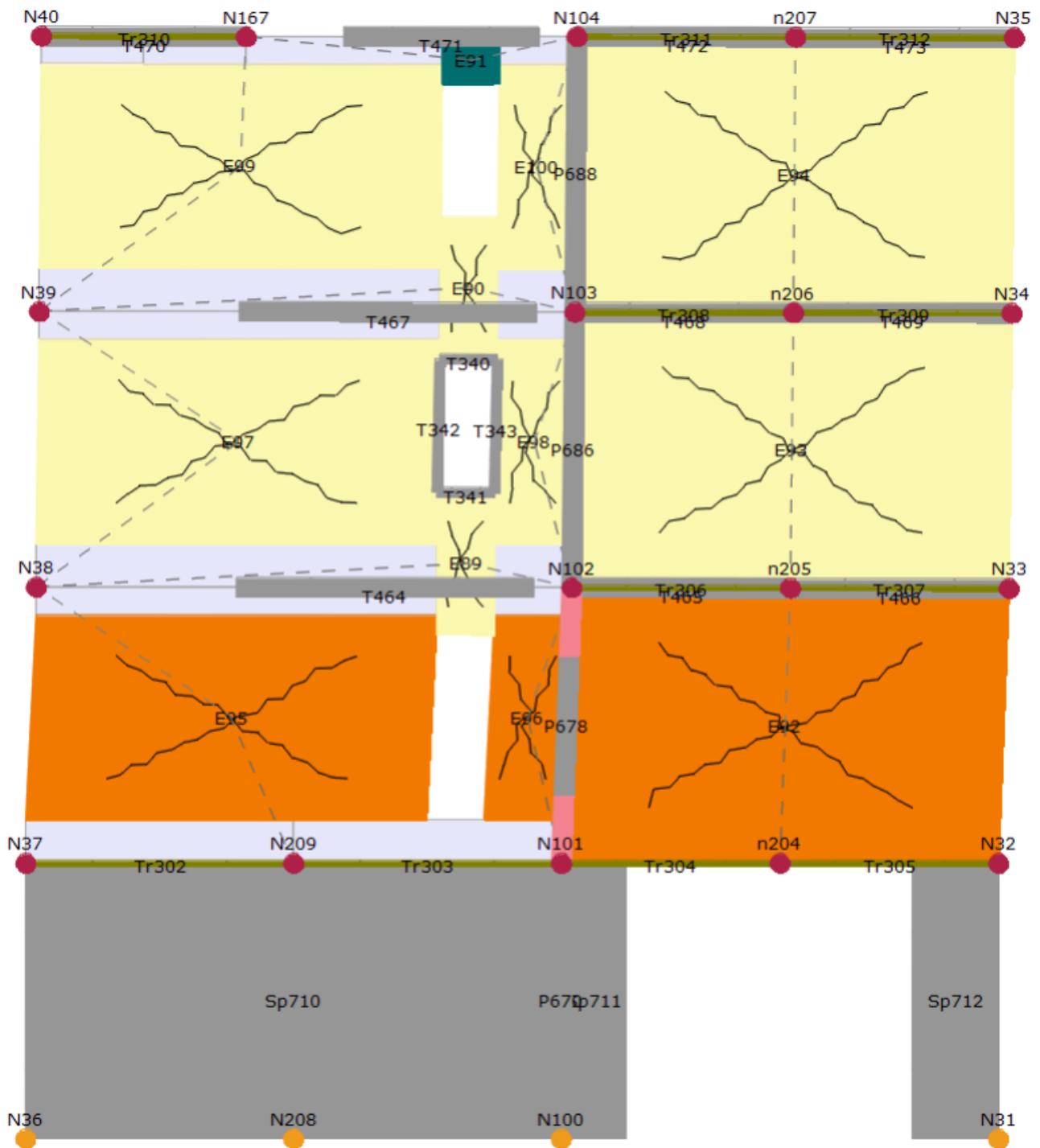
Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc				TR=cost					
	TR C	TR D	α TR	PGA [m/s ²]	D PGA (TR) [m/s ²]	CF0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA [m/s ²]	C α PGA
SLC	561	975	0.5754	2.62	2.19	2.46	0.29	0.8359	2.11	0.8042

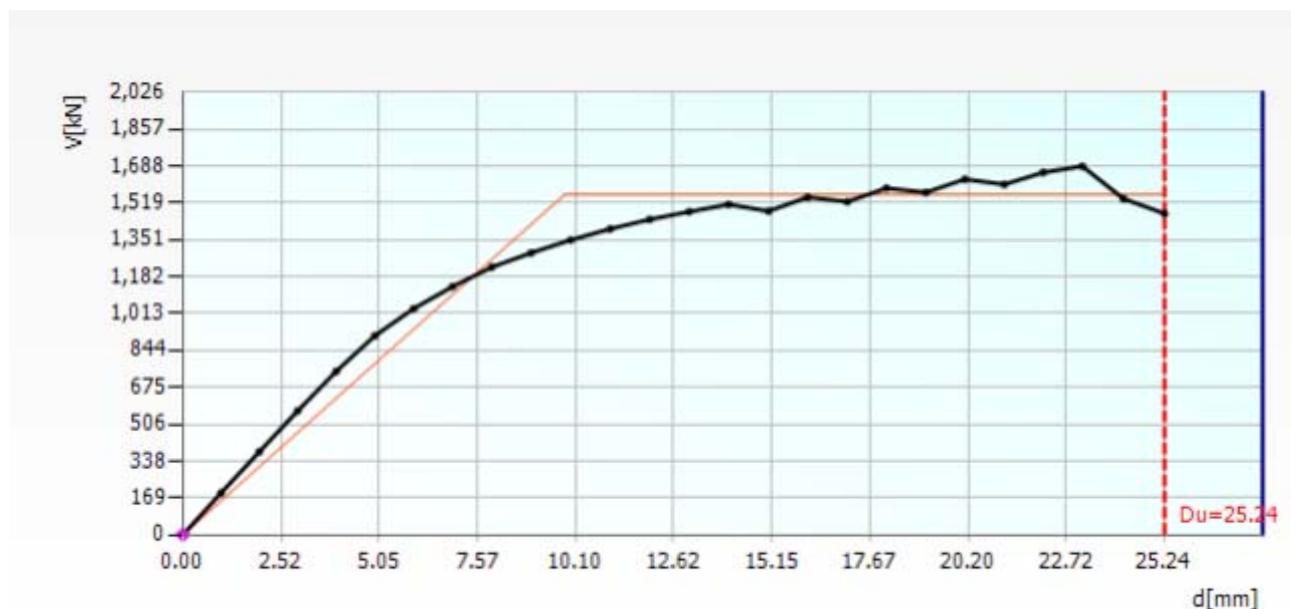
SLV	267	475	0.5621	2.07	1.68	2.47	0.28	0.8099	1.62	0.7799
SLD	113	50	2.2600	0.87	1.20	2.53	0.28	1.3738	1.18	1.3477
SLO	43	30	1.4333	0.72	0.82	2.55	0.27	1.1451	0.82	1.1315

6.7. Analisi sismica n. 17 Direzione Y

6.7.1. Analisi sismica n. 17 Parete 6 Sottopasso 26



6.7.2. Curva Pushover (analisi n. 17)



6.7.3. Vulnerabilità Sismica

	TRc				TR=cost					
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	CF0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA [m/s ²]	C α PGA
SLC	435	975	0.4462	1.82	1.39	2.46	0.28	0.7674	1.31	0.7183
SLV	195	475	0.4105	1.44	1.04	2.48	0.28	0.7214	1.00	0.6959
SLD	40	50	0.8000	0.61	0.56	2.54	0.26	0.9191	0.52	0.8509
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.50	0.50	2.53	0.26	1.0000	0.36	0.7144

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc				TR=cost					
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	CF0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA [m/s ²]	C α PGA
SLC	435	975	0.4462	2.62	2.01	2.46	0.28	0.7674	1.88	0.7183
SLV	195	475	0.4105	2.07	1.50	2.48	0.28	0.7214	1.44	0.6959

SLD	40	50	0.8000	0.87	0.80	2.54	0.26	0.9191	0.74	0.8509
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.72	0.72	2.53	0.26	1.0000	0.51	0.7144

Analisi sismica n. 12 Direzione X

Analisi sismica n. 20 Direzione Y

Stato limite	α PGA (TR)	α TR	α PGA (TR)	α TR
SLC	0.5494	0.1815	0.5343	0.1692

(*) Tutti i valori di α_{TR} sono da ritenersi calcolati come $\alpha_{TR}=TR_C/TR_D$ (privi di qualsiasi esponente correttivo).

In base alla tipologia di edificio si assume $\zeta_{E_lim}= 1.000$

La verifica non risulta superata, la condizione più gravosa si ha in corrispondenza della direzione [Y] del sisma.

Nella presente sezione sono riportati gli esiti delle verifiche sismiche globali e locali sulla struttura in esame. In particolare, nel seguito, si procederà alla descrizione del modello di calcolo, dei risultati dell'analisi globali e dell'analisi dei meccanismi locali.

7. DESCRIZIONE DEL MODELLO ANTE-OPERAM

Nel presente paragrafo, si descrive il modello analizzato nel software di calcolo 3Muri con la rappresentazione delle varie pareti che descrivono il corpo strutturale in esame.

Nella maggior parte dei casi le pareti mostrano una distribuzione regolare delle aperture; nei casi di non allineamento si è tenuto conto di una opportuna diffusione delle tensioni in modo da simulare realisticamente le porzioni di fasce. Agli orizzontamenti si riconosce il ruolo di riportare alle pareti verticali i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti d'incidenza.

NOTA BENE:

Per definire correttamente la reale rigidezza (flessibile e/o rigida) degli orizzontamenti, la modellazione dei solai è stata eseguita utilizzando elementi finiti ortotropi a comportamento membranale. Il carico gravante sui solai (per ciascuna tipologia), come derivante dall'analisi dei carichi, è stato opportunamente applicato in modo tale che la risultante rispettivamente delle masse eccitabili dinamicamente e delle forze sismiche fosse corretta.

Il legame costitutivo degli elementi resistenti (maschi e fasce) è stato valutato, come da Normativa, di tipo bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico definiti considerando sia la risposta flessionale che a taglio.

E' noto che una non perfetta conoscenza del posizionamento delle masse può portare a sottostimare le sollecitazioni sulla struttura legate agli effetti torsionali: infatti, è proprio la crescente eccentricità presente tra centro delle masse e centro delle rigidezze ad enfatizzare quest'aspetto.

Le norme propongono quindi di considerare un'eccentricità accidentale da applicare al centro delle masse di ogni piano della struttura.

L'eccentricità accidentale sarà pari a $\pm 5\%$ della massima dimensione del piano considerato dell'edificio in direzione perpendicolare all'azione del sisma

Nella verifica allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello viene assunto pari a 0,4% dell'altezza del pannello per rotture a taglio, e pari a 0,6% per rotture a pressoflessione.

8. ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELLO STATO ANTE OPERAM DELL'EDIFICIO

Analisi modale stato di fatto

E' stata condotta preliminarmente l'analisi modale al fine di valutare i periodi propri della struttura e ricavare gli autovettori associati.

Una prima indicazione sul comportamento della struttura può essere desunta dall'analisi modale: si individuano i modi propri ed i corrispondenti periodi, determinando il "livello" di importanza in ragione della massa coinvolta.

Dall'esame dei risultati dell'analisi modale, in ciascuna direzione, si evidenzia un modo dominante (**n. 1 dirX - n. 1 dirY**), che coinvolge gran parte della massa complessiva la cui conseguenza è che

ci si può aspettare un comportamento piuttosto regolare, con distribuzioni predominanti sui primi settantatre modi nelle direzioni principali (che coprono oltre l'85% della massa totale associata ai gradi di libertà effettivi).

Periodi, frequenze e masse partecipanti per i primi 73 modi della struttura dove sono stati parzialmente scartati i modi con masse partecipanti inferiori all'1%

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0.53881	784,825	64.32	5,478	0.45	1	0.00
2	0.46759	5,434	0.45	772,895	63.35	431	0.04
3	0.37168	4,979	0.41	412	0.03	108	0.01
4	0.17482	96,946	7.95	24	0.00	2,180	0.18
5	0.15883	8	0.00	116,599	9.56	14,945	1.22
6	0.14088	525	0.04	1,939	0.16	270,294	22.15
7	0.13606	417	0.03	46	0.00	8,216	0.67
8	0.13301	8	0.00	41	0.00	19,306	1.58
9	0.13118	433	0.04	0	0.00	12,127	0.99
10	0.12850	119	0.01	43	0.00	12,722	1.04
11	0.12687	49	0.00	1	0.00	8,548	0.70
12	0.12519	188	0.02	3	0.00	3,581	0.29
13	0.11824	0	0.00	26	0.00	3,427	0.28
14	0.11030	0	0.00	151	0.01	19,061	1.56
15	0.10828	335	0.03	309	0.03	76,091	6.24
16	0.10482	17,852	1.46	5	0.00	313	0.03
58	0.05027	506	0.04	15,423	1.26	49	0.00
59	0.05010	3,070	0.25	215,090	17.63	133	0.01
60	0.04891	94	0.01	288	0.02	244	0.02
61	0.04820	7	0.00	168	0.01	423	0.03
62	0.04789	344	0.03	37	0.00	25	0.00
63	0.04694	407	0.03	788	0.06	1,052	0.09
64	0.04680	232	0.02	124	0.01	2,031	0.17
65	0.04656	6,351	0.52	71	0.01	804	0.07
66	0.04638	10,274	0.84	3,432	0.28	2,897	0.24
67	0.04609	106	0.01	98	0.01	6,118	0.50
68	0.04572	2,442	0.20	42	0.00	1,065	0.09
69	0.04543	336	0.03	114	0.01	1,601	0.13
70	0.04497	1,381	0.11	9	0.00	2,142	0.18
71	0.04486	3,242	0.27	134	0.01	6,366	0.52
72	0.04429	369	0.03	159	0.01	277	0.02
73	0.04404	211,062	17.30	2,333	0.19	683	0.06

Analisi statica non lineare (ASNL)

L'Analisi Statica non Lineare (ASnL) prevista dalle NTC2018 prevede l'utilizzo di due distribuzioni di carico, in particolare devono essere adottate:

- una distribuzione proporzionale alle masse;
- una distribuzione proporzionale alla prima forma modale.

In particolare, le due distribuzioni di carico evidenziano differenti meccanismi di collasso:

quella *proporzionale alle masse* evidenzia un **meccanismo di piano debole** per collasso immediato della capacità della struttura (del 20%) a seguito del crollo dei maschi (riduzione della capacità fragile e repentina);

quella *proporzionale al 1° Modo* evidenzia un **meccanismo legato al collasso delle fasce** disaccoppiando tra loro i maschi (riduzione della capacità più graduale). Si sfruttano maggiormente le risorse in campo non lineare della struttura.

Le due distribuzioni di carico evidenziano che

il taglio massimo sviluppato alla base rimane pressoché invariato;

la capacità di spostamento ultima D_u è notevolmente influenzata dal meccanismo di collasso (attivato dalla distribuzione di forze applicata).

Le analisi dovranno essere eseguite per ogni direzione principale dell'edificio (X e Y), sia in direzione positiva che negativa e mettendo in conto anche l'eccentricità accidentale (5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di verifica).

Pertanto, dovranno essere eseguite un numero totale di analisi pari a 24.

La verifica di sicurezza allo stato limite di salvaguardia della vita SLV è operata attraverso il confronto tra la domanda di spostamento d_{max}^* relativa allo stato limite considerato e la capacità di spostamento propria della struttura d_u^*

La condizione $d_{max}^* \leq d_u^*$ è esaustiva: non sono necessarie ulteriori verifiche sugli elementi, poiché i criteri di resistenza sono implicitamente considerati nel modello di calcolo dell'analisi statica non lineare.

Se la disuguaglianza è vera, la struttura è globalmente verificata, e non è necessario procedere ad ulteriori analisi. La verifica è globale in quanto per ogni elemento presente è valutato il comportamento oltre la fase elastica, e se ne prende in conto il suo contributo tenendo conto della fase plastica e di collasso.

Ciò che conta è che la struttura fornisca nel suo insieme uno Spostamento maggiore dello Spostamento Richiesto.

I risultati riportati in tabella (relativi alla direzione longitudinale X e trasversale Y), sono espressi in termini di spostamento, utili alla verifica richiesta, di fattore di struttura q^* ed in funzione del parametro di sicurezza $\underline{\text{Alfa}}_u$ (rapporto tra l'accelerazione orizzontale su suolo rigido corrispondente alla capacità in stato limite ultimo e la domanda del sisma a parametri fissati dello spettro).

Il parametro $\underline{\text{Alfa}}_u$ può essere adottato come indice di soddisfacimento della verifica:

se $\underline{\text{Alfa}}_u > 1$ significa che l'edificio riesce a rispondere coerentemente all'azione sismica a cui è soggetto e, quindi, il miglioramento strutturale attuato nel progetto di ristrutturazione soddisfa anche i requisiti di sicurezza previsti per l'adeguamento.

Verifica globale della struttura:

Gli stati limite da considerare è, di norma, SLV .

- la valutazione nei riguardi dello SLV è richiesta per ciascun manufatto, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto.

**Riepilogo Analisi Statiche non Lineari allo SLV
(nodo di controllo 155)**

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0	38.99	24.81	3.71	30.16	18.61	2.87	12.78	8.87	10.16	5.92	0.636	0.617	0.694	0.583
2	+X	Forze statiche	0	45.42	24.77	4.17	35.13	18.58	3.23	14.89	8.87	11.83	5.92	0.545	0.529	0.596	0.500
3	-X	Uniforme	0	37.04	22.91	3.69	28.65	17.19	2.85	12.14	10.05	9.65	6.70	0.619	0.600	0.828	0.695
4	-X	Forze statiche	0	45.51	26.92	3.63	35.20	20.19	2.81	14.92	10.89	11.85	7.26	0.592	0.574	0.730	0.613
5	+Y	Uniforme	0	36.76	22.79	3.53	28.43	17.09	2.73	12.05	8.82	9.57	5.88	0.620	0.601	0.732	0.614
6	+Y	Forze statiche	0	43.68	25.76	3.82	33.78	19.32	2.96	14.32	9.79	11.38	6.53	0.590	0.572	0.684	0.574
7	-Y	Uniforme	0	32.43	22.97	3.34	25.21	17.23	2.66	10.75	9.25	8.61	6.17	0.714	0.688	0.861	0.716
8	-Y	Forze statiche	0	39.30	25.97	3.89	30.39	19.48	3.01	12.88	8.85	10.23	5.90	0.661	0.641	0.687	0.577
9	+X	Uniforme	845	38.84	23.83	3.75	30.04	17.87	2.90	12.73	8.89	10.11	5.93	0.614	0.595	0.698	0.586
10	+X	Uniforme	-845	39.16	24.78	3.76	30.29	18.58	2.91	12.84	8.86	10.20	5.91	0.633	0.614	0.690	0.579
11	+X	Forze statiche	845	45.21	26.81	4.17	34.97	20.11	3.22	14.82	8.89	11.77	5.93	0.593	0.575	0.600	0.503
12	+X	Forze statiche	-845	45.61	23.74	4.16	35.28	17.80	3.21	14.95	10.97	11.88	7.32	0.520	0.505	0.734	0.616
13	-X	Uniforme	845	36.86	22.94	3.69	28.51	17.20	2.85	12.08	9.99	9.60	6.66	0.622	0.604	0.827	0.694
14	-X	Uniforme	-845	37.23	22.92	3.68	28.80	17.19	2.84	12.21	10.12	9.70	6.75	0.616	0.597	0.829	0.696
15	-X	Forze statiche	845	45.40	26.95	3.63	35.11	20.21	2.81	14.88	10.91	11.82	7.27	0.594	0.576	0.733	0.615
16	-X	Forze statiche	-845	45.67	26.89	3.57	35.32	20.17	2.76	14.97	10.87	11.89	7.25	0.589	0.571	0.726	0.609
17	+Y	Uniforme	1,403	36.64	21.15	3.61	28.34	15.86	2.79	12.01	8.95	9.54	5.97	0.577	0.560	0.745	0.625
18	+Y	Uniforme	-1,403	37.08	19.42	3.49	28.68	14.57	2.70	12.16	9.67	9.66	6.45	0.524	0.508	0.795	0.668
19	+Y	Forze statiche	1,403	43.27	24.22	3.97	33.47	18.16	3.07	14.19	10.91	11.27	7.28	0.560	0.543	0.769	0.646
20	+Y	Forze statiche	-1,403	43.66	22.20	3.89	33.77	16.65	3.01	14.31	9.66	11.37	6.44	0.508	0.493	0.675	0.567
21	-Y	Uniforme	1,403	32.36	20.32	3.52	25.15	15.24	2.80	10.71	8.75	8.59	5.84	0.635	0.612	0.819	0.680
22	-Y	Uniforme	-1,403	32.11	19.62	3.41	24.95	14.72	2.71	10.60	7.78	8.54	5.19	0.619	0.597	0.736	0.607
23	-Y	Forze statiche	1,403	39.52	24.57	4.05	30.56	18.43	3.14	12.96	9.75	10.29	6.50	0.622	0.603	0.753	0.632
24	-Y	Forze statiche	-1,403	39.15	23.53	3.94	30.28	17.65	3.04	12.83	8.73	10.20	5.82	0.601	0.583	0.680	0.571

Le analisi forniscono le curve di capacità degli edifici, le quali possono essere confrontate nel piano “accelerazione spettrale – spostamento spettrale” con lo spettro di domanda caratteristico di un terremoto con probabilità di superamento del 10% durante la vita utile della struttura.

