

PROGETTISTA: Ing. Alessandro Poli

COLLABORATORI: Ing. Melani Vidic  
Ingg. Luca Tucci - A. Baselli  
Ing. Nicola Bettini

## COMUNE DI MUSCOLINE

Provincia di Brescia

COMMITTENTE:

COMUNE DI MUSCOLINE - Via Paolo VI - Muscoline (BS)

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA  
PRIMARIA DI MUSCOLINE

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE E SISMICA, VERIFICA  
DELLE STRUTTURE ESISTENTI

TAVOLA:

d.S.02

DATA:

18/06/2020

AGGIORNAMENTO:



TIMBRO E FIRMA:



Doc:	C0256/19 Intervento rinforzo Scuola Primaria Muscoline (BS)
Data:	18/06/2020
N. Pagine:	123

**Committente: Comune di Muscoline (BS)**

**Località: Muscoline (BS)**

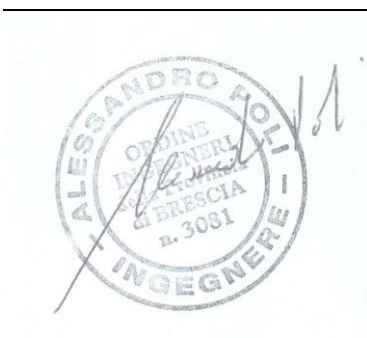
**Tipologia prestazione: PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

## **PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA DI MUSCOLINE (BS)**

### **RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE E SISMICA, VERIFICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI**

**Progettista strutturale: Ing. A. Poli**

Iscritto all'Ordine Ingegneri Provincia di Brescia al n. 3081 - Direttore Tecnico Di.Mo.Re.



Rev.	Data	Progettista	Collaboratori
02	18/06/2020	Ing. A. Poli	Ing. M. Vidic Ingg. L.Tucci – A. Baselli Ing. N. Bettini

***Di.Mo.Re. s.r.l.***

Sede Legale: Via Oberdan 1/A - 25128 Brescia

Capitale Sociale 10.000 euro i.v.

REA BS 537054 - Registro Imprese BS, Codice Fiscale e Partita IVA 03472670987



Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	3/123

<b>1. INTRODUZIONE.....</b>	<b>5</b>
1.1 Oggetto.....	5
1.2 Normative di riferimento .....	9
1.3 Documentazione di riferimento .....	9
<b>2. DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'EDIFICIO ALLO STATO DI FATTO .....</b>	<b>10</b>
2.1 Descrizione stato di fatto.....	10
2.2 Terreno di fondazione .....	12
2.3 Materiali ad uso strutturale.....	13
2.4 Livello di conoscenza delle strutture e fattore di confidenza .....	13
2.5 Azioni di riferimento.....	14
2.5.1 Azioni per opere civili e industriali.....	14
2.5.2 Azioni ambientali – Azione sismica .....	14
2.5.3 Combinazione delle azioni.....	17
<b>3. ANALISI DI VULNERABILITA' .....</b>	<b>18</b>
3.1 Criteri specifici per la valutazione della sicurezza sismica .....	18
3.1.1 Stati limite considerati.....	18
3.1.2 Analisi statica non lineare .....	18
3.2 Verifica di vulnerabilità sismica .....	23
3.2.1 Modellazione della struttura.....	23
3.2.2 Risultati analisi cinematica lineare.....	25
3.2.3 Risultati analisi pushover .....	28
3.3 Valutazione della sicurezza statica .....	48
3.3.1 Corpo A.....	48
3.3.2 Corpo B – Allineamento C .....	49
3.4 Criticità locali .....	50
<b>4. PROGETTO DI INTERVENTO (ADEGUAMENTO SISMICO VOLONTARIO) .....</b>	<b>54</b>
4.1 Descrizione generale interventi.....	54
4.2 Dimensionamento e verifica interventi .....	56
4.2.1 Materiali .....	56
4.2.2 Carichi di verifica.....	59
4.2.3 Reticolare atrio.....	59
4.2.4 Corpo A.....	64
4.2.5 Corpo B.....	76
4.2.6 Allineamento C.....	94
4.2.7 Rinforzo terrazzo .....	107
4.2.8 Rinforzo tettoia.....	111
4.2.9 Taglio sismico solaio d'ingresso .....	113
<b>5. ALLEGATO 1 .....</b>	<b>115</b>



**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO  
DI ADEGUAMENTO SISMICO  
RELAZIONE DI CALCOLO**

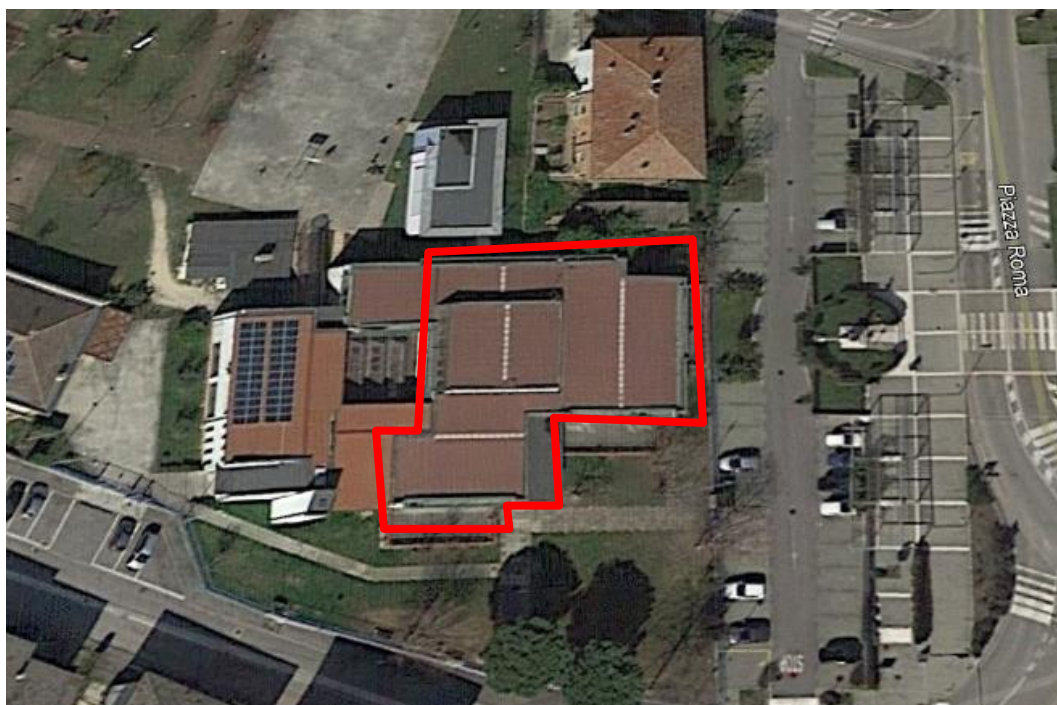
Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	4/123

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	5/123

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Oggetto

Oggetto del presente documento è il progetto di adeguamento sismico della scuola primaria che sorge in Piazza Roma 2 a Muscoline (BS). L'edificio è il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in differenti epoche e, in particolare, l'attenzione è stata posta sul corpo originario realizzato all'inizio degli anni '60, riquadrato in rosso in Figura 1.



*Figura 1: Inquadramento dell'edificio.*

Per la struttura sono disponibili parziali elaborati grafici di progetto [9], il libretto delle misure [10], le relazioni di caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno a firma dei geologi dott. A. Rebonato e L. Sarti del 2004 [13] e a firma del geologo dott. G. Torresani del 2020 [15], la relazione tecnica di Tecnoindagini S.r.l. del 2018 [14].

L'intervento, come meglio specificato nel seguito, ha la finalità di raggiungere l'adeguamento sismico del corpo originario del fabbricato in oggetto.

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	6/123

Le attuali NTC2018 (§8.4) definiscono gli interventi di adeguamento sismico come *interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.*”.

Il paragrafo 8.4.3 [1] riporta:

#### **8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

*L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:*

- a) sopraelevare la costruzione;*
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;*
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla Equazione 2.5.2 del §2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.*
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.*

***In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo. Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere  $\zeta_E \geq 1,0$ . Nei casi c) ed e) si può assumere  $\zeta_E \geq 0,80$ .***

*Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.*

*Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.*

L'intervento di adeguamento strutturale in oggetto non è dettato né imposto **da nessuno dei punti e dalle condizioni di obbligatorio** riportate nel paragrafo 8.4.3. In particolare, in termini puramente strutturali, è un intervento “volontario” ossia deciso dalla Committenza, derivato da scelte che esulano dagli obblighi delle normative strutturali (NTC2018).

Il paragrafo 8.5.2 [1] riporta:

#### **8.5.2. RILIEVO**

*Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.*

*Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.*

**Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.**

Si fa presente che in seguito ai rilievi eseguiti non sono stati rilevati quadri fessurativi, deformazioni anomale, ecc. che individuino una presenza di dissesto statico in atto né che indichino una precarietà statica degli elementi strutturali.



Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	7/123

Il paragrafo 8.3 [1] riporta:

### **8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

*La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.*

*La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:*  
– *l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;*  
– *l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);*  
– *sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.*

*La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:*

– *riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;*

**Durante i rilievi eseguiti e i sopralluoghi non si sono riscontrate le problematiche citate.**

– *provati gravi errori di progetto o di costruzione;*

**Durante i rilievi eseguiti e i sopralluoghi non si sono riscontrate le problematiche citate.**

– *cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;*

**Non sono previsti cambi di destinazione d'uso né variazione significativa dei carichi.**

– *esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;*

**Non sono presenti gli elementi citati.**

– *ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4;*

**Il progetto prevede l'adeguamento strutturale.**

– *opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abilitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.*

Non sono stati reperiti permessi edificatori o collaudi relativi alla struttura in oggetto, inoltre, la struttura è stata edificata prima del 1987, anno in cui è stato emanato il primo decreto per la progettazione degli edifici in muratura portante.

Si sottolinea che durante i sopralluoghi, come accennato, non sono state individuate né deformazioni anomale, né dissesti, né fessure, ecc. nell'edificio che possano evidenziare una precarietà statica degli elementi strutturali esistenti, né indicati come obbligatorietà di intervento nelle attuali NTC (ved. quanto riportato pocanzi). Vengono comunque eseguite le verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni non sismiche sulle murature portanti.

Il paragrafo 8.4 [1] riporta:

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	8/123

#### **8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

*Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.*

Il paragrafo 8.3 [1] riporta:

#### **8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

*Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:*

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;*
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.*

Durante i sopralluoghi e dalle analisi condotte (cfr. anche relazioni geologiche allegate al presente progetto) non sono state rilevate le condizioni di obbligatorietà di verifica previste dalla normativa: le verifiche sono pertanto omesse.

Nella relazione sono riportate le verifiche delle fondazioni, ove necessario, nei confronti delle azioni sismiche.

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	9/123

## **1.2 Normative di riferimento**

Le analisi, le valutazioni e i calcoli contenuti nella presente relazione sono conformi alle normative e linee guida elencate nel seguito:

- [1] Decreto Ministeriale del 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).
- [2] Decreto Ministeriale del 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08).
- [3] Circolare Ministeriale n.7 del 21/01/2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.
- [4] Circolare Ministeriale n.617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- [5] FEMA 273: NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of buildings.
- [6] UNI EN 1998-5 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

## **1.3 Documentazione di riferimento**

Le analisi, le valutazioni e i calcoli contenuti nella presente relazione fanno riferimento alla seguente documentazione:

- [7] Spettri NTC ver. 1.0.3. Foglio di calcolo per la valutazione della sollecitazione sismica compatibile con NTC08.
- [8] Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1.
- [9] Dott. Ing. F. Cremaschini. Progetto per la costruzione dell'edificio scolastico elementare (elaborati grafici). Comune di Muscoline, Provincia di Brescia.
- [10] Avanzi Bruno – Gavardo (1962). Libretto delle misure per il lavoro di costruzione dell'edificio scolastico elementare del capoluogo.
- [11] Geom. M. Gobbini (1985). Elaborati grafici per il progetto di rifacimento della copertura pericolante, ampliamento e ristrutturazione interna dell'edificio scuole elementari del capoluogo.
- [12] Geom. M. Gobbini (1985). Relazione per il progetto di rifacimento della copertura pericolante, ampliamento e ristrutturazione interna dell'edificio scuole elementari del capoluogo.
- [13] Dott. Geol. A. Rebonato, Dott. Geol. L. Sarti. (2004). Relazione geologica e geotecnica per il progetto di ampliamento delle scuole elementari del capoluogo. Comune di Muscoline (BS).
- [14] Tecnoindagini S.r.l. (2018). Valutazione vulnerabilità e rischio sismico con metodo Sismocert, Relazione tecnica.
- [15] Dott. Geol. G. Torresani. (2020). Indagine geologica e geotecnica relativa alla caratterizzazione geomeccanica dei terreni dell'intervento di realizzazione opere di miglioramento sismico scuola primaria di Muscoline.

Nei paragrafi successivi, le informazioni acquisite dai documenti di riferimento di cui sopra, quindi riportate nel contenuto della presente relazione, sono citate con la rispettiva referenza "[n°]".

## 2. DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'EDIFICIO ALLO STATO DI FATTO

### 2.1 Descrizione stato di fatto

Il fabbricato, ospitante la scuola Primaria di Muscoline, è stato realizzato in due fasi progettuali: la prima del 1962 [9][10], nel corso della quale è stato realizzato il corpo originale in muratura (dedicato ad aule e spazi amministrativi), e la seconda nel 1994, quando è stato realizzato un corpo aggiuntivo, destinato prevalentemente a palestra, in calcestruzzo armato gettato in opera. Entrambi i corpi sono stati oggetto di successivi interventi: il blocco originario è stato oggetto di ristrutturazioni, riorganizzazione degli spazi interni e rifacimento della copertura, il secondo blocco è stato oggetto di soprizzo.

Il progetto illustrato di seguito riguarda, come già anticipato, l'adeguamento sismico della sola porzione in muratura della Scuola Primaria di Muscoline; questa può essere suddivisa in 2 sotto unità strutturali, Corpo A ed Corpo B, riquadrate rispettivamente in blu ed in azzurro nella Figura 2, e l'Allineamento C, indicato in rosso in Figura 2.

La pianta complessiva è irregolare, con un ingombro massimo in pianta pari a circa 30.15x28.70m. Il blocco è monopiano, di altezza interna pari a circa 3.35m, ad eccezione dell'atrio di ingresso di altezza interna media pari a 5.30m circa.



Figura 2 – Individuazione corpo – Google Earth.

Il Comune di Muscoline (BS) è oggi classificato in zona sismica 2. Per un tempo di ritorno di 475anni, e una categoria di sottosuolo A, pianeggiante, l'accelerazione di riferimento  $a_g$ , secondo NTC18, è pari a 0.159g.

Ai tempi del progetto (1962), il comune di Gussago non era classificato in zona sismica, e non lo è stato fino al 2003, quando con l'OPCM 3274 è stato collocato in zona sismica 3 (Figura 3), zona aggiornata e modificata con la Delibera della Giunta Regionale della Lombardia dell'11 luglio 2014 n. 2129 entrata in vigore il 10 aprile 2016.

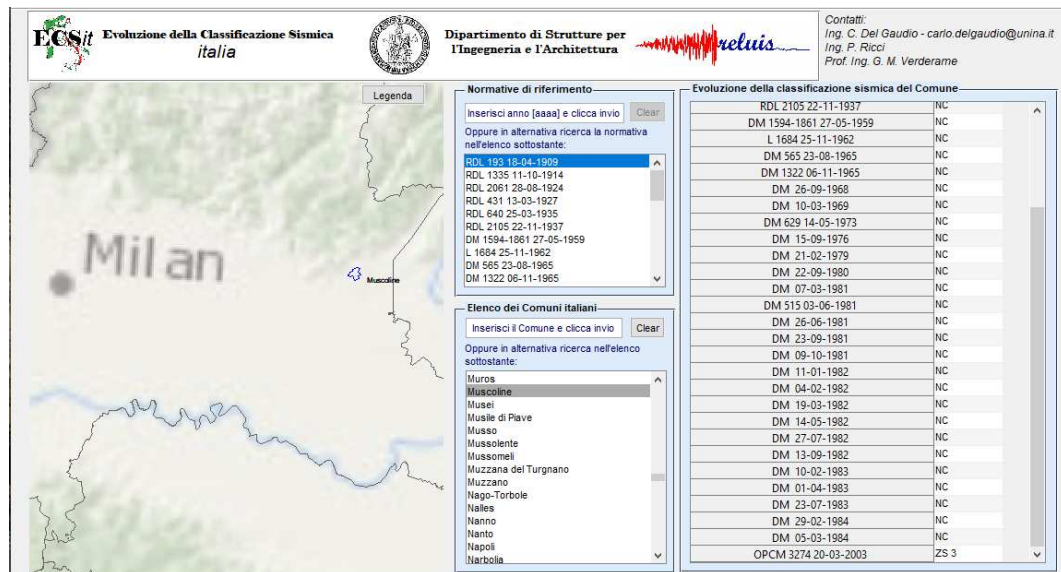
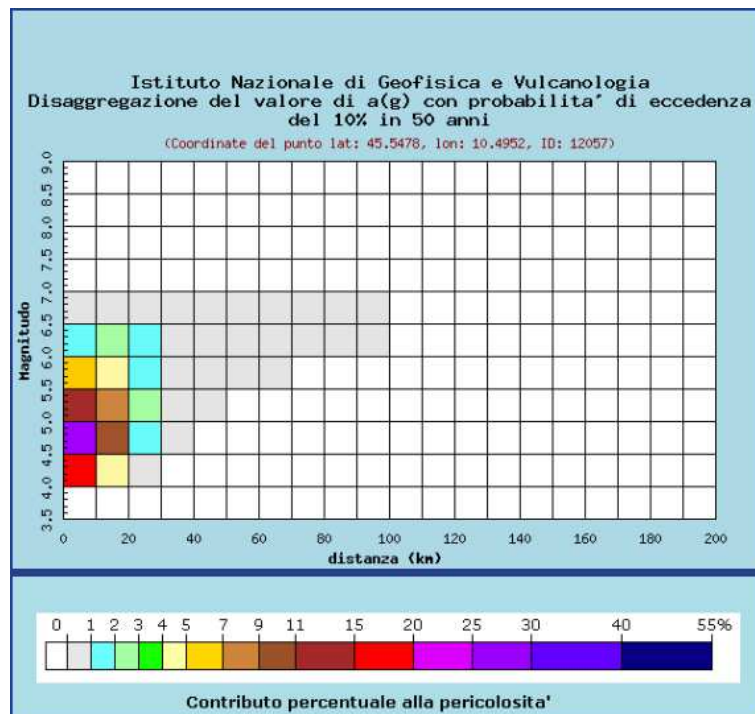


Figura 3 - Classificazione sismica storica Comune di Muscoline (ECS).

Dallo studio di disaggregazione si nota come lo spettro di progetto sia determinato da eventi di magnitudo fino al 6,5° Richter - anche se le elevate magnitudo hanno minore probabilità di manifestarsi a breve distanza dal sito in cui sorge l'edificio (<20km; Figura 4). Gli spettri di risposta da normativa non coprono le incertezze dell'input sismico in zona epicentrale.

Per l'analisi della struttura si adotta il metodo dell'analisi statica non lineare.



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.5478, lon: 10.4952, ID: 12057)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	16.100	26.400	12.500	5.120	1.840	0.181	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	4.190	10.100	7.690	4.590	2.170	0.260	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.238	1.580	2.160	1.800	1.090	0.160	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.052	0.395	0.506	0.383	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.028	0.120	0.127	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.024	0.048	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.018	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Figura 4 - Studio di disaggregazione Muscoline, nodo 12057 (BS); <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>.

## 2.2 Terreno di fondazione

Al fine della caratterizzazione del sottosuolo, si fa riferimento alla relazione geologica [15], assumendo una **categoria di sottosuolo C**, e una **categoria topografica T1**.

Tabella 1 – Terreno di fondazione [15].

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 2 – Categorie topografiche [15].

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

## 2.3 Materiali ad uso strutturale

Non sono presenti documenti contenenti indicazioni specifiche relative alle caratteristiche dei materiali impiegati, anche in relazione all'epoca di costruzione; sulla base delle indicazioni della relazione di vulnerabilità [14] e sulla base dei saggi e delle termografie effettuate (vedere **ALLEGATO 1**) è stato possibile ipotizzare con ragionevole certezza quali siano stati i materiali utilizzati e lo stato di conservazione di questi.

Si è dunque fatto riferimento ai valori riportati nella specifica tabella della Circolare della NTC18 (§C8.5.3.1 [3]) e della Circolare della NTC08 (§C8A.2 [4]); in particolare sono stati adottati i valori medi relativi alle due tipologie di muratura riscontrate all'interno dell'edificio:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce:

$f_{cm}$	3.45MPa
$\tau_m$	0.09MPa
$E_m$ (modulo di Young)	1500GPa
$G_m$ (modulo di elasticità tangenziale)	500GPa
$\gamma$ (peso specifico)	18kN/m <sup>3</sup>

- Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. Foratura < 45%):

$f_{cm}$	5.00MPa
$\tau_m$	0.35MPa
$E_m$ (modulo di Young)	4500GPa
$G_m$ (modulo di elasticità tangenziale)	1350GPa
$\gamma$ (peso specifico)	12kN/m <sup>3</sup>

## 2.4 Livello di conoscenza delle strutture e fattore di confidenza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione.

L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali: una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione. Quindi, mentre le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, al fine di tener conto delle incertezze associate all'intero processo che va dalla progettazione alla concreta realizzazione, nella valutazione della sicurezza strutturale di costruzioni esistenti si fa utilizzo di un'altra categoria di fattori, detti "fattori di confidenza" (FC), basati sull'effettivo livello di conoscenza della struttura conseguito durante le indagini conoscitive della stessa [1][2].

Le informazioni da acquisire, al fine di accrescere tale livello di conoscenza, devono riguardare [2]:

- Geometria: caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- Dettagli strutturali: quantità e disposizione di armature (compreso il passo delle staffe e la loro chiusura) negli elementi strutturali in c.a.; collegamenti tra elementi strutturali diversi; consistenza di elementi non strutturali collaboranti;
- Materiali: proprietà meccaniche dei materiali.

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	14/123

Per quanto riguarda la struttura in esame, avendo potuto visionare parziali elaborati grafici del progetto originale dell'opera, eseguiti gli opportuni rilievi ed essendo stati eseguiti saggi (allegata al presente progetto) **si assume un livello di conoscenza LC1**. In riferimento a quanto riportato nel Decreto Ministeriale del 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) e nella Circolare Ministeriale n.7 del 21/01/2019, il livello di conoscenza LC1 *si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sulle caratteristiche dei materiali*. Le verifiche di sicurezza saranno pertanto condotte adottando un fattore di confidenza **FC=1.35**.

La resistenza dei materiali utilizzati per le verifiche, è riassunta in Tabella 3.

*Tabella 3 – Proprietà dei materiali per le verifiche di strutture esistenti fuori terra.*

Materiale	$f_{media}$ [MPa]	$\gamma_m$	Livello di conoscenza (LC)	Fattore di confidenza (FC)	Meccanismi duttili (pressoflessione)	Meccanismi fragili (taglio)
					$f_{cd} - f_{yd} - f_{md}$ [MPa]	$f_{cd} - f_{yd} - T_{0d}$ [MPa]
Muratura compressione	3.45	1.00	LC1	1.35	2.56	-
Muratura taglio	0.09	1.00	LC1	1.35	-	0.07
Muratura compressione	5.00	1.00	LC1	1.35	3.70	-
Muratura taglio	0.35	1.00	LC1	1.35	-	0.26

## 2.5 Azioni di riferimento

### 2.5.1 Azioni per opere civili e industriali

Per il calcolo del peso proprio di elementi strutturali principali e secondari, si fa riferimento ai valori di densità di volume indicati in Tabella 4.

*Tabella 4 – Densità volumica di peso dei materiali ad uso strutturale [1-2].*

Materiale	Densità [kN/m <sup>3</sup> ]
Calcestruzzo armato	25.0
Muratura mattoni pieni	18.0
Muratura mattoni forati	12.0

Nella seguente Tabella 5 sono riassunti i carichi di verifica. I carichi variabili previsti (neve) non sono contemporanei al sisma, per la quota s.l.m. di Muscoline (BS), in accordo a NTC18.

### 2.5.2 Azioni ambientali – Azione sismica

L'edificio in oggetto è classificabile come opera ordinaria, di dimensioni contenute e importanza normale [1]: in accordo con [1], vi si attribuisce una vita nominale **V<sub>N</sub> = 50 anni**.



*Tabella 5 - Analisi dei carichi.*

Elemento	Tipologia	Descrizione	Valore
Murature	g <sub>1</sub>	Elementi strutturali primari in muratura	Direttamente modellati
Solaio copertura	g <sub>1</sub>	Solaio laterocemento	2.50kN/m <sup>2</sup>
	g <sub>2</sub>	Strato di pendenza, finitura	1.20kN/m <sup>2</sup>
Reticolare copertura atrio	g <sub>1</sub> +g <sub>2</sub>	Elementi strutturali in acciaio, isolante, lamiera, finitura	1.50kN/m <sup>2</sup>
Travi supporto reticolare atrio	g <sub>1</sub>	Elemento strutturale in c.a.	3.00kN/m
Solaio tettoia	g <sub>1</sub>	Solaio laterocemento	3.45kN/m <sup>2</sup>
	g <sub>2</sub>	Finitura e guaina	0.25kN/m <sup>2</sup>
Gronda	g <sub>1</sub>	Peso proprio gronda in c.a.	2.00kN/m
Parapetto	g <sub>1</sub>	Peso proprio parapetto in c.a.	1.50kN/m
Variabili neve	q	Neve	1.24kN/m <sup>2</sup>

### **Classe d'uso e periodo di riferimento dell'edificio**

In riferimento alle azioni sismiche, le costruzioni vanno ulteriormente classificate in funzione del grado di affollamento per esse previsto [1]: all'edificio in oggetto, data la destinazione d'uso (§ 1.1), si attribuisce una **Classe d'Uso III**, cui corrisponde un coefficiente d'uso **C<sub>U</sub> = 1.5** [1].

Il periodo di riferimento dell'edificio, necessario al calcolo del tempo di ritorno delle azioni sismiche di riferimento, risulta pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{anni}$$

### **Stati limite: probabilità di superamento e tempi di ritorno**

Le [1] prescrivono le probabilità di superamento, nel periodo di riferimento dell'edificio  $V_R$ , da considerare per il calcolo dei tempi di ritorno caratterizzanti le azioni sismiche di riferimento. I valori delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  sono riportati in Tabella 6; i tempi di ritorno  $T_R$  che ne derivano sono quindi calcolati mediante la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

*Tabella 6 – Probabilità di superamento e tempi di ritorno per le azioni sismiche associate agli stati limite di riferimento [1].*

Stati limite	Probabilità di superamento $P_{VR}$ nel periodo di riferimento $V_R$ [%]		Tempo di ritorno $T_R$ [anni]
Stati limite di esercizio	SLO	81	45
	SLD	63	75
Stati limite ultimi	SLV	10	712
	SLC	5	1462

### **Pericolosità sismica di base**

Il manufatto considerato è situato alle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine 10.460023°E;

- Latitudine 45.563178°N.

I parametri per la definizione della pericolosità sismica della località sono illustrati in Figura 5 [7].

In Figura 6 si riportano i parametri per la definizione dell'azione sismica per gli stati limite di rilievo [7].

<b>Zonazione sismica</b> <i>[da file "SPETTRI - NTC08" o "SISMQE_GR"]</i>			
TR [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [sec]
30	0.041	2.590	0.222
50	0.057	2.499	0.240
72	0.069	2.456	0.253
101	0.081	2.464	0.255
140	0.095	2.468	0.256
201	0.112	2.465	0.258
475	0.159	2.472	0.268
975	0.206	2.468	0.278
2475	0.282	2.480	0.287

Figura 5 - Parametri di pericolosità sismica Muscoline [7].

<b>Pericolosità sismica di base</b> <i>[D.M. 14/01/08 - Allegato A]</i>			
<b>SLO</b>	ag	0.053	g
	Fo [-]	2.517	-
	Tc* [sec]	0.236	sec
<b>SLD</b>	ag [g]	0.070	g
	Fo [-]	2.457	-
	Tc* [sec]	0.253	sec
<b>SLV</b>	ag [g]	0.184	g
	Fo [-]	2.470	-
	Tc* [sec]	0.273	sec
<b>SLC</b>	ag [g]	0.236	g
	Fo [-]	2.473	-
	Tc* [sec]	0.282	sec

Figura 6 - Probabilità di superamento e tempi di ritorno per le azioni sismiche associate agli stati limite di riferimento [7].

### **Spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali**

Ai fini delle verifiche strutturali, l'azione sismica è convenzionalmente schematizzata come un'azione con tre componenti traslazionali, due orizzontali, una verticale. In accordo con la normativa non è stata considerata la componente sismica verticale. Gli spettri elastici sono illustrati in Figura 7.

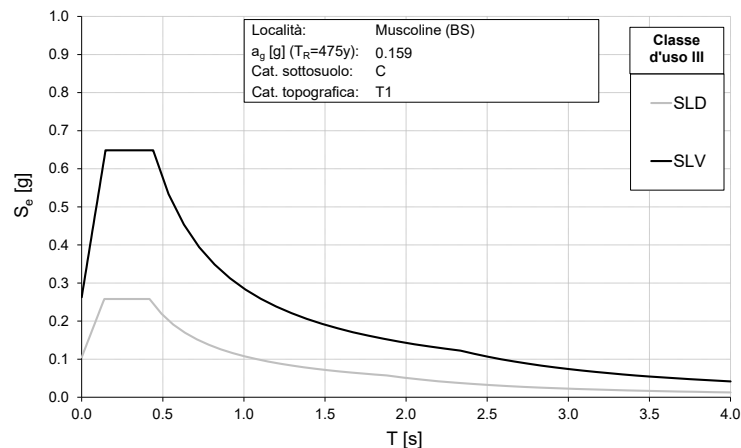


Figura 7 - Spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per i diversi stati limite di riferimento.