L’intersezione della curva con lo spettro consente di determinare, in accordo alla metodologia N2 proposta da Fajfar nel 1999 e recepita dal D.M. 2008, l’indice di vulnerabilità strutturale.

In particolare, l'indice di vulnerabilità si ottiene dividendo lo spostamento massimo richiesto (d_{max}) dal terremoto per lo spostamento ultimo (d_u) desumibile dalla curva di capacità della struttura e può fornire anche valori superiori all'unità.

I risultati dell'analisi pushover più gravosa (direzione X e Y con distribuzione di forze proporzionale al I modo) in termini di modello danneggiato e della corrispondente curva di capacità bilinearizzata relativa ad un sistema ad un solo grado di libertà sono rispettivamente mostrati nelle Figure seguenti.

Riassunto verifiche sismiche push-over

Se ci si basa sul valore Alfa u per avere un'idea di quanto la struttura sia vulnerabile, si evince dai risultati che:

sia in direzione X, sia in direzione Y, l'edificio non risulta verificato

la direzione più debole risulta la direzione Y.

in direzione X **l'analisi n. 12 risulta la più punitiva**

in direzione Y **l'analisi n. 20 risulta la più punitiva**

Questo perché:

- la domanda sismica in termini di spostamento (d_{max}) NON è sempre minore della capacità ultima (d_u);
- il rapporto tra la forza di risposta elastica ($S_e(T^*) \cdot m^*$) e la forza di snervamento del sistema equivalente (F_y^*), ovvero q^* , NON è sempre minore di 3.

VULNERABILITA'

N.B.: L'orditura dei solai (del tipo flessibile) secondo l'asse Y del modello fa sì che, nella direzione ortogonale X, non vi sia praticamente rigidità e ciò è causa di un'evidente vulnerabilità.

N.B.: La presenza di catene ai piani avrebbe potuto quantomeno garantire una certa collaborazione fra i maschi, che è invece pressoché assente.

I risultati delle analisi di vulnerabilità hanno fornito un indice di vulnerabilità, espresso come rapporto fra lo spostamento richiesto = 33.77 mm e lo spostamento offerto dalla struttura = 16.65 mm, **pari a** = $33.77/16.65 = 2.03$, il che implica che l'edificio esaminato non è e non è stato in grado di sopportare l'evento sismico allo SLV previsto dalla normativa per l'area in oggetto.

Pertanto la vulnerabilità per azioni nel piano dell'edificio risulta molto elevata.

L'applicazione di tale analisi ha fornito una stima precisa **dell'elevata vulnerabilità dell'edificio** investigato nei riguardi di meccanismi di collasso nel piano e fuori dal piano delle pareti in muratura che lo costituiscono.

Le deficienze manifestate hanno consentito quindi la messa a punto degli interventi di adeguamento sismico illustrati nel paragrafo seguente.

Curva sforzo-deformazione dell'intera struttura

La curva rappresenta come si comporta globalmente la struttura all'aumento del carico. Il grafico illustra la curva sforzo – deformazione, riportando secondo l'asse X gli spostamenti di un punto significativo della struttura (nodo di controllo) e secondo l'asse Y le forze corrispondenti. La curva blu è la bilineare equivalente, la curva nera è la curva di capacità (pushover). Tali curve possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

La curva di capacità esprime il comportamento della struttura al progressivo aumento del carico, sino al raggiungimento delle condizioni (convenzionali) di collasso. La “capacità” offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell'ottica di una verifica sismica, con la “domanda” richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.

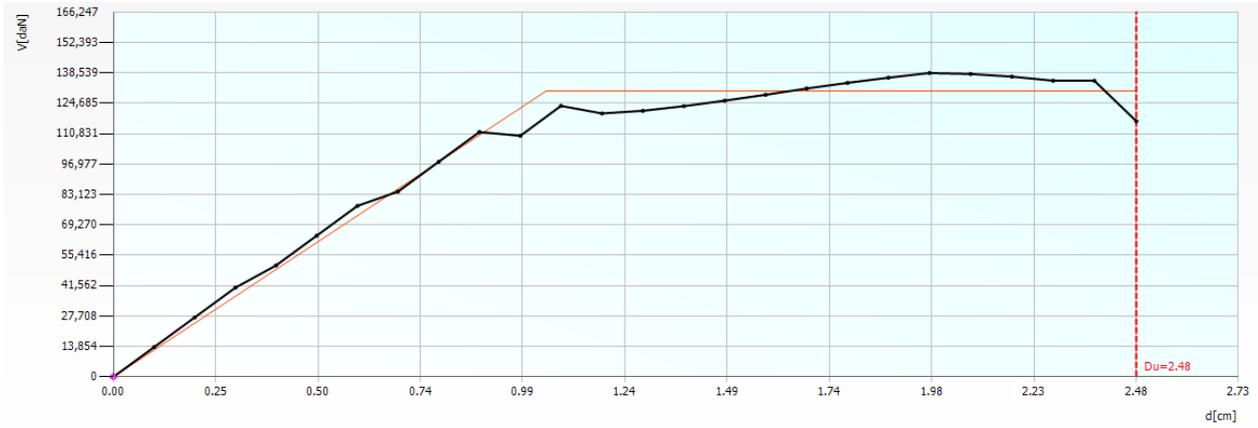
La bilineare equivalente, in base alle prescrizioni normative, deve intersecare la curva di capacità in corrispondenza del 70% del valore di picco del taglio.

Al superamento di un limite convenzionale (80% del valore del picco massimo di resistenza) si considera la struttura collassata, quindi si è raggiunto lo Stato Limite Ultimo, che per le NTC coincide con SLV. Si individua in questo modo lo Spostamento Offerto (limite della curva a destra), cioè il massimo spostamento che la struttura è in grado di raggiungere prima del collasso.

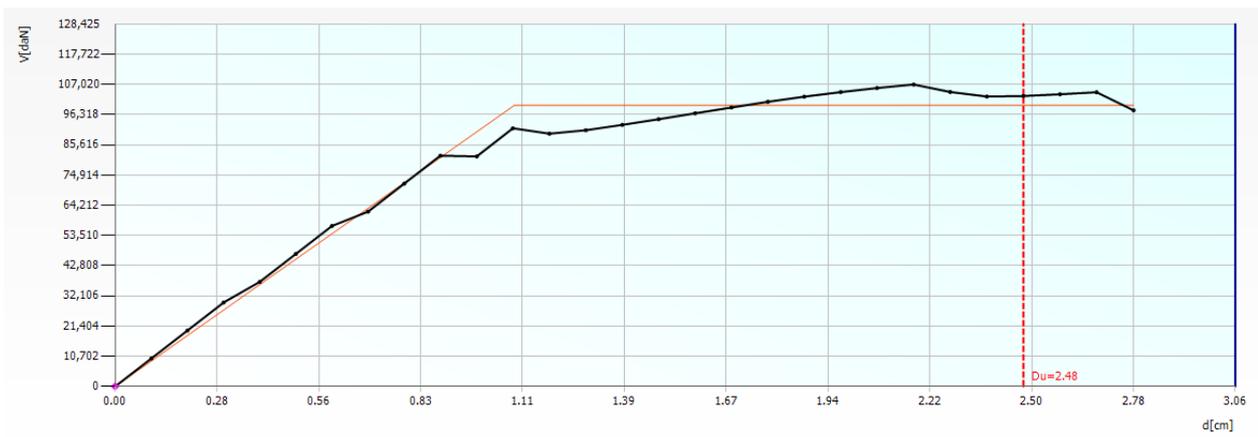
Tale valore è confrontato con lo Spostamento Richiesto (barra rossa), cioè lo spostamento imposto dalla normativa, in funzione del sito e delle caratteristiche della struttura (Vita Nominale e Classe d'Uso). Lo Spostamento Richiesto è calcolato in modo automatico dal programma (ossia vengono calcolati i parametri sismici in funzione della zona in cui si trova la struttura).

8.1. Riepilogo curve pushover nelle direzioni x e y

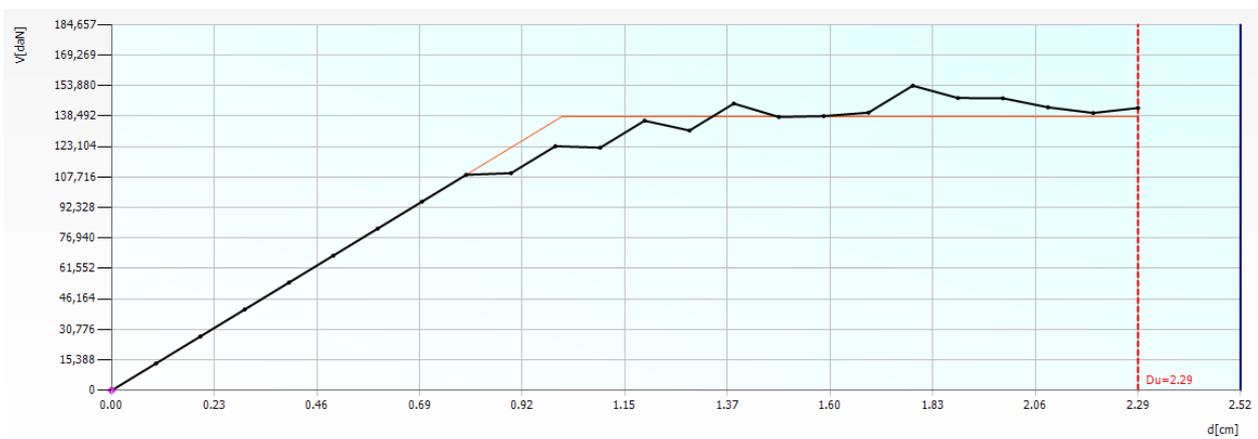
ANALISI N. 1



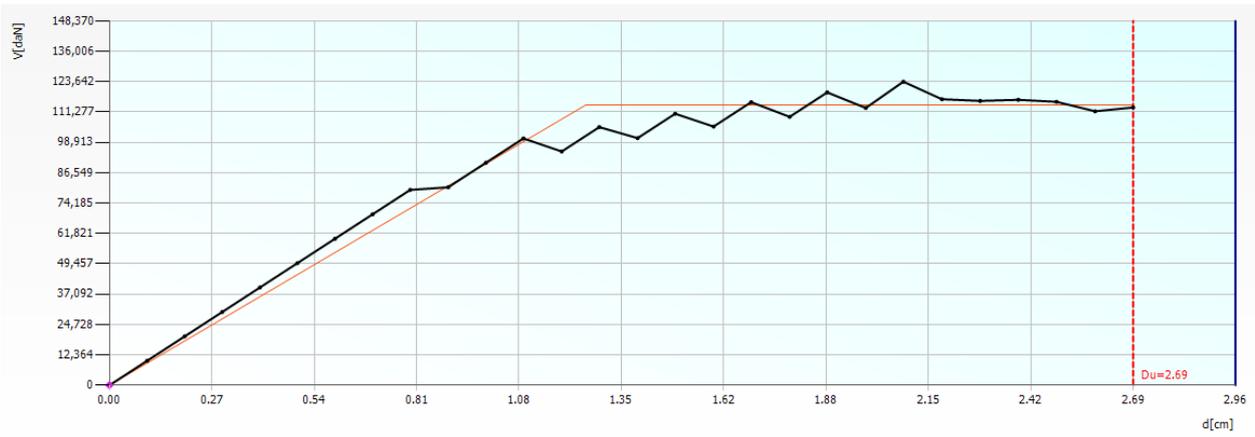
ANALISI N. 2



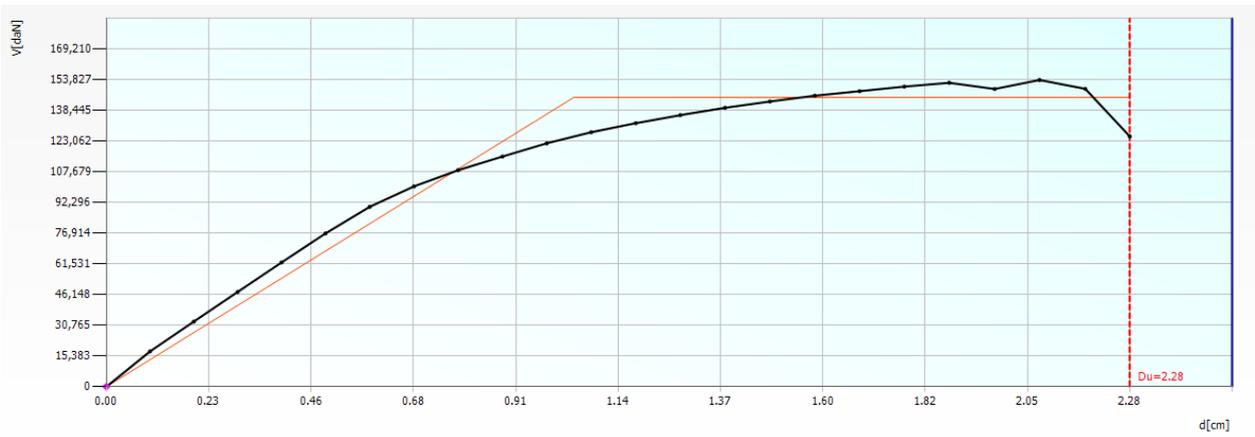
ANALISI N. 3



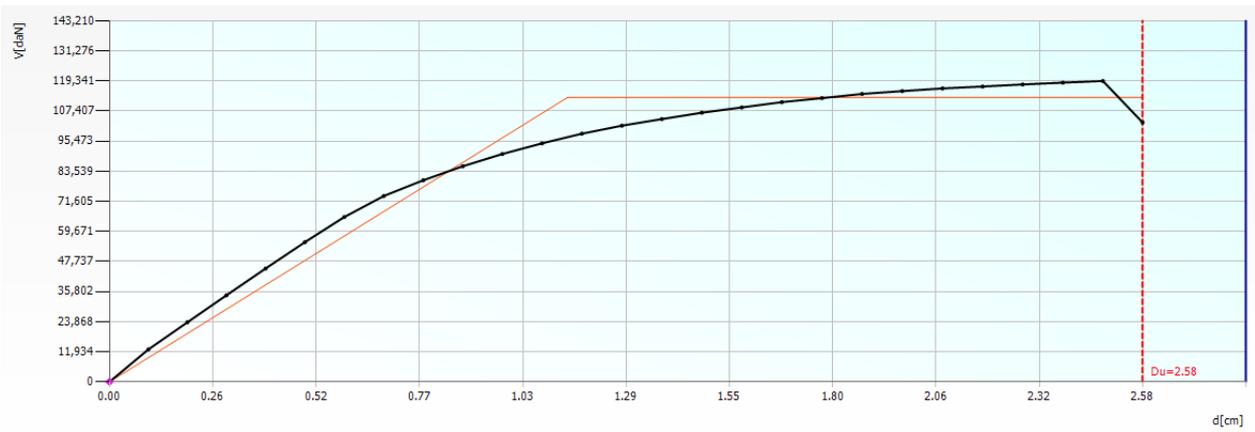
ANALISI N. 4



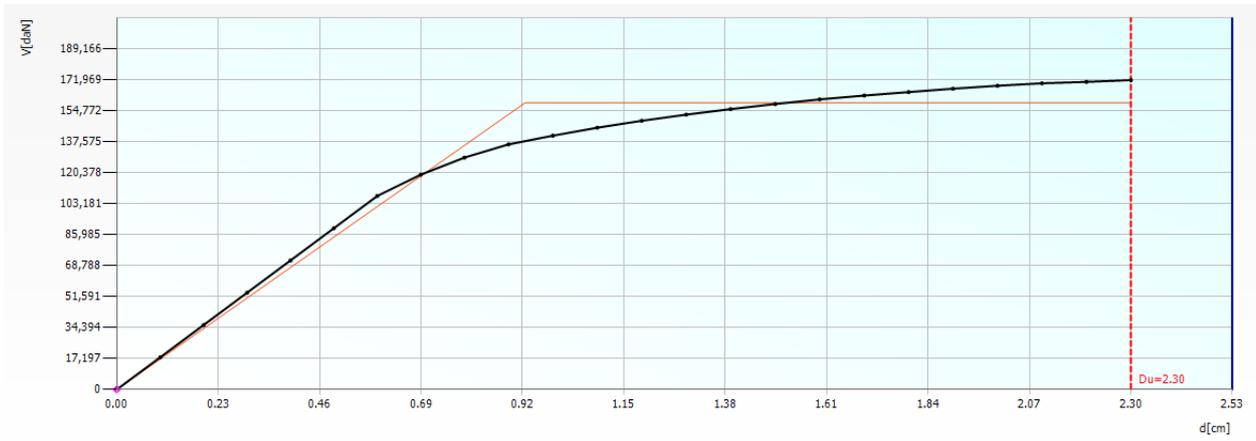
ANALISI N. 5



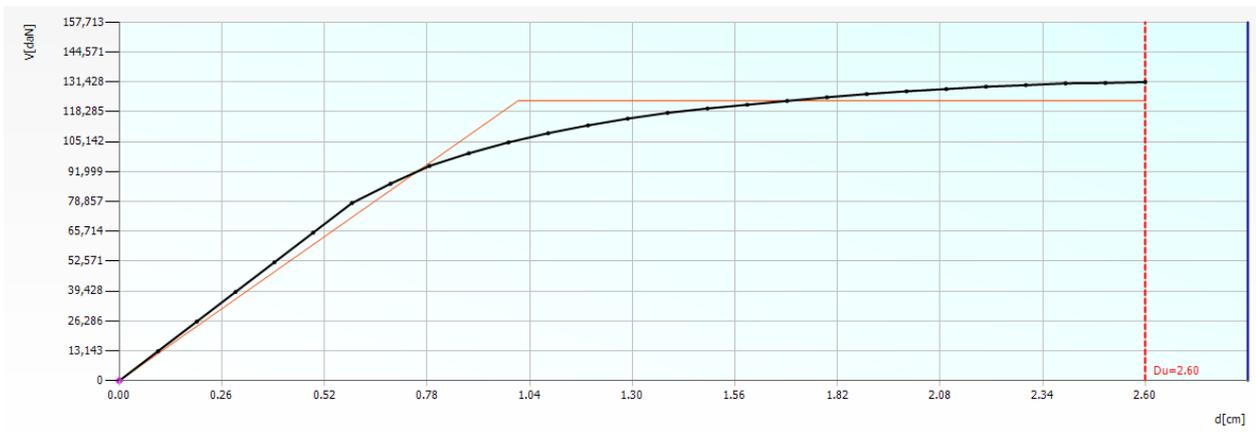
ANALISI N. 6



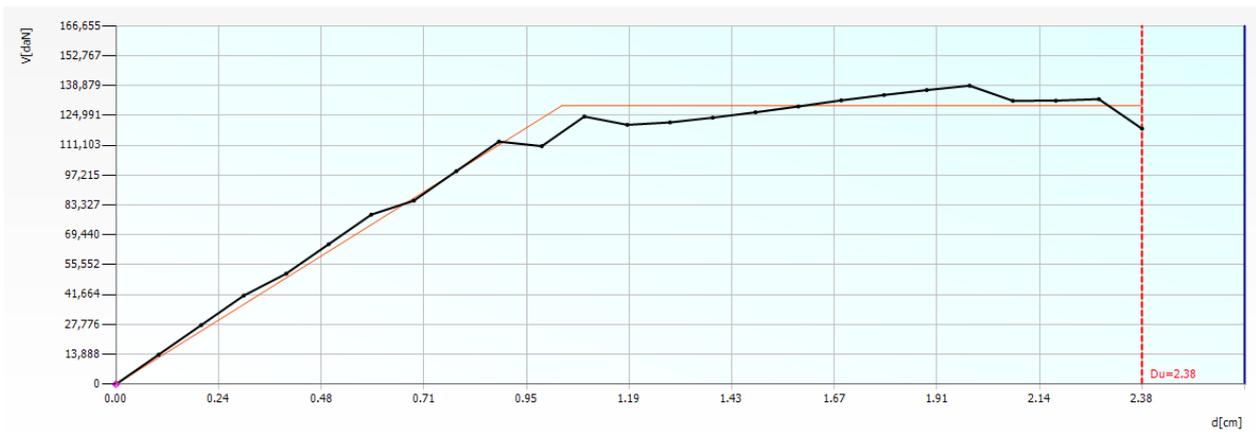
ANALISI N. 7



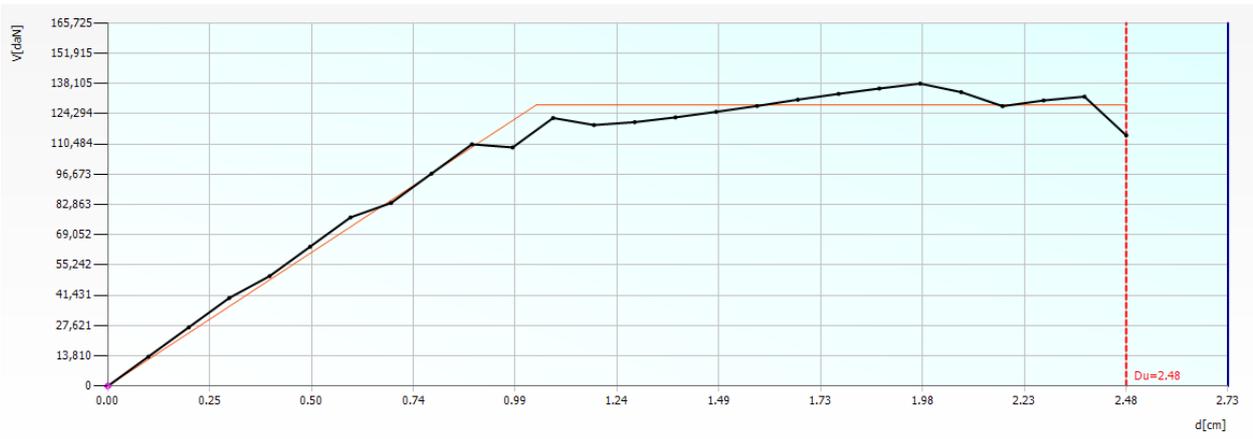
ANALISI N. 8



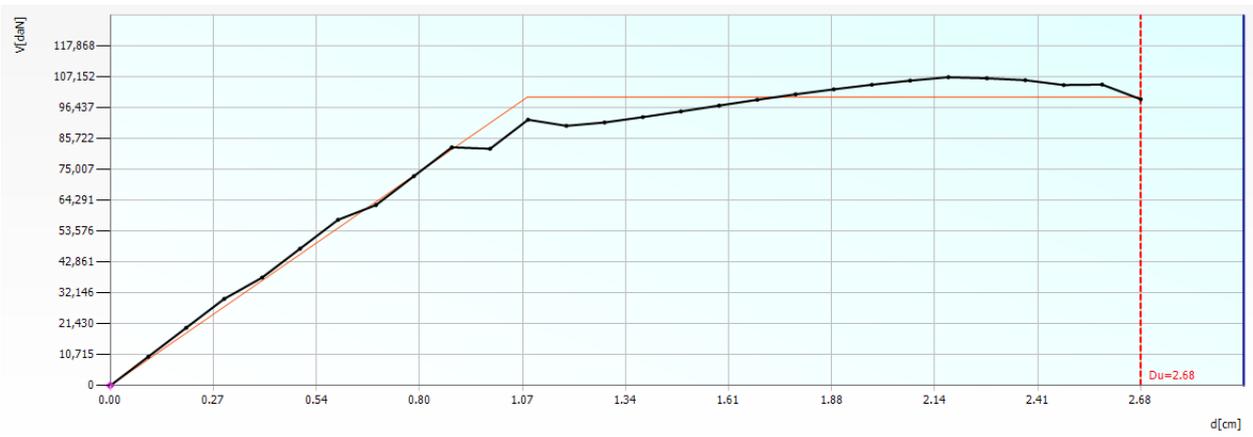
ANALISI N. 9



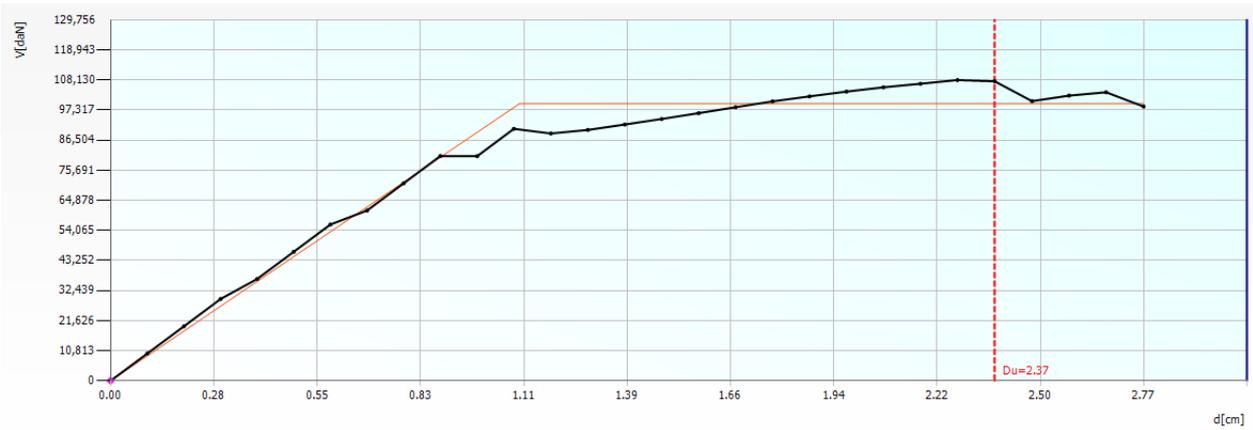
ANALISI N. 10



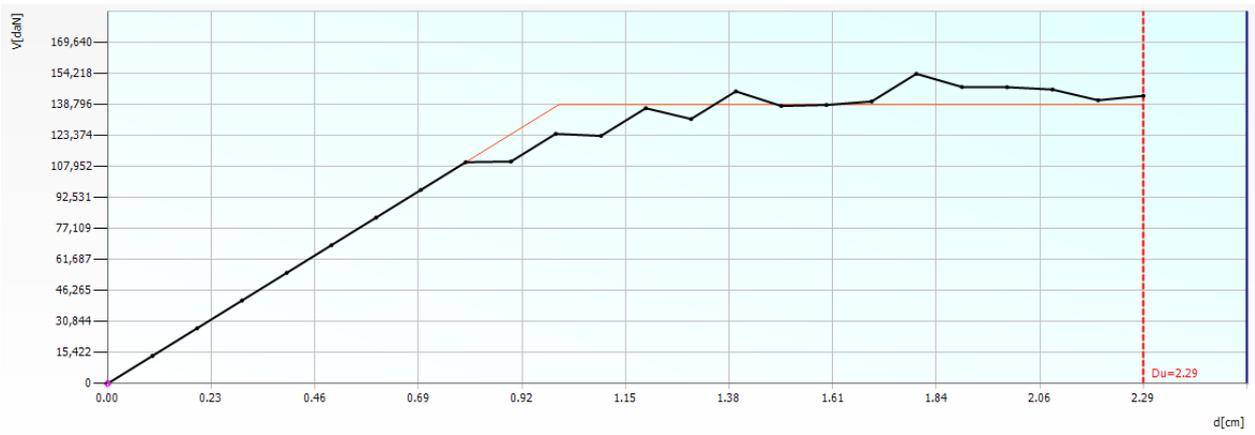
ANALISI N. 11



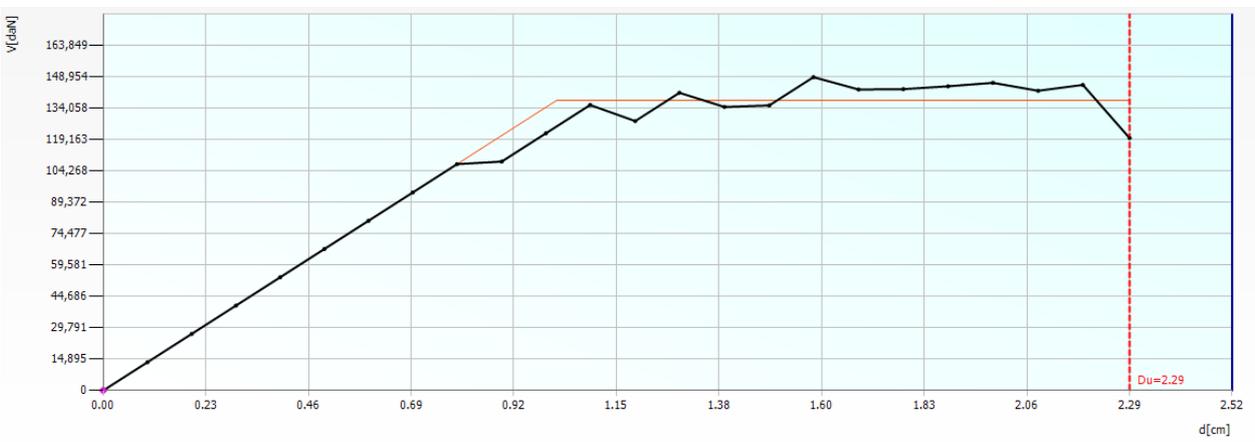
ANALISI N. 12



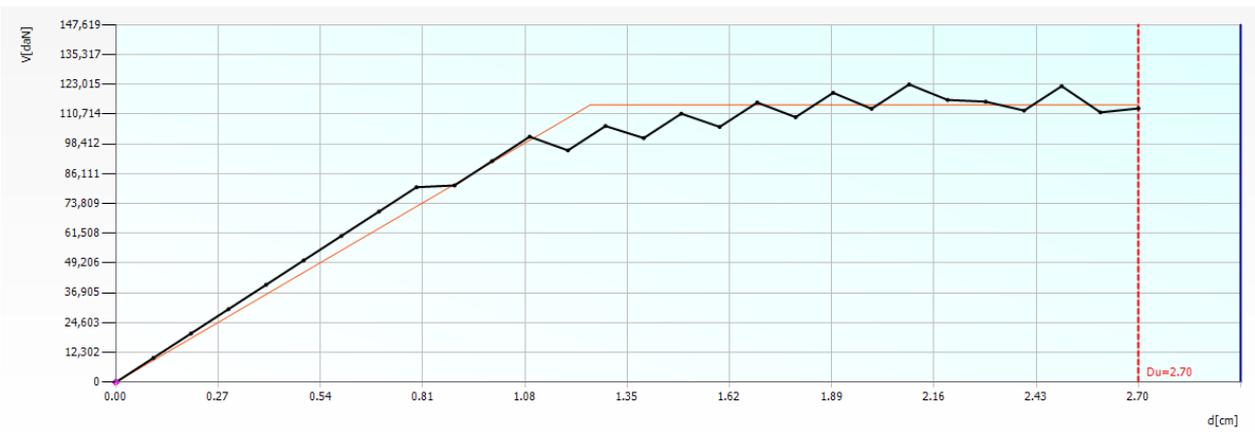
ANALISI N. 13



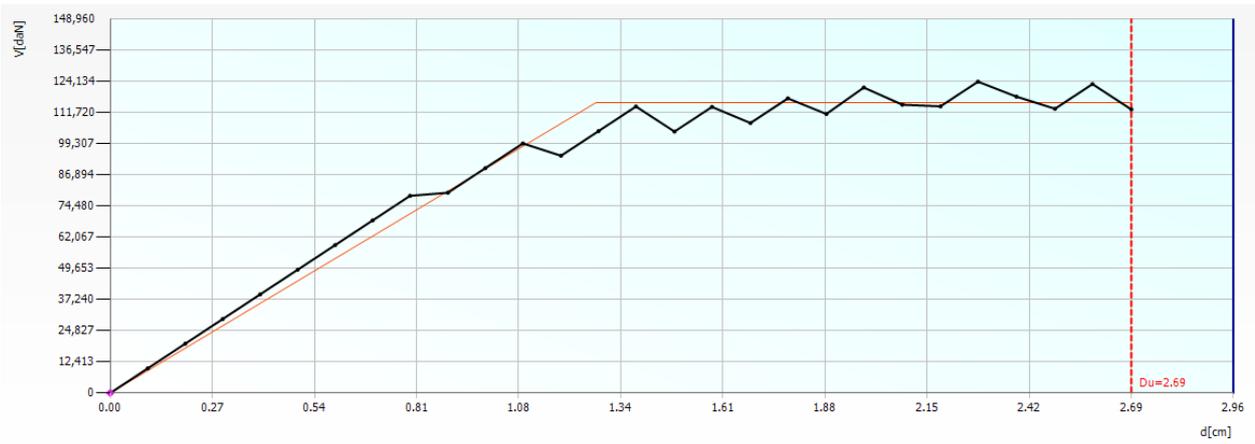
ANALISI N. 14



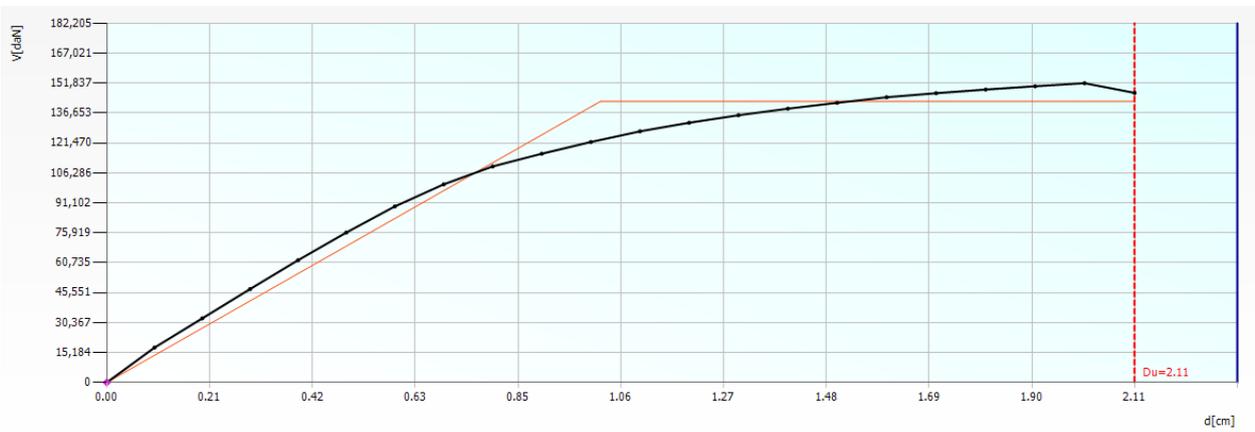
ANALISI N. 15



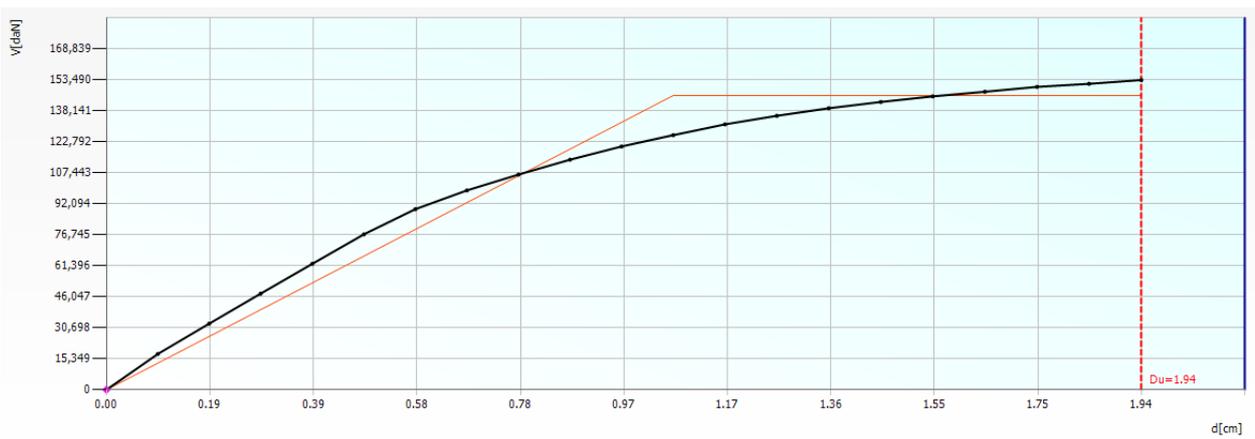
ANALISI N. 16



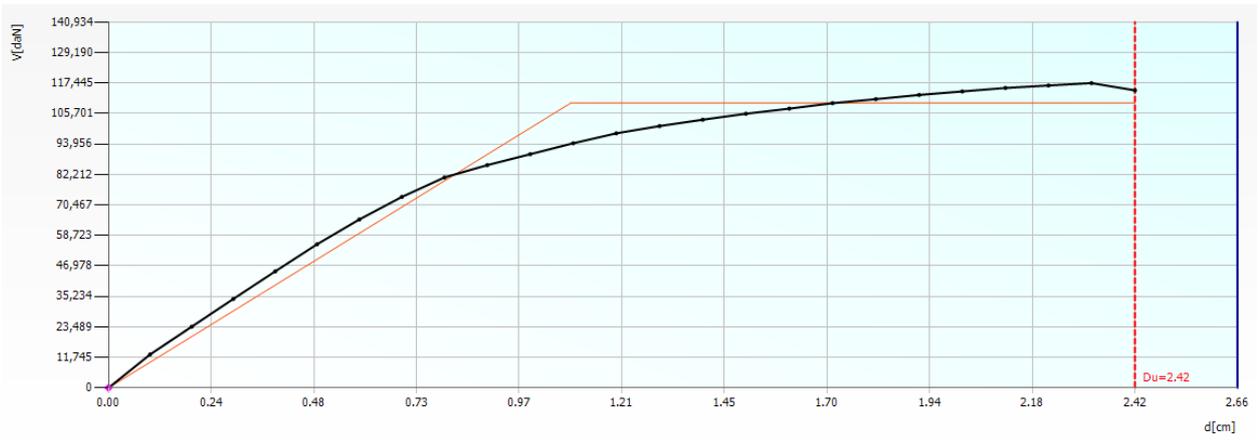
ANALISI N. 17



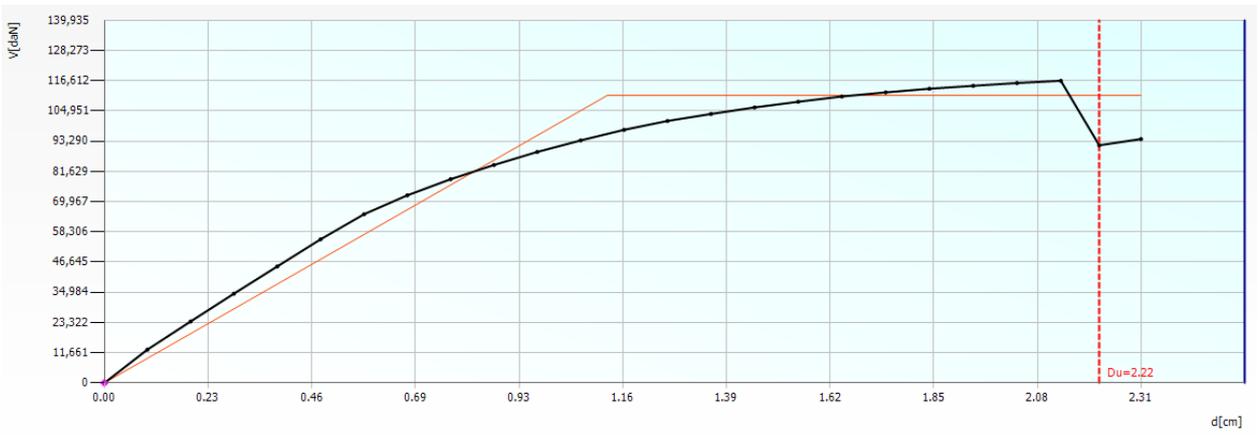
ANALISI N. 18



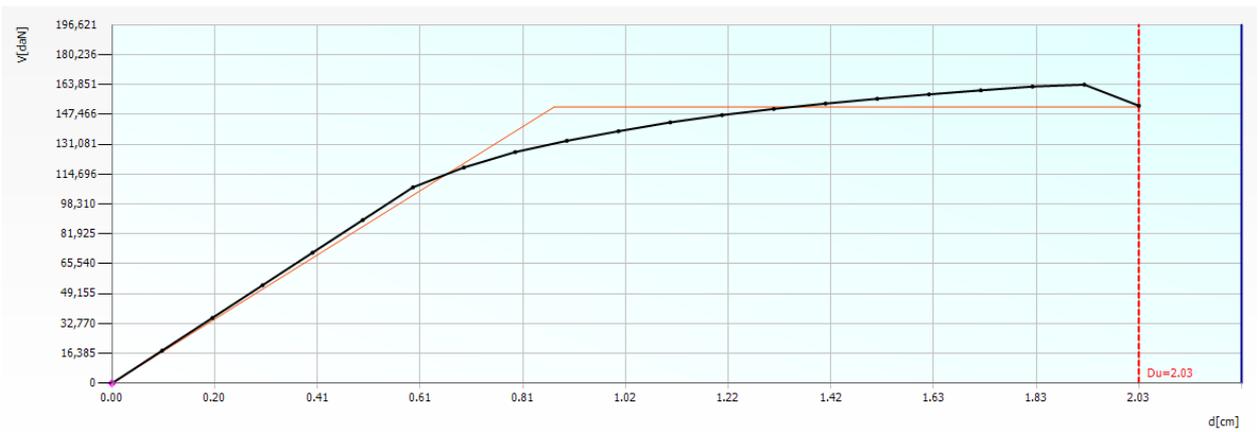
ANALISI N. 19



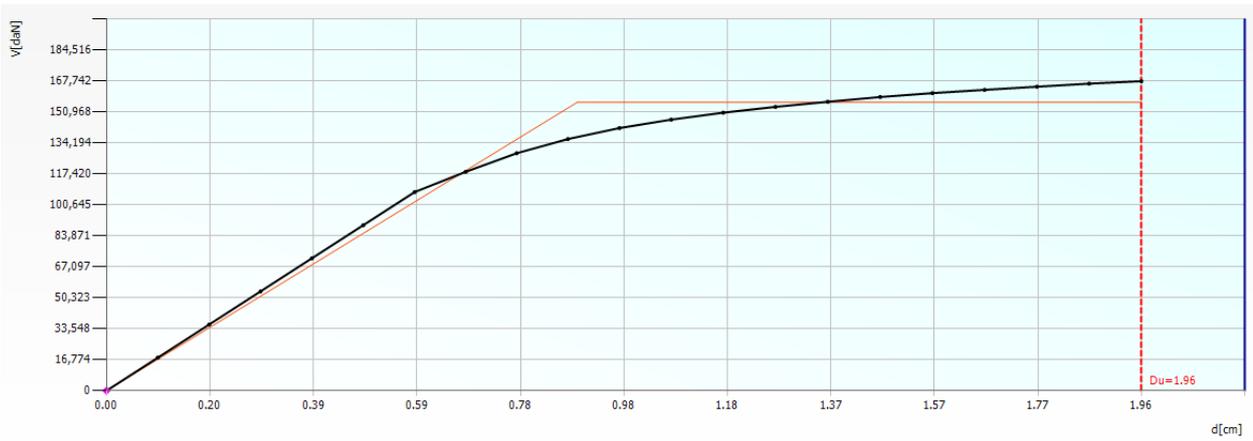
ANALISI N. 20



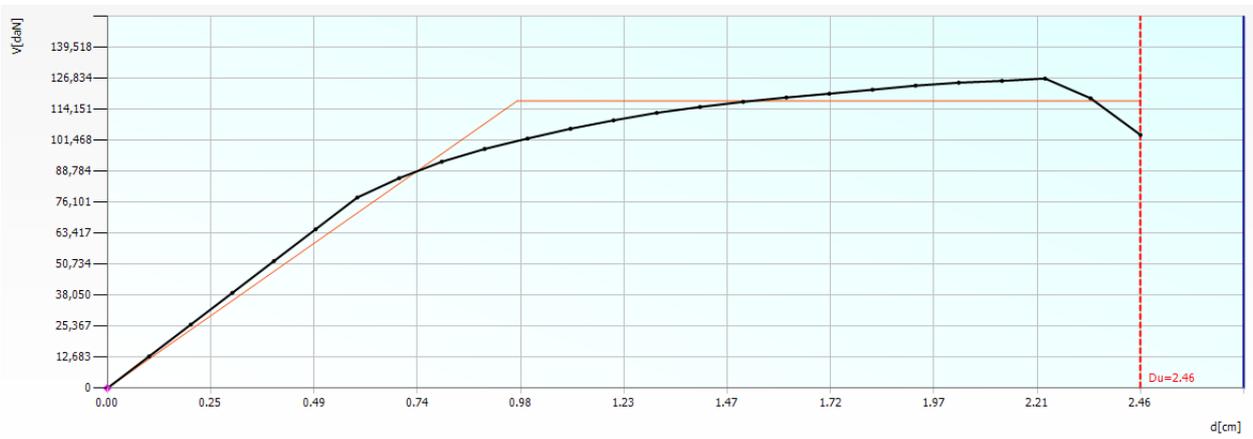
ANALISI N. 21



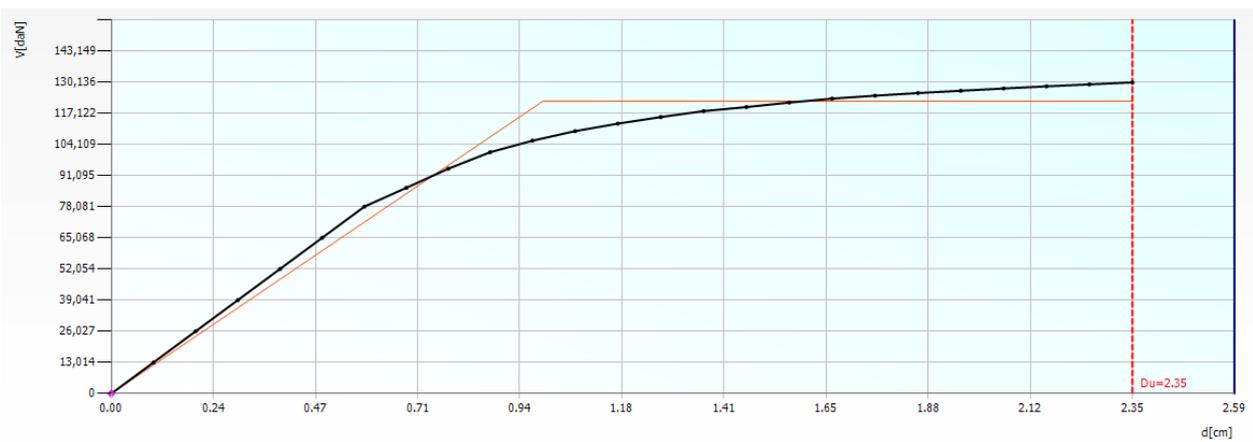
ANALISI N.22



ANALISI N.23



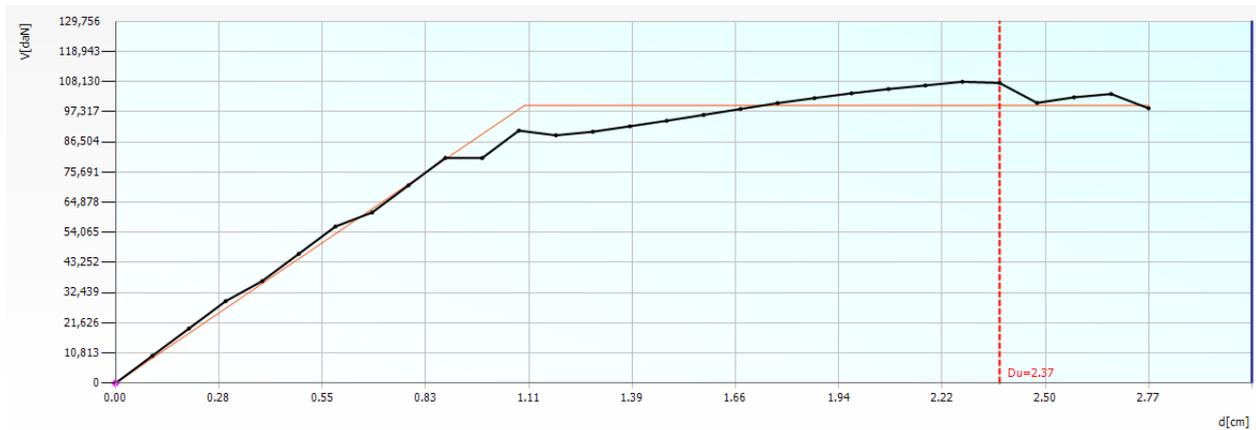
ANALISI N.24



CASO ESAMINATO: ANTE OPERAM NELLA DIREZIONE X

Viene riportata la curva relativa alla combinazione più critica in direzione X, ovvero la n. 12.

Curva pushover relativa alla direzione X, condizione n. 12



Risulta evidente come la verifica non sia soddisfatta in quanto la domanda di spostamento dell'edificio è di 3.53 cm al fronte di una capacità di spostamento di 1.78 cm.

Si riporta ora un riassunto dettagliato della combinazione di carico in oggetto:

Dettagli verifiche combinazione 12

SLC

Dmax 4.56 [cm] > Du 2.37 [cm]
 q* 4.16 > 4

La verifica NON è soddisfatta

Raggiungimento del q*lim

SLV

Dmax 3.53 [cm] > Du 1.78 [cm]
 q* 3.21 > 3

La verifica NON è soddisfatta

Raggiungimento del q*lim

SLD

Dmax 1.50 [cm] > Du 1.10 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Raggiungimento del limite elastico della bilineare

SLO

Dmax 1.19 [cm] > Du 0.73 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Parametri di Analisi

T* [s]	0.53
m* [kg]	645969
w [daN]	1293278
M [kg]	1318327
m*/M [%]	48.999
Γ	1.24
F*y [daN]	80222
d*y [cm]	0.88
d*u [cm]	2.23

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	177	975	0.1815	0.9460	1.8178	0.5204
SLV	81	475	0.1705	0.7268	1.4401	0.5047
SLD	< 30	50	< 0.6000	0.4450	0.6063	0.7340
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.3083	0.5003	0.6162

Mostra PGA su roccia

Dettagli ... 

SCHEMA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI CHE CONDIZIONANO IL LIVELLO DI RESISTENZA SISMICO

Vengono riportati in appresso (in *sezione-prospetto* e in *assonometria*)

gli elementi strutturali (maschio murario e fascia di piano)

i meccanismi di rottura (tipo di danneggiamento evidenziato a colore)

che condizionano il livello di sicurezza della struttura.

Nelle figure seguenti è evidenziato, per il passo corrente (un qualsiasi passo intermedio) il quadro dello stato di danneggiamento della parete maggiormente interessata per la direzione di applicazione delle forze considerata: risultano così evidenziati gli elementi che hanno raggiunto e superato la propria capacità ultima di spostamento ed il corrispondente modo di collasso (taglio o pressoflessione).

N.B.: In particolare, la distribuzione di carico proporzionale alle masse, per la quale si ha l'analisi più punitiva, evidenzia un meccanismo legato al collasso delle fasce disaccoppiando tra loro i maschi (con una riduzione della capacità più graduale che sfrutta maggiormente le risorse in campo non lineare della struttura).

INDIVIDUAZIONE DELLE PARETI PIÙ DANNEGGIATE IN DIREZIONE X

La tabella seguente riporta sulle righe la percentuale di elementi danneggiati per ciascuna parete.

Le righe e quindi le pareti, sono ordinate in funzione della percentuale di elementi danneggiati al fine di individuare immediatamente la parete più danneggiata (la prima della lista).

Elementi rotti passo corrente							Elementi totali per parete			
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo							<input type="radio"/> rispetto al passo precedente			
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete	Muratura	Setti	Pilastrini	Travi
9	<input checked="" type="checkbox"/>	33.3	0.8	0.0	0.0	0.0	12	2	9	9
11	<input type="checkbox"/>	27.7	1.6	0.0	0.0	0.0				
5	<input type="checkbox"/>	27.6	0.8	0.0	0.0	0.0				
7	<input type="checkbox"/>	27.4	1.5	0.0	0.0	0.0				
3	<input type="checkbox"/>	24.7	2.3	0.0	0.0	0.0				
13	<input type="checkbox"/>	21.7	0.8	0.0	0.0	0.0				
2	<input type="checkbox"/>	21.0	2.3	0.0	0.0	0.0				
15	<input type="checkbox"/>	9.1	0.9	0.0	0.0	0.0				
1	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
4	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
6	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
8	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

INDIVIDUAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X

Parete principale	Nodo sotto	Nodo sopra	Spostamento relativo [cm]	Livello	Pareti interessate
7	42	43	1.89	2	7-14
13	86	87	1.87	2	12-13
16	137	138	1.87	2	12-16
3	62	63	1.85	2	3-10
9	52	53	1.85	2	8-9
11	2	3	1.84	2	1-11
5	27	28	1.84	2	4-5
2	7	8	1.83	2	1-2
17	145	146	1.83	2	8-17
15	106	107	1.82	2	1-15
9	53	54	0.68	3	8-9
17	146	147	0.68	3	8-17

Le pareti P9, P11, P5 e P7 risultano quelle con la maggiore percentuale di elementi rotti.

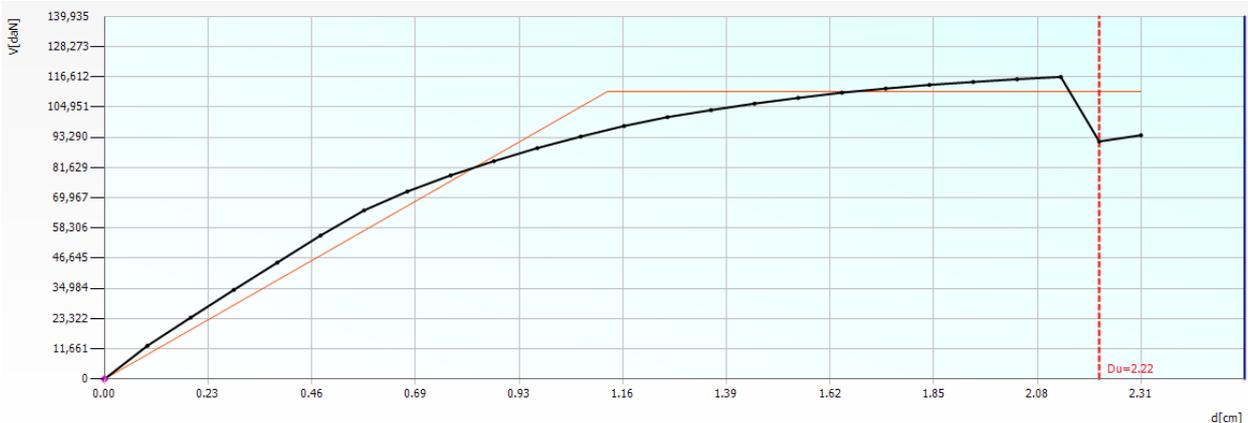
LEGENDA COLORI: Mappa di colori per individuare il tipo di danneggiamento della struttura			
	Integro		Rottura presso-flessione
	Plastico per taglio		Rottura per compressione
	Rottura per taglio		Rottura per trazione
	Plastico presso-flessione		Rottura in fase elastica

Stato fessurativo del telaio 3D, condizione n. 12

CASO ESAMINATO: ANTE OPERAM IN DIREZIONE Y PIU' GRAVOSA

Viene riportata la curva relativa alla combinazione più critica in direzione Y, ovvero la n. 20.

Curva pushover relativa alla direzione Y, condizione n. 20



Risulta evidente come la verifica non sia soddisfatta in quanto la domanda di spostamento dell'edificio è di 3.38 cm al fronte di una capacità di spostamento di 1.67 cm.

Si riporta ora un riassunto dettagliato della combinazione di carico in oggetto:

Dettagli verifiche combinazione 20

SLC

Dmax 4.37 [cm] > Du 2.22 [cm]
 q* 3.89 <= 4
La verifica NON è soddisfatta
 Raggiungimento della deformazione angolare in tutti i maschi murari

SLV

Dmax 3.38 [cm] > Du 1.67 [cm]
 q* 3.01 > 3
La verifica NON è soddisfatta
 Raggiungimento del q*lim

SLD

Dmax 1.43 [cm] > Du 0.97 [cm]
La verifica NON è soddisfatta
 Raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari

SLO

Dmax 1.14 [cm] > Du 0.64 [cm]
La verifica NON è soddisfatta

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	165	975	0.1692	0.9243	1.8178	0.5085
SLV	77	475	0.1621	0.7101	1.4401	0.4931
SLD	< 30	50	< 0.6000	0.4091	0.6063	0.6748
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.2835	0.5003	0.5666

Parametri di Analisi

T* [s]	0.505
m* [kg]	637992
w [daN]	1293278
M [kg]	1318327
m*/M [%]	48.394
Γ	1.25
F*y [daN]	88924
d*y [cm]	0.9
d*u [cm]	1.85

Mostra PGA su roccia

Dettagli ... 

SCHEMA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI CHE CONDIZIONANO IL LIVELLO DI RESISTENZA SISMICO

Vengono riportati in appresso (in *sezione-prospetto* e in *assonometria*)

gli elementi strutturali (maschio murario e fascia di piano)