### 2.5.3 Combinazione delle azioni

Nei Paragrafi 3.1 e 3.2 della presente relazione sono indicati i valori caratteristici delle diverse azioni elementari di riferimento. Le NTC18 [1] prescrivono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Le verifiche saranno condotte per la combinazione ultima **SLV di Stato Limite di Salvaguardia della Vita** (sismica), considerando:

- Le azioni elementari  $G_1$ ,  $G_2$ ,  $P$  e  $Q_k$  sono state definite precedentemente;
- L'azione elementare  $E$  rappresenta gli effetti dell'azione sismica. Tali effetti vanno calcolati per ciascuno degli stati limite di riferimento specificatamente definiti per l'azione sismica;
- I termini  $\gamma$  sono coefficienti parziali di sicurezza;
- I termini  $\psi$  sono coefficienti di combinazione.

Si specifica per definire gli effetti  $E$  dell'azione sismica sono state considerate le masse sismiche associate ai carichi gravitazionali di cui alla seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	18/123

### 3. ANALISI DI VULNERABILITA'

#### 3.1 Criteri specifici per la valutazione della sicurezza sismica

La valutazione della prestazione sismica sarà condotta attraverso il metodo dell'analisi statica non lineare (analisi pushover).

##### 3.1.1 Stati limite considerati

Si riporta la seguente indicazione normativa [1] "La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU [...]".

Per la valutazione della sicurezza attraverso analisi *pushover* saranno considerate le condizioni SLO, SLD, SLV e SLC.

##### 3.1.2 Analisi statica non lineare

Per le strutture in muratura, la valutazione della prestazione sismica sarà condotta attraverso i seguenti metodi:

- **Metodo dell'analisi cinematica lineare con fattore di struttura  $q = 2.0$**  per la verifica del comportamento delle pareti murarie sollecitate fuori piano (meccanismo di modo I);
- **Metodo dell'analisi statica non lineare *pushover*** per la valutazione del comportamento d'insieme (globale) delle Unità strutturali e per la valutazione del comportamento delle pareti murarie sollecitate nel piano (meccanismo di modo II).

L'instaurarsi di un meccanismo globale è generalmente possibile qualora siano inibiti i cinatismi locali, quali tipicamente quelli di ribaltamento fuori piano delle singole pareti (meccanismi di modo I): ciò è possibile in presenza di un diaframma di copertura rigido e resistente, in presenza di setti murari perpendicolari ben ammortati tra loro o in presenza di cordoli efficacemente ammortati alle pareti.

Allo stato di fatto non è presente un diaframma di copertura rigido e resistente, dunque non è possibile considerare un comportamento scatolare d'insieme. Si esegue comunque un'analisi globale al fine di valutare la capacità che le Unità strutturali sarebbero in grado di offrire qualora venissero realizzati dei diaframmi.

L'analisi cinematica locale, o analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico, si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinetismo (§8.7.1.2 [3]).

Per l'analisi dei meccanismi locali di modo II e per l'analisi globale, si utilizzerà la tecnica di analisi statica non-lineare definita *pushover*; nell'elaborazione dei modelli ci si è attenuti alle specifiche istruzioni espresse da NTC18 [1] e dalla Circolare 7 [3] per lo studio delle strutture esistenti.

L'analisi non lineare statica è condotta attraverso:

- modello FEM non-lineare con elementi finiti di tipo "*beam*" e "*truss*" dotati di cerniere a plasticità concentrata (duttile o fragile) definite usando i valori delle proprietà meccaniche dei materiali indicati alla Sezione 2.3;

- distribuzione di sollecitazioni da "Gruppo 2" (**per edifici monopiano la scelta è poco influente sui risultati**): distribuzione di sollecitazioni proporzionale alla massa per ciascuna direzione orizzontale;
- equilibrio calcolato, ad ogni step d'analisi, sulla configurazione indeformata (ipotesi di piccoli spostamenti).

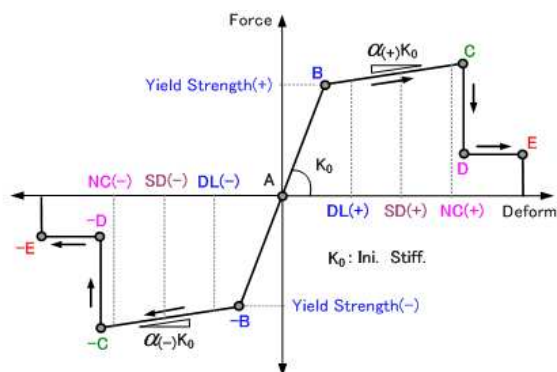
Le verifiche da effettuare nel caso di analisi *pushover* consistono nel comparare la capacità di spostamento della struttura, ottenuta attraverso cerniere plastiche o elasto-fragili dalla resistenza sezionale ottenuta a partire dai valori caratteristici di resistenza dei materiali divisi per il fattore di confidenza FC (e eventualmente per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali per meccanismi fragili), confrontata con la domanda di spostamento strutturale che viene valutata attraverso lo spettro di risposta: si passa da uno spettro elastico ad uno ADRS dove l'accelerazione non è più funzione del periodo proprio della struttura, ma dello spostamento. La verifica è quindi condotta secondo:

$$d^*_{\max}/d^*_u < 1.$$

Si deve verificare inoltre che il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare risulti inferiore a 3.0 (§7.8.1.6, [1]).

$$q^* = Se(T^*) \cdot m^*/F_y < 3$$

Per la definizione delle cerniere a plasticità concentrata del modello FEM non-lineare, quindi per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza allo SLV, si è fatto riferimento ai modelli di capacità assimilabili a quelli rappresentati in Figura 8.



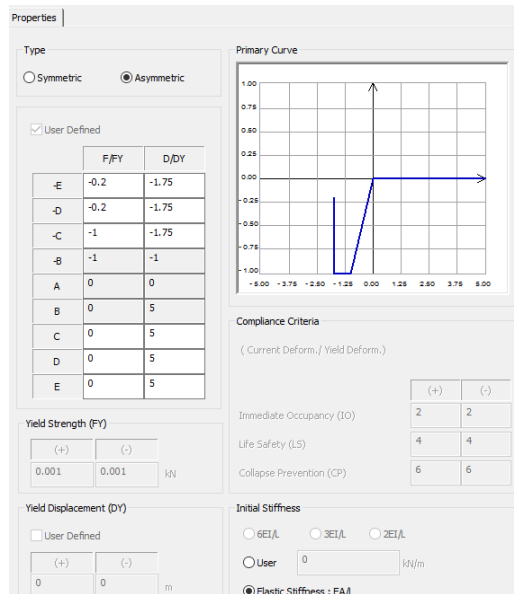
*Figura 8 – Legame elasto-plastico definito per le cerniere plastiche. Si specifica che nelle cerniere plastiche a taglio, modellanti un meccanismo fragile, il punto "C" coincide con il punto "B".*

Il grafico è in grado di rappresentare il fenomeno fisico che si sviluppa all'interno del singolo elemento durante l'incremento di una qualsiasi componente di sollecitazione; la curva è suddivisa nei seguenti tratti:

- AB:** tratto elastico;
- B:** punto di "snervamento", definisce il passaggio tra la fase elastica a quella plastica;
- BC:** tratto di deformazione plastica;
- C:** massimo sviluppo di plasticità dell'elemento;
- CD:** collasso dell'elemento, con riduzione di resistenza e rigidità;
- DE:** resistenza residua post-picco.

Per quanto riguarda i maschi murari sono state utilizzate tre tipologie di cerniere:

- Assiale, unica cerniera in mezzera del maschio, *compression-only* con rigidezza iniziale pari a  $EA/L$ ;



➤ Compression

$$\hat{f}_c = f_{cm} \cdot (L \cdot T) = f_{cm} \cdot A_{pier}$$

➤ Tension

$$\hat{f}_t = 0$$

Where,

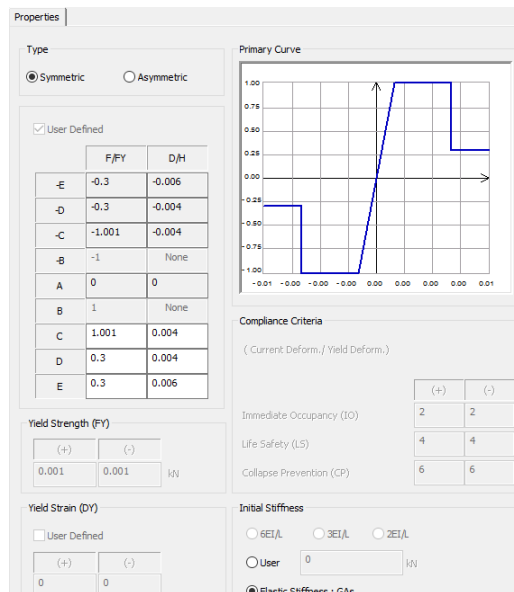
$f_{cm}$  : Compressive strength (*User Defined Value*)

$L$  : Pier Length

$T$  : Pier Thickness

Figura 9 – Caratterizzazione cerniera assiale maschi murari.

- A taglio, unica cerniera in mezzera del maschio, simmetrica con rigidezza iniziale pari a  $GA_s$ ;



➤ Existing Buildings

$$V = L \cdot T \cdot \frac{1.5 \cdot \tau_0}{\beta} \sqrt{1 + \frac{p}{1.5 \tau_0}}$$

$$\beta = \begin{cases} 1.5; 1.5 \leq H/L \\ H/L; 1.0 < H/L < 1.5 \\ 1.0; H/L \leq 1.0 \end{cases}$$

Where,

$L$  : Pier Length

$H$  : Pier Height

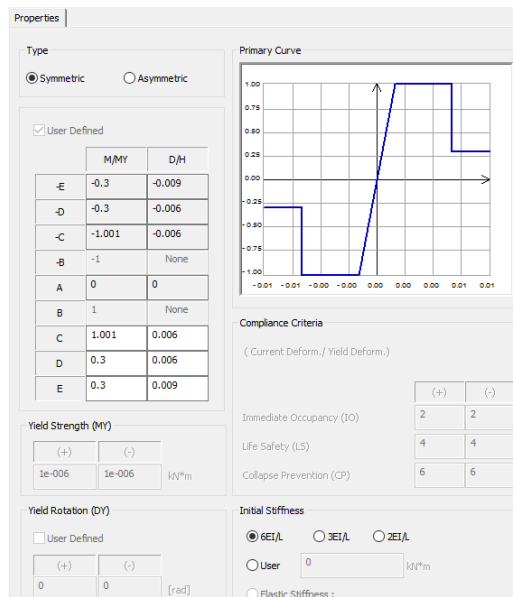
$T$  : Pier Thickness

$\tau_0$  : Shear Strength (*User Defined Value*)

$p$  : Vertical Stress

Figura 10 – Caratterizzazione cerniera a taglio maschi murari.

- A flessione, doppie cerniere alle estremità del maschio, simmetriche con rigidezza iniziale pari a  $6EJ/L$ .



➤ **Compression**

$$M_c = \frac{E \cdot T \cdot p}{2} \left( 1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_m} \right) = \frac{P \cdot L}{2} \left( 1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_m} \right)$$

➤ **Tension**

$$M_t = 0$$

Where,

$f_m$  : Compressive strength (*User Defined Value*)

$\kappa$  : Vertical Stress Distribution Coefficient  
(Default:  $\kappa = 0.85$ , *User Defined Value*)

$p$  : Vertical Stress

$P$  : Axial Force

Figura 11 – Caratterizzazione cerniera a flessione maschi murari.

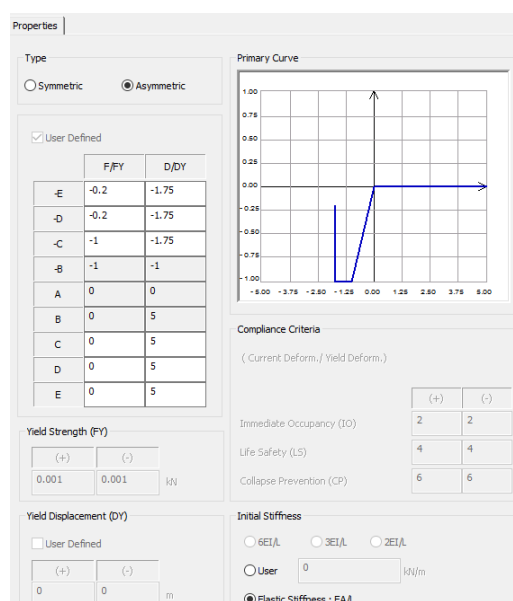
Si assume uno spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello pari a:

- 0.4% dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio;
- 0.6% dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per presso-flessione.

I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base).

Per quanto riguarda le fasce di piano sono state utilizzate tre tipologie di cerniere:

- Assiale, unica cerniera in mezz'aria del maschio, *compression-only* con rigidità iniziale pari a EA/L;



➤ **Compression**

$$\hat{f}_c = f_{c,d} \cdot (k \cdot t) = f_{c,d} \cdot A_{c,comp}$$

➤ **Tension**

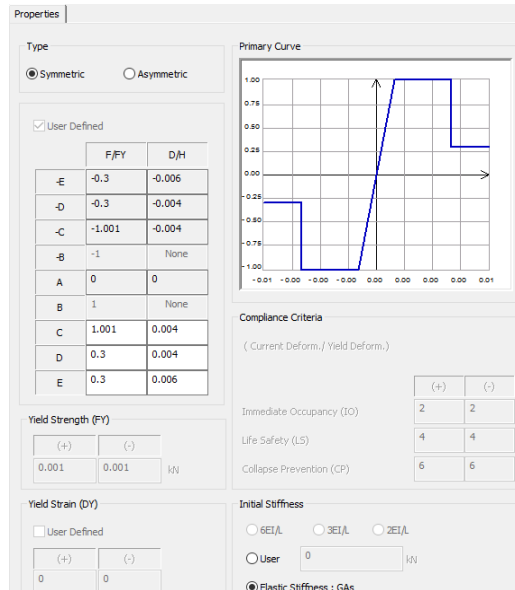
$$\hat{f}_t = 0$$

Where,

$f_{c,d}$  : Horizontal Compressive strength (*User Defined Value*)

Figura 12 – Caratterizzazione cerniera assiale fasce.

- A taglio, unica cerniera in mezzeria del maschio, simmetrica con rigidezza iniziale pari a  $GA_s$ ;



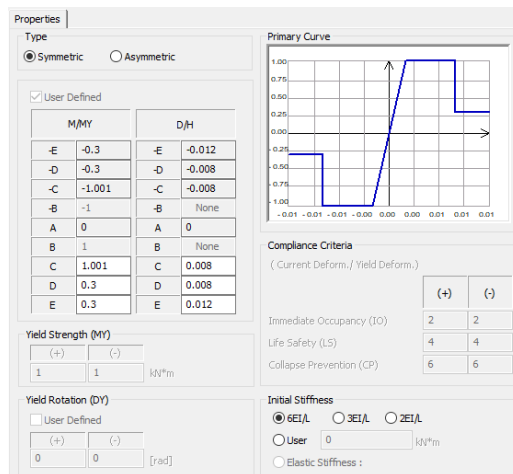
$$V_s = h \cdot t \cdot f_{v,0}$$

Where,

$f_{v,0}$  : Shear Strength in absence of Vertical Loads (User Defined Value)

Figura 13 – Caratterizzazione cerniera a taglio fasce.

- A flessione, doppie cerniere alle estremità del maschio, simmetriche con rigidezza iniziale pari a  $6EJ/L$ .



$$M_s = \frac{H_p \cdot h}{2} \left( 1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{v,0} \cdot h \cdot t} \right)$$

Where,

$$H_p \begin{cases} i) 0.4 \cdot f_{v,0} \cdot h \cdot t \\ ii) H_p : \text{User Defined Value} \\ \text{minimum value} \end{cases}$$

Figura 14 – Caratterizzazione cerniera a flessione fasce.

Gli spettri di verifica, in accelerazione e ADRS, sono illustrati rispettivamente in Figura 15 ed in Figura 16.



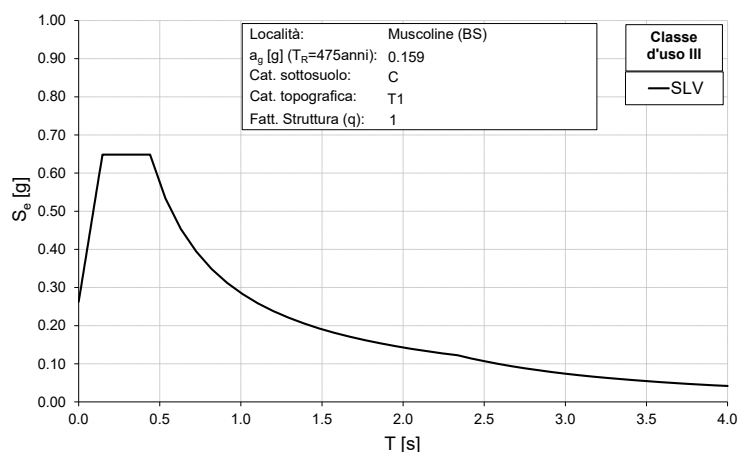


Figura 15 - Spettro SLV di risposta di progetto.

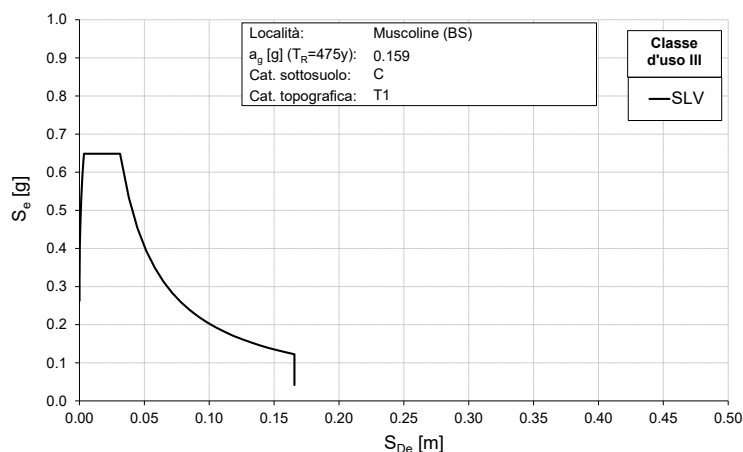


Figura 16 - Spettro SLV ADRS di progetto.

## 3.2 Verifica di vulnerabilità sismica

### 3.2.1 Modellazione della struttura

Il modello FEM lineare<sup>1</sup> è definito come segue:

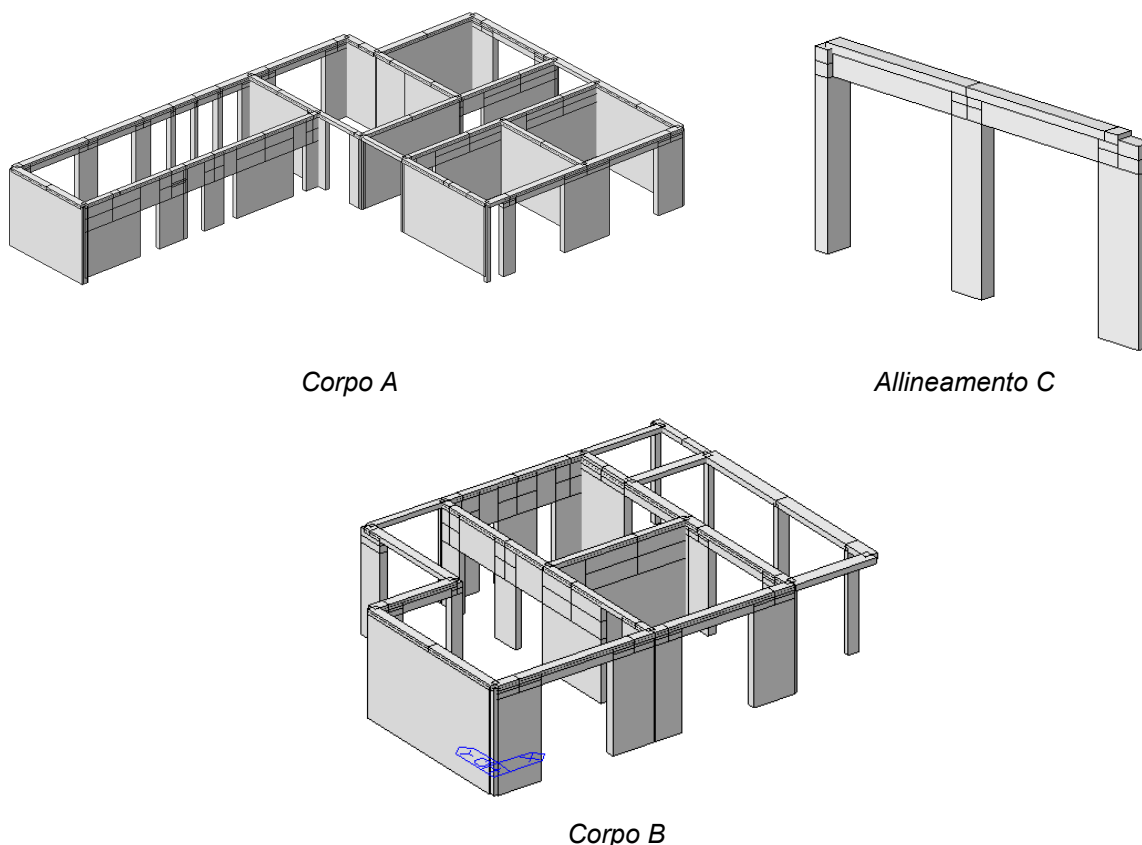
- ELEMENTI STRUTTURALI:

- Maschi murari, fasce e travi: elementi *beam* e *truss*. Le pareti in muratura sono schematizzate come telai costituiti da elementi ad asse verticale (maschi murari) ed elementi ad asse orizzontale (travi di accoppiamento o fasce di piano);
- Coperture: travi e cordoli modellati; altri elementi inseriti solo in termini di carichi; considerando il comportamento a diaframma nonostante l'assenza di una cappa armata;

<sup>1</sup> Software utilizzato: Midas/GEN, Release 2019.

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	24/123

- Sezioni e spessori degli elementi strutturali: definiti in accordo alle informazioni desunte dalla documentazione messa a disposizione ed in accordo ai rilievi effettuati in sito;
- Sulla base della configurazione geometrica dell'edificio e per l'assenza di un diaframma organizzato, ai fini della modellazione si è suddiviso il corpo originario in muratura in due sottounità ed un allineamento.



*Figura 17 - Immagine modelli.*

- **MATERIALI/RIGIDENZE/ARMATURE:**
  - Materiali: definiti e attribuiti agli elementi strutturali come indicato nella Sezione 2.3;
  - Nodi rigidi in corrispondenza dell'intersezione maschio murario/fascia.
- **VINCOLI ASSOLUTI/RELATIVI:**
  - Maschi murari: incastrati a quota +0.00m (ci si limita a modellare la porzione di edificio effettivamente in grado di esibire oscillazioni orizzontali, escludendo le strutture di fondazione);
  - Maschi murari svincolati alla rotazione attorno all'asse Z (parallelo al lato maggiore);
  - Cordoli sommitali: svincolati alla rotazione attorno all'asse Y (parallelo al lato minore), di fatto assimilabili a bielle.

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	25/123

- CARICHI/MASSE:

- Carichi di copertura: definiti come illustrato in precedenza e applicati direttamente alle murature di competenza;
- Azioni sismiche: definite mediante gli spettri di riferimento e combinate come illustrato nella Sezione 2.5.2.

### 3.2.2 Risultati analisi cinematica lineare

Le verifiche dei meccanismi locali fuori piano delle Unità Strutturali realizzate in muratura sono state condotte mediante il metodo dell'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico.

Il livello di sicurezza dei meccanismi locali fuori piano nei confronti dell'azione sismica è valutato sulla base della seguente formula:

$$\zeta_E = \frac{\text{Accelerazione sismica spettrale massima sopportabile}}{\text{Accelerazione sismica spettrale massima di progetto di una nuova costruzione}}$$

dove:

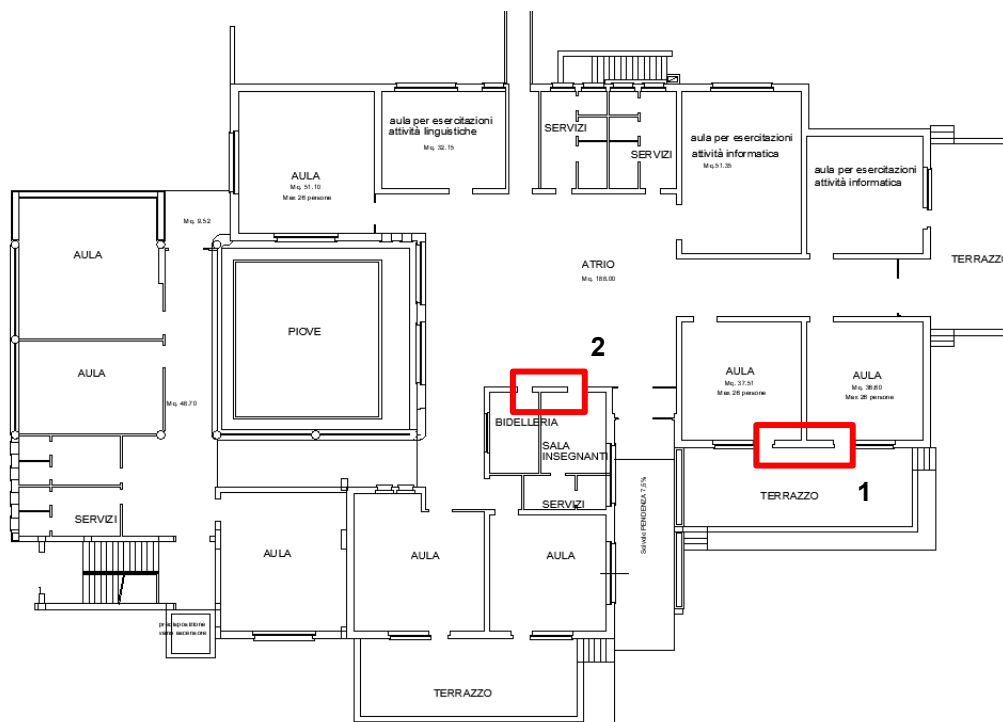
- L'azione sismica massima sopportabile è calcolata in termini di accelerazione sismica spettrale  $a_0^*$  che attiva il meccanismo con il metodo dell'analisi limite (definita in accordo a quanto riportato dalla Circolare NTC 2019 § C8.7.1.2.1.2);
- L'azione massima di progetto di una nuova costruzione è definita in termini di accelerazione per elementi che poggiano direttamente a terra o posti ad una determinata quota da terra (definita in accordo a quanto riportato dalla Circolare NTC 2019 § C8.7.1.2.1.2).

Per il calcolo delle azioni sollecitanti si adotta un fattore di struttura pari a **q = 2,0**.

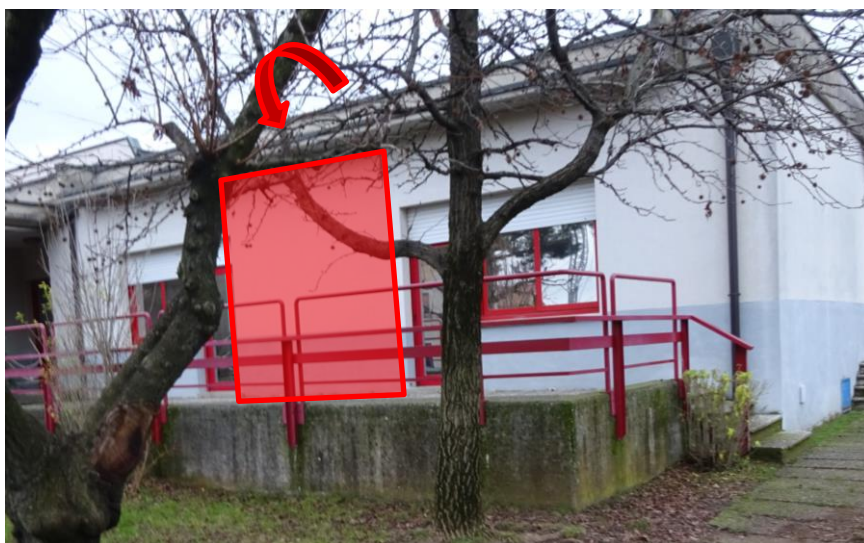
In mancanza di un sistema strutturale atto a ripartire le sollecitazioni sismiche su tutti gli elementi strutturali (assenza di piano rigido, resistente ed efficacemente collegato alle murature d'ambito), le verifiche di vulnerabilità sismica vengono condotte considerando il comportamento disaccoppiato di ciascun elemento strutturale. Ogni elemento strutturale è, pertanto, sollecitato da una forza proporzionale ai carichi gravitazionali gravanti su di esso e determinati secondo le aree di influenza.