i meccanismi di rottura (tipo di danneggiamento evidenziato a colore)

che condizionano il livello di sicurezza della struttura.

Nelle figure seguenti è evidenziato, per il passo corrente (un qualsiasi passo intermedio) il quadro dello stato di danneggiamento della parete maggiormente interessata per la direzione di applicazione delle forze considerata: risultano così evidenziati gli elementi che hanno raggiunto e superato la propria capacità ultima di spostamento ed il corrispondente modo di collasso (taglio o pressoflessione).

N.B.: In particolare, la distribuzione di carico proporzionale al 1° modo di vibrare, per la quale si ha l'analisi più punitiva, evidenzia un meccanismo legato al collasso delle fasce disaccoppiando tra loro i maschi (con una riduzione della capacità più graduale che sfrutta maggiormente le risorse in campo non lineare della struttura).

INDIVIDUAZIONE DELLE PARETI PIÙ DANNEGGIATE IN DIREZIONE Y

La tabella seguente riporta sulle righe la percentuale di elementi danneggiati per ciascuna parete.

Le righe e quindi le pareti, sono ordinate in funzione della percentuale di elementi danneggiati al fine di individuare immediatamente la parete più danneggiata (la prima della lista).

Elementi rotti passo corrente							Elementi totali per parete
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo							<input type="radio"/> rispetto al passo precedente
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete	
8	<input checked="" type="checkbox"/>	33.3	0.4	0.0	0.0	0.0	Muratura 12
1	<input type="checkbox"/>	29.7	3.1	0.0	0.0	0.0	Setti 2
10	<input type="checkbox"/>	17.0	2.3	0.0	0.0	0.0	Pilastrini 9
2	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Travi 9
3	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
7	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	14.9	0.0	0.0	
9	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	100.0	0.0	0.0	
11	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
12	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

INDIVIDUAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X

Parete principale	Nodo sotto	Nodo sopra	Spostamento relativo [cm]	Livello	Pareti interessate
1	2	3	2.20	2	1-11
8	52	53	1.81	2	8-9
10	57	58	1.67	2	9-10
14	42	43	1.06	2	7-14
4	129	130	0.89	2	4-15-36-37
1	3	4	0.80	3	1-11
8	53	54	0.72	3	8-9
6	37	38	0.70	2	6-7
10	58	59	0.69	3	9-10
14	43	44	0.57	3	7-14
8	54	55	0.55	4	8-9
1	4	5	0.53	4	1-11
4	129	130	0.53	2	4-15-36-37

Le pareti P8, P1 e P10 risultano quelle con la maggiore percentuale di elementi rotti.

LEGENDA COLORI: Mappa di colori per individuare il tipo di danneggiamento della struttura			
	Integro		Rottura presso-flessione
	Plastico per taglio		Rottura per compressione
	Rottura per taglio		Rottura per trazione
	Plastico presso-flessione		Rottura in fase elastica

Stato fessurativo del telaio 3D, condizione n. 20

SCELTA MOTIVATA DEL TIPO DI INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO DELL'EDIFICIO POST OPERAM

La verifica globale condotta sulla costruzione in oggetto ante operam (significativamente danneggiata) indica che la struttura ha un livello di sicurezza non superiore al 49,3% (SLV) dell'adeguamento sismico dovuto ad una serie non trascurabile di carenze e di vulnerabilità.

In linea con gli "Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri n.3790 del 17.7.2009", dopo l'identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU,

sono stati individuati una serie di interventi incrementali da applicare sulla costruzione al fine di raggiungere livelli di sicurezza della costruzione sempre più elevati.

NECESSITA' DI ADOTTARE TUTTI GLI INTERVENTI PROPOSTI

Le verifiche globali eseguite, mediante analisi statica non lineare, su di vari di casi di miglioramenti incrementali, in appresso riportati, graficizzando tra l'altro gli elementi strutturali ed i relativi meccanismi di rottura che condizionano il livello di sicurezza della struttura, permettono di dimostrare la necessità di adottare tutti gli interventi proposti per raggiungere il livello di sicurezza sismica atteso del 60% (SLV) dell'adeguamento sismico.

In dettaglio quindi, al fine di individuare la soluzione tecnica più idonea ed economicamente vantaggiosa, dopo la verifica della struttura ante operam con l'identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU, sono state esaminate e studiate:

- una serie di **interventi incrementali**, (riguardanti rinforzi e miglioramenti degli elementi strutturali come: *1 Applicazione sistema FRCM su pareti esterne perimetrali, 2 Irrigidimento dei solai di copertura, 3 Inserimento cerchiature su aperture dei vani esterni* più avanti specificati), al fine di raggiungere livelli di sicurezza sempre più elevati, sia per ridurre le carenze locali sia per incrementare la sicurezza globale dell'edificio;
- la scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- l'analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- la verifica della struttura post-operam con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU.

Tutte le soluzioni che verranno riportate in appresso sono finalizzate al raggiungimento di un livello di sicurezza sismica attesa almeno pari al 60% (SLV) dell'adeguamento sismico.

N.B.:

Sono stati inoltre previsti, oltre agli interventi di riparazione dei danni presenti, gli interventi di:

- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di architravi per rafforzare le pareti intorno alle aperture;

Inoltre nell'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio sono stati valutati e giustificati, sia la variazione nella distribuzione delle rigidezze e delle resistenze che la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura.

12.0 TIPI DI INTERVENTI PER IL MIGLIORAMENTO DELL'EDIFICIO POST OPERAM

A tal uopo è riportato in appresso un riepilogo generale ma significativo degli interventi adottabili per comparare le scelte progettuali incrementali effettuate al fine di individuare la **soluzione tecnica più idonea ed economicamente vantaggiosa per raggiungere il livello di sicurezza sismica attesa almeno pari al 60% (SLV) dell'adeguamento sismico.**

1 Applicazione sistema FRM (Sistema Kerakoll GEOGRID 400) su pareti esterne perimetrali

- miglioramento della qualità muraria mediante impiego di intonaci armati con reti sulle pareti portanti perimetrali e di spina, per riparare i danni e per eliminare carenze di resistenza dovuta a cattiva qualità degli elementi componenti;

2 Irrigidimento dei solai di copertura

- irrigidimento dei solai esistenti mediante soletta collaborante e connettori;

3 Inserimento cerchiature su aperture dei vani esterni

- incremento della rigidità nel piano dei maschi murari mediante cerchiature dei vani esistenti perimetrali (porte e finestre). Per le finestre si prevede l'introduzione di elementi in acciaio su tutti i lati dell'apertura mentre per le aperture sui balconi si assume l'introduzione di elementi in acciaio su tutti i lati a meno del traverso di base. Nello specifico sono stati adottati profili HEB140 e sono stati inseriti su tutte le aperture del livello 2 e del livello 3.

Per valutare gli effetti del rafforzamento, è stato necessario in fase di POST OPERAM riaggiornare i carichi degli **elementi strutturali** già esaminati in fase ANTE OPERAM, (in conseguenza dei rafforzamenti e/o irrigidimenti) ed il modello numerico già adottato per la simulazione dello stato di fatto.

Il modello è stato quindi migliorato attraverso l'inserimento dei nuovi elementi strutturali di progetto, dei nuovi carichi conseguenti, oltre alla valutazione dei nuovi coefficienti di sicurezza.

Tabella: Carichi permanenti ed accidentali gravanti sui solai di piano e relativi coefficienti di combinazione nello stato Post Operam

Livello	Tipologia solaio	G1k [daN/m ²]	G2k [daN/m ²]	Qk [daN/m ²]
1 – 4	Solaio di piano in latero-cemento	196	320	200
4	Copertura irrigidita con soletta in c.a.	196	130	200
Scale e Balconi		200	250	400

9. DESCRIZIONE DEL MODELLO POST-OPERAM

In Figura, l'identificazione dei nodi di incidenza di ogni elemento è di immediata individuazione.

NOTA BENE

Si riportano di seguito i tipi di interventi incrementali per il miglioramento dell'edificio.

Si precisa che sono riportate inoltre

- verifiche globali, *ante e post operam*
- verifiche locali, *ante e post operam*

Analisi statica non lineare (ASNL)

Dettaglio verifiche

(nodo di controllo 155)

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0	43.05	35.75	2.24	33.29	26.81	1.73	14.11	17.80	11.21	11.87	0.830	0.805	1.262	1.059
2	+X	Forze statiche	0	49.74	43.74	2.57	38.47	32.80	1.99	16.31	19.38	12.95	12.92	0.879	0.853	1.188	0.998
3	-X	Uniforme	0	45.01	36.94	2.10	34.81	27.71	1.63	14.76	21.39	11.72	14.27	0.821	0.796	1.450	1.217
4	-X	Forze statiche	0	44.08	46.93	3.11	34.09	35.20	2.41	14.45	14.17	11.48	9.45	1.065	1.032	0.980	0.823
5	+Y	Uniforme	0	35.26	26.75	3.45	27.27	20.06	2.67	11.56	10.22	9.18	6.81	0.759	0.736	0.884	0.742
6	+Y	Forze statiche	0	41.42	33.77	3.78	32.03	25.33	2.92	13.58	9.80	10.79	6.54	0.815	0.791	0.722	0.606
7	-Y	Uniforme	0	31.01	28.07	3.26	24.05	21.06	2.59	10.09	8.87	8.22	5.92	0.908	0.879	0.884	0.720
8	-Y	Forze statiche	0	38.05	34.05	3.83	29.43	25.54	2.96	12.47	8.86	9.91	5.91	0.895	0.868	0.711	0.597
9	+X	Uniforme	845	42.78	34.79	2.28	33.09	26.09	1.76	14.03	18.77	11.14	12.52	0.813	0.788	1.338	1.123
10	+X	Uniforme	-845	43.17	34.72	2.26	33.39	26.04	1.75	14.15	19.07	11.24	12.72	0.804	0.780	1.348	1.132
11	+X	Forze statiche	845	46.49	43.77	2.81	35.96	32.83	2.18	15.24	16.52	12.11	11.02	0.941	0.913	1.084	0.910
12	+X	Forze statiche	-845	50.00	43.71	2.55	38.67	32.78	1.97	16.39	19.59	13.02	13.06	0.874	0.848	1.195	1.003
13	-X	Uniforme	845	44.74	35.98	2.14	34.60	26.98	1.66	14.67	20.89	11.65	13.93	0.804	0.780	1.424	1.196
14	-X	Uniforme	-845	45.09	37.91	2.07	34.88	28.43	1.60	14.78	21.76	11.74	14.51	0.841	0.815	1.472	1.236
15	-X	Forze statiche	845	45.34	45.97	3.00	35.07	34.48	2.32	14.86	13.91	11.81	9.28	1.014	0.983	0.936	0.786

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
16	-X	Forze statiche	-845	44.12	47.90	3.11	34.13	35.93	2.41	14.47	14.18	11.49	9.46	1.086	1.053	0.980	0.823
17	+Y	Uniforme	1,403	35.15	25.24	3.58	27.21	18.93	2.77	11.53	9.81	9.16	6.55	0.718	0.696	0.851	0.714
18	+Y	Uniforme	-1,403	34.89	26.22	3.56	27.05	19.66	2.77	11.47	8.69	9.11	5.79	0.752	0.727	0.758	0.636
19	+Y	Forze statiche	1,403	41.35	31.43	3.89	31.98	23.57	3.01	13.56	10.62	10.77	7.08	0.760	0.737	0.784	0.658
20	+Y	Forze statiche	-1,403	41.31	30.12	3.87	31.95	22.59	3.00	13.54	9.64	10.76	6.43	0.729	0.707	0.712	0.598
21	-Y	Uniforme	1,403	31.26	27.56	3.40	24.25	20.67	2.71	10.21	8.59	8.31	5.73	0.885	0.856	0.847	0.690
22	-Y	Uniforme	-1,403	30.80	26.60	3.26	23.87	19.95	2.59	9.99	7.78	8.13	5.19	0.868	0.840	0.784	0.638
23	-Y	Forze statiche	1,403	38.65	32.62	3.87	29.89	24.46	2.99	12.67	9.99	10.07	6.66	0.844	0.818	0.788	0.662
24	-Y	Forze statiche	-1,403	37.43	33.47	3.92	28.95	25.10	3.03	12.27	9.54	9.75	6.37	0.894	0.867	0.778	0.653