Di seguito si riportano 2 esempi, rappresentativi del comportamento dei maschi murari perimetrali di tutte le Unità sopracitate, localizzati in Figura 18:

- Meccanismo 1: ribaltamento al piede della porzione di facciata Sud evidenziata in Figura 19. Il ribaltamento della parete potrebbe essere offerto dalla spinta della copertura e dall'inefficace ammorsamento tra le pareti;
- Meccanismo 2: ribaltamento al piede della porzione tra bidelleria ed atrio, evidenziata in Figura 21. Il ribaltamento della parete potrebbe essere accentuato dalla spinta della reticolare di copertura.



*Figura 18 - Localizzazione in pianta maschi murari verificati.*



*Figura 19 - Meccanismo ribaltamento facciata Sud (Corpo A).*

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura $q$				2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$				1.00
	Categoria suolo di fondazione				C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]				0.184
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$				2.470
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]				0.273
	Fattore di smorzamento $\eta$				1.000
	Altezza della struttura $H$ [m]				4.35
	Tempo di ritorno allo SLV [anni]				712
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$				1.427
	Coefficiente $C_C$ Coefficiente				1.612
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$				1.427
	Numero di piani dell'edificio $N$				1
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$				1.000
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]				0.151
	Ribaltament o delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	1			0.063	
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltament o delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)	$\alpha_{u, PGA}$	$TR\_PGA_{SL}$ [anni]	$\alpha_{u, TR}^{1)}$ $(TR_{SLV}/TR_{SLV,RIF})^{1/2.4}$
	1	0.063	0.342	62	0.366
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-

Figura 20 - Esito verifiche di ribaltamento al piede del meccanismo 1.

La verifica a ribaltamento non risulta soddisfatta, con indice di sicurezza minimo pari al 34.2%.



Figura 21 - Meccanismo ribaltamento Maschio su atrio (Corpo B).

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008						
CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA						
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura $q$					2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$					1.00
	Categoria suolo di fondazione					C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]					0.184
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$					2.470
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]					0.273
	Fattore di smorzamento $\eta$					1.000
	Altezza della struttura $H$ [m]					4.35
	Tempo di ritorno allo SLV [anni]					712
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$					1.427
	Coefficiente $C_C$ Coefficiente					1.612
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$					1.427
	Numero di piani dell'edificio $N$					1
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$					1.000
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]					0.151
	Ribaltament o delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	
	1			0.050		
	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	
PGA-SLV	Ribaltament o delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)	$\alpha_u, PGA$	TR_PGA <sub>SL</sub> [anni]	$\alpha_{u, TR}^{1)}$ $(TR_{SLV}/TR_{SLV,RIF})^{1/2.4}$	$\alpha_{u, TR}^{2)}$ $(TR_{SLV}/TR_{SLV,RIF})$
	1	0.050	0.272	42	0.312	0.059
	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-

Figura 22 - Esito verifiche di ribaltamento al piede del meccanismo 2.

La verifica a ribaltamento non risulta soddisfatta, con indice di sicurezza minimo pari al 27.2%.

### 3.2.3 Risultati analisi pushover

L'analisi della struttura viene condotta nell'ipotesi che i meccanismi locali fuori piano (ribaltamento e flessione) non si verifichino, in quanto preventivamente inibiti attraverso l'inserimento di collegamenti tra pareti e solai e l'incatenamento.

#### 3.2.3.1 Corpo A

Sono state eseguite quattro analisi non lineari statiche:

1. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X;
2. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X;
3. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y;
4. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y.

Le curve di capacità riferite al sistema M-DOF dell'edificio sono definite in termini di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (nodo 200 in sommità) sono illustrate da Figura 23 a Figura 26.

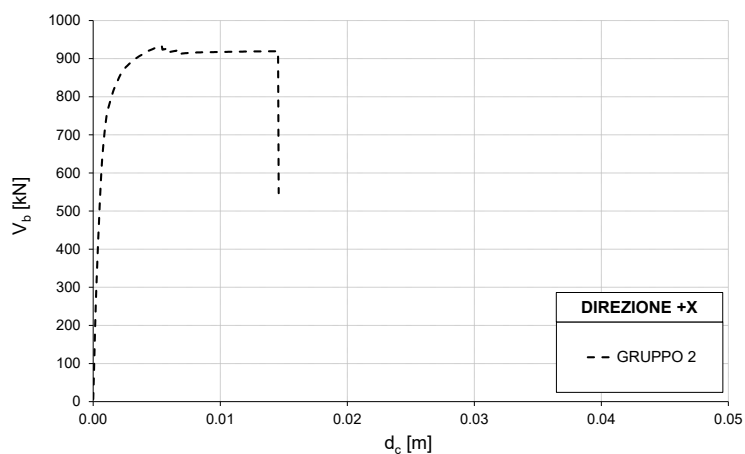


Figura 23 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +X.

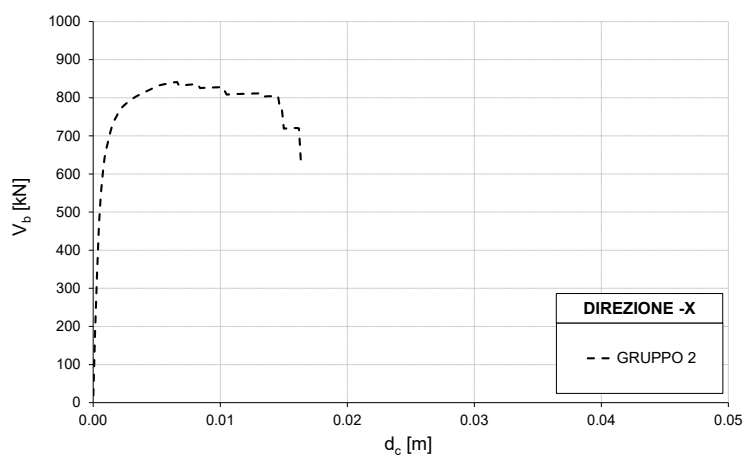


Figura 24 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -X.

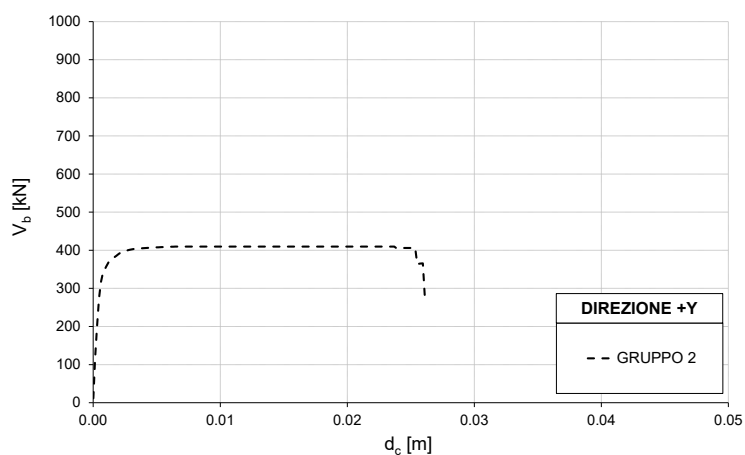


Figura 25 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +Y.

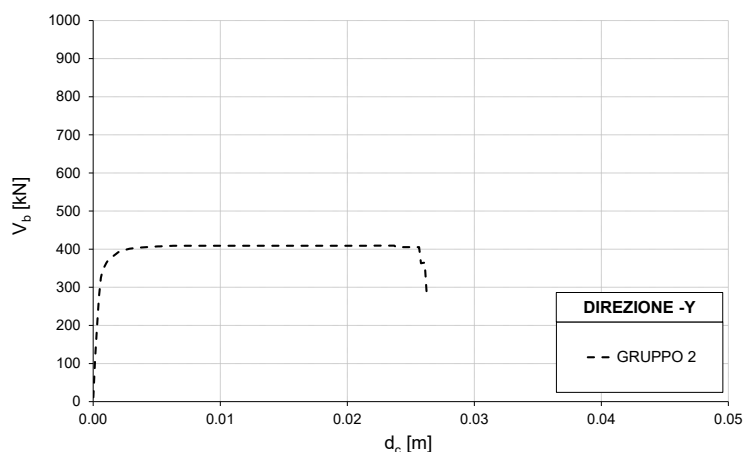


Figura 26 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -Y.

1) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X

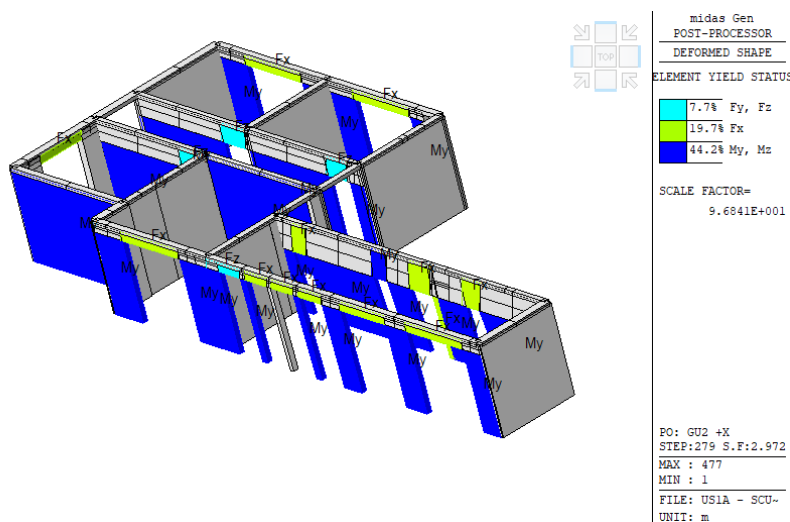


Figura 27 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

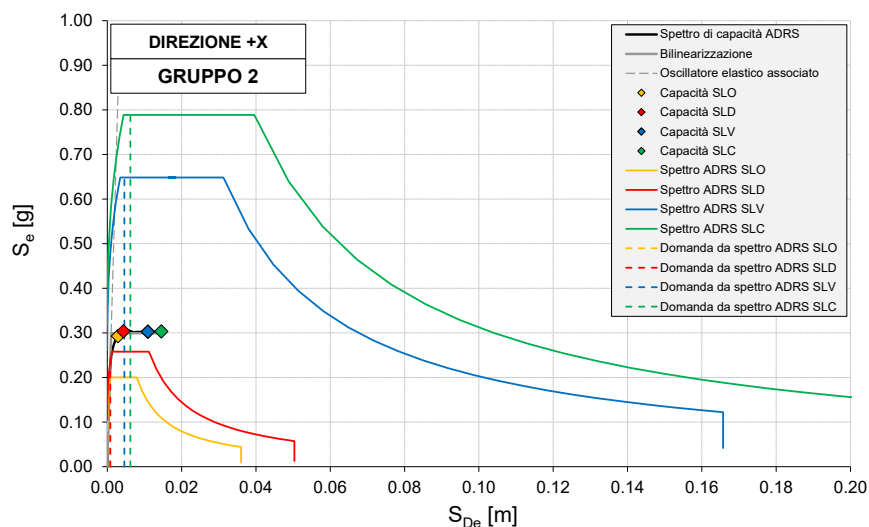


Figura 28 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.



CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	888	0.293
SLD	87	0.004	920	0.303
SLV	3/4 SLC	0.011	918	0.303
SLC	291	0.015	919	0.303

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.001	0.187	0.001	0.235
	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.001	0.187	0.001	0.235
	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.002	0.573	0.002	0.690
	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.005	0.573	0.006	0.690

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	dmax* (T*) / dsL* ≤ 1		ζE	q* ≤ 3 - 4		ζE
SLO	0.224	OK	-	-		-
SLD	0.188	OK	-	-		-
SLV	0.420	OK	-	1.916	OK	-
SLC	0.426	OK	-	2.304	OK	-

*Tabella 7 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.*

La verifica risulta soddisfatta.

2) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X

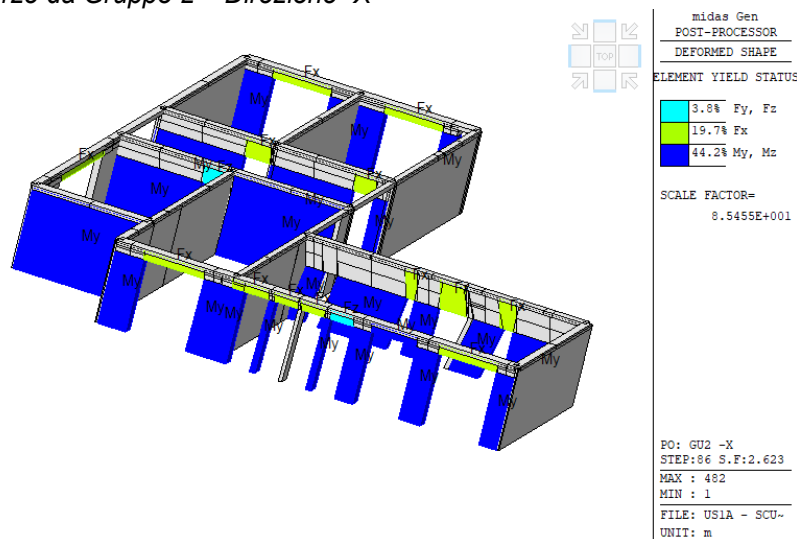


Figura 29 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

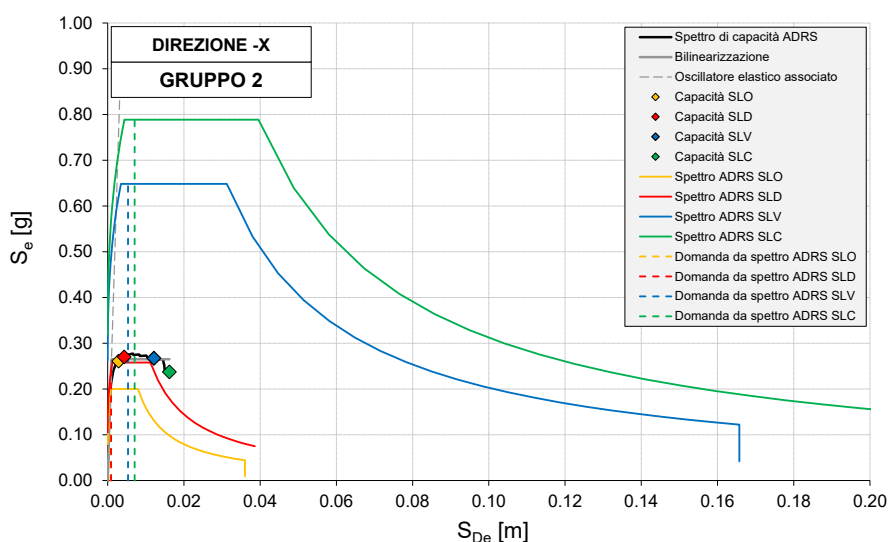


Figura 30 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsl* [m]	Fsl* [kN]	asl* [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	792	0.261
SLD	29	0.004	819	0.270
SLV	3/4 SLC	0.012	811	0.267
SLC	108	0.016	720	0.237

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
0.123	0.001	0.192	0.001	0.240
	dmax* (T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax* (T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.001	0.192	0.001	0.240
	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.002	0.587	0.003	0.706
	dmax* (T) [m]	Se(T*) [g]	dmax* (T) [m]	Se(T*) [g]
	0.005	0.587	0.007	0.706

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	$d_{max}^* (T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$		$\zeta_E$
SLO	0.250	OK	-	-		-
SLD	0.209	OK	-	-		-
SLV	0.441	OK	-	2.215	OK	-
SLC	0.437	OK	-	2.663	OK	-

Tabella 8 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

### 3) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y

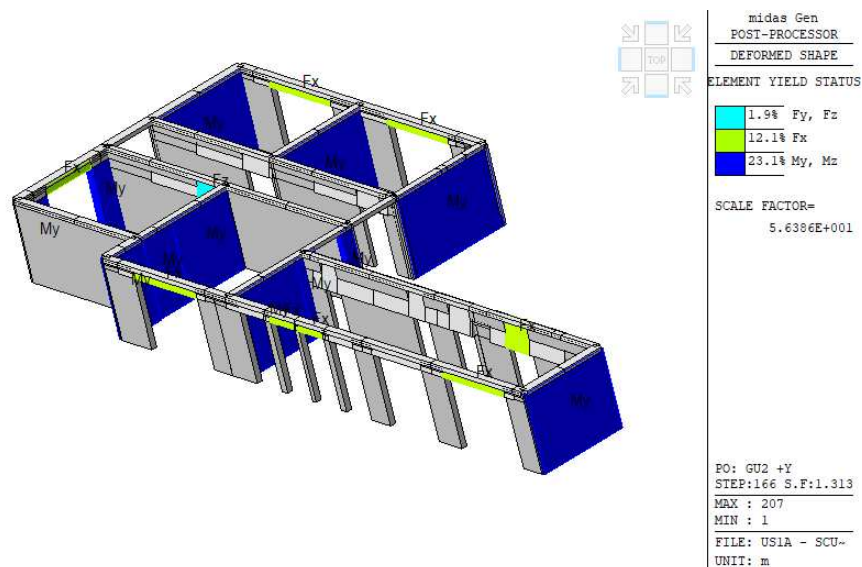


Figura 31 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

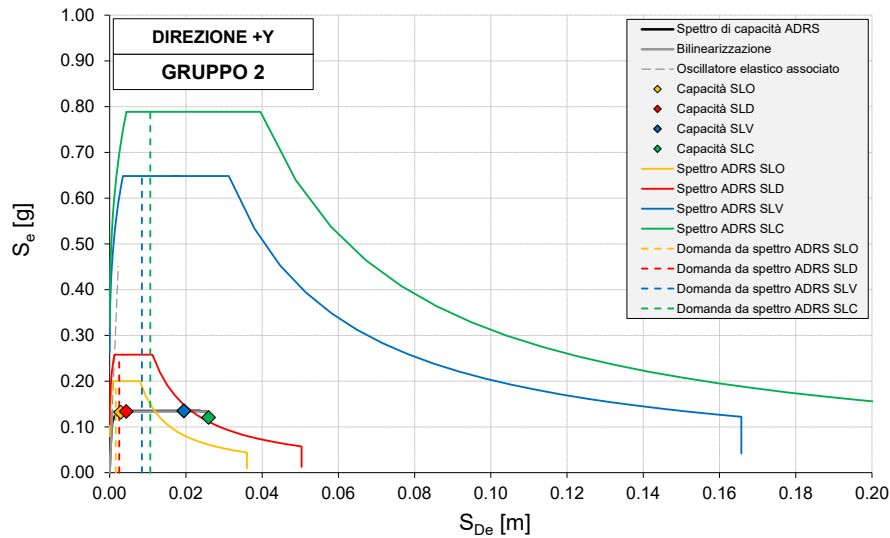


Figura 32 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	d <sub>SL</sub> * [m]	F <sub>SL</sub> * [kN]	a <sub>SL</sub> * [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	401	0.132
SLD	29	0.004	406	0.134
SLV	3/4 SLC	0.019	410	0.135
SLC	173	0.026	366	0.121

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
0.142	0.001	0.200	0.001	0.258
	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.200	0.002	0.258
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.003	0.635	0.004	0.763
	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.008	0.635	0.011	0.763

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	d <sub>max</sub> *(T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4	
SLO	0.553	OK	-	-	
SLD	0.574	OK	-	-	
SLV	0.434	OK	-	4.754	NO
SLC	0.410	OK	-	5.713	NO

Tabella 9 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV con indice di sicurezza pari al 63.1%.

4) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y

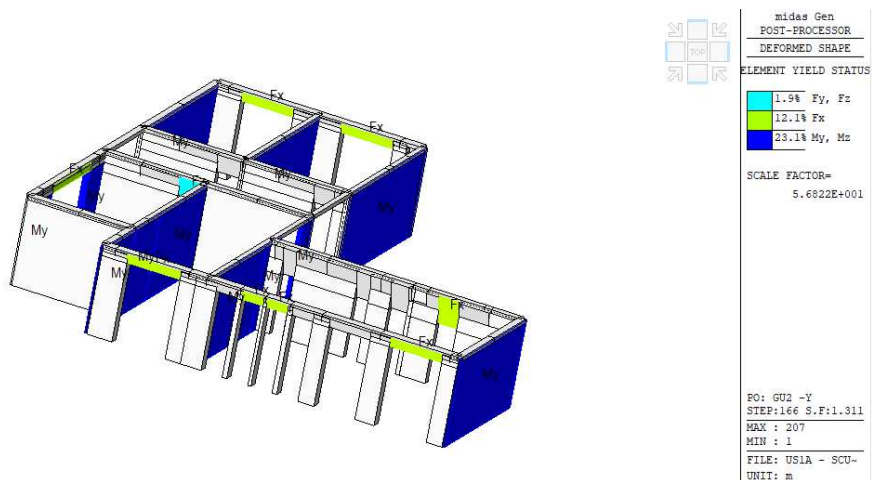


Figura 33 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

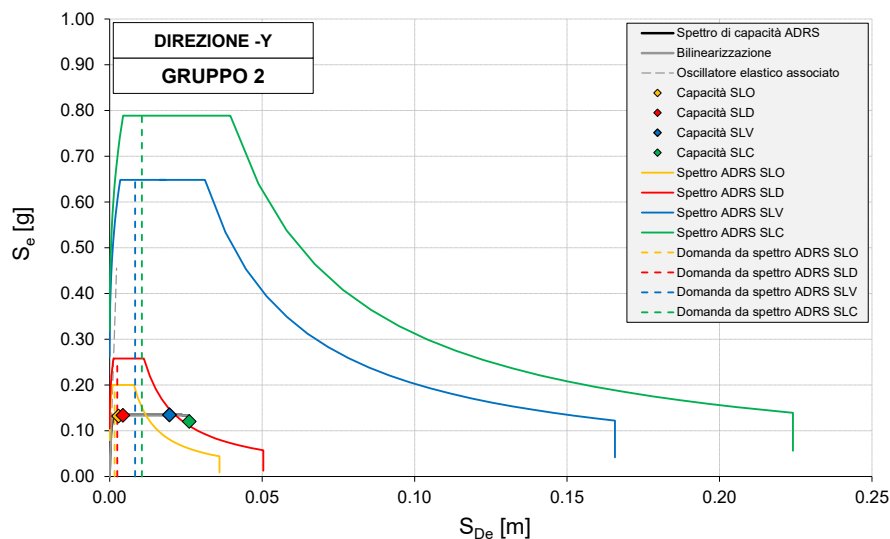


Figura 34 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsl* [m]	FsL* [kN]	asl* [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	401	0.132
SLD	29	0.004	406	0.134
SLV	3/4 SLC	0.020	409	0.135
SLC	174	0.026	365	0.120

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.001	0.200	0.001	0.258
	d <sub>max</sub> * (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> * (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.200	0.002	0.258
0.141	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.003	0.633	0.004	0.761
	d <sub>max</sub> * (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> * (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.008	0.633	0.011	0.761

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	d <sub>max</sub> * (T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4	
SLO	0.549	OK	-	-	
SLD	0.571	OK	-	-	
SLV	0.428	OK	-	4.741	NO 63.3%
SLC	0.404	OK	-	5.696	NO 70.2%

*Tabella 10 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.*

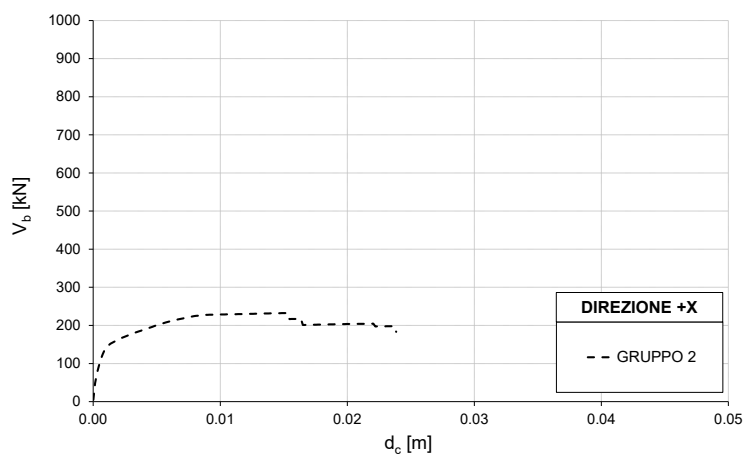
La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV con indice di sicurezza pari al 63.3%.

### 3.2.3.2 Corpo B

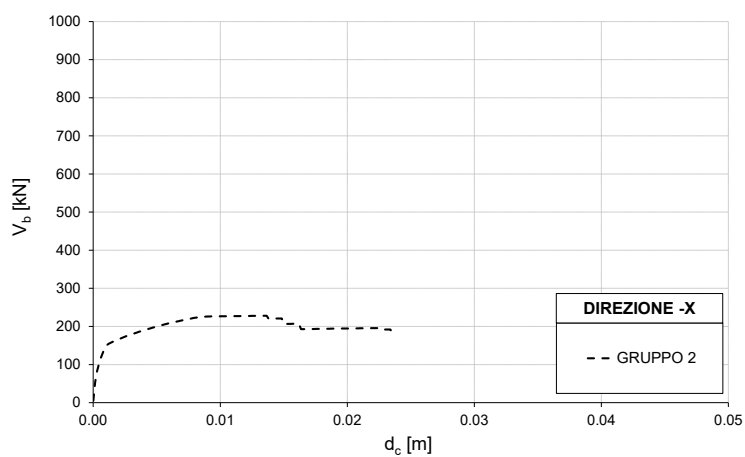
Sono state eseguite quattro analisi non lineari statiche:

1. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X;
2. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X;
3. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y;
4. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y.

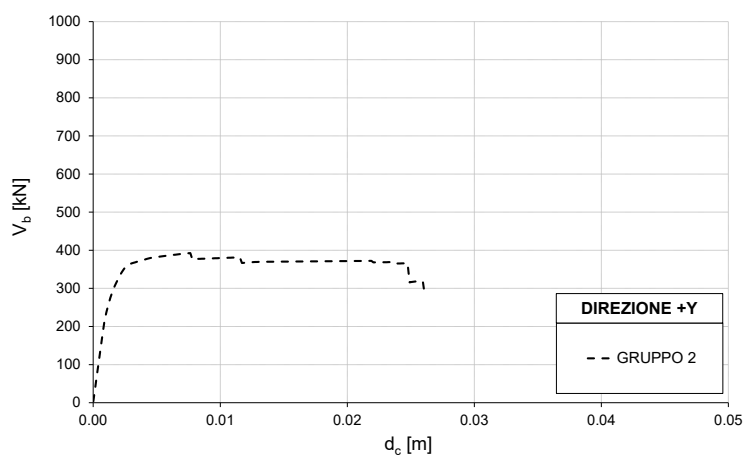
Le curve di capacità riferite al sistema M-DOF dell'edificio sono definite in termini di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (nodo 180 in sommità, per le direzioni ±X e +Y, nodo 183 in sommità, per la direzione -Y) sono illustrate da Figura 35 a Figura 38.



*Figura 35 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +X.*



*Figura 36 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -X.*



*Figura 37 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +Y.*

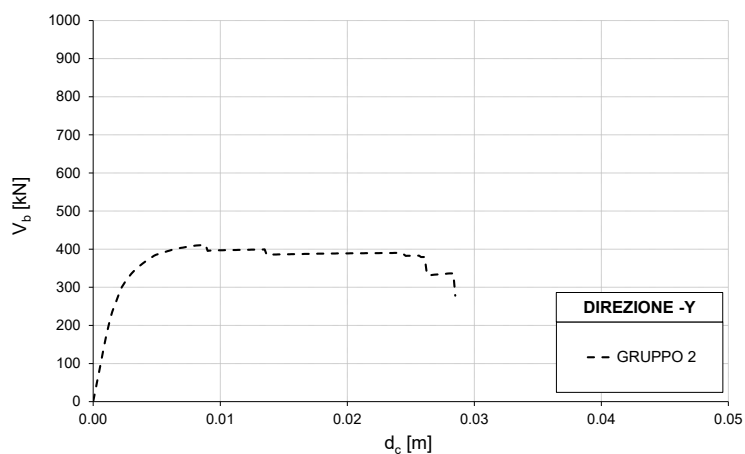


Figura 38 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -Y.

1) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X

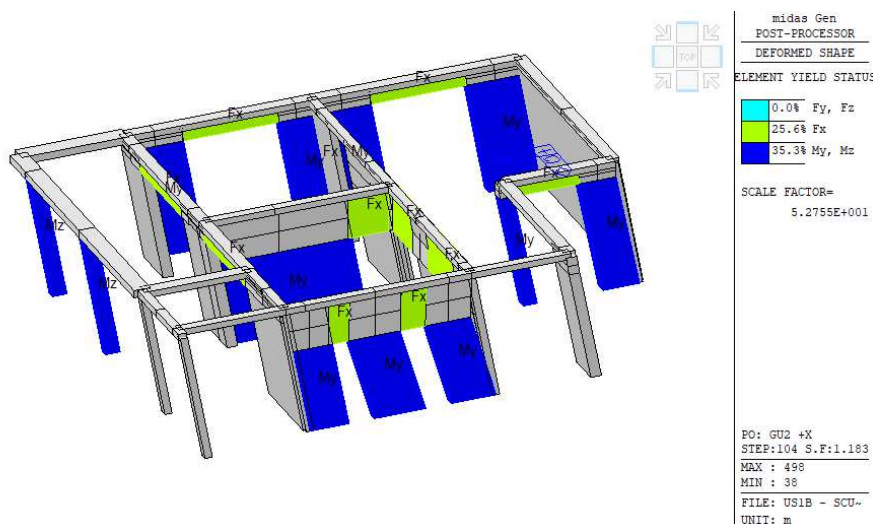


Figura 39 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

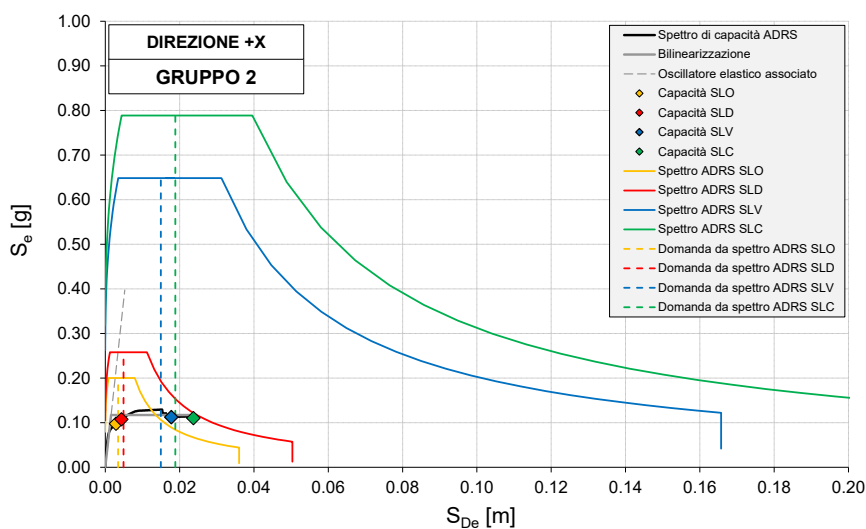


Figura 40 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.



CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	175	0.098
SLD	29	0.004	193	0.107
SLV	3/4 SLC	0.018	202	0.112
SLC	158	0.024	198	0.110

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.003	0.200	0.003	0.258
	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.003	0.200	0.005	0.258
	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.009	0.648	0.010	0.789
	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.015	0.648	0.019	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	dmax* (T*) / dsL* ≤ 1		ζE	q* ≤ 3 - 4	
SLO	1.189	NO	84.1%	-	
SLD	1.131	NO	88.4%	-	
SLV	0.841	OK	-	5.533	NO
SLC	0.795	OK	-	6.728	NO

Tabella 11 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV con indice di sicurezza pari al 54.2%.

## 2) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X

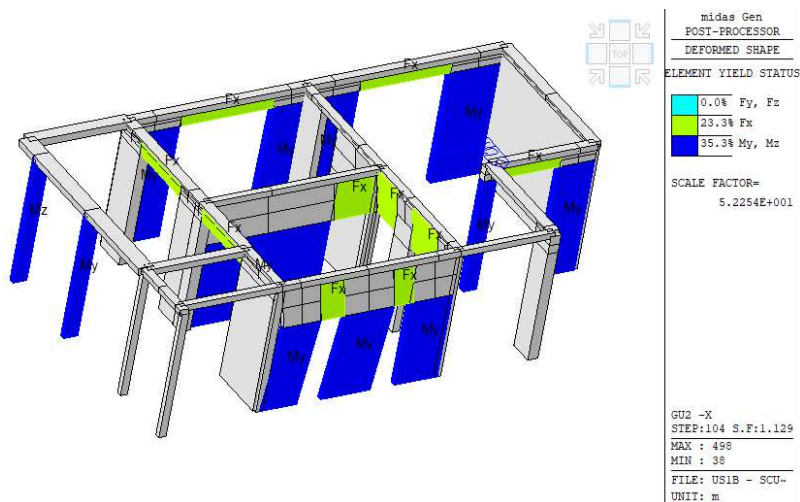


Figura 41 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

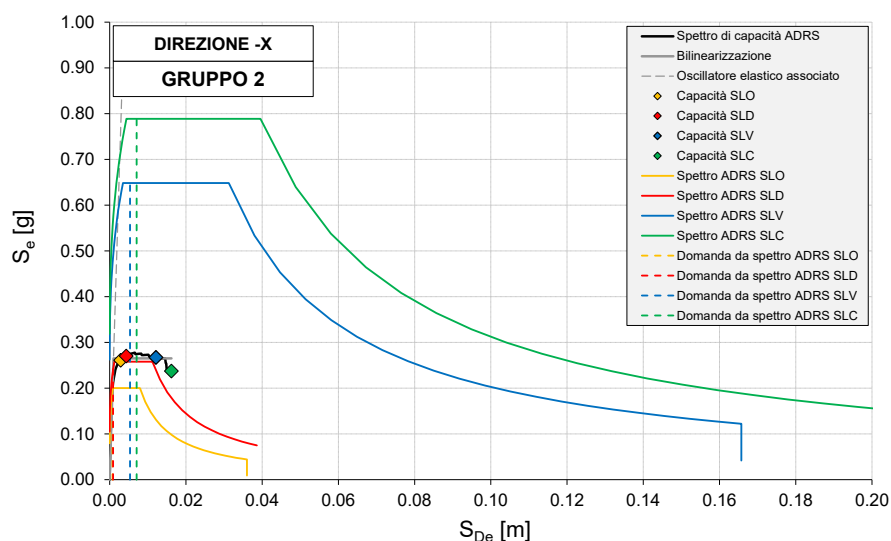


Figura 42 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	$d_{SL}^*$ [m]	$F_{SL}^*$ [kN]	$a_{SL}^*$ [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	177	0.099
SLD	29	0.004	194	0.108
SLV	3/4 SLC	0.018	193	0.108
SLC	156	0.023	192	0.107

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
$T^*$ [sec]	SLO		SLD	
	$S_{De}(T^*)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]	$S_{De}(T^*)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]
0.214	0.002	0.200	0.003	0.258
	$d_{max}^*(T^*)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]	$d_{max}^*(T^*)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]
	0.003	0.200	0.004	0.258
	SLV		SLC	
	$S_{De}(T)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]	$S_{De}(T)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]
	0.007	0.648	0.009	0.789
	$d_{max}^*(T)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]	$d_{max}^*(T)$ [m]	$S_e(T^*)$ [g]
	0.014	0.648	0.017	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	$d_{max}^*(T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$	
SLO	1.074	NO	93.1%	-	
SLD	1.030	NO	97.1%	-	
SLV	0.785	OK	-	5.677	NO
SLC	0.742	OK	-	6.903	NO

Tabella 12 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV con indice di sicurezza pari al 52.8%.

3) *Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y*

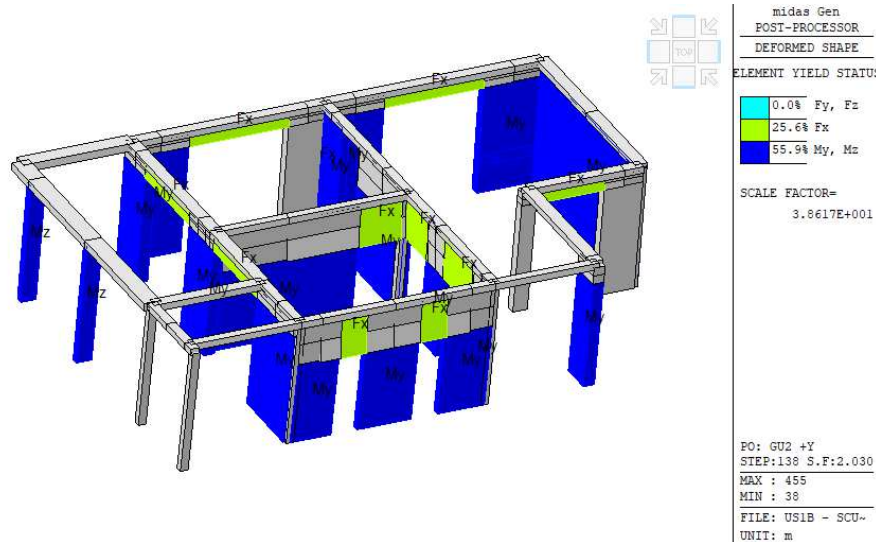


Figura 43 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

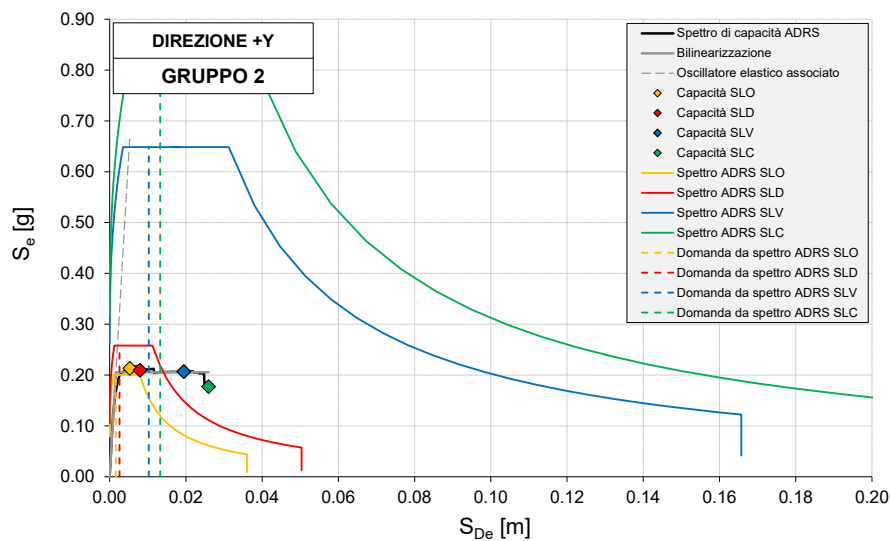


Figura 44 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.005	383	0.213
SLD	53	0.008	376	0.210
SLV	3/4 SLC	0.019	371	0.207
SLC	173	0.026	318	0.177

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
0.178	0.002	0.200	0.002	0.258
	d <sub>max</sub> * (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> * (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.200	0.003	0.258
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.005	0.648	0.006	0.789
	d <sub>max</sub> * (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> * (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.010	0.648	0.013	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	d <sub>max</sub> * (T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4	
SLO	0.299	OK	-	-	
SLD	0.326	OK	-	-	
SLV	0.528	OK	-	3.154	NO
SLC	0.510	OK	-	3.835	OK

Tabella 13 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV con indice di sicurezza pari al 95.1%.

#### 4) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y

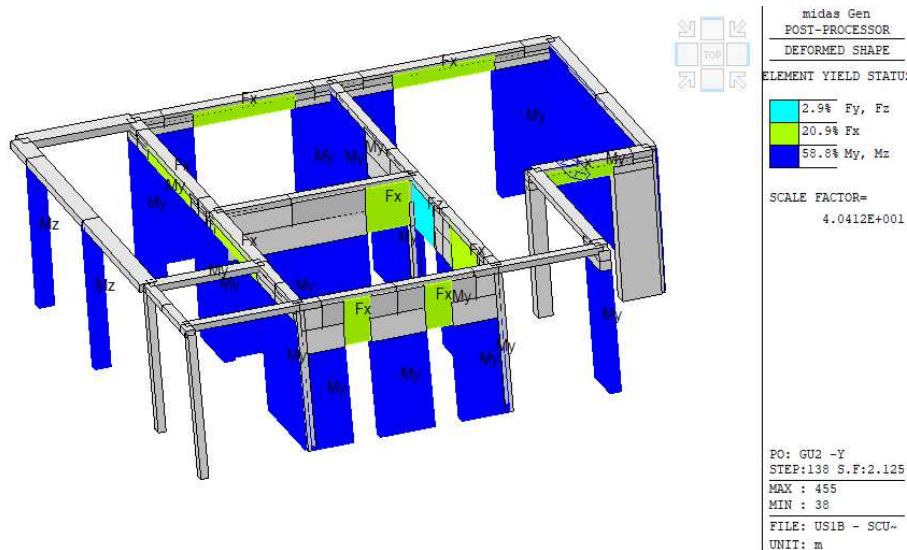


Figura 45 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

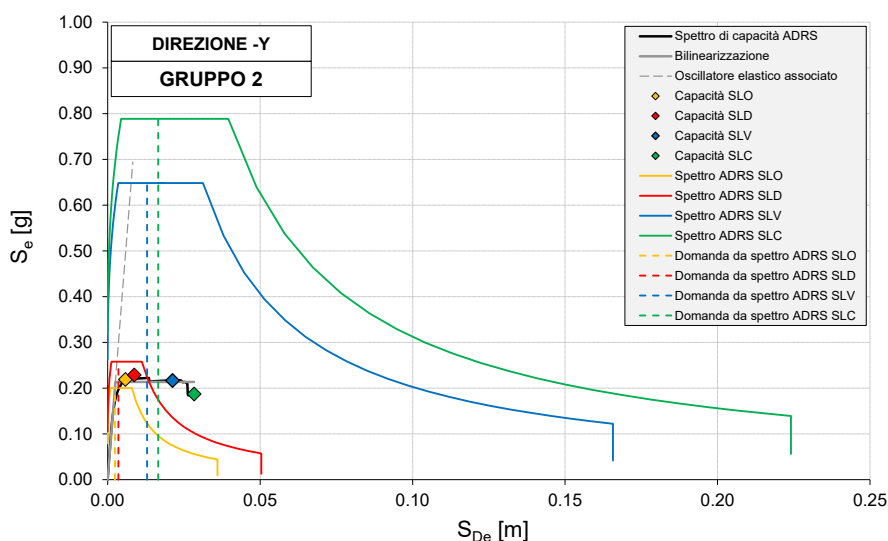


Figura 46 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	d <sub>SL</sub> * [m]	F <sub>SL</sub> * [kN]	a <sub>SL</sub> * [g]
SLO	2/3 SLD	0.006	393	0.219
SLD	58	0.009	411	0.229
SLV	3/4 SLC	0.021	389	0.217
SLC	189	0.028	336	0.187

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
0.219	0.002	0.200	0.003	0.258
	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.200	0.004	0.258
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.008	0.648	0.009	0.789
	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.013	0.648	0.017	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	d <sub>max</sub> *(T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4	
SLO	0.410	OK	-	-	
SLD	0.407	OK	-	-	
SLV	0.609	OK	-	3.035	NO
SLC	0.585	OK	-	3.691	OK

Tabella 14 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

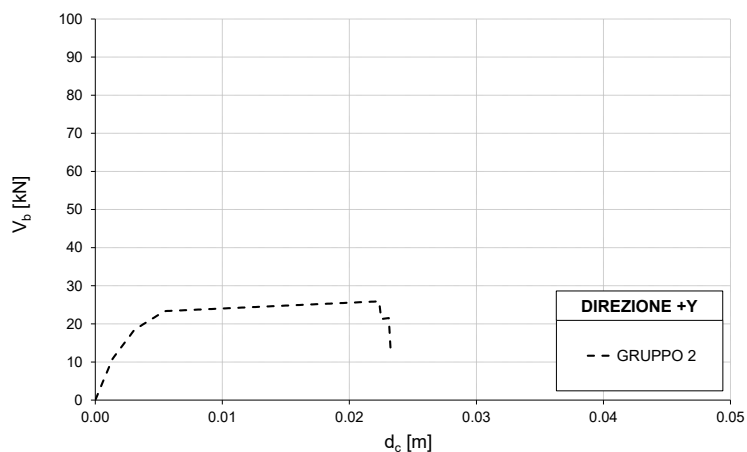
La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV con indice di sicurezza pari al 98.8%.

### 3.2.3.3 Allineamento C

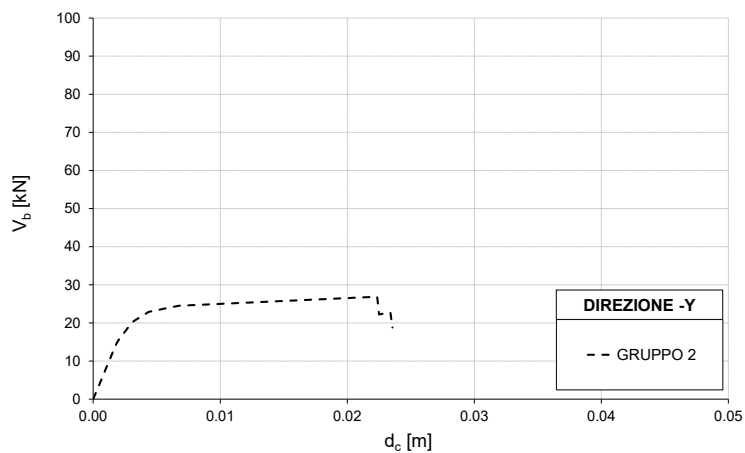
Sono state eseguite due analisi non lineari statiche:

1. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y;
2. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y.

Le curve di capacità riferite al sistema M-DOF dell'edificio sono definite in termini di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (nodo 192 in sommità) sono illustrate in Figura 47 e Figura 48.



*Figura 47 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +Y.*



*Figura 48 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -Y.*

1) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y

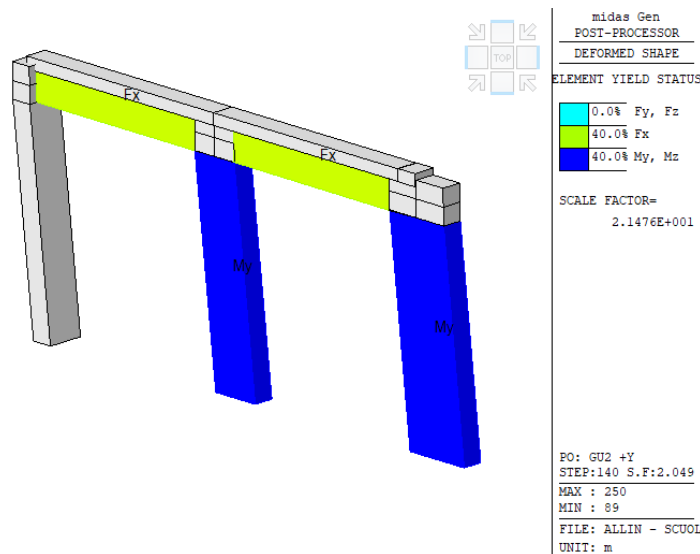


Figura 49 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

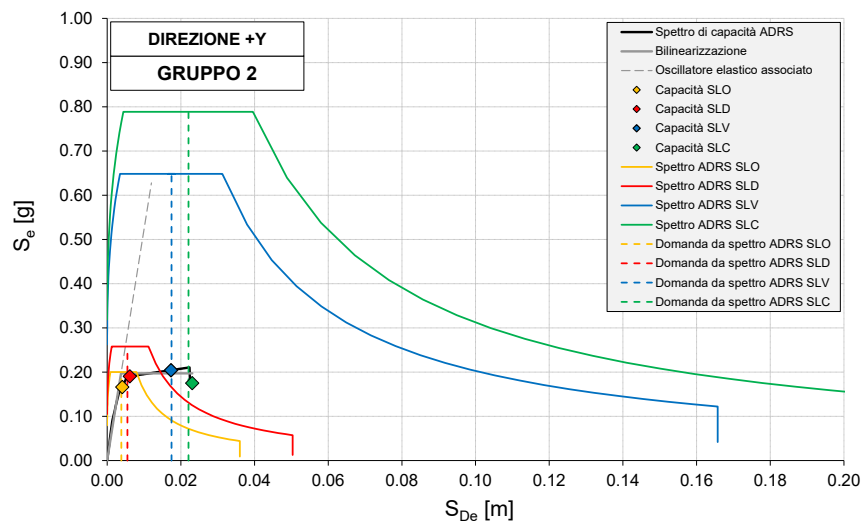


Figura 50 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsl* [m]	FsL* [kN]	asl* [g]
SLO	2/3 SLD	0.004	20	0.166
SLD	41	0.006	23	0.191
SLV	3/4 SLC	0.017	25	0.204
SLC	154	0.023	22	0.175

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
0.277	0.004	0.200	0.005	0.258
	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.004	0.200	0.006	0.258
	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.012	0.648	0.015	0.789
	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.017	0.648	0.022	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	$d_{max}^*(T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$		$\zeta_E$
SLO	0.940	OK	-	-		-
SLD	0.897	OK	-	-		-
SLV	1.008	NO	99.2%	3.289	NO	91.2%
SLC	0.956	OK	-	3.999	OK	-

Tabella 15 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV, con indice di sicurezza pari al 91.2%.

## 2) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y

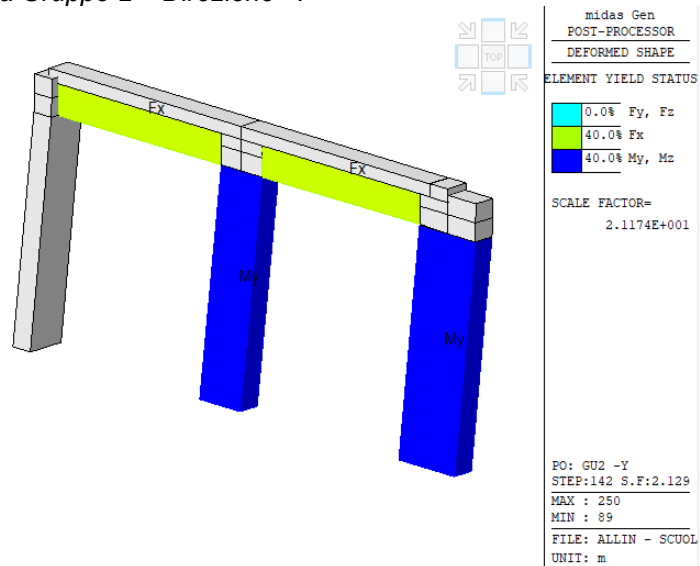


Figura 51 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.



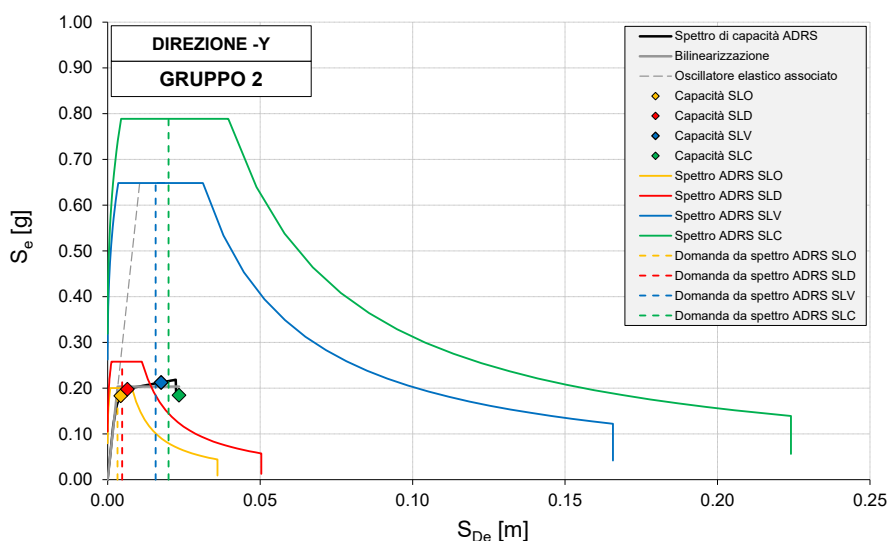


Figura 52 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	d <sub>SL</sub> * [m]	F <sub>SL</sub> * [kN]	a <sub>SL</sub> * [g]
SLO	2/3 SLD	0.004	23	0.183
SLD	43	0.006	24	0.198
SLV	3/4 SLC	0.018	26	0.213
SLC	156	0.023	23	0.184

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
0.255	0.003	0.200	0.004	0.258
	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.003	0.200	0.005	0.258
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.011	0.648	0.013	0.789
	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.016	0.648	0.020	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	$d_{max}^* (T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$		$\zeta_E$
SLO	0.755	OK	-	-		
SLD	0.735	OK	-	-		
SLV	0.896	OK	-	3.189	NO	94.1%
SLC	0.854	OK	-	3.878	OK	-

Tabella 16 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV, con indice di sicurezza pari al 94.1%.

### 3.3 Valutazione della sicurezza statica

Per le pareti in muratura portante si considera una verifica a pressoflessione per carichi laterali (NTC18 [1] § 4.5.6.2). considerando, in prima istanza, un coefficiente di riduzione di resistenza dei materiali  $\Phi$  ponendo il coefficiente di eccentricità  $m$  unitario ed un valore di snellezza convenzionale  $\lambda$  non dipendente dal vincolo fornito dalle murature ortogonali a quella in verifica (ipotesi cautelativa di maschi isolati).

Il livello di sicurezza statica è valutato sulla base della seguente formula:

$$\zeta_v = \frac{\text{Sforzo resistente}}{\text{Sforzo sollecitante}} = \frac{\Phi \cdot f_k / \gamma_m}{N_{Ed} / A}$$

Per valori di  $\zeta_v$  inferiori all'unità viene affinato il calcolo esatto di  $\Phi$ , considerando le eccentricità derivanti dai carichi agenti, di esecuzione e la corretta snellezza convenzionale. Infine, si esprime la valutazione in termini di coefficienti parziali di sicurezza derivanti dalla verifica a pressoflessione per carichi laterali, andando ad evidenziare le effettive criticità statiche primarie per valori di  $\gamma_m < 3$ .

#### 3.3.1 Corpo A

Le verifiche che seguono sono relative alle pareti in muratura portante.

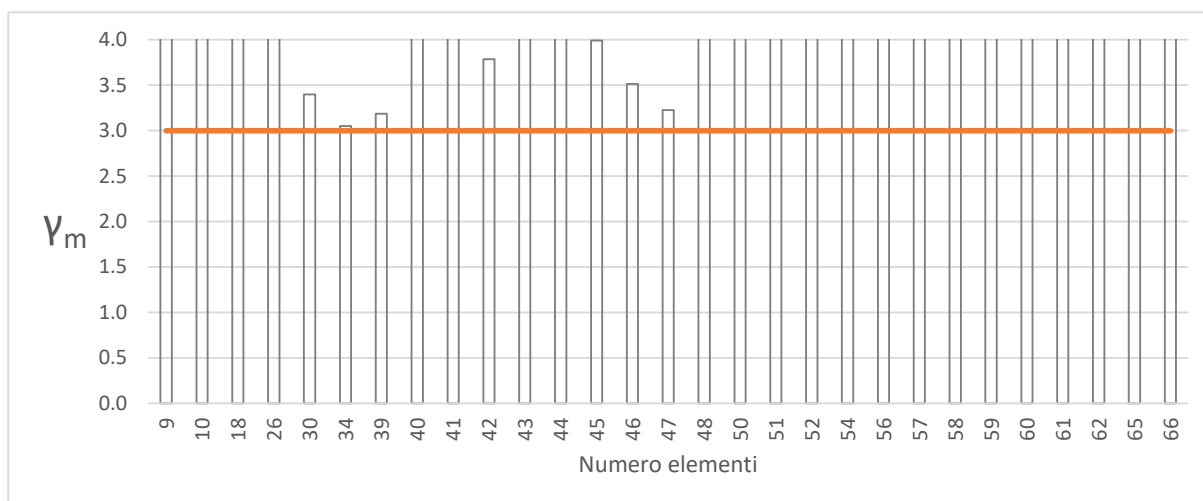
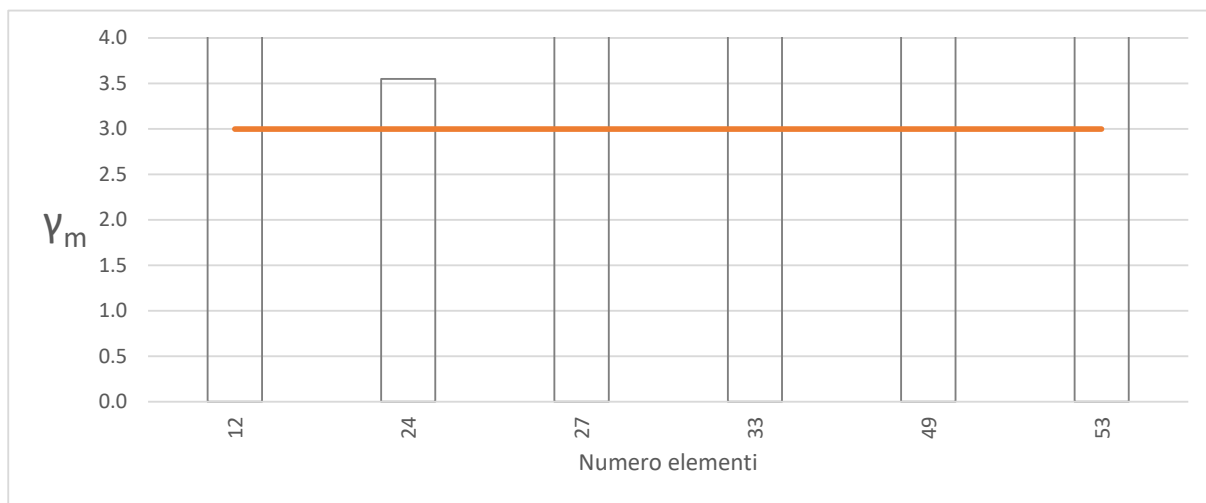


Figura 53 - Verifica coefficiente parziale di sicurezza SLU degli elementi verticali – Maschi murari in mattoni pieni.