Riassunto verifiche sismiche push-over

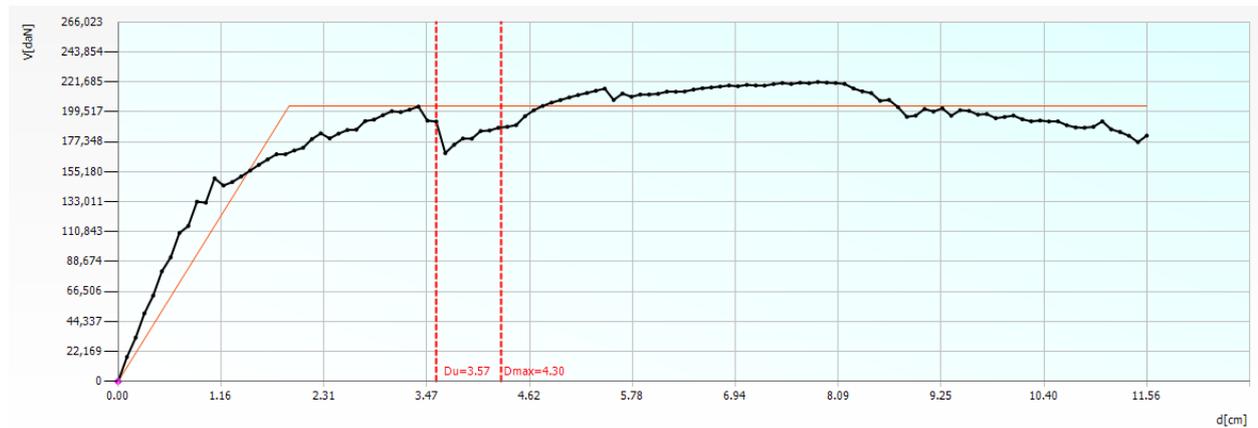
Il caso più critico

in direzione +X è il numero 10

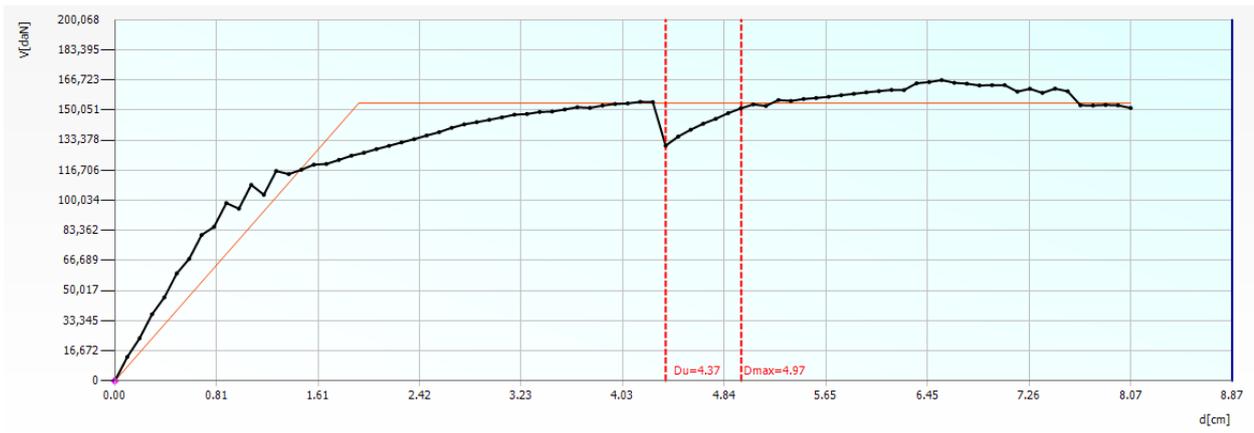
in direzione -Y è il numero 17

Riepilogo curve pushover nelle direzioni x e y

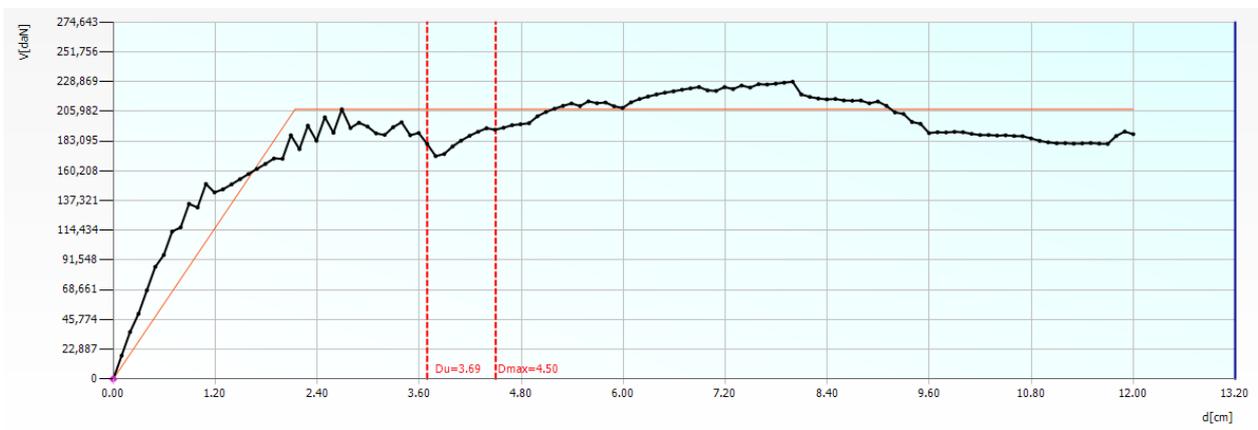
ANALISI N. 1



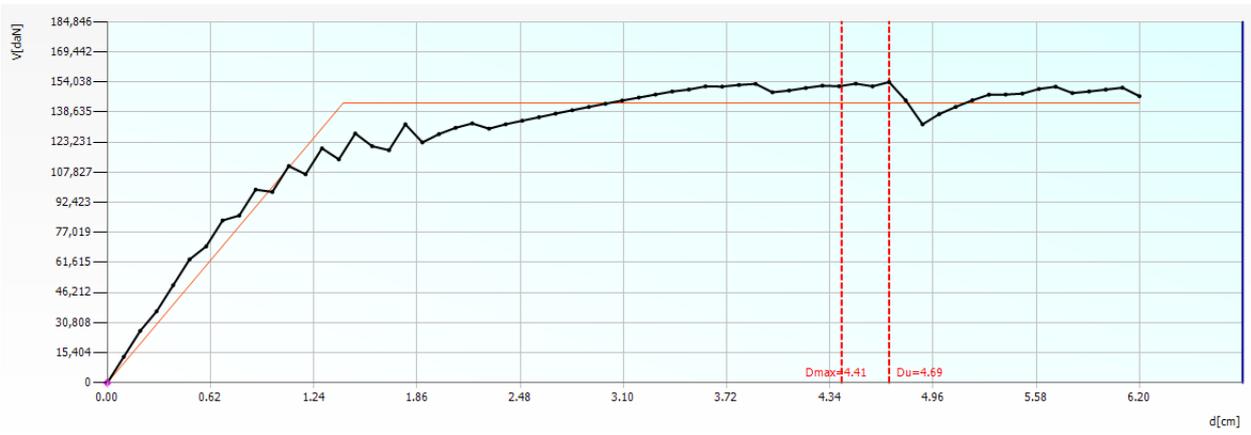
ANALISI N. 2



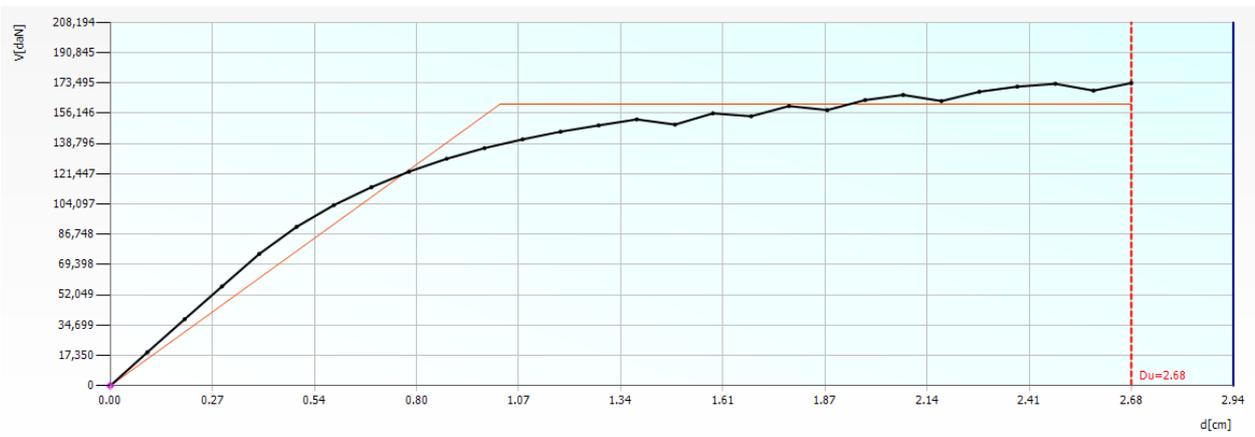
ANALISI N. 3



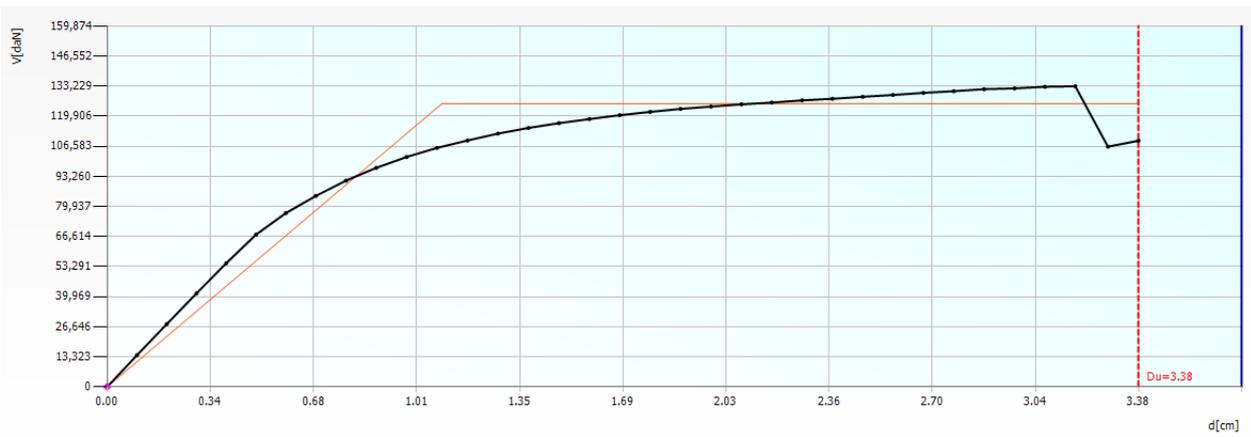
ANALISI N. 4



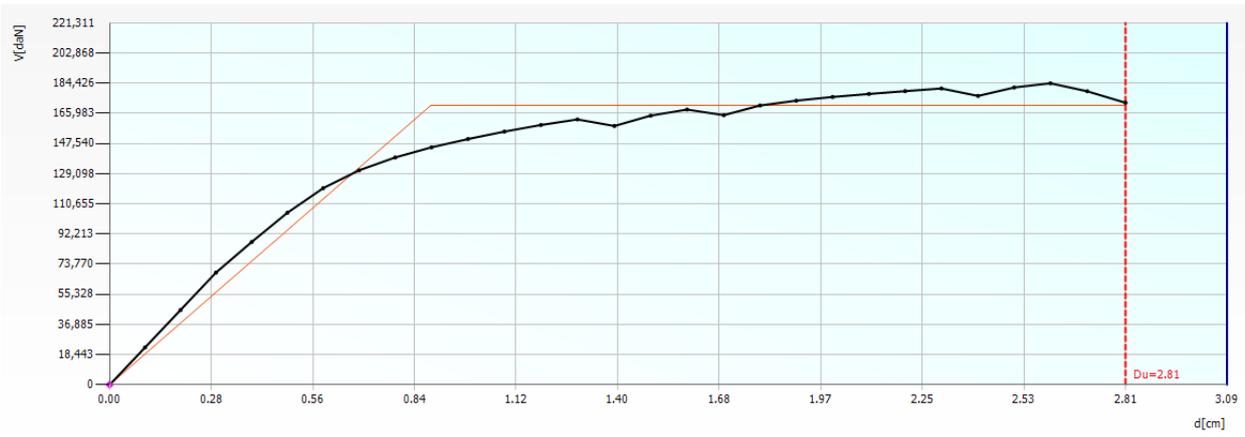
ANALISI N.5



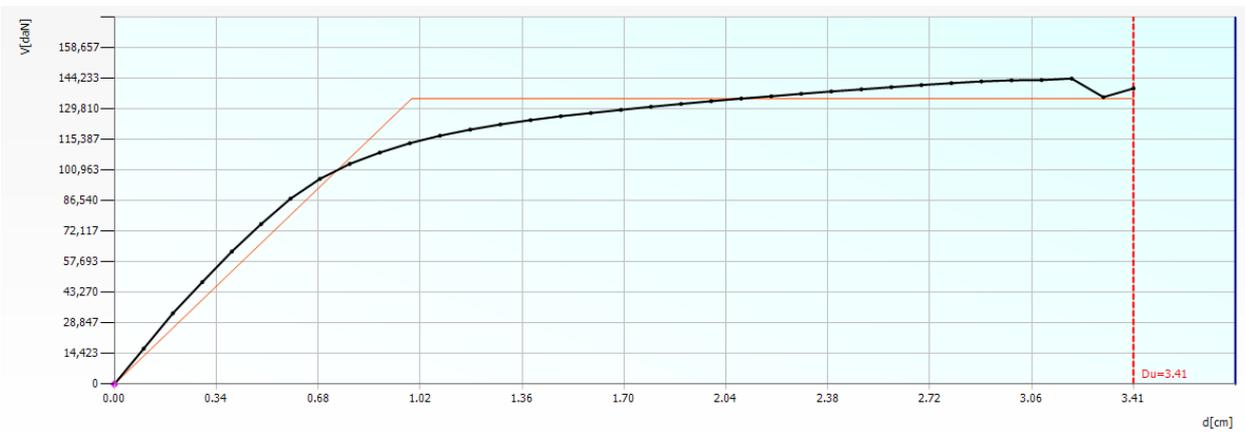
ANALISI N. 6



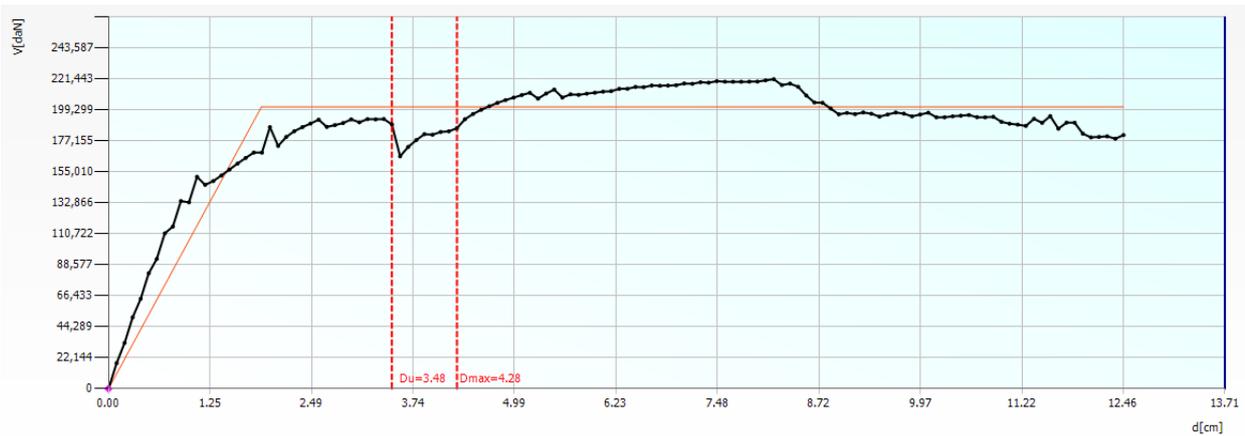
ANALISI N. 7



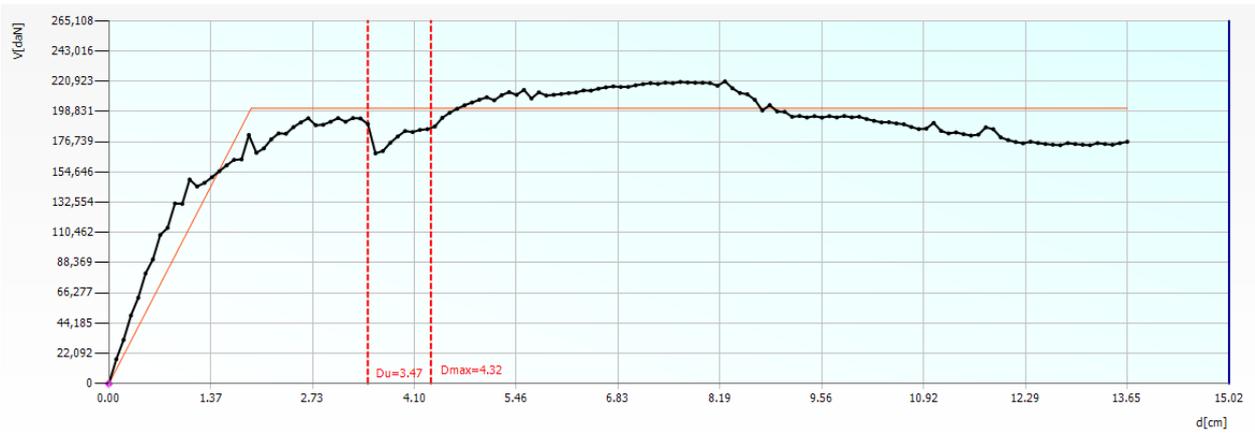
ANALISI N. 8



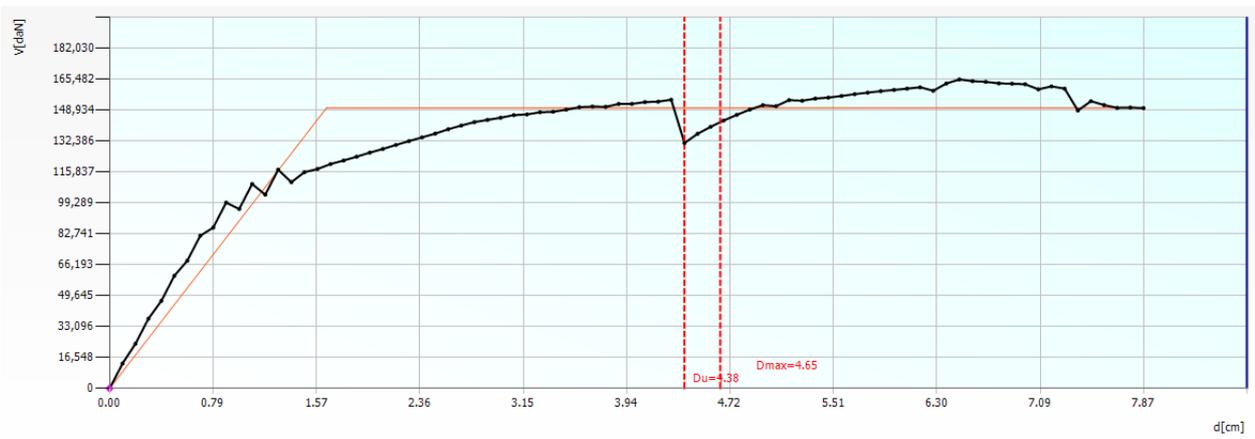
ANALISI N. 9



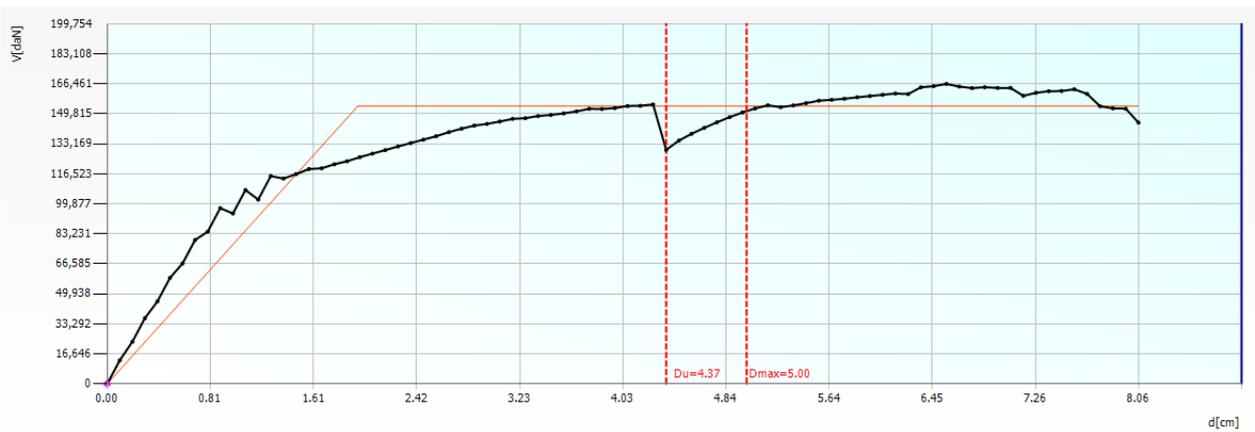
ANALISI N. 10



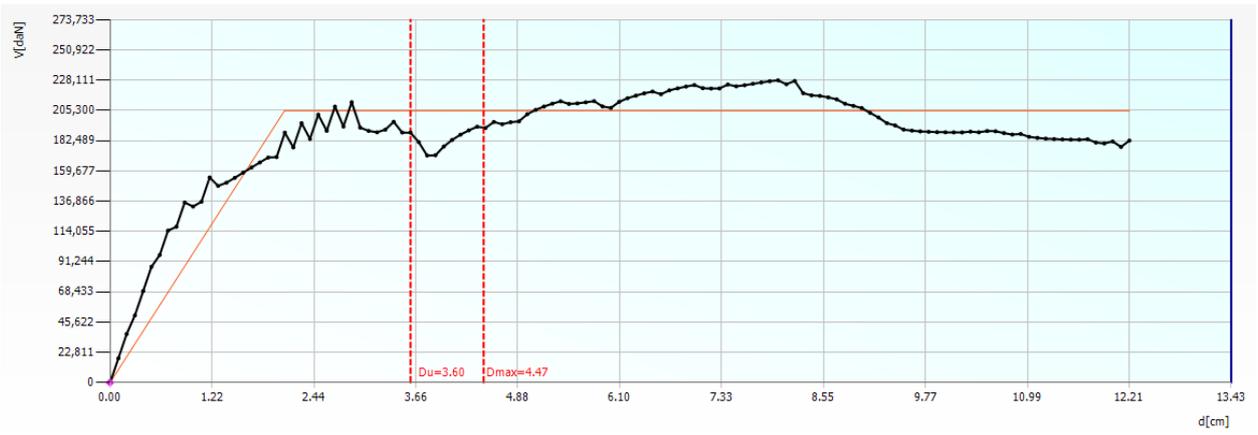
ANALISI N. 11



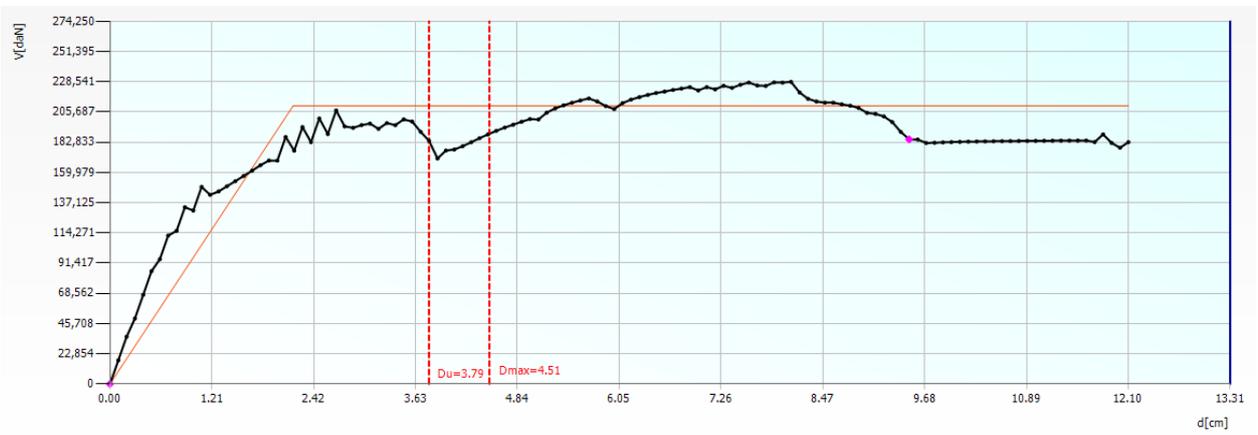
ANALISI N. 12



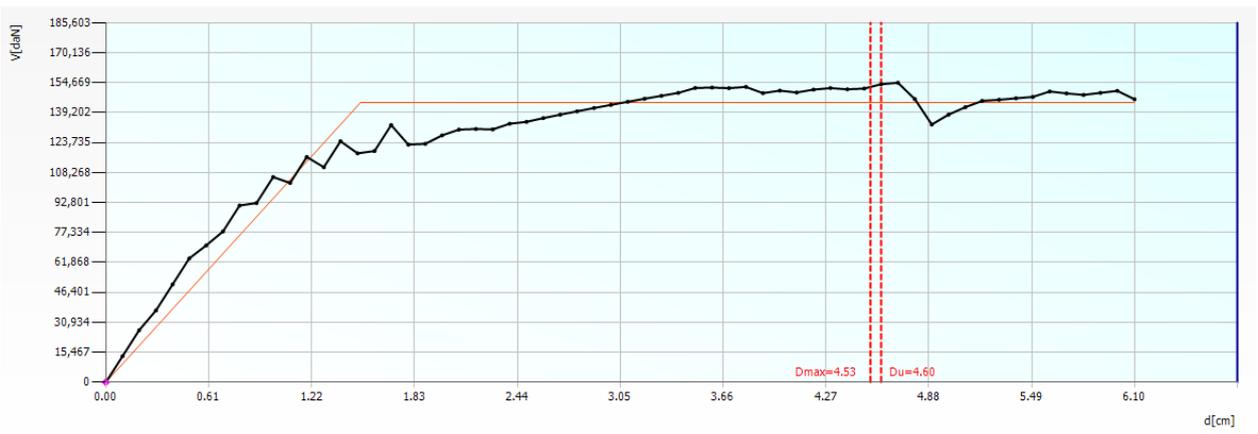
ANALISI N. 13



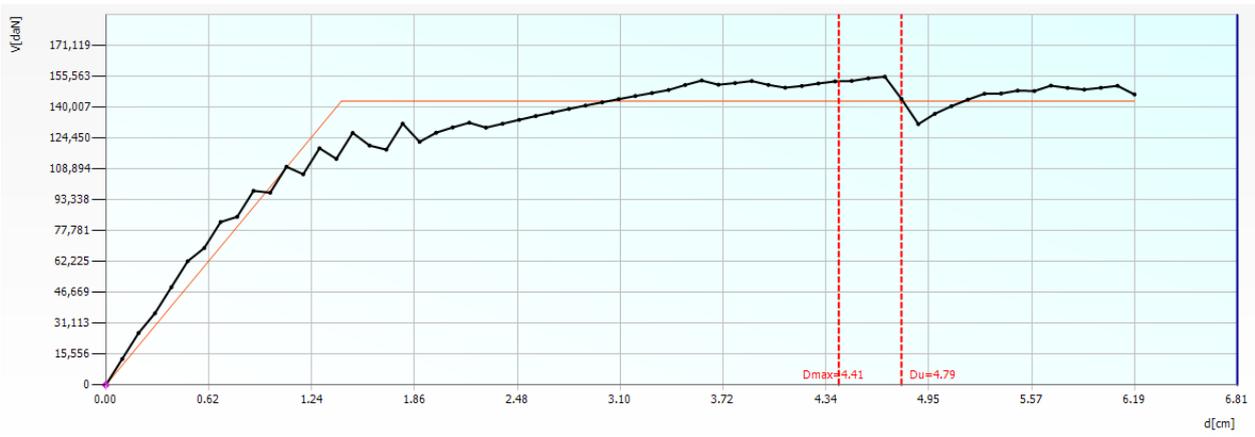
ANALISI N. 14



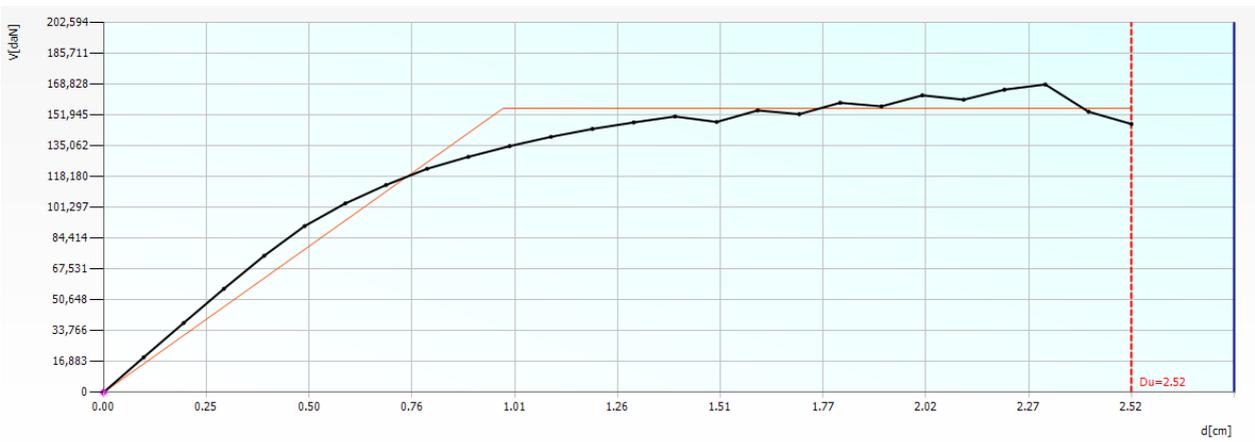
ANALISI N. 15



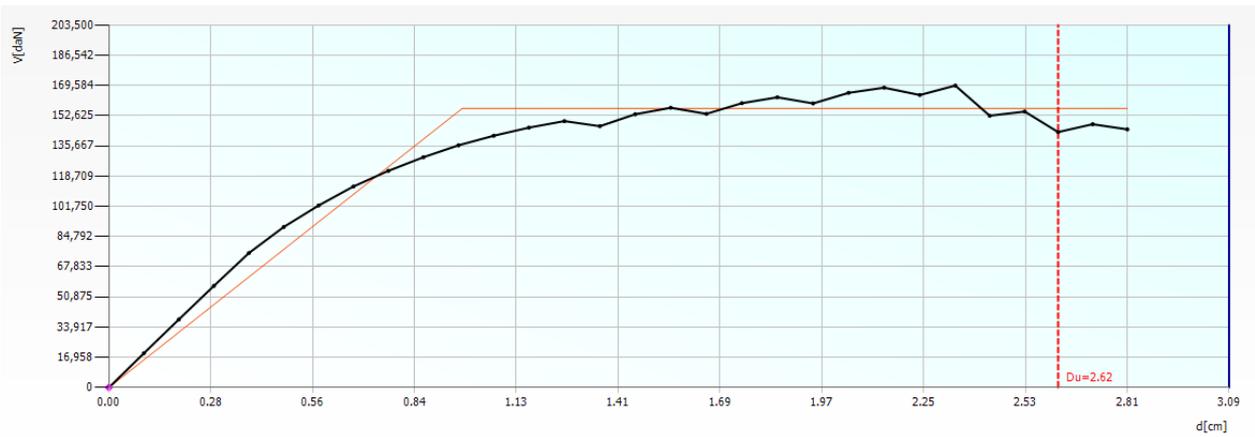
ANALISI N. 16



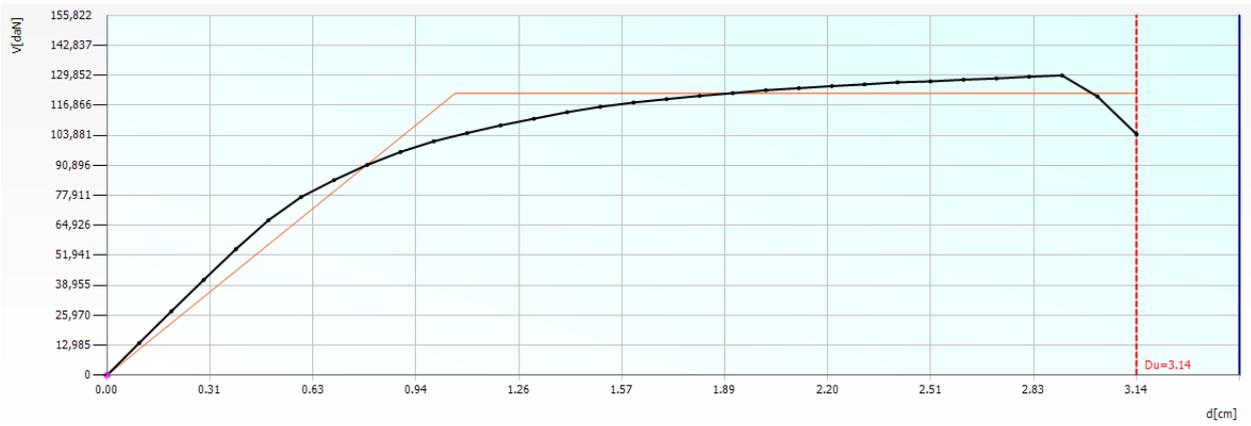
ANALISI N. 17



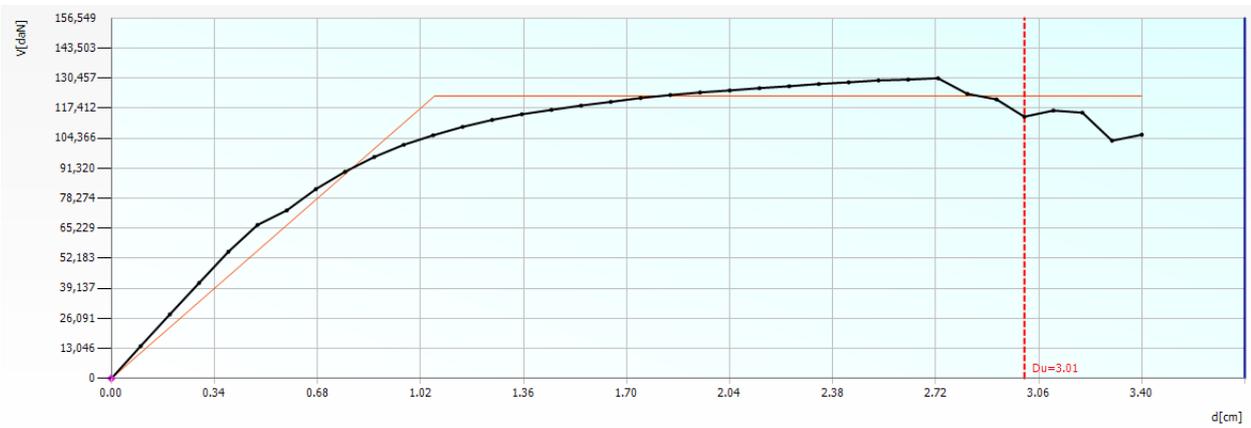
ANALISI N. 18



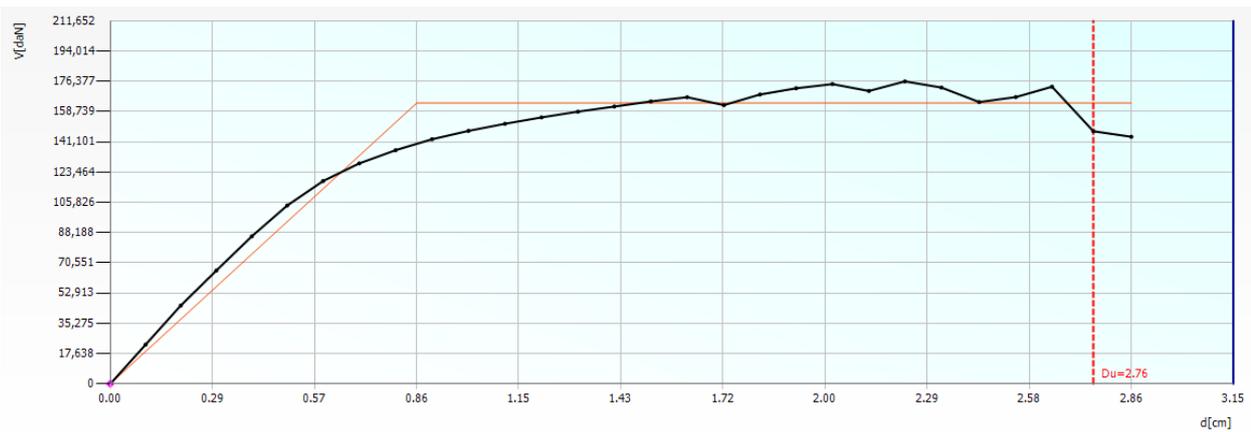
ANALISI N. 19



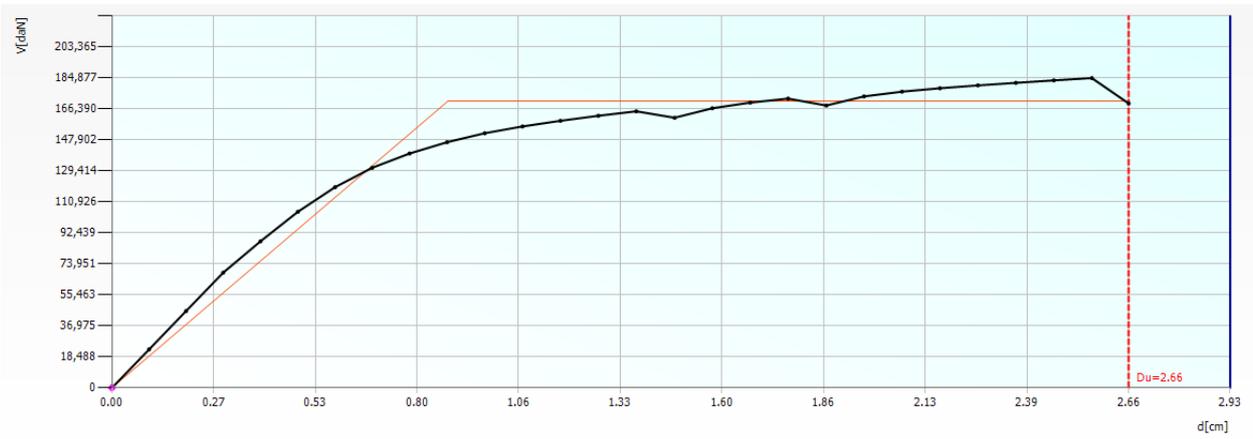
ANALISI N. 20



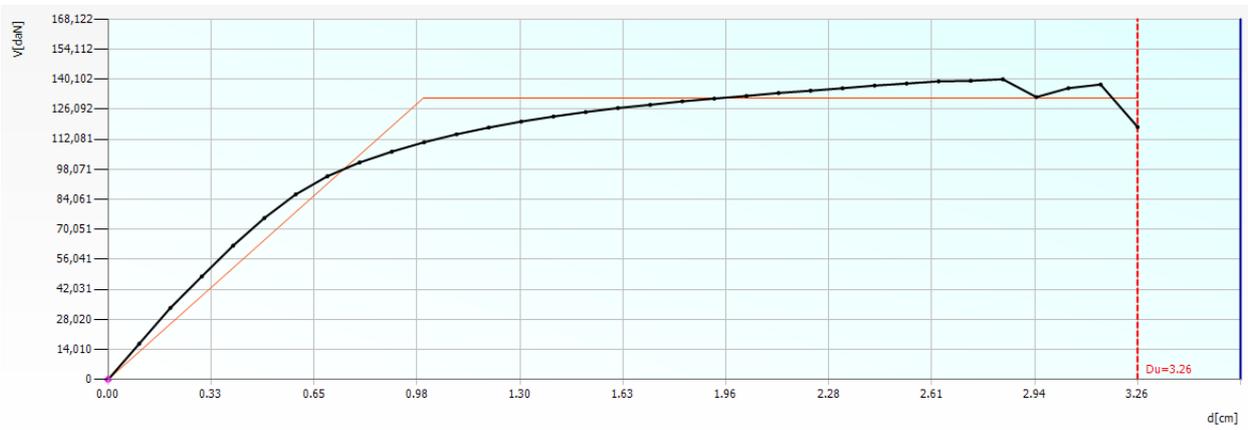
ANALISI N. 21



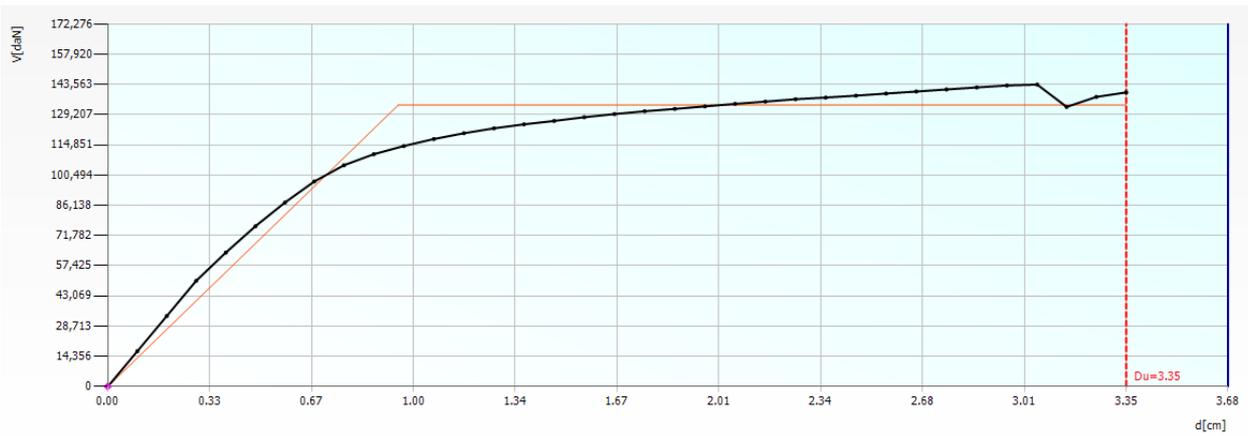
ANALISI N. 22



ANALISI N. 23



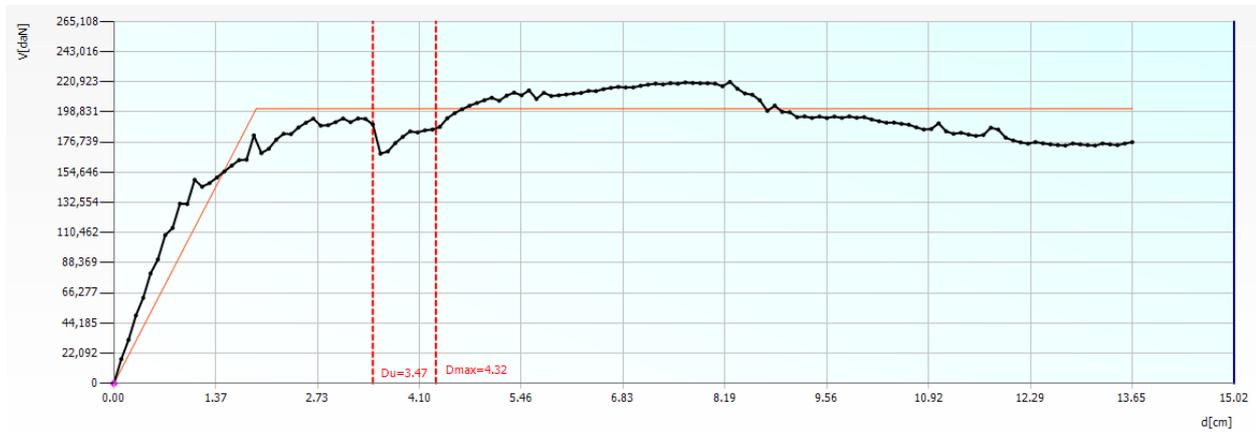
ANALISI N. 24



1° CASO ESAMINATO-NELLA DIREZIONE X

Viene riportata la curva relativa alla combinazione più critica in direzione X, ovvero la n. 10.

Curva pushover relativa alla direzione X, condizione n. 10



Risulta evidente come la verifica non sia soddisfatta in quanto la capacità di spostamento dell'edificio è di 3.34 cm al fronte di una domanda di spostamento di 2.60 cm.

Si riporta ora un riassunto dettagliato della combinazione di carico in oggetto:

Dettagli verifiche combinazione 10

SLC

Dmax 4.32 [cm] > Du 3.47 [cm]
q* 2.26 <= 4
La verifica NON è soddisfatta
Raggiungimento della deformazione angolare in tutti i maschi murari

SLV

Dmax 3.34 [cm] > Du 2.60 [cm]
q* 1.75 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

SLD

Dmax 1.42 [cm] <= Du 1.91 [cm]
La verifica è soddisfatta
Raggiungimento del limite elastico della bilineare

SLO

Dmax 1.12 [cm] <= Du 1.27 [cm]
La verifica è soddisfatta

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	561	975	0.5754	1.4620	1.8178	0.8042
SLV	267	475	0.5621	1.1231	1.4401	0.7799
SLD	113	50	2.2600	0.8170	0.6063	1.3477
SLO	43	30	1.4333	0.5661	0.5003	1.1315

Parametri di Analisi

T* [s]	0.501
m* [kg]	671201
w [daN]	1329236
M [kg]	1354980
m*/M [%]	49.536
Γ	1.24
F*y [daN]	161885
d*y [cm]	1.53
d*u [cm]	10.98

Mostra PGA su roccia

Dettagli ...

1° CASO ESAMINATO NELLA DIREZIONE X

Modalità di collasso combinazione 10

Si riporta di seguito un'immagine relativa al passo di carico per il quale si raggiunge la condizione di SLV in direzione X.

SCHEMA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI CHE CONDIZIONANO IL LIVELLO DI RESISTENZA SISMICO

Vengono riportati in appresso (in *sezione-prospetto* e in *assonometria*)

- gli elementi strutturali (maschio murario e fascia di piano)
- i meccanismi di rottura (tipo di danneggiamento evidenziato a colore)

che condizionano il livello di sicurezza della struttura.

Nelle figure seguenti è evidenziato, per il passo corrente (un qualsiasi passo intermedio) il quadro dello stato di danneggiamento della parete maggiormente interessata per la direzione di applicazione delle forze considerata: risultano così evidenziati gli elementi che hanno raggiunto e superato la propria capacità ultima di spostamento ed il corrispondente modo di collasso (taglio o pressoflessione).

N.B.: In particolare, la distribuzione di carico proporzionale alle Masse, per la quale si ha l'analisi più punitiva, evidenzia un meccanismo legato al collasso delle fasce disaccoppiando tra loro i maschi (con una riduzione della capacità più graduale che sfrutta maggiormente le risorse in campo non lineare della struttura).

INDIVIDUAZIONE DELLE PARETI PIÙ DANNEGGIATE IN DIREZIONE X

La tabella seguente riporta sulle righe la percentuale di elementi danneggiati per ciascuna parete.

Le righe e quindi le pareti, sono ordinate in funzione della percentuale di elementi danneggiati al fine di individuare immediatamente la parete più danneggiata (la prima della lista).

Elementi rotti passo corrente							Elementi totali per parete	
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo <input type="radio"/> rispetto al passo precedente							Muratura	12
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete	Setti	2
9	<input checked="" type="checkbox"/>	33.3	0.8	0.0	0.0	0.0	Pilastrini	9
11	<input type="checkbox"/>	27.7	1.6	0.0	0.0	0.0	Travi	17
5	<input type="checkbox"/>	27.6	0.8	0.0	0.0	0.0		
3	<input type="checkbox"/>	24.7	2.3	0.0	0.0	0.0		
2	<input type="checkbox"/>	23.7	2.6	0.0	22.2	0.0		
13	<input type="checkbox"/>	21.7	0.8	0.0	0.0	0.0		
7	<input type="checkbox"/>	19.8	1.1	13.3	0.0	0.0		
15	<input type="checkbox"/>	17.3	1.7	0.0	23.1	0.0		
1	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	25.0	0.0		
4	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	25.0	0.0		
6	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	25.0	0.0		
8	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	25.0	0.0		

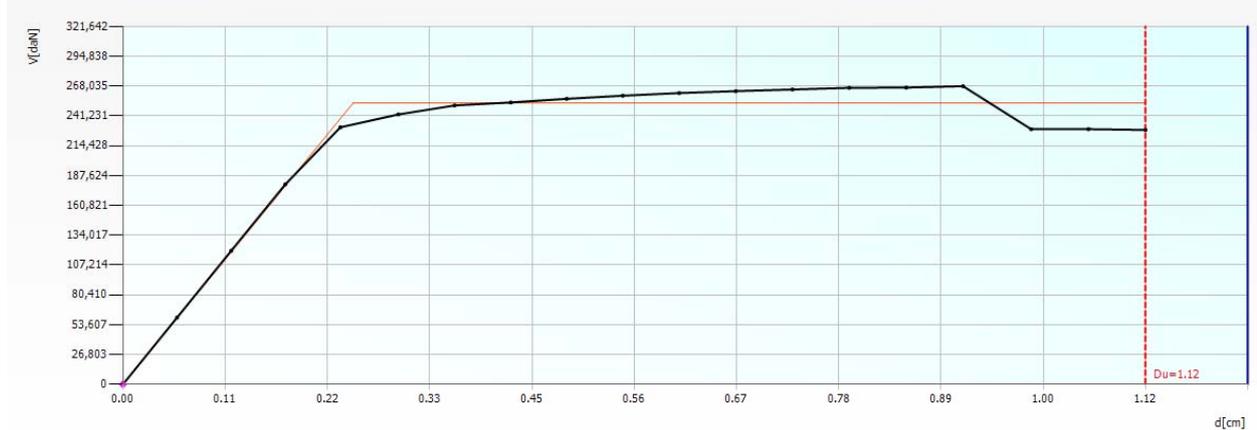
Le pareti P9, P11 e P5 risultano quelle con la maggiore percentuale di elementi rotti.

LEGENDA COLORI: Mappa di colori per individuare il tipo di danneggiamento della struttura	
Integro	Rottura presso-flessione
Plastico per taglio	Rottura per compressione
Rottura per taglio	Rottura per trazione
Plastico presso-flessione	Rottura in fase elastica

1° CASO ESAMINATO NELLA DIREZIONE Y

Viene riportata la curva relativa alla combinazione più critica in direzione Y, ovvero la n 17.

Curva pushover relativa alla direzione Y, condizione n. 17



Come si evince dal grafico, nonché dai valori riportati in tabella, anche in questo caso la verifica risulta non soddisfatta, in quanto la domanda di spostamento 2.72 cm contro una capacità di 1.89 cm.

Si riporta ora un riassunto dettagliato della combinazione di carico in oggetto:

Dettagli verifiche combinazione 17

SLC

Dmax 3.52 [cm] > Du 2.52 [cm]
 q* 3.58 <= 4
La verifica NON è soddisfatta
 Spostamento limite raggiunto

SLV

Dmax 2.72 [cm] > Du 1.89 [cm]
 q* 2.77 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

SLD

Dmax 1.15 [cm] > Du 0.98 [cm]
La verifica NON è soddisfatta
 Raggiungimento del limite elastico della bilineare

SLO

Dmax 0.92 [cm] > Du 0.65 [cm]
La verifica NON è soddisfatta

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	435	975	0.4462	1.3057	1.8178	0.7183
SLV	195	475	0.4105	1.0021	1.4401	0.6959
SLD	40	50	0.8000	0.5159	0.6063	0.8509
SLO	< 30	30	< 1.0000	0.3574	0.5003	0.7144

Parametri di Analisi

T* [s]	0.408
m* [kg]	668333
w [daN]	1329236
M [kg]	1354980
m*/M [%]	49.324
Γ	1.25
F*y [daN]	125111
d*y [cm]	0.79
d*u [cm]	2.03

Mostra PGA su roccia

Dettagli ...

1° CASO ESAMINATO NELLA DIREZIONE Y PIU' GRAVOSA

Modalità di collasso combinazione 17

Ora si riportano le immagini relative alla peggiore delle condizioni in direzione Y.

SCHEMA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI CHE CONDIZIONANO IL LIVELLO DI RESISTENZA SISMICO

Vengono riportati in appresso (in *sezione-prospetto* e in *assonometria*)

- gli elementi strutturali (maschio murario e fascia di piano)
- i meccanismi di rottura (tipo di danneggiamento evidenziato a colore)

che condizionano il livello di sicurezza della struttura.

Nelle figure seguenti è evidenziato, per il passo corrente (un qualsiasi passo intermedio) il quadro dello stato di danneggiamento della parete maggiormente interessata per la direzione di applicazione delle forze considerata: risultano così evidenziati gli elementi che hanno raggiunto e superato la propria capacità ultima di spostamento ed il corrispondente modo di collasso (taglio o pressoflessione).

N.B.: In particolare, la distribuzione di carico proporzionale al 1° modo, per la quale si ha l'analisi più punitiva, evidenzia un meccanismo legato al collasso delle fasce disaccoppiando tra loro i maschi (con una riduzione della capacità più graduale che sfrutta maggiormente le risorse in campo non lineare della struttura).

INDIVIDUAZIONE DELLE PARETI PIÙ DANNEGGIATE IN DIREZIONE Y

La tabella seguente riporta sulle righe la percentuale di elementi danneggiati per ciascuna parete.

Le righe e quindi le pareti, sono ordinate in funzione della percentuale di elementi danneggiati al fine di individuare immediatamente la parete più danneggiata (la prima della lista).

Elementi rotti passo corrente							Elementi totali per parete
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo							<input type="radio"/> rispetto al passo precedente
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete	
6	<input checked="" type="checkbox"/>	29.7	3.1	0.0	0.0	0.0	Muratura 12
14	<input type="checkbox"/>	17.5	1.4	11.3	0.0	0.0	Setti 2
1	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Pilastrini 9
2	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Travi 17
3	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
7	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	14.9	0.0	0.0	
8	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
9	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	100.0	0.0	0.0	
10	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Le pareti P6 e P14 risultano quelle con la maggiore percentuale di elementi rotti.

Una prima indicazione sul comportamento della struttura può essere desunta dall'analisi modale: si individuano i modi propri ed i corrispondenti periodi, determinando il "livello" di importanza in ragione della massa coinvolta.

Dall'esame dei risultati dell'analisi modale, in ciascuna direzione, si evidenzia un modo dominante (n. 1 dirX - n.1 dirY), che coinvolge gran parte della massa complessiva la cui conseguenza è che ci si può aspettare un comportamento piuttosto regolare, con distribuzioni predominanti sui primi cinque modi nelle direzioni principali (che coprono l'85% della massa totale associata ai gradi di libertà effettivi).

**Periodi, frequenze e masse partecipanti per i primi 70 modi della struttura (valori in unità S.I.)
in cui sono stati parzialmente scartati i modi con masse partecipanti inferiori all'1%**

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0.47378	811,566	64.58	9,485	0.75	1	0.00
2	0.41953	9,418	0.75	803,502	63.93	498	0.04
3	0.33158	5,213	0.41	729	0.06	100	0.01
4	0.15597	106,978	8.51	16	0.00	2,300	0.18
5	0.14295	4	0.00	121,302	9.65	23,588	1.88
6	0.13051	83	0.01	3,612	0.29	127,300	10.13
7	0.12512	81	0.01	1,241	0.10	21,903	1.74
8	0.12447	0	0.00	6	0.00	14,913	1.19
9	0.12355	14	0.00	118	0.01	48,844	3.89
10	0.12244	976	0.08	86	0.01	143,170	11.39
11	0.11831	62	0.00	18	0.00	5,648	0.45
12	0.11685	346	0.03	64	0.01	2,408	0.19
13	0.11180	1	0.00	28	0.00	31,469	2.50
14	0.09668	3	0.00	39	0.00	22,767	1.81
15	0.09233	6,048	0.48	2,008	0.16	37,299	2.97
16	0.09155	17,292	1.38	883	0.07	7,772	0.62
17	0.08869	165	0.01	450	0.04	19,557	1.56
18	0.08851	61	0.00	624	0.05	53,560	4.26
19	0.08560	17	0.00	21,362	1.70	795	0.06
20	0.08488	19	0.00	80	0.01	128,215	10.20

50	0.05050	713	0.06	4,524	0.36	2,249	0.18
51	0.04941	2,919	0.23	221,593	17.63	27	0.00
52	0.04919	1	0.00	28	0.00	979	0.08
53	0.04768	28	0.00	1,043	0.08	304	0.02
54	0.04719	3,503	0.28	67	0.01	2,986	0.24
55	0.04696	1,820	0.14	44	0.00	1,150	0.09
56	0.04644	2,366	0.19	64	0.01	48	0.00
57	0.04579	9,758	0.78	1,859	0.15	1,249	0.10
58	0.04548	231	0.02	6	0.00	1,004	0.08
59	0.04480	3,446	0.27	74	0.01	6	0.00
60	0.04342	211,799	16.85	2,229	0.18	11	0.00
61	0.04307	2,015	0.16	206	0.02	128	0.01
62	0.04301	6	0.00	25	0.00	672	0.05
63	0.04208	715	0.06	491	0.04	1,653	0.13
64	0.04195	406	0.03	4	0.00	1,970	0.16
65	0.04186	175	0.01	56	0.00	3,510	0.28

10. CONFRONTO RIASSUNTIVO DEI DIVERSI MODELLI IN TERMINI DI MOLTIPLICATORE GLOBALE

Si riportano in appresso le verifiche delle soluzioni esaminate con l'incremento di min Alfa u Post Operam, rispetto al corrispondente Alfa u Ante Operam, al fine di individuare la soluzione tecnica più idonea ed economicamente vantaggiosa per raggiungere il livello di sicurezza sismica attesa almeno pari al 60% circa (SLV) dell'adeguamento sismico:

Ante operam – Post operam

SOLUZIONI TECNICHE ESAMINATE	INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO MEDIANTE L'ESECUZIONE DI:			Alfa u	Incr. su Ante operam (%)
	1 Applicazione sistema FRCM su pareti esterne perimetrali	2 Irrigidimento dei solai di copertura	3 Inserimento cerchiature su aperture dei vani esterni		
ANTE OPERAM	/	/	/	0.52X 0.49Y	/
POST OPERAM:	SI (Livelli 2 – 3 – 4)	SI (Copertura)	SI (Livelli 2 – 3)	0.78X 0.69Y	+33.3 +29.0

La soluzione tecnica proposta risulta essere la soluzione tecnica più idonea ed economicamente vantaggiosa per raggiungere il livello di sicurezza sismica attesa almeno pari al 60% circa (SLV) dell'adeguamento sismico.

INCREMENTO DEL LIVELLO DI SICUREZZA GLOBALE

Nella tabella riepilogativa delle “*Analisi Statiche non Lineari allo SLV*” di cui sopra è evidente come, a seguito dei miglioramenti apportati, le verifiche risultino maggiormente soddisfatte o comunque più prossime alla soglia di sicurezza. Indice utile alla discussione dei risultati ottenuti è nuovamente il coefficiente Alfa u che consente, da un lato, di evidenziare il soddisfacimento della verifica, dall'altro, di comprendere quanto si stia agendo bene nel sopperire alle carenze strutturali.