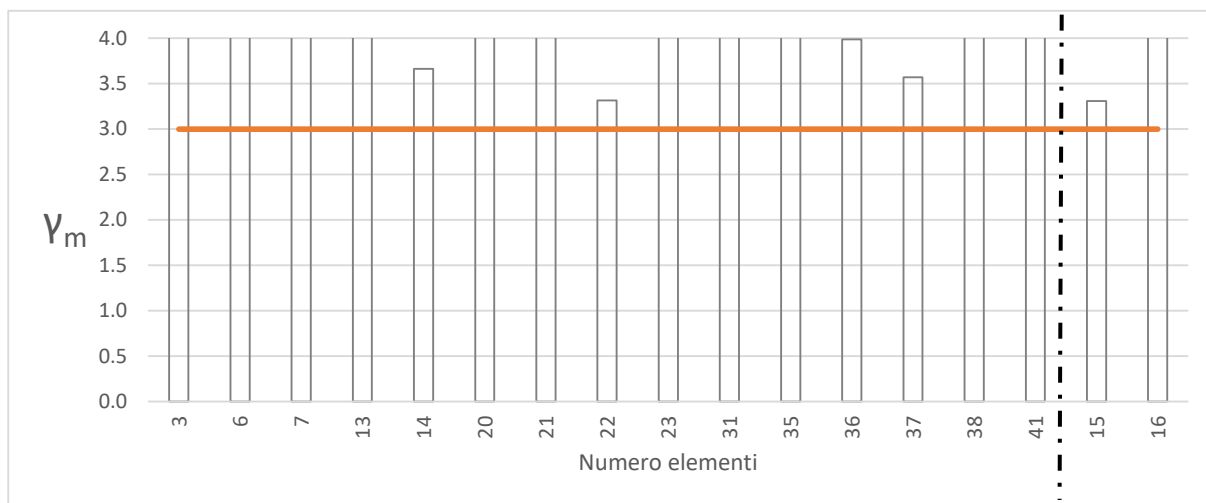


*Figura 54 - Verifica coefficiente parziale di sicurezza SLU degli elementi verticali – Maschi murari in mattoni forati.*

Dalla verifica di sicurezza statica e dai grafici sopra riportati è possibile concludere che, in condizione SLU, non sussistono particolari criticità.

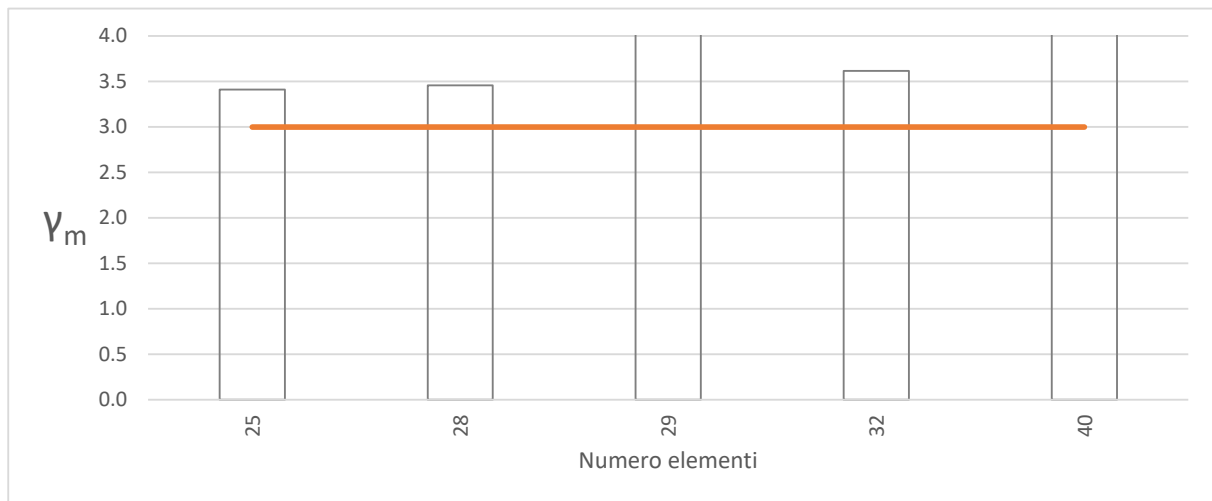
### 3.3.2 Corpo B – Allineamento C

Le verifiche che seguono sono relative alle pareti in muratura portante.



*Figura 55 - Verifica coefficiente parziale di sicurezza SLU degli elementi verticali – Maschi murari in mattoni pieni.*

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	50/123

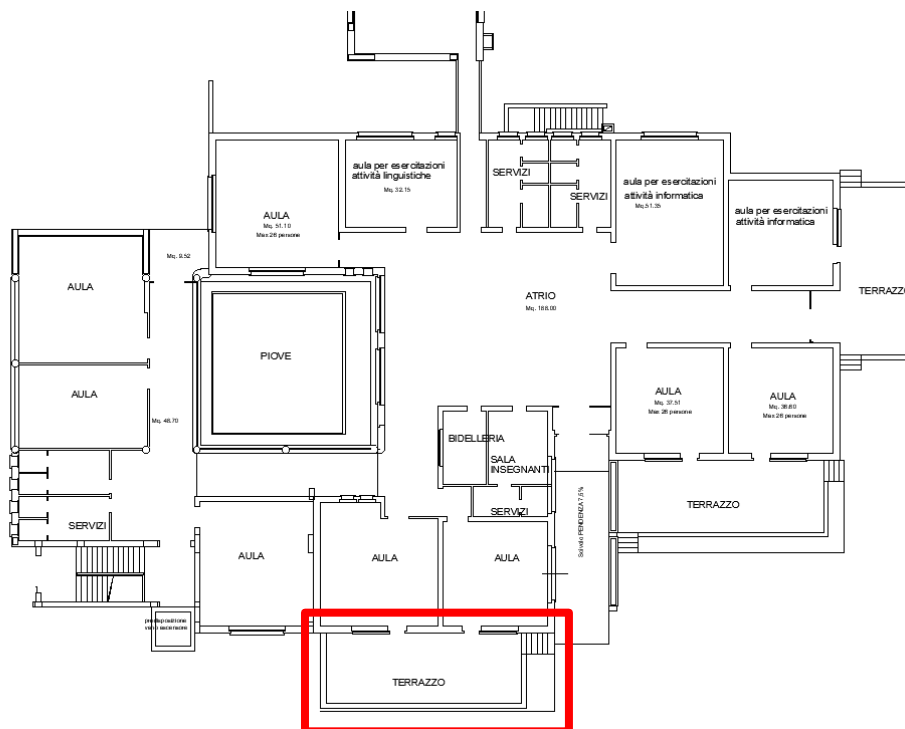


*Figura 56 - Verifica coefficiente parziale di sicurezza SLU degli elementi verticali – Maschi murari in mattoni forati.*

Dalla verifica di sicurezza statica e dai grafici sopra riportati è possibile concludere che, in condizione SLU, non sussistono particolari criticità.

### 3.4 Criticità locali

Il terrazzo più a Sud, riquadrato in rosso in Figura 57, presenta ampie fessure (Figura 58), alle estremità ed in mezzzeria. Osservando le fessure non è stata riscontrata la presenza di barre d'armatura, dunque, il solo calcestruzzo del muro di contenimento non risulta in grado di resistere alle forze derivanti dalla spinta del terreno.

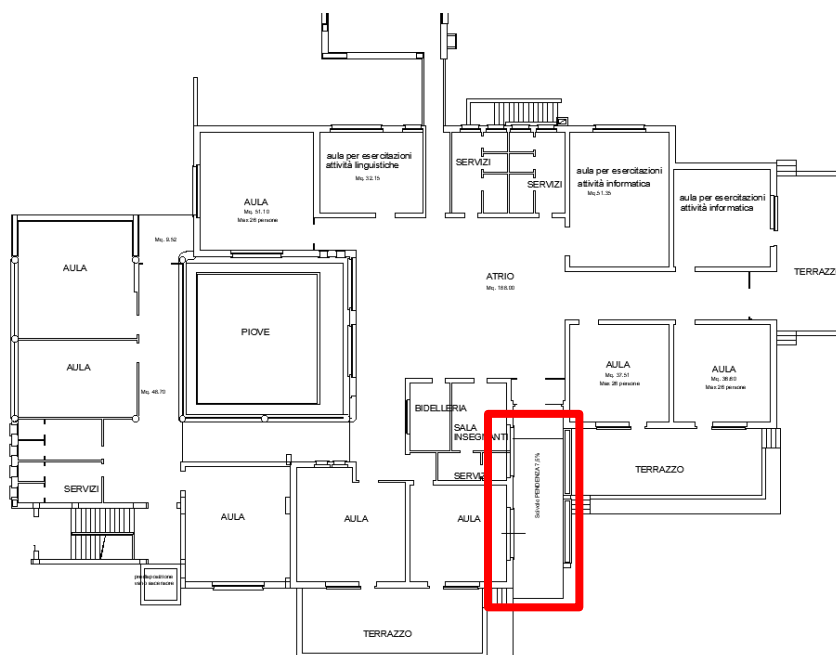


*Figura 57 - Localizzazione terrazzo.*



*Figura 58 - Quadro fessurativo terrazzo.*

Il solaio della tettoia d'ingresso, riquadrato in rosso in Figura 59, presenta una fessura centrale (Figura 60), probabilmente dovuta ad un'eccessiva deformazione.

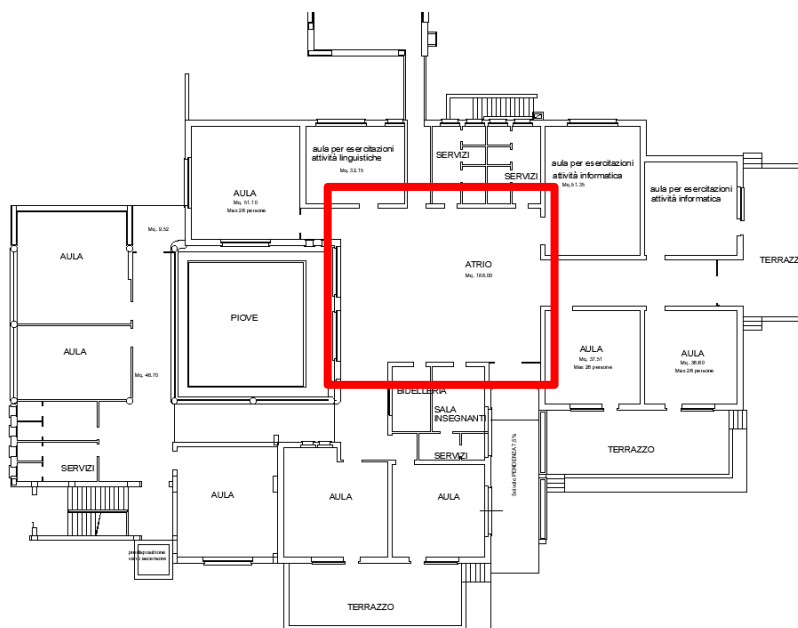


*Figura 59 - Localizzazione tettoia.*



*Figura 60 - Fessura solaio tettoia d'ingresso.*

La struttura metallica a copertura dell'atrio centrale risulta costituita da una serie di travi reticolari in appoggio sulle pareti a Nord e a Sud. In presenza di evento sismico tali reticolari potrebbero generare sollecitazioni fuori piano sulle pareti sottostanti, non in grado di incassare tali sollecitazioni, come evidenziato dall'analisi cinematica 2 del paragrafo 3.2.2. Inoltre, i collegamenti tra le travi reticolari appaiono insufficienti ad evitare sbandamento delle travi stesse.



*Figura 61 - Localizzazione atrio.*





*Figura 62 - Copertura dell'atrio.*

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	54/123

## 4. PROGETTO DI INTERVENTO (ADEGUAMENTO SISMICO VOLONTARIO)

### 4.1 Descrizione generale interventi

Gli interventi progettati si configurano come interventi locali e globali, finalizzati all'adeguamento del comportamento sismico degli edifici oggetto di intervento. Gli interventi locali in progetto non variano sostanzialmente il comportamento sismico globale dell'edificio, né consistono in interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente.

Il progetto di adeguamento sismico prevede le seguenti opere (meglio descritte ed analizzate e calcolate nei paragrafi successivi):

#### *Interventi locali:*

- **Atrio:** realizzazione di connessioni tra la trave in c.a. di supporto della struttura reticolare e la muratura sottostante; realizzazione di opportuni fissaggi della struttura reticolare alla trave in c.a.; realizzazione di un sistema di controventatura tra gli elementi della reticolare, al fine di garantire un efficace trasferimento delle sollecitazioni sismiche.
- **Terrazzo:** inserimento di un sistema di ritegno delle spinte derivanti dal terreno.
- **Solaio tettoia ingresso:** inserimento di una reticolare in acciaio.

#### *Interventi globali:*

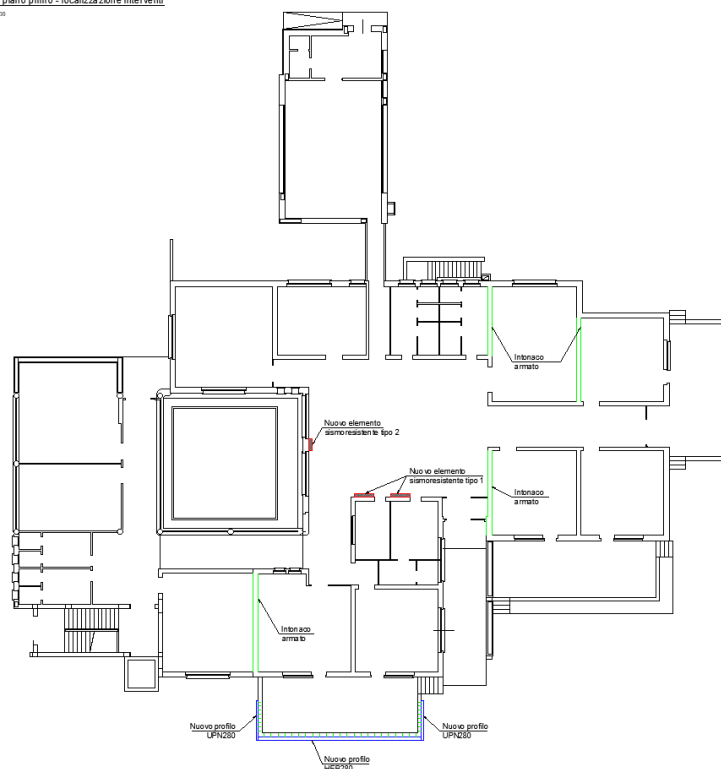
- **Corpo A:** rinforzo dei maschi murari mediante l'utilizzo di intonaco armato; inserimento di catene in corrispondenza dell'intradosso del solaio di copertura al fine di realizzazione di un diaframma efficace e di evitare ribaltamenti dei maschi murari non efficacemente collegati.
- **Corpo B:** integrazione del sistema sismo-resistente tramite la realizzazione di nuovi setti in c.a. con relativa fondazione; rinforzo di un maschio murario mediante l'utilizzo di intonaco armato; inserimento di catene in corrispondenza dell'intradosso del solaio di copertura.
- **Allineamento C:** integrazione del sistema sismo-resistente tramite la realizzazione di un nuovo setto in c.a. con relativa fondazione.

Si prevede inoltre la realizzazione di giunti sismici mediante intaglio in corrispondenza della soletta a copertura dell'ingresso e delle travi in c.a. di supporto della reticolare dell'atrio, al fine di garantire l'effettivo comportamento indipendente tra il corpo A, il Corpo B e l'allineamento C.

Nelle immagini di Figura 63 e Figura 64 si riporta la localizzazione degli interventi sopra descritti.

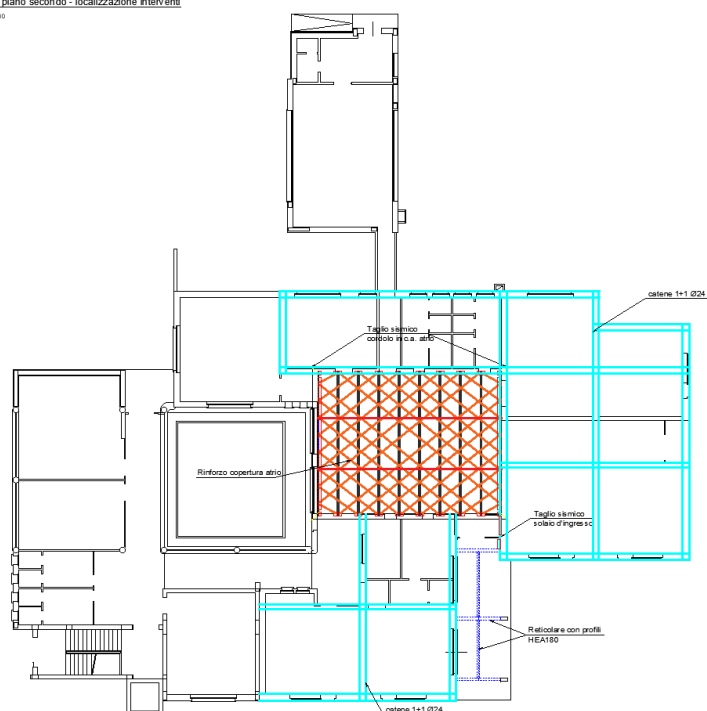


Pianta piano primo - localizzazione interventi  
Scala 1:100



**Figura 63 - Localizzazione interventi al piano terra.**

Pianta piano secondo - localizzazione interventi  
Scala 1:100



**Figura 64 - Localizzazione interventi a livello copertura.**

Le fondazioni e le relative connessioni all'esistente, e le mutue connessioni tra i vari elementi in acciaio sono state dimensionate e verificate nell'ottica del *capacity design*.

Si sottolinea che il progetto di adeguamento sismico non prevede variazioni apprezzabili rispetto ai carichi verticali ad oggi presenti.

## 4.2 Dimensionamento e verifica interventi

Di seguito è riportato il dimensionamento degli interventi necessari al fine di inibire le vulnerabilità locali e globali riscontrate nell'edificio.

### 4.2.1 Materiali

#### Calcestruzzo:

- Per il calcestruzzo, se prodotto con un processo industrializzato (controllo della produzione certificato da Organismo autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.) occorre sempre verificare che i documenti di trasporto di ciascuna fornitura riportino gli estremi della Certificazione (nome dell'Organismo e numero del certificato);

PRESTAZIONI CALCESTRUZZO								
Tipo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza	Rapporto a/c massimo	Dg,max	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Copri ferro minimo
CLS_1	MAGRONE	X0	C12/15	0,60	20 mm	S3		
CLS_2	FONDAZIONI	XC2	C25/30	0,60	20 mm	S3		20 mm
CLS_3	STRUTTURE	XC3	C25/30	0,55	20 mm	S4		30 mm

#### Acciaio da cemento armato:

- Classe B450C; caratteristiche meccaniche:

$f_{y,nom}(N/mm^2)$	$f_{t,nom}(N/mm^2)$
450	540

- Classe B450C; caratteristiche meccaniche:

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk}$	$\geq f_{t,nom}$	5.0
	$(f_t/f_{y,k}) \geq 1.15$	10.0
	$(f_t/f_{y,k}) < 1.35$	
	$(f_t/f_{y,nom,k}) \leq 1.25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche	$\phi < 12mm$	4 $\phi$
	$12 \leq \phi \leq 16mm$	5 $\phi$
	per $16 < \phi \leq 25mm$	8 $\phi$
	per $25 < \phi \leq 40mm$	10 $\phi$

#### Acciaio da carpenteria:

- Classe S275J0; caratteristiche meccaniche:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento	
	$t \leq 40 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$

	$f_{yk}(N/mm^2)$	$f_{tk}(N/mm^2)$	$f_{yk}(N/mm^2)$	$f_{tk}(N/mm^2)$
<b>UNI EN 10025-2</b>				
S 275	275	430	255	410

- Classe di esecuzione EXC2.

Gli elementi in acciaio devono rispondere ai requisiti della norma EN 1090-1.

La verniciatura deve essere compatibile con:

- Classe di corrosività C2 all'interno e classe di corrosività C3 all'esterno;
- Durabilità media (M) da 5 a 15 anni.

#### Processi di saldatura:

- I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1:2017 da parte di un Ente terzo. Ad integrazione di quanto richiesto in tale norma, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa. Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732:2013.
- Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati mediante WPQR (qualifica di procedimento di saldatura) secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2017.
- Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2017; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Tab. 11.3.XII

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	D
Riferimento				
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, $s \leq 30$ mm S275, $s \leq 30$ mm	S355, $s \leq 30$ mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, $s \leq 30$ mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare UNI EN ISO 3834-4	Medio UNI EN ISO 3834-3	Medio UNI EN ISO 3834-3	Completo UNI EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di Coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN ISO 14731:2007	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

#### Bulloneria, dadi:

- Classe 8.8 (conformi a norme UNI EN ISO 4016 e UNI 5592); caratteristiche meccaniche:

<b>Classe</b>	<b>8.8</b>
$f_{yb}(N/mm^2)$	640
$f_{tb}(N/mm^2)$	800

- Dadi esagonali (conformi a norme UNI 5588).

**Spinottature/inghisaggi (Tipologia da definire in corso d'opera; fare riferimento alle indicazioni riportate nelle tavole di progetto):**

**a. con malta cementizia colabile:**

- Preforo a secco o con una minima quantità di acqua, da verificare in sito sulla base della compatibilità con substrato murario;
- Perforazione a **rotopercussione**, solo se compatibile con vibrazioni sulla muratura, altrimenti carotatura a rotazione lenta ( $\Phi 40$  o secondo indicazioni fornitore malta);
- Barre metalliche max M20 classe 8.8; barra tipo Hilti HIT – V filettata in acciaio zincato. La profondità di posa deve essere coerente con quanto indicato negli elaborati grafici; in assenza di dati specifici assumere un valore  $\geq$  alla lunghezza minima consigliata dal produttore;
- Applicare metodologia di posa, perforazione, pressione di iniezione, pulizia, preparazione dei supporti indicata su scheda di utilizzo del produttore;
- Eventualmente utilizzare calza per evitare percolazione della malta;
- Malta di cemento colabile, resistenza a 28gg  $> 50\text{MPa}$ .

**b. con resina:**

- Preforo a secco o con una minima quantità di acqua, da verificare in sito sulla base della compatibilità con substrato;
- Perforazione a **rotopercussione**; installazione come da ETA 11/093 con fori riempiti attraverso Set Dinamico o altre soluzioni analoghe;
- Barre metalliche classe 8.8; barra tipo Hilti HIT – V filettata in acciaio zincato. La profondità di posa deve essere coerente con quanto indicato negli elaborati grafici; in assenza di dati specifici assumere un valore  $\geq$  alla lunghezza minima consigliata dal produttore.
- Applicare metodologia di posa, perforazione, pressione di iniezione, pulizia, preparazione dei supporti indicata su scheda di utilizzo del produttore della resina;
- Qualifica sismica secondo linea guida europea EOTA ETAG-001 ANNEX E-C2;
- Per murature: resina a iniezione ad alte prestazioni per ancoraggi su tutti i tipi di muratura; resina ibrida in uretano metacrilato tipo HILTI HIT-HY 270 o equivalente; prodotti specifici per murature, per applicazioni strutturali sismiche;
- Per calcestruzzo: resina ibrida ad alte prestazioni per ferri di ripresa e ancoraggi pesanti; resina ibrida in uretano metacrilato tipo HILTI HIT-RE 500 V3 o equivalente; prodotti specifici per calcestruzzo, per applicazioni strutturali sismiche.

PRESCRIZIONE FORI	
Diametro barra	Diametro foro
$\emptyset 8$	$\emptyset 10^*$
$\emptyset 10$	$\emptyset 12^*$
$\emptyset 12$	$\emptyset 14^*$
$\emptyset 16$	$\emptyset 18^*$
$\emptyset 20$	$\emptyset 22^*$
$\emptyset 24$	$\emptyset 28^*$
$\emptyset 30$	$\emptyset 35^*$
* Da confrontare con diametri della scheda tecnica dell'ancorante	

### Malta per ripristino strutturale:

Malta strutturale tipo GeoLite per ripristini e rinforzi su strutture in c.a. e muratura. Resistenza a compressione a 28gg > 50MPa. Modulo elastico  $\geq 20$  GPa a 28gg.

Per intonaco armato utilizzare betoncino tipo SPECIAL WALL B 550M; caratteristiche tecniche:

Dati Tecnici			
Classe di appartenenza secondo EN 1504/3	R3		
Peso specifico della polvere	ca. 1.500 kg/m <sup>3</sup>		
Granulometria	< 3 mm		
Resa	ca. 18 kg/m <sup>2</sup> con spessore 10 mm		
Acqua di impasto	ca. 18%		
Tempo di lavorabilità (20°C e 65% U.R.)	ca. 30 minuti		
	Metodo di prova	Prestazioni del prodotto	Requisito da norma per R3
Resistenza a compressione a 1 giorno	EN 12190	15 N/mm <sup>2</sup>	nessun requisito
Resistenza a compressione a 7 giorni	EN 12190	30 N/mm <sup>2</sup>	nessun requisito
Resistenza a compressione a 28 gg	EN 12190	40 N/mm <sup>2</sup>	$\geq 25$ N/mm <sup>2</sup>
Contenuto ione Cl <sup>-</sup>	EN 1015-17	$\leq 0,01\%$	$\leq 0,05\%$
Forza di adesione	EN 1542	$> 1,5$ N/mm <sup>2</sup>	$\geq 1,5$ N/mm <sup>2</sup>
Forza di adesione dopo ritiro / espansione impediti	EN 12617-4	$> 1,5$ N/mm <sup>2</sup>	$\geq 1,5$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza alla carbonatazione	EN 13295	superata	Profondità di carbonatazione $\leq$ del calcestruzzo di riferimento
Modulo elastico seccante	EN 13412	28.000 N/mm <sup>2</sup>	$\geq 15.000$ N/mm <sup>2</sup>
Compatibilità termica cicli gelo-disgelo	EN 13687-1	$> 1,5$ N/mm <sup>2</sup>	adesione dopo 50 cicli $\geq 1,5$ N/mm <sup>2</sup>
Compatibilità termica cicli temporaleschi	EN 13687-2	$> 1,5$ N/mm <sup>2</sup>	adesione dopo 30 cicli $\geq 1,5$ N/mm <sup>2</sup>
Compatibilità termica cicli a secco	EN 13687-4	$> 1,5$ N/mm <sup>2</sup>	adesione dopo 30 cicli $\geq 1,5$ N/mm <sup>2</sup>
Assorbimento capillare	EN 13057	0,35 Kgm <sup>2</sup> h <sup>-0.5</sup>	$\leq 0,5$ Kgm <sup>2</sup> h <sup>-0.5</sup>
Resistenza alla fessurazione	O-Ring test	nessuna fessura dopo 180 giorni	non richiesto
Sostanze pericolose (Cr esavalente)	EN 196-10	$< 2$ ppm sul cemento	$\leq 2$ ppm sul cemento
Reazione al fuoco	EN 13501-1	Euroclasse A1	Classe dichiarata dal produttore

### 4.2.2 Carichi di verifica

I carichi attuali rimangono invariati rispetto allo stato di Fatto nel progetto di adeguamento sismico volontario. Si rimanda al paragrafo 2.5.1 per la descrizione dei carichi.

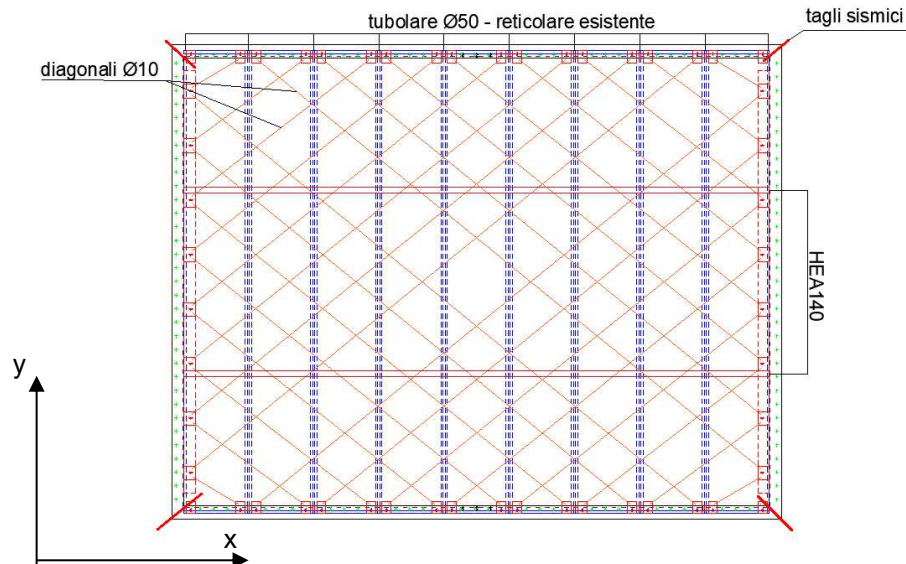
### 4.2.3 Reticolare atrio

Come evidenziato nel paragrafo 3.4, la reticolare a copertura dell'atrio presenta varie problematiche. Innanzitutto, la struttura reticolare risulta in appoggio sulle pareti Nord e Sud generando, in presenza di evento sismico, sollecitazioni fuori piano che le pareti sottostanti non sono in grado di incassare. Inoltre, le travi reticolari appaiono non efficacemente connesse tra loro, con possibile rischio di sbandamenti.

L'intervento prevede di organizzare sismicamente la copertura attraverso la creazione di tagli sismici nel cordolo in c.a. e di un sistema di controvento all'intradosso. Si prevede inoltre di fissare la reticolare al cordolo in c.a. ed il cordolo stesso alle murature sottostanti.

In merito a possibili sbandamenti delle travi, si prevede l'inserimento di connessioni maggiormente efficaci in corrispondenza dell'estradosso.

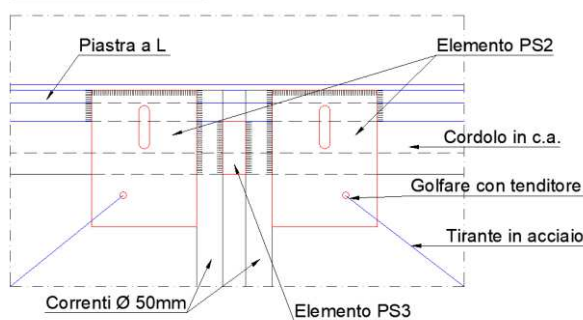
Dunque, al fine di ottenere una migliore distribuzione della sollecitazione sismica che coinvolga gli allineamenti sismoresistenti, si prevede di realizzare dei giunti nel cordolo in c.a. e un sistema di controvento all'intradosso, con catene  $\Phi 10$  come diagonali, profili HEA140 come correnti orizzontali, e i tubolari della reticolare esistente come correnti verticali (Figura 65).



*Figura 65 - Pianta reticolare atrio.*

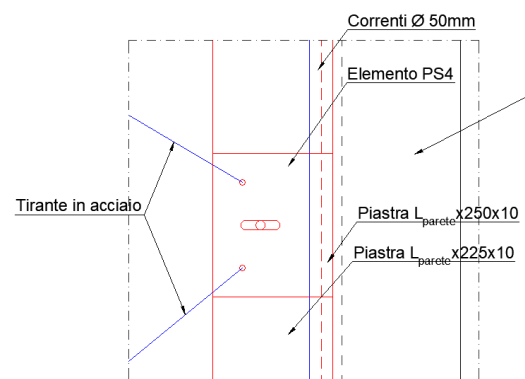
Il sistema di controvento è fissato al cordolo in c.a. per mezzo di barre M20 collocate in fori asolati orientanti rispettivamente come riportato in Figura 66 a, lungo la direzione Y, e Figura 66 b, lungo la direzione X.

*Sezione orizzontale*



(a)

*Sezione orizzontale*



(b)

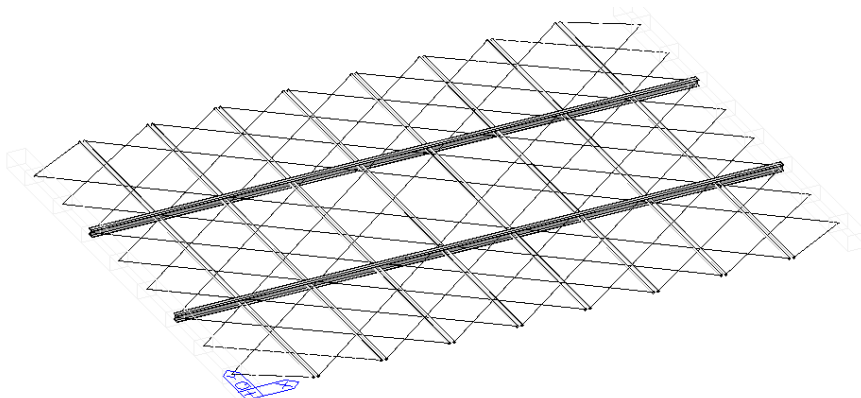
*Figura 66 - Dettagli ancoraggio reticolare a cordolo in c.a.*

Tale configurazione genera una sollecitazione sismica lungo gli allineamenti sismoresistenti (Tabella 17), valutata considerando il carico relativo alla copertura, pari a  $1.50 \text{ kN/m}^2$ , soggetto all'accelerazione elastica sul plateau dello spettro, pari a  $0.648g$ .

*Tabella 17 - Valutazione della sollecitazione sismica.*

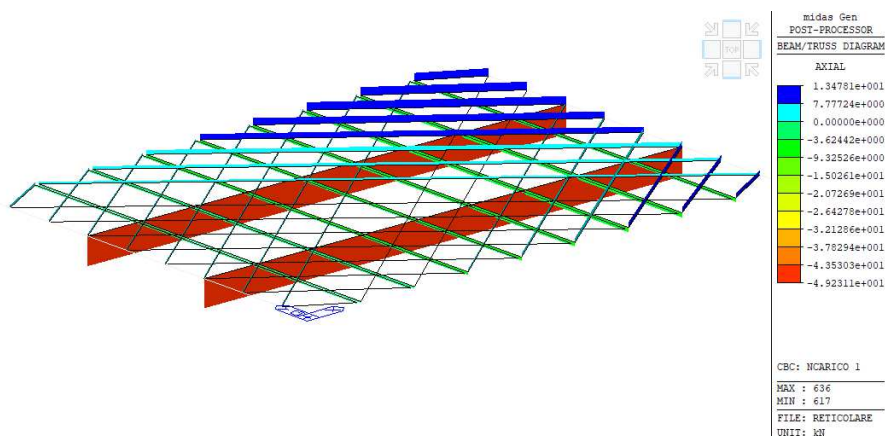
Area atrio [m <sup>2</sup> ]	Massa reticolare esistente [kN]	Massa controvento [kN]	Forza sismica totale [kN]
128.36	192.53	7.78	129.80

La verifica viene eseguita mediante un'analisi statica lineare, schematizzando il sistema mediante un modello FEM (Figura 67) e considerando l'azione sismica, in accordo con la normativa, derivante dalla combinazione di componenti dirette nelle due direzioni:  $100E_x+30E_y$  e  $100E_y+30E_x$ .



*Figura 67 – Nuovo sistema di controventamento.*

Nelle immagini di Figura 68 e Figura 69 sono riportate le sollecitazioni assiali (kN) e taglianti (kN) agenti sugli elementi.



*Figura 68 – Sollecitazioni assiali sugli elementi -  $100E_x+30E_y$ .*



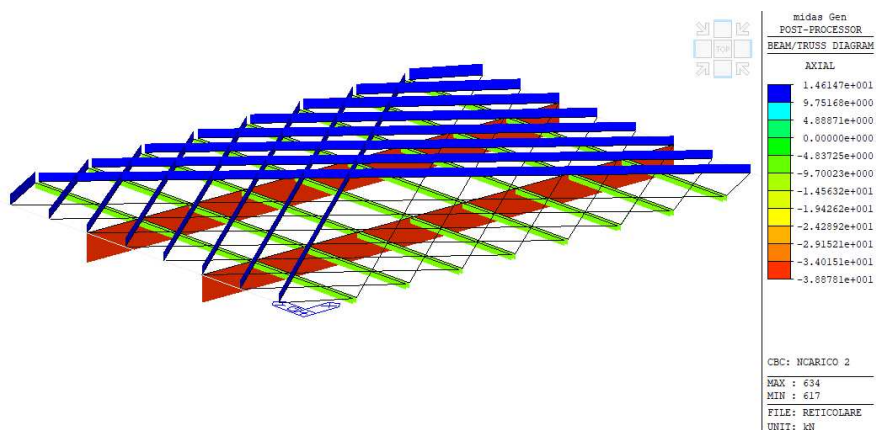


Figura 69 – Sollecitazioni assiali sugli elementi -  $100E_y + 30E_x$ .

La verifica degli elementi maggiormente sollecitati è riportata in Tabella 18.

Tabella 18 – Verifica elementi maggiormente sollecitati.

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd
OK	617	1		HEA140		1	12.8600	5.71000	1.000	1.000	-50.744	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	0.280	0.000		S275	275000		5.71000	5.71000	1.000	1.000	181.143	0.00000	45.4143	22.0464	0.00000	0.00000
OK	509	2		tubolare		2	9.95000	1.26500	1.000	1.000	-8.9306	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	0.130	0.000		S235_LC2	195833		1.26500	1.26500	1.000	1.000	68.4832	0.00000	1.23767	1.23767	0.00000	0.00000
OK*	635	3		catene fi10		2	1.54052	1.54052	1.000	1.000	17.2885	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	0.840	0.000		S275	275000		1.54052	1.54052	1.000	1.000	20.5700	0.00000	0.04365	0.04365	0.00000	0.00000

Le verifiche risultano soddisfatte.

Le reazioni derivanti dalla reticolare dell'atrio vengono trasferite al cordolo in c.a. mediante le connessioni discusse in precedenza (Figura 66). In direzione X sono presenti 16 spinotti M20 che risultano soggetti ad un'azione di taglio pari a 4.1kN (129.8kN/2/16spinotti); in direzione Y sono presenti 8 spinotti M20 che trasmettono una sollecitazione di 8.11kN (129.8kN/2/8spinotti) al profilo angolare 250x250x18mm, fissato al cordolo in c.a. per mezzo di spinotti M20 ogni 30cm, per un totale di 33 spinotti. Questi ultimi risultano quindi soggetti ad un'azione di taglio pari a 1.97(129.8kN/2/33spinotti). Di seguito si riporta la verifica di tali connessioni relative alla direzione X (Figura 70) e alla direzione Y (Figura 71 e Figura 72).

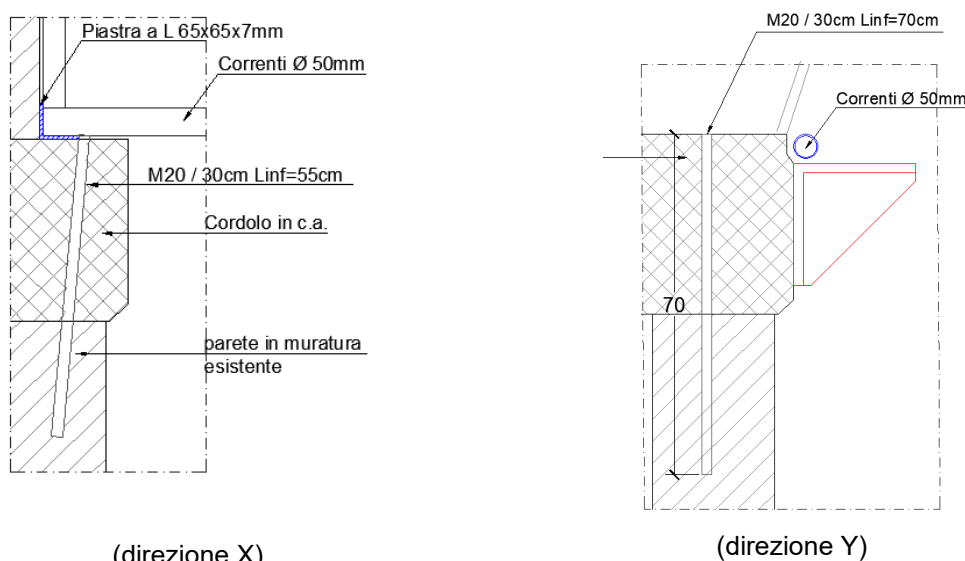
Famiglia di ancoramenti				Metodo di calcolo: EN1992-4, Chimico			
Anchore				Dati tecnici: ETA 16/0143			
Anchore				Condizioni geometriche			
Anchore				Dimensioni della piastra:			
Anchore				Posizione della piastra:			
Anchore				Distanza dal bordo:			
Anchore				Interasse:			
Anchore				Spessore del materiale base:			
Anchore				Utilizzo (%)			
Anchore				Trazione: 0 %			
Anchore				Taglio: 21 %			
Anchore				Combinazione trazione/taglio: 0 %			
Anchore				Profondità di posa ottimizzata			
Anchore				Profondità di posa selezionata dall'utente			
Anchore				Profondità di posa: 200 mm			

Figura 70 - Verifica connessioni al cordolo in c.a. - direzione X.

La verifica realizzata con il software *Profis Anchor* nei confronti della sollecitazione di taglio sul singolo spinotto indica una sollecitazione pari al 21% della resistenza.



Le stesse sollecitazioni derivanti dalla reticolare devono essere poi trasmesse alla muratura sottostante. Si prevede l'inserimento di spinotti  $\Phi 20$  con passo di 30cm, come indicato nella Figura 73.



(direzione X) (direzione Y)  
Figura 73 – Collegamento tra il cordolo in c.a. e la muratura sottostante.

Lungo l'allineamento X sono presenti 27 spinotti che risultano soggetti ad una sollecitazione tagliente pari a 2.40kN (129.8kN/27spinotti), mentre lungo l'allineamento Y sono presenti 33 spinotti che risultano soggetti ad una sollecitazione tagliente pari a 1.97kN (129.8kN/2/33spinotti). Tali sollecitazioni risultano compatibili con la resistenza a taglio nella muratura.

#### 4.2.4 Corpo A

##### 4.2.4.1 Intonaco armato

Per l'adeguamento del corpo A, si prevede il rinforzo di tre maschi murari tramite intonaco armato (rete elettrosaldata e betoncino), applicato su entrambi i lati e con diatoni di connessione (minimo 9/mq). La localizzazione dell'intervento è riportata negli elaborati di progetto esecutivo.

In accordo con la circolare della NTC18 (§C8.5.3 [3]) "l'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici. In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella (Figura 74), diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza ( $f$ ,  $\tau_0$ ,  $f_{v0}$ ), sia dei moduli elastici ( $E$  e  $G$ ).". Adottando quindi un coefficiente correttivo pari a 1.5 si ottengono i valori indicati nella tabella che segue per la muratura in mattoni pieni.

Tabella 19 – Proprietà dei materiali per le verifiche di strutture esistenti fuori terra.

Materiale	$f_{media}$ [MPa]	Livello di conoscenza (LC)	Meccanismi duttili (pressoflessione)	Meccanismi fragili (taglio)	Coefficiente correttivo	Meccanismi duttili (pressoflessione)	Meccanismi fragili (taglio)
			$f_{cd} - f_{yd} - f_{md}$ [MPa]	$f_{cd} - f_{yd} - T_{0d}$ [MPa]		$f_{cd} - f_{yd} - f_{md}$ [MPa]	$f_{cd} - f_{yd} - T_{0d}$ [MPa]
Muratura compressione	3.45	LC1	2.56	-	1.50	3.84	-
Muratura taglio	0.09	LC1	-	0.07		-	0.10

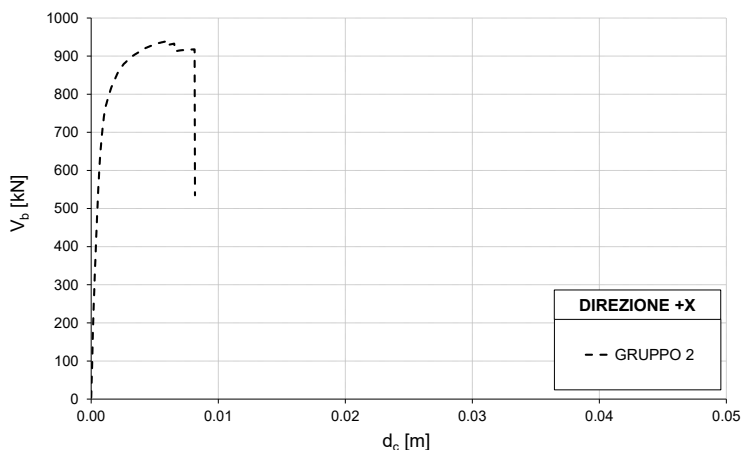
Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

*Figura 74 - Tabella C8.5.II [3].*

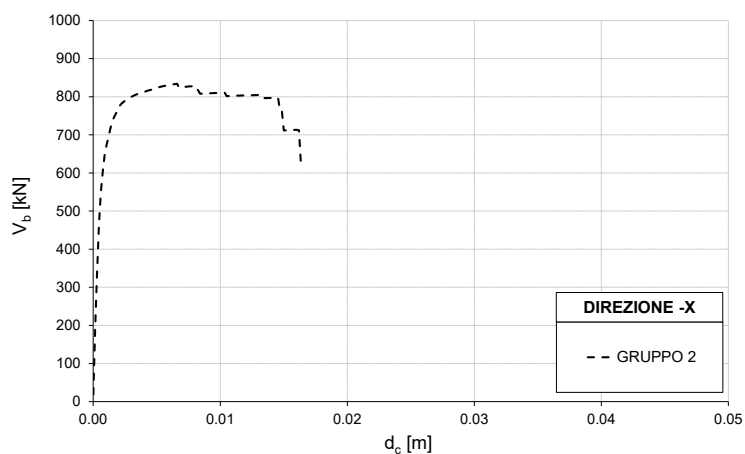
Sono state eseguite quattro analisi non lineare statiche:

1. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X;
2. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X;
3. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y;
4. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y.

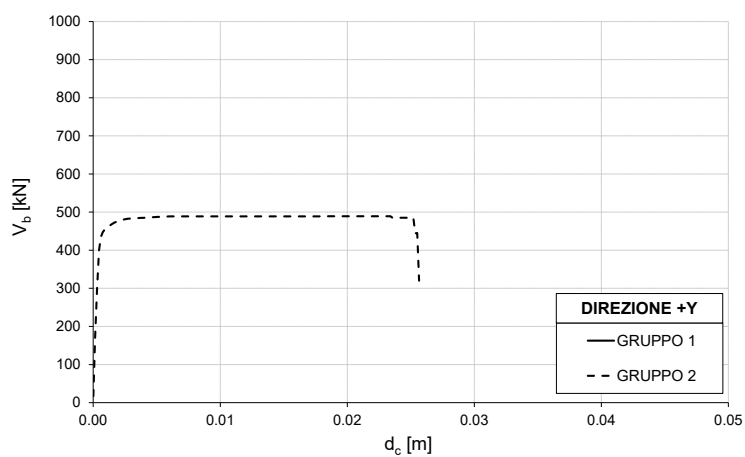
Le curve di capacità riferite al sistema M-DOF dell'edificio sono definite in termini di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (nodo 195 in sommità) sono illustrate da Figura 75 a Figura 78.



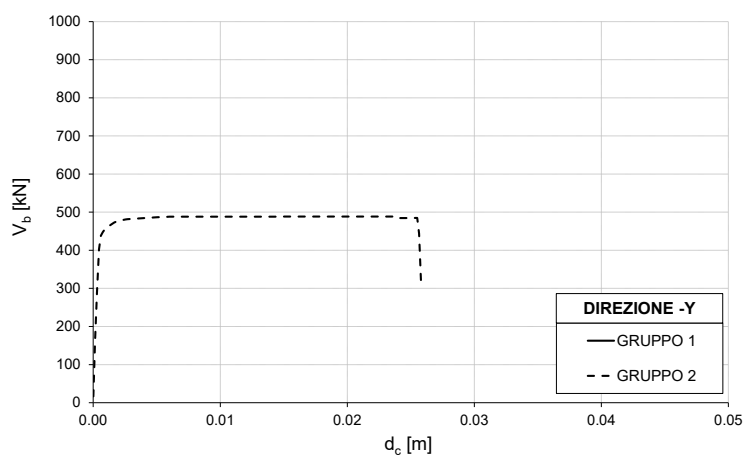
*Figura 75 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +X.*



*Figura 76 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -X.*



*Figura 77 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +Y.*



*Figura 78 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -Y.*

1) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X

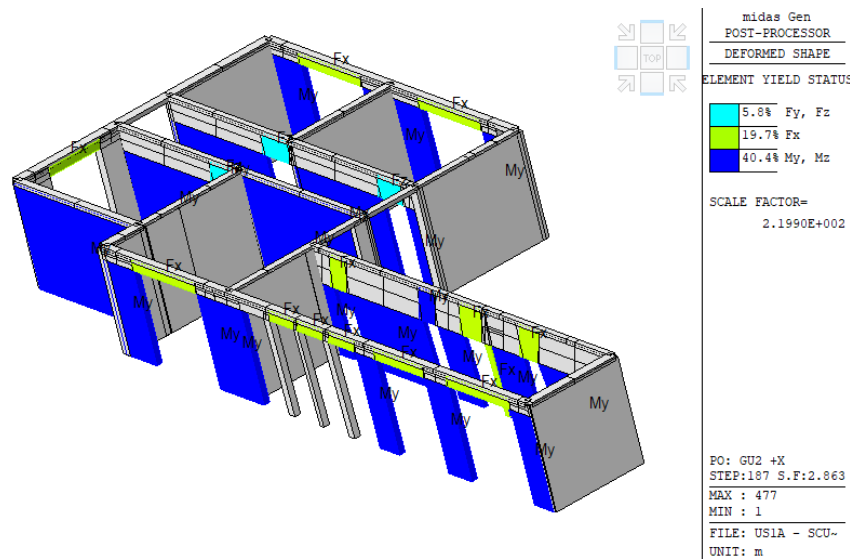


Figura 79 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

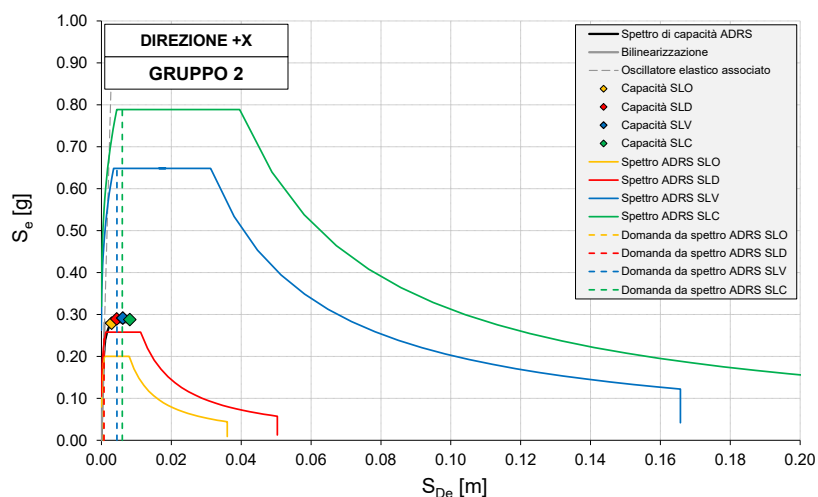


Figura 80 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	890	0.279
SLD	131	0.004	922	0.289
SLV	3/4 SLC	0.006	929	0.292
SLC	244	0.008	918	0.288

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
0.114	0.001	0.183	0.001	0.230
	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.001	0.183	0.001	0.230
	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.002	0.563	0.002	0.677
	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.004	0.563	0.006	0.677

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	$d_{max}^*(T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$	
SLO	0.204	OK	-	-	
SLD	0.171	OK	-	-	
SLV	0.727	OK	-	2.005	OK
SLC	0.733	OK	-	2.411	OK

Tabella 20 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

## 2) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X

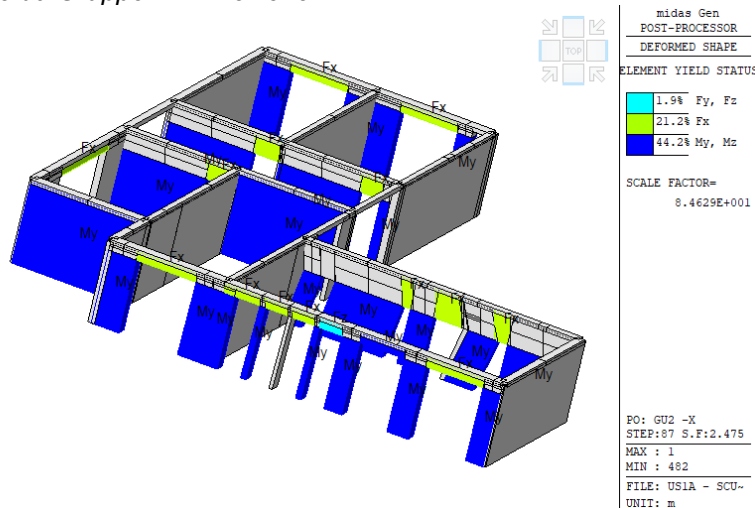


Figura 81 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

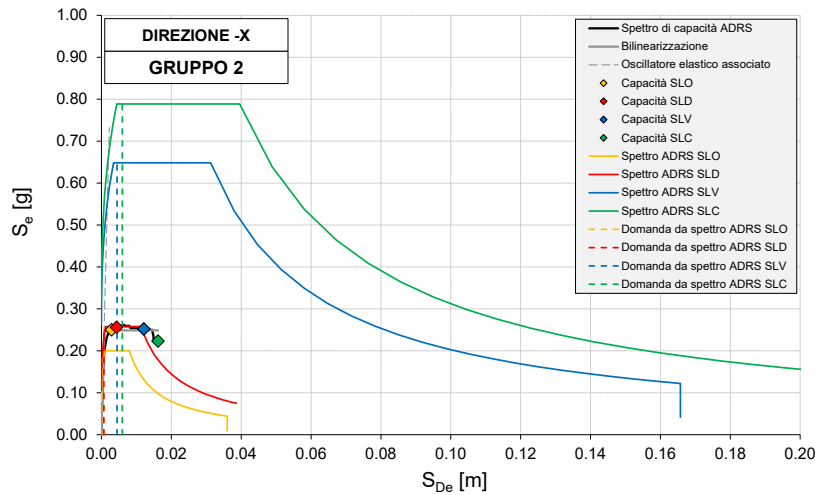


Figura 82 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	d <sub>SL</sub> * [m]	F <sub>SL</sub> * [kN]	a <sub>SL</sub> * [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	797	0.250
SLD	29	0.004	816	0.256
SLV	3/4 SLC	0.012	804	0.252
SLC	108	0.016	712	0.223

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
0.111	0.001	0.180	0.001	0.227
	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.001	0.180	0.001	0.227
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.555	0.002	0.667
	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.004	0.555	0.006	0.667

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	d <sub>max</sub> *(T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4		ζ <sub>E</sub>
SLO	0.191	OK	-	-		
SLD	0.160	OK	-	-		
SLV	0.370	OK	-	2.233	OK	-
SLC	0.368	OK	-	2.686	OK	-

Tabella 21 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

3) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y

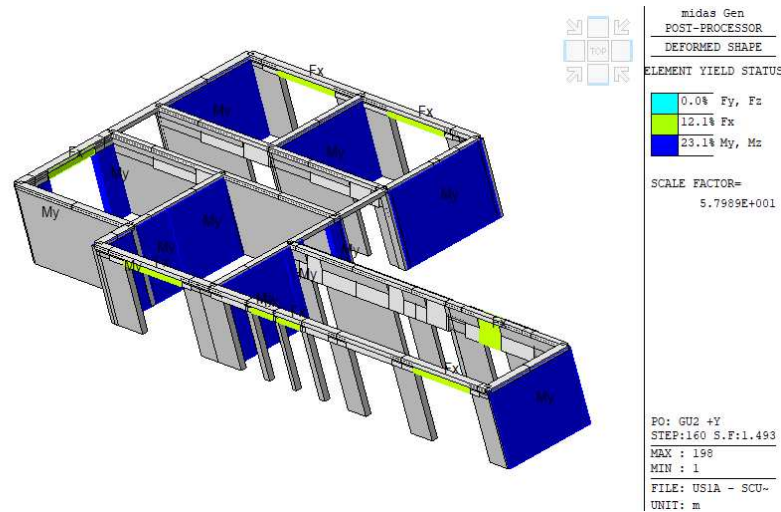


Figura 83 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

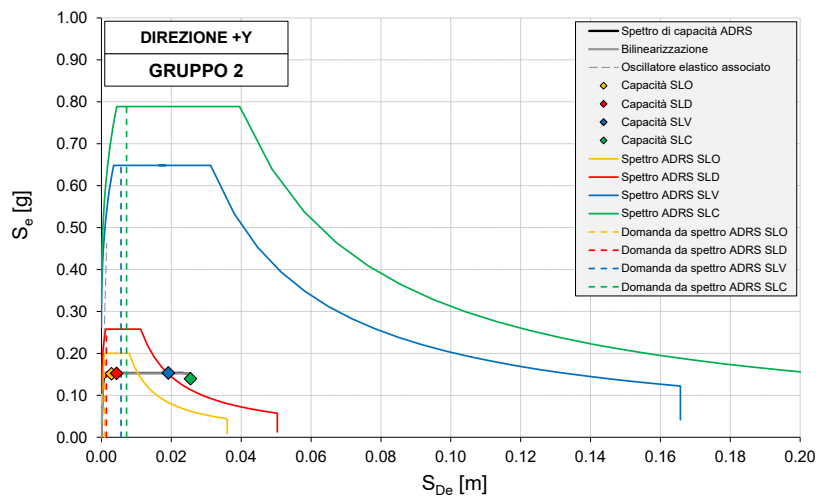


Figura 84 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dSL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	483	0.151
SLD	29	0.004	486	0.152
SLV	3/4 SLC	0.019	489	0.153
SLC	170	0.026	445	0.140



DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.001	0.183	0.001	0.230
	dmax* (T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax* (T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.001	0.183	0.001	0.230
0.114	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.002	0.563	0.002	0.677
	dmax* (T) [m]	Se(T*) [g]	dmax* (T) [m]	Se(T*) [g]
	0.006	0.563	0.007	0.677

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	$d_{max}^* (T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$		$\zeta_E$
SLO	0.291	OK	-	-		-
SLD	0.326	OK	-	-		-
SLV	0.294	OK	-	3.694	NO	81.2%
SLC	0.282	OK	-	4.442	NO	90.0%

Tabella 22 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza, allo SLV, con indice di sicurezza pari all'81.2%. In accordo con la circolare della NTC18 (§8.4.3 [3]) "negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro  $\zeta_E$ ; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) del § 8.4.3 delle NTC è ammesso un valore minimo di  $\zeta_E$  pari a 0,8. È assimilabile a tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al § 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b) o d). Dunque, la verifica si può ritenere soddisfatta ai sensi della normativa vigente.