Riepilogo dell'incremento di sicurezza nella risposta globale

Risposta	Alfa u esistente	Alfa u progetto	Δ miglioramento %
Globale dir X	0.52	0.78	+33.3
Globale dir Y	0.49	0.69	+29.0

Dall'esame dei risultati si nota che,

$$\text{Alfa u}_{\text{ progetto}} > \text{Alfa u}_{\text{ esistente}}$$

La maggiore collaborazione strutturale conseguente agli interventi di miglioramento sismico proposti per l'edificio hanno contribuito ad incrementare il livello di sicurezza globale del fabbricato, lo rendono meno vulnerabile agli effetti del sisma previsto nel D.M. 18 allo SLV nell'area in esame.

Ne deriva pertanto l'efficacia degli interventi di miglioramento sismico proposti.

Incrementi dei carichi globali in fondazione

E' infine necessario giustificare di non rientrare nell'obbligo di procedere ad interventi di adeguamento bensì nell'applicabilità degli interventi di solo miglioramento di cui all'art. 8.4.1 delle NTC18, calcolando il **peso complessivo del fabbricato prima e dopo** e verificando di non dover apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; cioè di non dover aumentare significativamente il peso a mq (<10% della somma dei pesi permanenti e portati), e mantenendo anche inalterato il valore del carico di esercizio relativo alla destinazione d'uso.

A tal scopo si riportano in appresso gli scarichi ai piedi delle pareti del fabbricato, in condizioni ante e post operam:

ANTE OPERAM

ID	Tipo	Nodo I	Nodo J	N [kN]
540	C.A.	105	106	-46.0
541	C.A.	46	47	-735.1
542	C.A.	132	133	-696.8
543	C.A.	115	116	-780.3
544	C.A.	124	125	-726.9
545	C.A.	95	96	-797.2
546	C.A.	128	129	-740.9
547	C.A.	100	101	-63.4
548	C.A.	106	107	-378.3
549	C.A.	47	48	-560.5
550	C.A.	133	134	-520.0
551	C.A.	116	117	-597.2
552	C.A.	125	126	-558.9
553	C.A.	96	97	-599.4
554	C.A.	129	130	-559.4
555	C.A.	101	102	-359.1
556	C.A.	107	108	-271.6
557	C.A.	48	49	-374.7
558	C.A.	134	135	-345.1
559	C.A.	117	118	-411.0
560	C.A.	126	127	-386.1
561	C.A.	97	98	-396.9
562	C.A.	130	131	-376.4
563	C.A.	102	103	-256.2
564	C.A.	131	254	-195.0
565	C.A.	103	104	-143.9
566	C.A.	108	109	-160.0
567	C.A.	49	50	-184.9
568	C.A.	135	252	-170.9
569	C.A.	118	176	-223.3
570	C.A.	127	177	-211.3
571	C.A.	98	99	-188.1
572	C.A.	157	158	8.4
573	C.A.	161	162	-64.0
574	C.A.	164	165	46.6
575	C.A.	253	255	-2.5
576	C.A.	168	258	80.4
577	C.A. setto	169	173	-708.2

578	C.A. setto	175	174	-881.4
579	C.A. setto	184	183	-1777.6
580	C.A. setto	186	185	-726.0
581	C.A. setto	62	61	-290.0
582	C.A. setto	187	195	-630.7
583	C.A. setto	189	196	-550.9
584	C.A. setto	17	16	-236.0
585	C.A. setto	197	201	-85.9
586	C.A. setto	203	202	-673.1
587	C.A. setto	209	208	-939.8
588	C.A. setto	101	100	-151.5
589	C.A. setto	32	31	-227.6
590	C.A. setto	42	41	-169.0
591	C.A. setto	210	214	-533.6
592	C.A. setto	37	36	-204.5
593	C.A. setto	215	219	-233.6
594	C.A. setto	220	224	-153.2
595	C.A. setto	226	225	-272.5
596	C.A. setto	228	227	-1223.0
597	C.A. setto	2	1	-264.3
598	C.A. setto	229	233	-530.0
599	C.A. setto	69	68	-366.5
600	C.A. setto	74	73	-302.3
601	C.A. setto	235	234	-111.0
602	C.A. setto	79	78	-495.1
603	C.A. setto	247	246	-94.0
604	C.A. setto	249	248	-1147.8

Totale scarichi in fondazione 26.92 [MN]

POST OPERAM

ID	Tipo	Nodo I	Nodo J	N [kN]
663	C.A.	105	106	-47.3
664	C.A.	46	47	-707.2
665	C.A.	132	133	-682.4
666	C.A.	115	116	-756.9
667	C.A.	124	125	-704.7
668	C.A.	95	96	-776.5
669	C.A.	128	129	-725.8
670	C.A.	100	101	-64.6
671	C.A.	106	107	-341.3
672	C.A.	47	48	-533.8
673	C.A.	133	134	-505.5
674	C.A.	116	117	-573.7
675	C.A.	125	126	-536.7
676	C.A.	96	97	-578.5
677	C.A.	129	130	-544.3
678	C.A.	101	102	-319.4
679	C.A.	107	108	-244.1
680	C.A.	48	49	-352.4
681	C.A.	134	135	-330.5

682	C.A.	117	118	-388.8
683	C.A.	126	127	-365.4
684	C.A.	97	98	-377.0
685	C.A.	130	131	-361.3
686	C.A.	102	103	-229.7
687	C.A.	131	254	-179.9
688	C.A.	103	104	-137.0
689	C.A.	108	109	-150.3
690	C.A.	49	50	-167.6
691	C.A.	135	252	-156.1
692	C.A.	118	176	-202.9
693	C.A.	127	177	-192.2
694	C.A.	98	99	-172.2
695	C.A.	157	158	31.0
696	C.A.	161	162	-31.9
697	C.A.	164	165	54.1
698	C.A.	253	255	15.2
699	C.A.	168	258	78.2
700	C.A. setto	169	173	-730.0
701	C.A. setto	175	174	-911.6
702	C.A. setto	184	183	-1809.4
703	C.A. setto	186	185	-752.5
704	C.A. setto	62	61	-300.6
705	C.A. setto	187	195	-637.0
706	C.A. setto	189	196	-553.7
707	C.A. setto	17	16	-244.6
708	C.A. setto	197	201	-90.7
709	C.A. setto	203	202	-691.0
710	C.A. setto	209	208	-959.2
711	C.A. setto	101	100	-154.4
712	C.A. setto	32	31	-232.8
713	C.A. setto	42	41	-188.2
714	C.A. setto	210	214	-525.4
715	C.A. setto	37	36	-204.8
716	C.A. setto	215	219	-236.3
717	C.A. setto	220	224	-187.3
718	C.A. setto	226	225	-264.8
719	C.A. setto	228	227	-1253.6
720	C.A. setto	2	1	-269.4
721	C.A. setto	229	233	-531.4
722	C.A. setto	69	68	-370.8
723	C.A. setto	74	73	-280.1
724	C.A. setto	235	234	-111.7
725	C.A. setto	79	78	-466.1
726	C.A. setto	247	246	-96.7
727	C.A. setto	249	248	-1198.5

Totale scarichi in fondazione 26.51 [MN]

Riepilogo dell'incremento dei carichi globali in fondazione

	Stato Ante Operam	Stato Post Operam	Δ Incremento di carico %
Scarichi verticali totale in fondazione (MN)	26.92	26.51	-1.53

Considerando il peso complessivo del fabbricato prima e dopo, l'incremento dei carichi globali in fondazione del modello dallo stato di fatto allo stato di progetto induce una riduzione dei carichi pari a $\Delta = -1.53\%$; dunque \rightarrow essendo $\Delta \leq 10\%$ ricorrono ampiamente le condizioni che legittimano un intervento di "*solo miglioramento*".

La riduzione è da attribuire agli scassi per l'inserimento delle cerchiature nei vani esistenti.

11. ANALISI CINEMATICA LINEARE

L'analisi delle condizioni di collasso dell'edificio in muratura in oggetto è stata condotta, nel rispetto delle indicazioni delle NTC 18 considerando, al fine della valutazione degli effetti dell'azione sismica, la seguente formula di combinazione dei carichi gravitazionali agenti sugli elementi strutturali esaminati:

$$G_K + \sum_i(\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

dove:

- G_K rappresenta i carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- Q_{Ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;
- ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma.

La valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti in muratura è stata eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso.

Infatti per queste costruzioni le NTC 2018 impongono, sia una **valutazione della capacità globale** attraverso una modellazione della struttura, sia una **verifica della stabilità delle pareti perimetrali** dell'edificio attraverso una analisi dei meccanismi locali di collasso attivati o attivabili in fase di sisma.

“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.”

Scopo di questa analisi è individuare tutti i meccanismi di collasso possibili, o quanto meno i più probabili, a cui corrisponde un valore del moltiplicatore di collasso più basso, ossia, il moltiplicatore

dei carichi orizzontali che porta ad una perdita di equilibrio del sistema ovvero all'innescò del cinematismo.

Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta globale del fabbricato, devono quindi essere opportunamente considerati nella definizione di un modello di analisi che sia realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale.

Il primo aspetto dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie quindi innanzitutto attraverso la ricerca di sconessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

I principali fattori condizionanti il riconoscimento di ciascun meccanismo sono rappresentati dalle:

Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo: sono indicate le condizioni di vincolo della parete, o porzione di parete, coinvolta nel cinematismo e più in particolare i vincoli la cui assenza o carenza predispone all'attivazione del meccanismo e per i quali occorre una verifica sull'edificio rivolta alla valutazione dell'esistenza e dell'efficacia;

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo: sono segnalate le principali carenze costruttive e tecnologiche, da cui tra l'altro dipendono strettamente le condizioni di vincolo ipotizzabili per i corpi coinvolti nel cinematismo, e le vulnerabilità specifiche la cui esistenza nell'edificio è indicativa della possibilità di attivazione del meccanismo trattato;

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo: sono individuate le condizioni di danneggiamento e dissesto che più frequentemente si associano all'avvenuta attivazione del meccanismo e che consentono, qualora vengano rilevate, di ipotizzare le modalità di collasso di edifici già colpiti da un sisma.

In presenza di carenze strutturali e vulnerabilità specifiche rilevate ed in assenza di determinati vincoli efficaci tra gli elementi costituenti la fabbrica, è possibile ipotizzare l'attivazione di definiti **meccanismi di collasso** locali e definire l'evoluzione dei relativi cinematismi.

Si ribadisce tuttavia che, per le stesse ipotesi alla base dell'analisi cinematica (presenza di blocchi, o macroelementi, considerati come corpi rigidi), l'esame dei meccanismi di collasso locali ha significato qualora le caratteristiche meccaniche del sistema murario non siano tali da consentire la disgregazione della muratura.

Individuato il tipo di risposta sismica dell'edificio, occorre procedere alla definizione dello **schema di calcolo** di riferimento per il modello di analisi adottato attraverso la descrizione della geometria dei macroelementi che costituiscono la catena cinematica, delle condizioni di vincolo dei corpi e la determinazione delle forze su di essi agenti (pesi propri, carichi verticali portati, spinte statiche, eventuali ulteriori forze esterne, forze orizzontali prodotte dal sisma e rappresentate dalle inerzie delle masse non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio).

La valutazione di tutte le grandezze richieste dal modello di analisi consente quindi di definire, mediante l'elaborazione, l'entità dell'azione sismica che attiva il cinematiso esaminato attraverso il calcolo del moltiplicatore $\alpha = \alpha_0$ delle azioni orizzontali e della PGA di confronto per le **verifiche**.

Si analizzano le condizioni di collasso dell'edificio.

Per l'edificio considerato, la presenza di cordoli e la tipologia di tessitura muraria rilevata, preclude l'attivazione di molteplici meccanismi locali fatta eccezione per i meccanismi fuori piano di flessione composta. Per essi viene proposta una breve descrizione dello stato di dissesto e dei meccanismi attivabili, nonché la quantificazione della vulnerabilità sismica attraverso la valutazione dei coefficienti di collasso α_0 associati a ciascuno dei cinematisi individuati.

La suddivisione delle pareti perimetrali dell'edificio in *macroelementi* indiziati di ribaltamento verso l'esterno, tiene conto principalmente:

- della geometria del fabbricato;
- del tipo di tessitura e delle caratteristiche meccaniche della muratura (dimensioni, ingranamento dei conci e tipo di malta);

L'edificio si sviluppa in altezza su più livelli mentre la struttura muraria è realizzata da una muratura in mattoni di calcestruzzo strutturale alleggerito con malta di cattiva qualità, con orizzontamenti costituiti da solai in latero-cemento e sono ben ammorsati alla struttura muraria.

Si procede quindi all'analisi dei meccanismi di collasso, *sia di quelli già attivati dal sisma, sia di quelli che con maggiore probabilità possono interessare la struttura in esame*, al fine di individuare l'entità del più piccolo coefficiente sismico α_0 che determina la crisi del sistema strutturale in esame.

Vengono ora spiegate le modalità con le quali sono state eseguite le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori dal piano, mediante un'analisi cinematica lineare.

Il D.M. Infrastrutture 18 gennaio 2018 e la relativa Circolare 21 gennaio 2019 n.7, al Punto C8.7.1.1 riguardante gli edifici esistenti, indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso. *“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.”*

Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, devono quindi essere opportunamente considerati nella definizione di un modello di analisi che sia realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale. Il primo aspetto dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie quindi innanzitutto attraverso la ricerca di sconessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

Principali meccanismi di collasso locali

Qui di seguito sono riportati i principali meccanismi di collasso locali controllati per l'edificio esistente in esame in muratura e i relativi modelli cinematici di analisi che comportano la rotazione di facciate o di loro porzioni attorno ad un asse orizzontale.

a) Ribaltamento composto di parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.

Le verifiche eseguite si sono concentrate sulle pareti esterne e sono stati valutati così i moltiplicatori dei carichi di attivazione dei meccanismi locali.

Analisi meccanismi locali dell'edificio ante operam

I risultati derivanti dall'analisi statica non lineare non concludono la valutazione di vulnerabilità, infatti occorre esaminare anche i potenziali meccanismi locali che interessano la costruzione.

Metodo di calcolo

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre saranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro.
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo mediante l'impiego del principio dei lavori virtuali (Circolare7-C8A.4.1).
- Individuare l'accelerazione sismica spettrale di attivazione a^*_0 a partire dal moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 (assumendo $FC=1.35$ nella (Circolare7-C8A.4.4)).

Metodo di verifica

Stato limite di Vita (SLV)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_0^* \geq a_{0-min}^* = \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_0^* \geq a_{0-min}^* = \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right)$$

Stato limite di Danno (SLD)

Nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è obbligatoria.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_0^* \geq a_{0-min}^* = a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

Riepilogo della vulnerabilità connessa ai modi locali (ANTE OPERAM)

Descrizione	Coefficiente di sicurezza SLV ~ α^u
Cinematismo 1:	6.59
Cinematismo 2:	2.19
Valore Minimo	2.19

Come si evince dalla precedente tabella, i meccanismi analizzati sono ampiamente verificati.

Analisi meccanismi locali dell'edificio ante operam

L'introduzione di sistemi FRCM sulle facciate esterne come intervento di miglioramento, preclude definitivamente l'attivazione di tali meccanismi; pertanto non sono state eseguite le verifiche di attivazione dei meccanismi locali nello stato post-operam.

12. INCREMENTO DEL LIVELLO DI SICUREZZA

Premesso che

- la struttura di cui trattasi risulta significativamente danneggiata ed inoltre ad una verifica globale risulta avere un livello di sicurezza 49% (SLV) dell'adeguamento sismico,
- sono stati proposti interventi di miglioramento sismico coerenti con le disposizioni del paragrafo 8.4.2 delle “Norme tecniche delle costruzioni” di cui al D.M. 17.01.18 e del par. C.8.4.2. della relativa circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019 recante “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”
- finalizzati al raggiungimento di un livello di sicurezza sismica attesa almeno all' 60% (SLV) dell'adeguamento sismico come previsto con l'ordinanza OPCM3790.

Nella tabella riepilogativa delle “*Analisi Statiche non Lineari allo SLV*” di cui sopra è evidente come, a seguito dei miglioramenti apportati, le verifiche risultino maggiormente soddisfatte o comunque più prossime alla soglia di sicurezza.

Indice utile alla discussione dei risultati ottenuti è nuovamente il coefficiente Alfa u che consente, da un lato, di evidenziare il soddisfacimento della verifica, dall'altro, di comprendere quanto si stia agendo bene nel sopperire alle carenze strutturali.

Ultima considerazione riguarda il buon funzionamento del fabbricato: il meccanismo di collasso più probabile dovrebbe essere riconducibile ad un collasso globale e non ad un meccanismo locale. Per garantire tale condizione è sufficiente che il

min coefficiente di sicurezza dell'analisi globale < **min coefficiente di sicurezza dell'analisi locale**

Dall'esame dei risultati si nota che,

Alfa u progetto > Alfa u esistente

La maggiore collaborazione strutturale conseguente agli interventi di miglioramento sismico proposti per l'edificio hanno contribuito ad incrementare il livello di sicurezza globale e locale del fabbricato, lo rendono meno vulnerabile agli effetti del sisma previsto nel D.M. 18 allo SLV nell'area in esame. Ne deriva pertanto l'efficacia degli interventi di miglioramento sismico proposti.

13. CONCLUSIONI

Gli interventi individuati con la soluzione prescelta Post operam (vedi Verifiche) conducono ad un livello di sicurezza (SLV) compatibile con quanto previsto con l'ordinanza OPCM3790.

Il fattore di sicurezza al limite di salvaguardia vita (**Indicatore di rischio**), valutato come rapporto fra l'accelerazione sismica al suolo per cui si ha il raggiungimento dello stato limite Slv (**capacità di PGA**) e l'accelerazione sismica al suolo regolamentare prescritta per la struttura (**domanda di PGA**), **corrisponde a 0,69 > dell'incremento minimo di 0.10.**

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 è risultato pari 0.49.

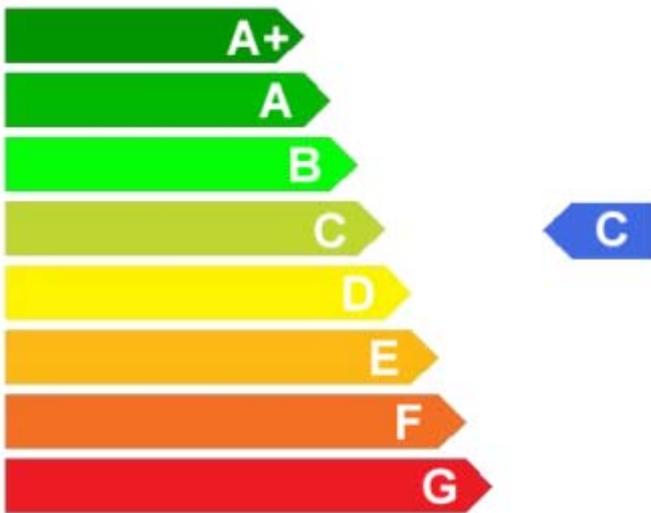
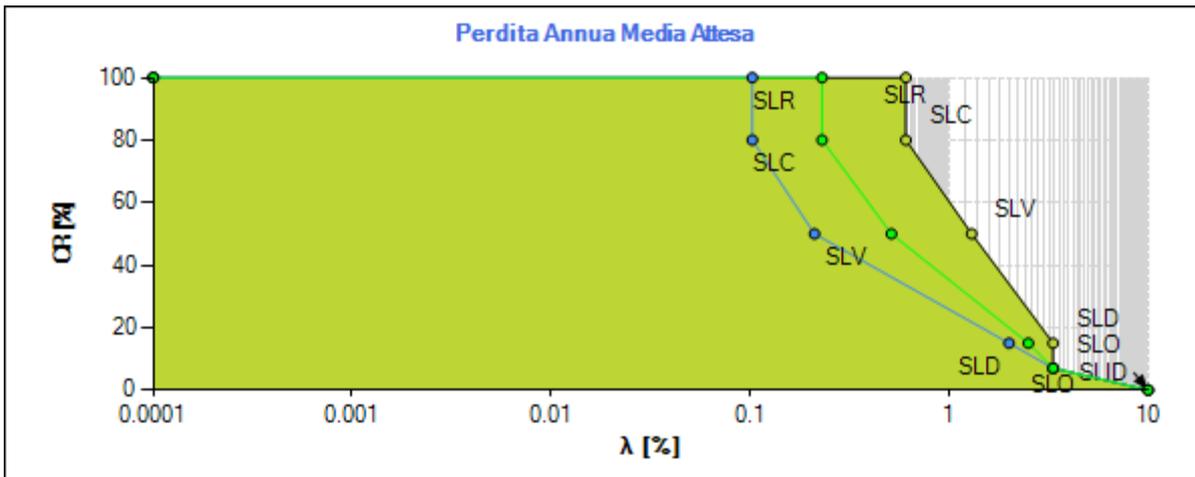
Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 è risultato pari 0.69 con un incremento di ζ_E in condizioni di post-operam pari a 0.2.

14. Classificazione sismica della costruzione

Stato di fatto

	SLC	SLV	SLD	SLO
TRC	165	77	30	30
TRD	975	475	50	30
PGAC	0.92	0.71	0.41	0.28
PGAD	1.82	1.44	0.61	0.5

	Indice[%]	Classe
PAM	1.9509	C
IS-V	49.3056	C
Peggior		C



Stato di progetto

	SLC	SLV	SLD	SLO
TRC	435	195	40	30
TRD	975	475	50	30
PGAc	1.31	1	0.52	0.36
PGAD	1.82	1.44	0.61	0.5

	Indice[%]	Classe
PAM	1.3846	B
IS-V	69.4444	B
Peggior		B