#### 4) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y

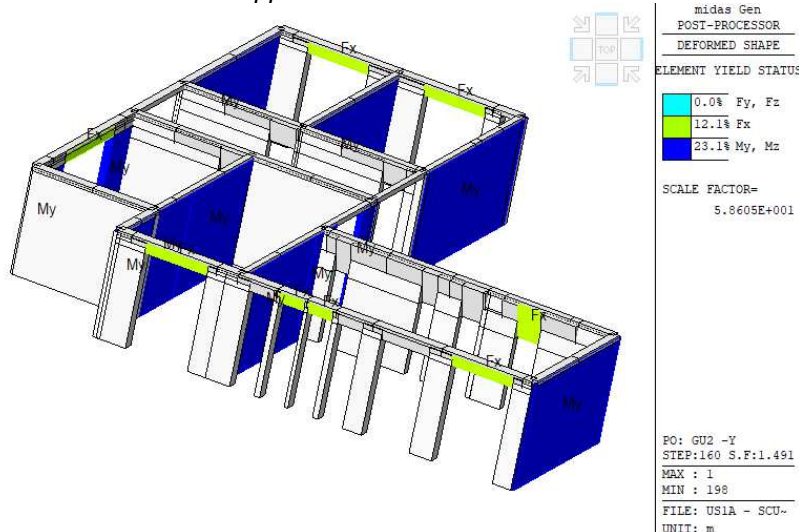


Figura 85 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

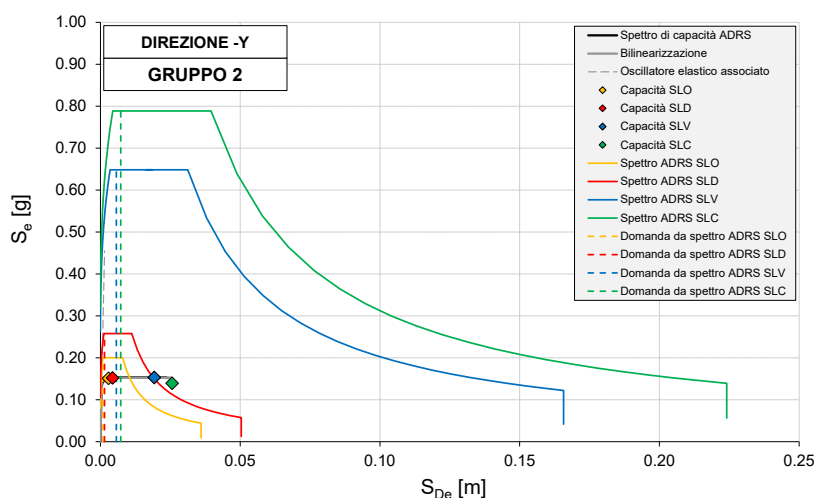


Figura 86 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	d <sub>SL</sub> * [m]	F <sub>SL</sub> * [kN]	a <sub>SL</sub> * [g]
SLO	2/3 SLD	0.003	482	0.151
SLD	29	0.004	485	0.152
SLV	3/4 SLC	0.019	488	0.153
SLC	171	0.026	444	0.139

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
0.115	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.001	0.184	0.001	0.231
	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.001	0.184	0.001	0.231
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.565	0.002	0.680
	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.006	0.565	0.007	0.680

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	d <sub>max</sub> *(T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4	
SLO	0.298	OK	-	-	
SLD	0.333	OK	-	-	
SLV	0.297	OK	-	3.711	NO
SLC	0.284	OK	-	4.463	NO

Tabella 23 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

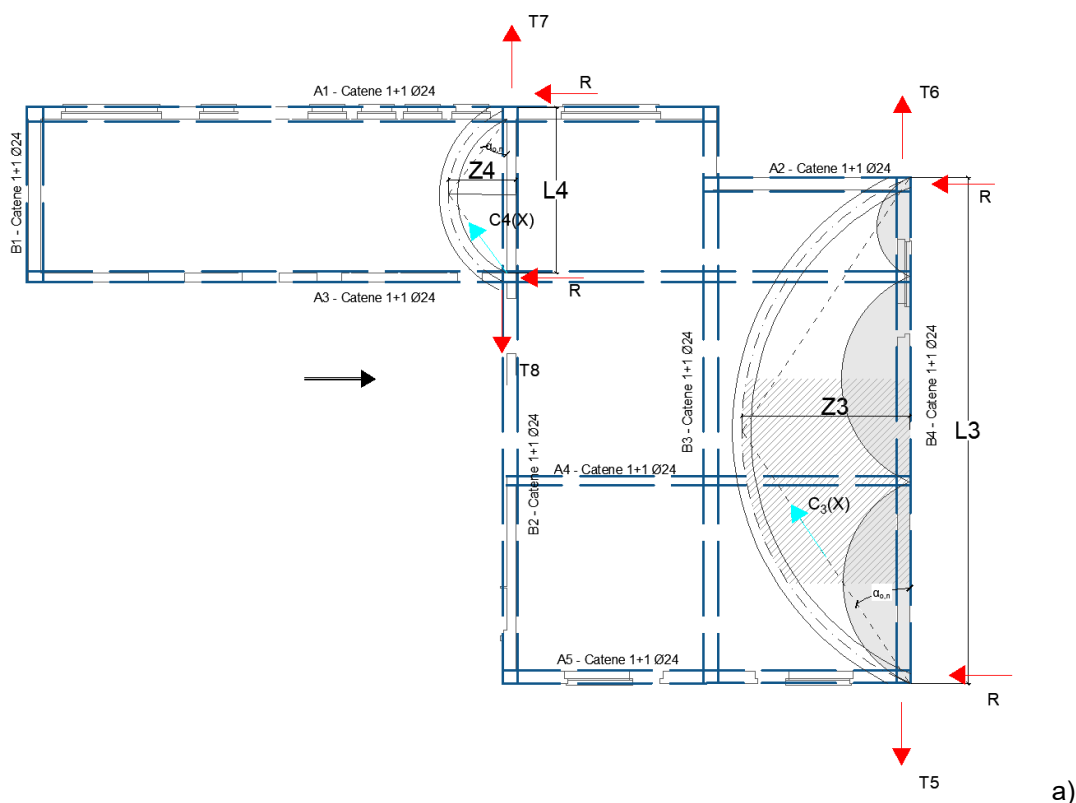
La verifica non risulta soddisfatta in termini di resistenza allo SLV con indice di sicurezza pari all'80.8%. Per le motivazioni espresse al punto precedente, la verifica si può ritenere soddisfatta ai sensi della norma.

#### 4.2.4.2 Diaframma - catene

Il comportamento a diaframma rigido del solaio di copertura in esame è garantito dall'effetto arco che si instaura nello spessore del solaio stesso. Gli schemi di Figura 87 illustrano il funzionamento del comportamento ad arco dei solai per il corpo A. Il funzionamento del sistema è garantito dalla presenza di 2 elementi fondamentali:

- catene  $\Phi 24\text{mm}$  posizionate all'intradosso dei solai;
- cappa in calcestruzzo (già presente) all'estradosso dei solai.

Per il calcolo dell'azione sollecitante si fa riferimento al carico del solaio di copertura e al peso delle pareti sollecitate fuori piano, amplificati da un'accelerazione valutata come il rapporto tra il taglio massimo ricavato dalle curve di capacità e la massa totale. A favore di sicurezza, le verifiche sono state svolte considerando l'accelerazione relativa al taglio massimo, in direzione +X, pari a  $0.217g$ .



a)

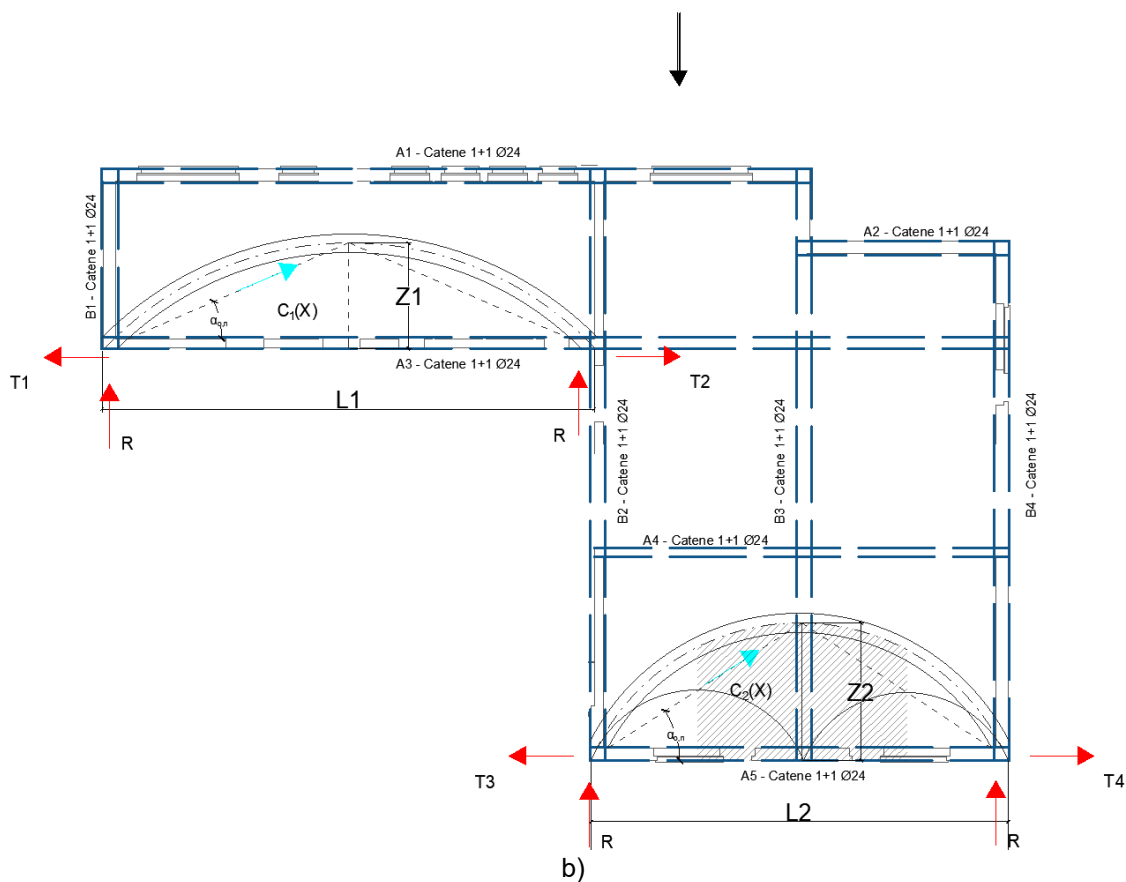


Figura 87 – Comportamento ad arco sisma direzione X (a) e sisma direzione Y (b).

### Verifica catene perimetrali Ø24mm

Le catene Ø24mm perimetrali sono sollecitate da una forza pari alla spinta dell'arco, calcolata come riportato nella formula seguente.

$$T_n = \frac{M}{z}$$

Dove:

- z è la freccia dell'arco
- $M = \frac{f \cdot l^2}{8}$

con f pari al valore della forza di piano distribuita sulla luce dell'arco.

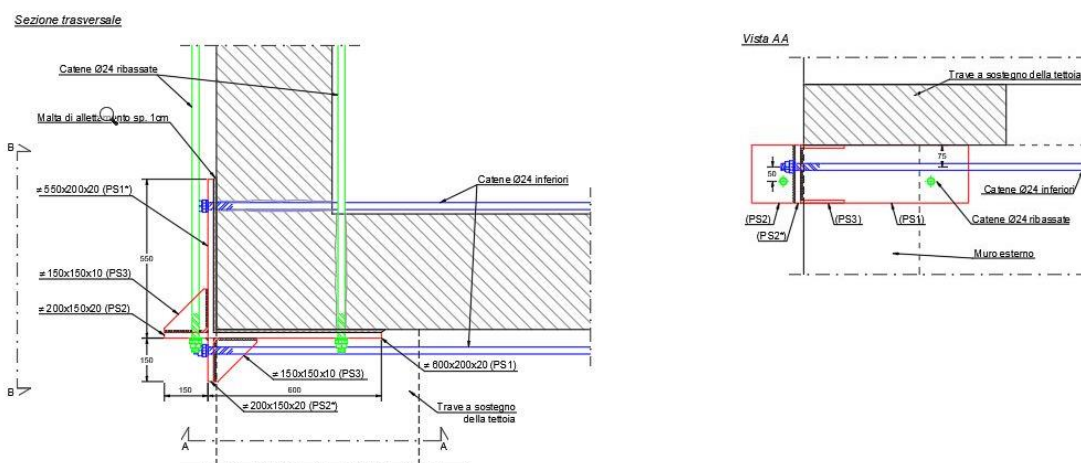
Le verifica a trazione delle catene perimetrali nei confronti delle spinte degli archi sono riportate in Tabella 24.

*Tabella 24 – Verifica a trazione catene perimetrali diaframmi di piano.*

Direzione	Corpo	Tipo di profilo	F <sub>E,max</sub> [kN]	Luce L [m]	Carico distribuito f [kN/m ]	Freccia Z[m]	Momento M [kNm]	Spinte Tn [kN]	Nome catena	Acciaio f <sub>yk</sub> [MPa]	Resistenza profili F <sub>rd</sub> [kN]		
Y	A	2 Catene Ø24	90.32	15.60	5.79	Z1	3.33	176.12	T1=T2	52.89	A3	275	236.85
	A	2 Catene Ø24	265.37	13.25	20.03	Z2	4.37	439.52	T3=T4	100.58	A5	275	236.85
	A	2 Catene Ø24	90.32	15.6	5.79				R	45.16	B1	275	236.85
	A	2 Catene Ø24	265.37	13.25	20.03				R	132.69	B4	275	236.85
	A	2 Catene Ø24	265.37	13.25	20.03				R	177.85	B2	275	236.85
X	A	2 Catene Ø24	213.5	16.50	12.94	Z3	5.48	440.24	T5=T6	80.34	B4	275	236.85
	A	2 Catene Ø24	110.8	5.70	19.43	Z4	2.20	78.91	T7=T8	35.87	B2	275	236.85
	A	2 Catene Ø24	213.5	16.50	12.94				R	106.75	A5-A2	275	236.85
	A	2 Catene Ø24	110.8	5.70	19.44				R	55.40	A1	275	236.85

Le verifiche risultano soddisfatte.

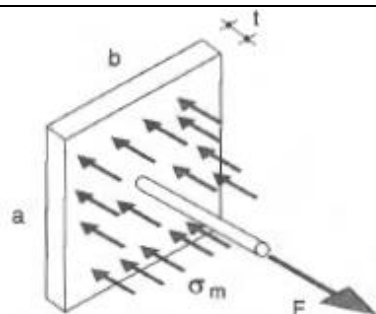
Considerando la catena maggiormente sollecitata, la catena B2, questa risulta fissata con la piastra riportata in Figura 88.



*Figura 88 - Dettaglio ancoraggio catena.*

Si riporta di seguito la verifica della compressione generata dalla piastra di fissaggio sulla parete in muratura.

*Tabella 25 - Verifica ancoraggio catena.*



Caratteristiche geometriche:

$a=20\text{cm}$

$b=60\text{cm}$

$t=2\text{cm}$

$$\sigma_m = F / (a \cdot b) = 177.85 \text{ kN} / (0.2 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m}) = 1.48 \text{ MPa} < 3.45 \text{ MPa}$$

### Verifica catene interne $\Phi 24\text{mm}$

Le catene interne, posizionate all'intradosso dei solai, hanno la funzione di incassare le reazioni derivanti dai sotto archi al fine di evitarne la spinta a vuoto.

La verifica delle catene è riportata in Tabella 26.

*Tabella 26 - Verifica a trazione catene interne diaframmi di piano.*

Direzione	Corpo	Tipo di profilo	Area [m <sup>2</sup> ]	Sollecitazione catena $F_{E,d}$ [kN]	Nome catena	Acciaio $f_{yk}$ [MPa]	Resistenza profili $F_{rd}$ [kN]
Y	A	2 Catena $\Phi 24$	27.20	<b>21.84</b>	B3	275	<b>236.85</b>
X	A	2 Catena $\Phi 24$	33.94	<b>27.25</b>	A4	275	<b>236.85</b>
	A	2 Catena $\Phi 24$	21.34	<b>72.51</b>	A3	275	<b>236.85</b>

### Verifica cappa in calcestruzzo

L'azione di compressione nell'arco è incassata dalla cappa in calcestruzzo esistente all'estradosso dei solai, con spessore ipotizzato pari a  $s=3\text{cm}$ . La sezione di calcestruzzo interessata dalle sollecitazioni di compressione sarà, di volta in volta, proporzionale alla sollecitazione di compressione necessaria a garantire l'equilibrio delle forze e alla resistenza a compressione del calcestruzzo, ipotizzata pari a  $f_{ck}=20\text{MPa}$ . Le dimensioni indicative dell'arco sono, per ogni caso specifico, riportate in Tabella 27.

*Tabella 27 – Valutazione dimensione archi diaframmi di piano.*

Direzione	Corpo	Spessore cappa [mm]	Pendenza locale arco $\alpha_{0,n}$ [°]	Spinta arco $T_n$ [N]	Azione assiale arco $C_n$ [N]	Resistenza a compressione cls $f_{c,m}$ [MPa]	Larghezza arco $b_n$ [mm]		
Y	A	30	23	$T_1$	52890	$C_1(x)$	<b>57453</b>	8.40	<b>228</b>
	A	30	33	$T_3$	100576	$C_2(x)$	<b>119901</b>	8.40	<b>476</b>
X	A	30	34	$T_5$	80336	$C_3(x)$	<b>96883</b>	8.40	<b>385</b>
	A	30	38	$T_7$	35868	$C_4(x)$	<b>45505</b>	8.40	<b>181</b>

Non essendo presente una rete d'armatura all'interno della cappa, la trazione generata dalla parte di carico "appeso" deve essere incassata dal calcestruzzo. Anche ammesso che lavori solo la cappa, lo sforzo sollecitante è molto ridotto, dell'ordine di 0.16MPa.

Per quanto riguarda le catene del corpo B, essendo di dimensioni minori, si omettono le verifiche delle catene.

## **4.2.5 Corpo B**

### 4.2.5.1 Intonaco armato

Al fine di migliorare la risposta sismica in direzione Y, si prevede il rinforzo di un maschio murario tramite intonaco armato (rete elettrosaldata e betoncino), applicato su entrambi i lati e con diatoni di connessione (minimo 9/mq). La localizzazione dell'intervento è riportata negli elaborati di progetto esecutivo. Anche in questo caso, come spiegato al paragrafo precedente, si adottando un coefficiente correttivo pari a 1.5, ricavato dalla tabella C8.5.II [3]. I nuovi valori di resistenza sono gli stessi del corpo A (vedi Tabella 19 al paragrafo 4.2.4.1).

#### 4.2.5.2 Nuovo sistema sismo-resistente – Setto

Al fine di garantire una risposta sismica globale della struttura adeguata alle attuali richieste normative, si prevede l'integrazione del sistema sismo-resistente con due nuovi setti in c.a., di sezione rettangolare, posti in adiacenza ai muri che delimitano l'atrio. I nuovi elementi sono collegati al solaio esistente con spinotti M20/250cm e al cordolo in c.a. della reticolare di copertura con 7 spinotti M20.

Il dimensionamento dei setti in c.a. è stato effettuato utilizzando un comportamento strutturale non dissipativo, in cui le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico, o sostanzialmente elastico (§7.2.2 [1]); **si adottano comunque le prescrizioni per pareti sismoresistenti e la gerarchia delle resistenze per comportamento a mensola degli elementi di rinforzo.**

I nuovi setti di controvento, di tipo 1, hanno una lunghezza pari a 1.40m e uno spessore pari a 0.25m. Le armature longitudinali consistono in 16 $\Phi$ 16 nella zona di confinamento, con passo massimo pari a 110mm, disposte come mostrato in Figura 89, e 4+4 $\Phi$ 12 per la porzione intermedia.

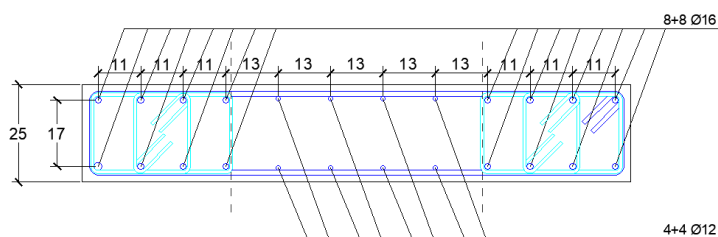


Figura 89 – Disposizione armature setto tipo 1.

Nell'immagine di Figura 90 si riporta la resistenza massima a pressoflessione (kNm), determinata dalle analisi *pushover*, nell'immagine di Figura 91 si riporta il confronto con il calcolo manuale della resistenza del setto.

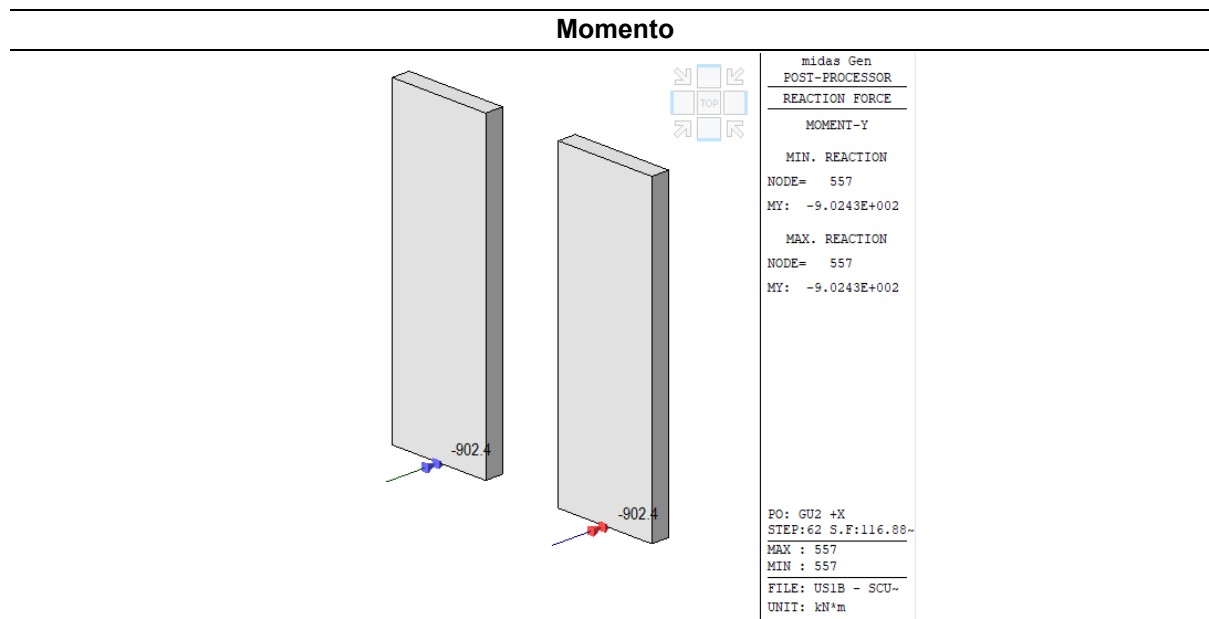


Figura 90 – Momento resistente nuovi setti in c.a. – analisi Pushover.

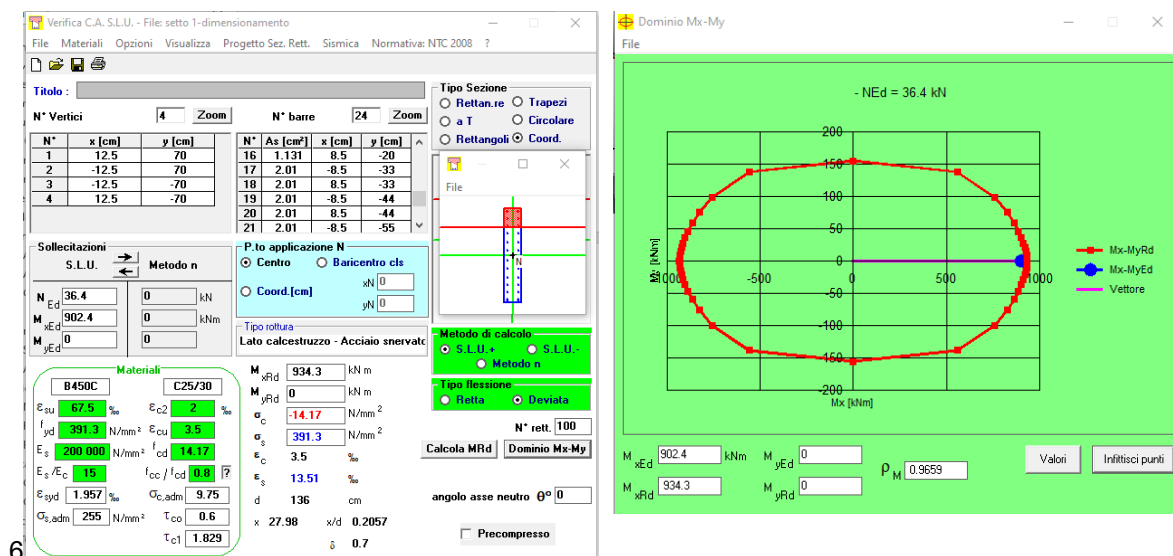


Figura 91 – Confronto presso-flessione setto in c.a. (VcaSLU).

La sollecitazione di taglio calcolata manualmente per la direzione resistente “forte”, in gerarchia delle resistenze, compatibile con la plasticizzazione della parete per un momento a 902.4kNm (Figura 90), è pari a 216.92kN (902.4kNm/4.16m).

Le armature trasversali consistono in 1+1Φ12 passo 200mm; per tutta l'estensione del setto e si prevede l'aggiunta di staffe Φ8 passo 100mm nella zona di confinamento. Di seguito si riportano le verifiche a taglio dei setti.

VERIFICA A TAGLIO SETTO										
DATI SEZIONE			cotgθ 1.00	MATERIALI						
f <sub>cd</sub>	14.17	[MPa]		Acciaio	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	B450C	Y <sub>s</sub>	1.15	
α <sub>c</sub>	0.40	[-]		CLS	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	C25/30	Y <sub>cls</sub>	1.5	
α <sub>s</sub>	16.64	[-]		FC	1.00					
f <sub>cd</sub>	7.08	[MPa]		SOLLECITAZIONI						
f <sub>yd</sub>	391.30	[MPa]		M	902.4	[kNm]				
b <sub>w,base</sub>	250	[mm]		N	36.4	[kN]				
d <sub>altezza utile</sub>	1088	[mm]		V	216.9	[kN]				
A <sub>sw</sub>	226	[mm <sup>2</sup> ]		GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE						
A <sub>st</sub>	4120	[mm <sup>2</sup> ]		Geometria	b	250	[mm]			
s <sub>long</sub>	150	[mm]			h	1400	[mm]			
s <sub>staff</sub>	200	[mm]			c	40	[mm]			
α	1.57	[rad]		Armatura long.	φ <sub>FERRI</sub>	8	[n°]	16		[n°]
θ	0.79	[rad]		φ	12	[mm]	16		[mm]	
			Armatura trasv.	φ <sub>FERRI</sub>	2	[n°]				
				φ	12	[mm]				
SEZIONE ARMATA A TAGLIO										
CDB										
V <sub>Rcd</sub> = 0,8*b <sub>w</sub> *d*α <sub>c</sub> *f <sub>cd</sub> *(ctga + ctgθ)/(1 + ctg²θ)	385	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione		§4.1.2.1.3.2			
V <sub>Rsd</sub> = 0,8*d*A <sub>sw</sub> /s*f <sub>yd</sub> *(ctga + ctgθ)*sena	481	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione		§4.1.2.1.3.2			
SCORRIMENTO										
V <sub>dd,1</sub> = 1,3*ΣA <sub>sj</sub> *(f <sub>cd</sub> *f <sub>yd</sub> ) <sup>0,5</sup>	399	[kN]	V <sub>dd</sub>	399	[kN]	resistenza effetto spinotto armature verticali	§7.4.4.5.2.2			
V <sub>dd,2</sub> = 0,25*f <sub>yd</sub> *ΣA <sub>sj</sub>	403	[kN]								
V <sub>ld</sub> = f <sub>yd</sub> *ΣA <sub>sj</sub> *cosφ <sub>i</sub>	0	[kN]	V <sub>ld</sub>	0	[kN]	resistenza effetto spinotto armatura inclinata	§7.4.4.5.2.2			
V <sub>ld,1</sub> = μ <sub>r</sub> *(ΣA <sub>sj</sub> *f <sub>yd</sub> +N <sub>Ed</sub> )*ξ <sub>i</sub> +M <sub>Ed</sub> /z	642	[kN]								
V <sub>ld,2</sub> = 0,5*η*f <sub>cd</sub> *ξ <sub>i</sub> *l <sub>w</sub> *b <sub>w0</sub>	166	[kN]								
V <sub>Rd,S</sub> = V <sub>dd</sub> +V <sub>ld</sub> +V <sub>ld</sub>	565	[kN]	VERIFICA	OK	verifica scorrimento zone critiche		§7.4.4.5.2.2			

Figura 92 – Verifica a taglio nuovi setti in c.a..

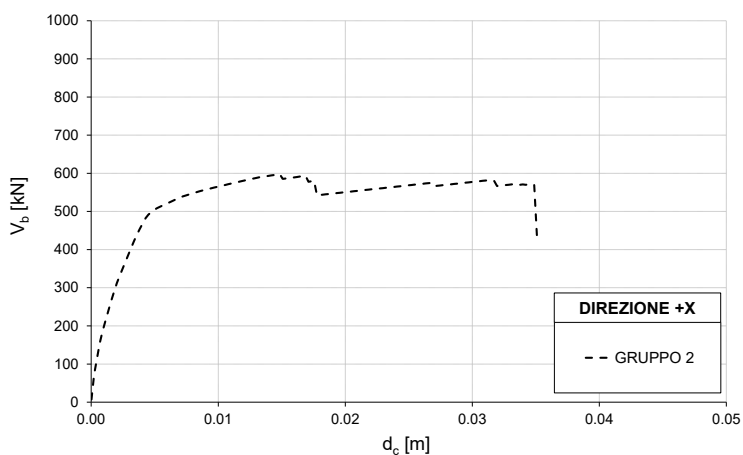
Le armature a taglio determinano un taglio resistente caratterizzato da un coefficiente di sovrarresistenza minimo pari a 1.78 (385kN/216.92kN), fornito dal taglio lato calcestruzzo.

Sono state eseguite quattro analisi non lineare statiche, in tutte le direzioni:

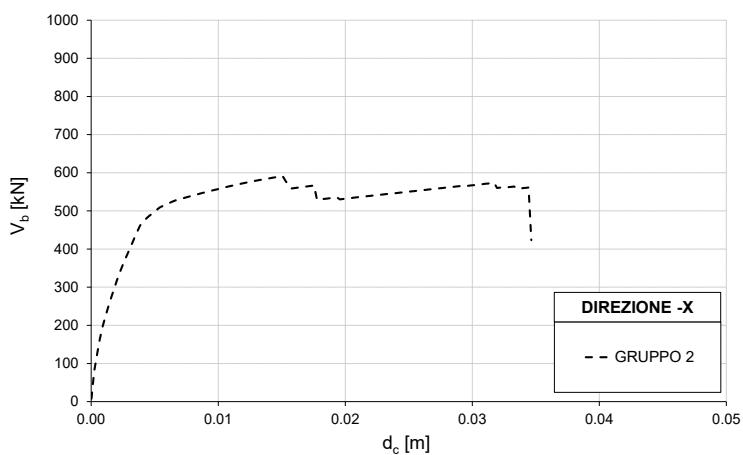


1. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X;
2. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X;
3. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y;
4. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y.

Le curve di capacità riferite al sistema M-DOF dell'edificio sono definite in termini di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (nodo 180 in sommità, per le direzioni  $\pm X$  e +Y, nodo 183 in sommità, per la direzione -Y) sono illustrate da Figura 93 a Figura 96.



*Figura 93 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +X.*



*Figura 94 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -X.*

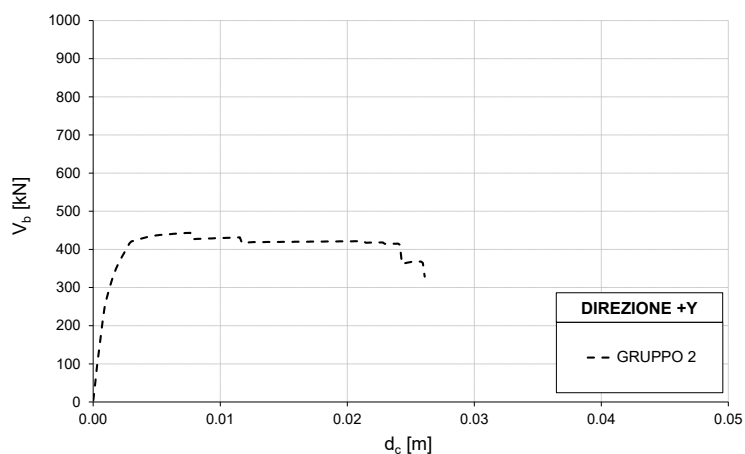


Figura 95 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +Y.

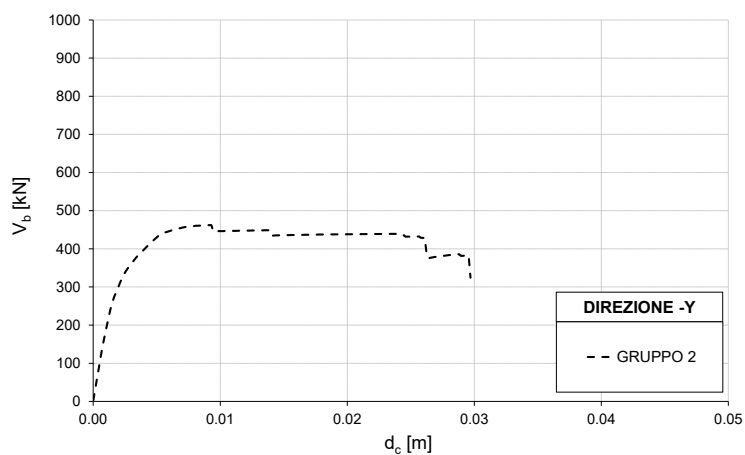


Figura 96 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -Y.

#### 1) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +X

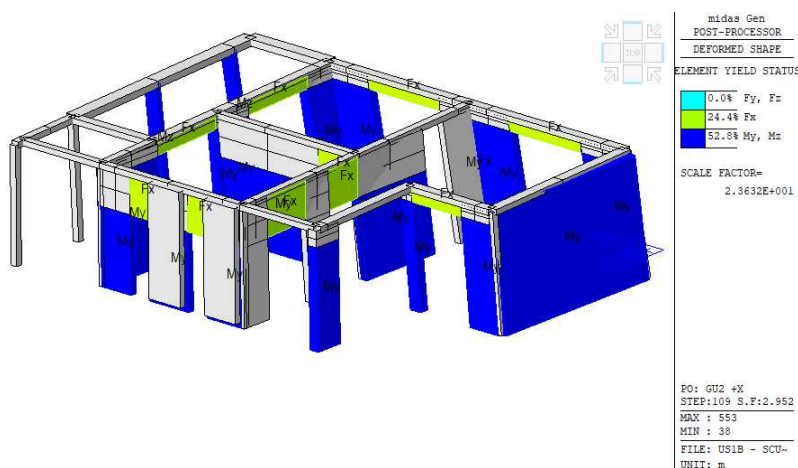


Figura 97 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

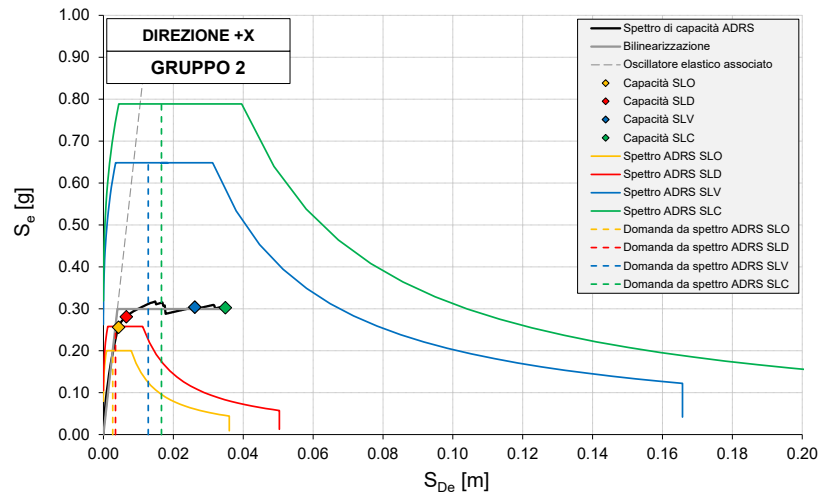


Figura 98 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	d <sub>SL</sub> * [m]	F <sub>SL</sub> * [kN]	a <sub>SL</sub> * [g]
SLO	2/3 SLD	0.004	482	0.256
SLD	29	0.007	529	0.281
SLV	3/4 SLC	0.026	573	0.304
SLC	155	0.035	570	0.303

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
0.231	0.003	0.200	0.003	0.258
	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.003	0.200	0.003	0.258
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.009	0.648	0.010	0.789
	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.013	0.648	0.017	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	d <sub>max</sub> *(T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4	
SLO	0.613	OK	-	-	
SLD	0.526	OK	-	-	
SLV	0.490	OK	-	2.164	OK
SLC	0.477	OK	-	2.632	OK

Tabella 28 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

2) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -X

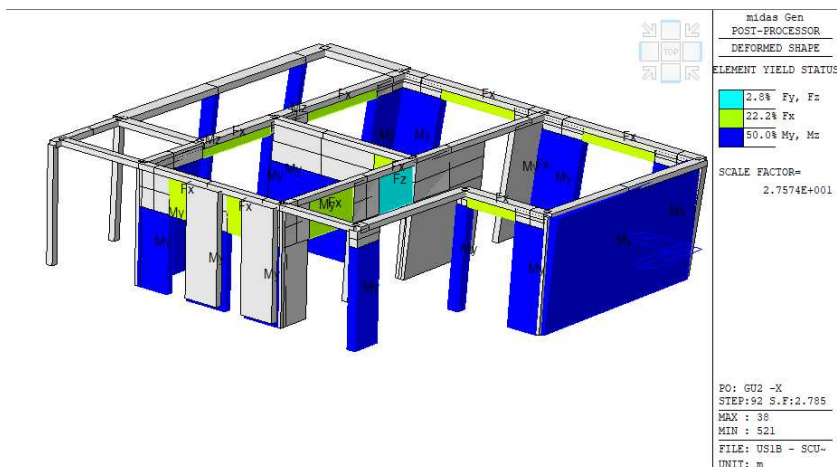


Figura 99 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

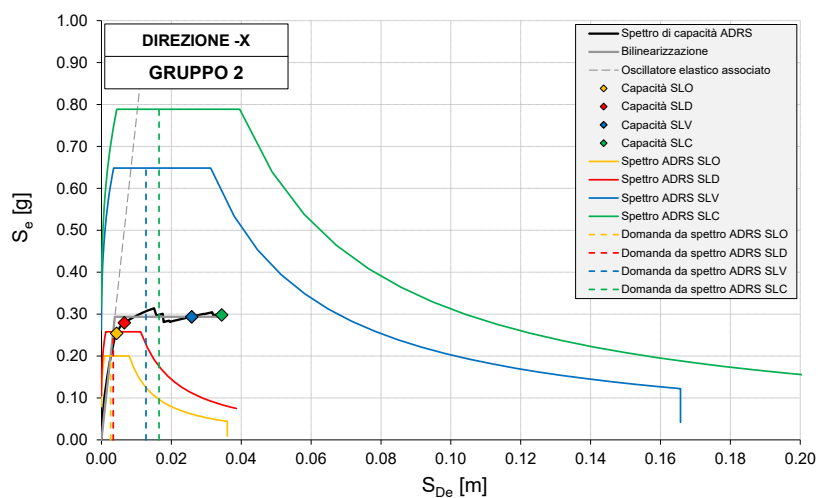


Figura 100 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.004	478	0.254
SLD	29	0.007	526	0.279
SLV	3/4 SLC	0.026	553	0.294
SLC	153	0.034	561	0.298

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
0.229	0.003	0.200	0.003	0.258
	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.003	0.200	0.003	0.258
	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.008	0.648	0.010	0.789
	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.013	0.648	0.016	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA					
Stato limite	$d_{max}^* (T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$	
SLO	0.600	OK	-	-	
SLD	0.515	OK	-	-	
SLV	0.493	OK	-	2.210	OK
SLC	0.479	OK	-	2.687	OK

Tabella 29 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

### 3) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y

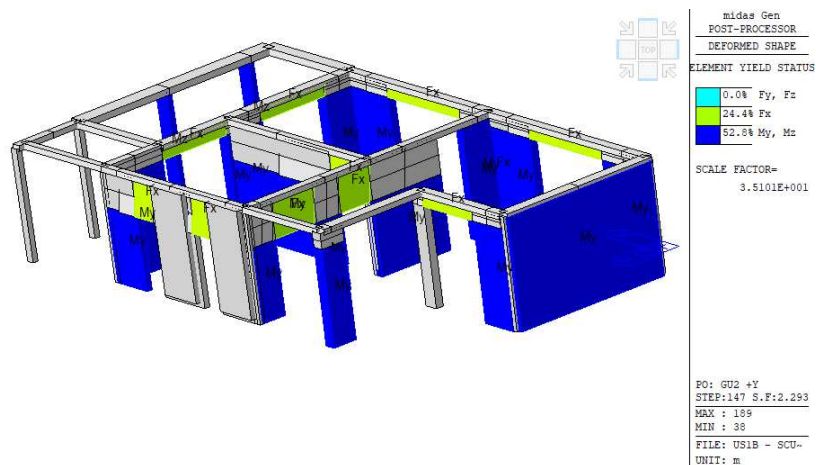


Figura 101 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

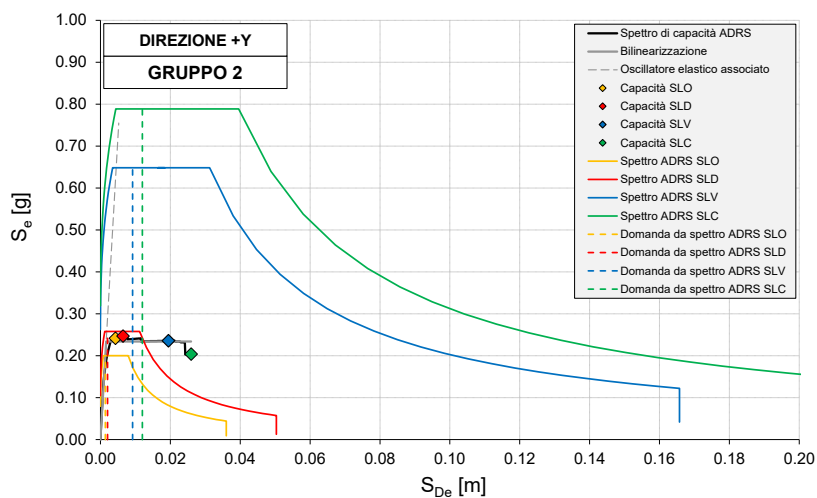


Figura 102 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	d <sub>SL</sub> * [m]	F <sub>SL</sub> * [kN]	a <sub>SL</sub> * [g]
SLO	2/3 SLD	0.004	432	0.242
SLD	43	0.006	441	0.247
SLV	3/4 SLC	0.019	421	0.236
SLC	173	0.026	365	0.204

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
0.167	0.001	0.200	0.002	0.258
	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.001	0.200	0.002	0.258
	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.005	0.648	0.005	0.789
	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> *(T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.009	0.648	0.012	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	d <sub>max</sub> *(T*) / d <sub>SL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4		ζ <sub>E</sub>
SLO	0.324	OK	-	-		
SLD	0.317	OK	-	-		
SLV	0.473	OK	-	2.773	OK	-
SLC	0.462	OK	-	3.372	OK	-

Tabella 30 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

4) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y

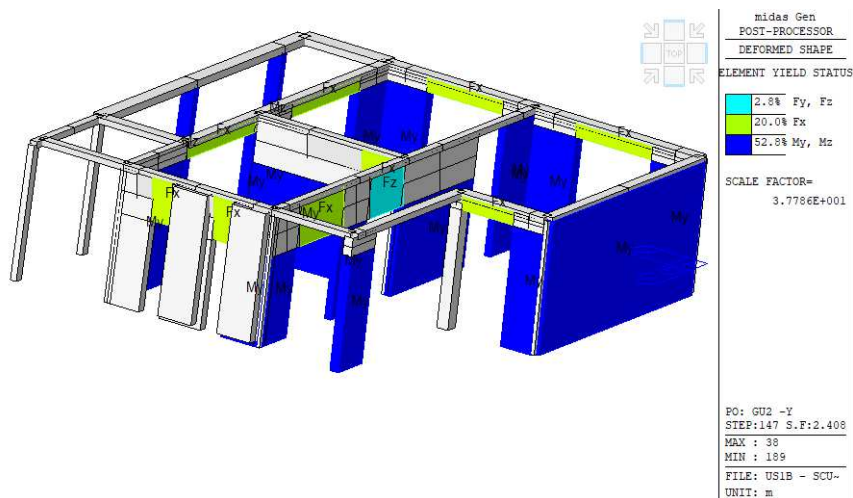


Figura 103 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

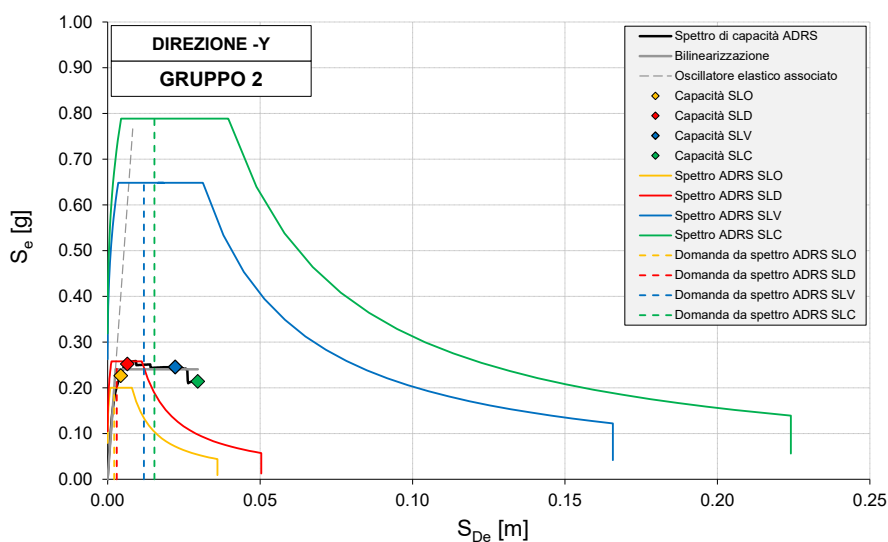


Figura 104 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.004	405	0.227
SLD	43	0.006	451	0.252
SLV	3/4 SLC	0.022	439	0.246
SLC	197	0.030	383	0.214

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO					
T* [sec]	SLO		SLD		
0.208	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	
	0.002	0.200	0.003	0.258	
	dmax* (T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax* (T*) [m]	Se(T*) [g]	
	0.002	0.200	0.003	0.258	
	SLV		SLC		
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	
	0.007	0.648	0.008	0.789	
	dmax* (T) [m]	Se(T*) [g]	dmax* (T) [m]	Se(T*) [g]	
	0.012	0.648	0.015	0.789	

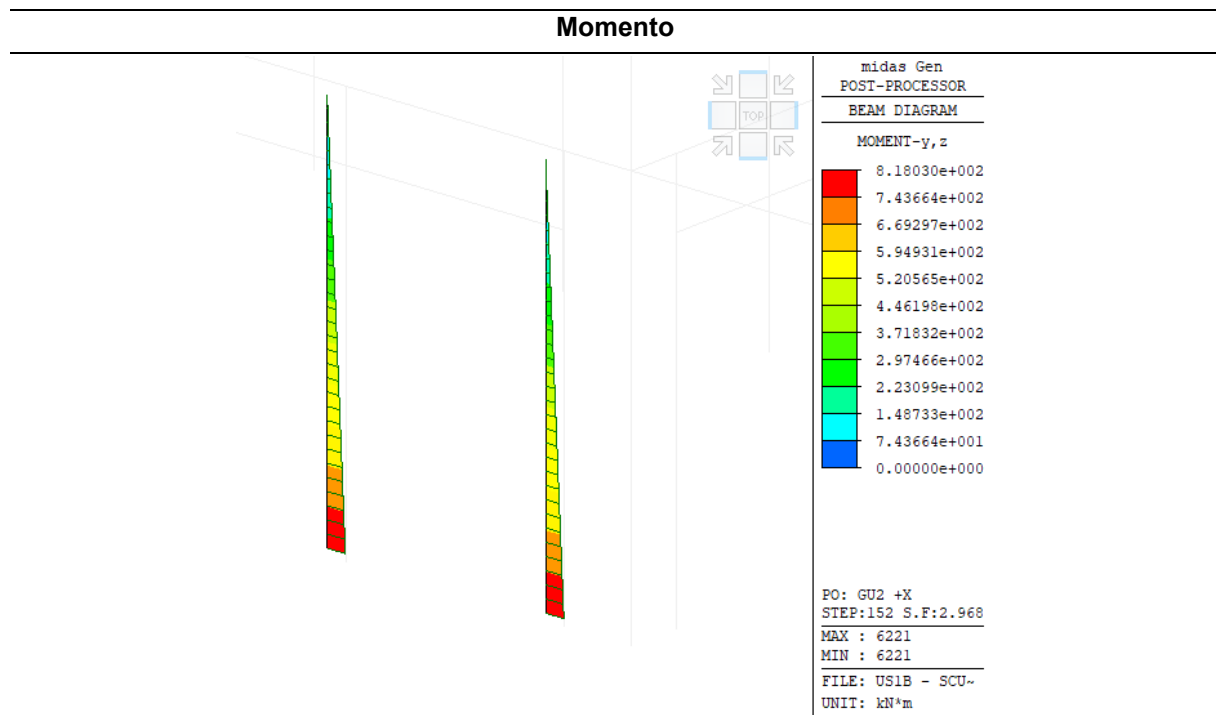
VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	$d_{max}^* (T^*) / d_{SL}^* \leq 1$		$\zeta_E$	$q^* \leq 3 - 4$		$\zeta_E$
SLO	0.501	OK	-	-		
SLD	0.460	OK	-	-		
SLV	0.536	OK	-	2.697	OK	-
SLC	0.519	OK	-	3.280	OK	-

Tabella 31 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica setti in c.a.

Nella Figura 105 si riportano le azioni sollecitanti massime, a flessione e a taglio, agenti sui setti in c.a. ricavate dalle analisi pushover.





## Taglio

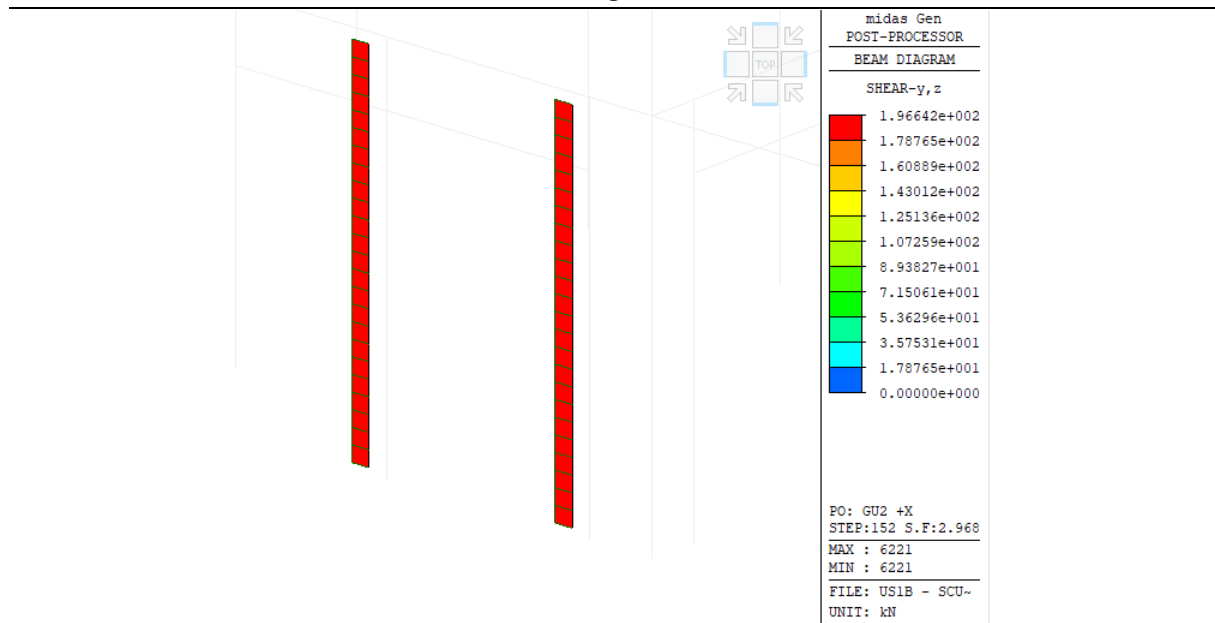


Figura 105 – Sollecitazioni nuovi setti in c.a.

Di seguito si riportano le verifiche a flessione (Figura 106) e taglio (Figura 107) dei setti.

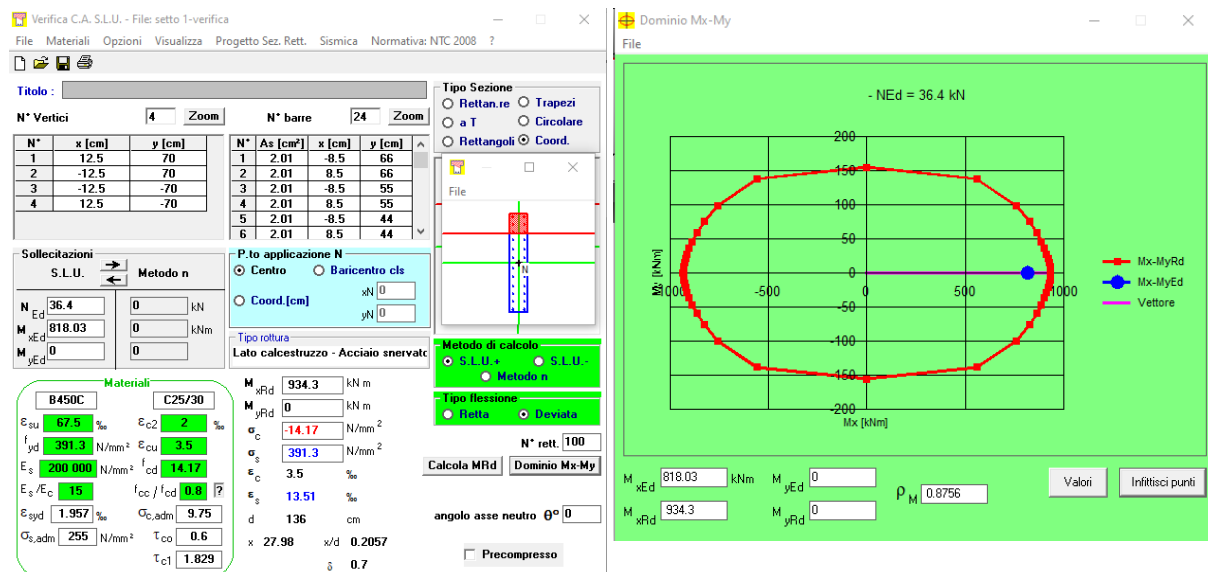


Figura 106 – Verifica a presso-flessione setto in c.a. (VcaSLU).

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sovrarresistenza pari a 1.14 (934.3kN/818.03kN).

VERIFICA A TAGLIO SETTO											
DATI SEZIONE			cotgθ 1.00	MATERIALI							
f <sub>cd</sub>	14.17	[MPa]		Acciaio	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	B450C			γ <sub>s</sub>	1.15
α <sub>c</sub>	0.40	[-]		CLS	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	C25/30			γ <sub>cls</sub>	1.5
α <sub>s</sub>	16.65	[-]		FC	1.00						
f <sub>cd</sub>	7.08	[MPa]		SOLLECITAZIONI							
f <sub>yd</sub>	391.30	[MPa]		M	818.3	[kNm]					
b <sub>w,base</sub>	250	[mm]		N	36.4	[kN]					
d <sub>altezza utile</sub>	1088	[mm]		V	196.6	[kN]					
A <sub>sw</sub>	226	[mm <sup>2</sup> ]		GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE							
A <sub>sl</sub>	4120	[mm <sup>2</sup> ]		Geometria	b	250	[mm]				
s <sub>long</sub>	150	[mm]			h	1400	[mm]				
s <sub>staff</sub>	200	[mm]			c	40	[mm]				
α	1.57	[rad]		Armatura long.	n <sup>FERRI</sup>	8	[n°]			16	[n°]
θ	0.79	[rad]	φ		12	[mm]	16	[mm]			
			Armatura trasv.	n <sup>FERRI</sup>	2	[n°]					
				φ	12	[mm]					
SEZIONE ARMATA A TAGLIO											
CDB											
V <sub>Rcd</sub> = 0,8*b <sub>w</sub> *d*α <sub>c</sub> *f <sub>cd</sub> *(ctga + ctgθ)/(1 + ctg <sup>2</sup> θ)	385	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione		\$4.1.2.1.3.2				
V <sub>Rsd</sub> = 0,8*d*A <sub>sw</sub> /s*f <sub>yd</sub> *(ctga + ctgθ)*sena	481	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione		\$4.1.2.1.3.2				
SCORRIMENTO											
V <sub>dd,1</sub> = 1,3*ΣA <sub>sj</sub> *(f <sub>cd</sub> *f <sub>yd</sub> ) <sup>0,5</sup>	399	[kN]	V <sub>dd</sub>	399	[kN]	resistenza effetto spinotto armature verticali		\$7.4.4.5.2.2			
V <sub>dd,2</sub> = 0,25*f <sub>yd</sub> *ΣA <sub>sj</sub>	403	[kN]									
V <sub>id</sub> = f <sub>yd</sub> *ΣA <sub>sj</sub> *cosθ <sub>i</sub>	0	[kN]	V <sub>id</sub>	0	[kN]	resistenza effetto spinotto armatura inclinata		\$7.4.4.5.2.2			
V <sub>id,1</sub> = μ <sub>r</sub> *[ΣA <sub>sj</sub> *f <sub>yd</sub> +N <sub>Ed</sub> ]*ξ+M <sub>Ed</sub> /z	597	[kN]									
V <sub>id,2</sub> = 0,5*η*f <sub>cd</sub> *ξ*l <sub>w</sub> *b <sub>w</sub> θ	166	[kN]	V <sub>id</sub>	166	[kN]	resistenza attrito CLS		\$7.4.4.5.2.2			
V <sub>Rd,s</sub> = V <sub>dd</sub> +V <sub>id</sub> +V <sub>id</sub>	565	[kN]	VERIFICA	OK	verifica scorrimento zone critiche		\$7.4.4.5.2.2				

Figura 107 – Verifica a taglio nuovi setti in c.a..

Le armature a taglio determinano un taglio resistente caratterizzato da un coefficiente di sovraresistenza minimo pari a 1.96 (385kN/196.6kN), fornito dal taglio lato calcestruzzo.

Al fine di garantire il trasferimento del taglio tra il nuovo setto in c.a. ed il solaio esistente, si prevede l'inserimento di una bandella 200x10mm fissata con spinotti M20/250cm, con infittimento in corrispondenza del setto stesso, dove devono essere collocati n°7 spinotti M20. Per garantire inoltre la connessione al cordolo in c.a. della reticolare in acciaio, a copertura dell'atrio, sono previsti n° 7 spinotti M20. Si riportano due particolari tipologici nella Figura 108.

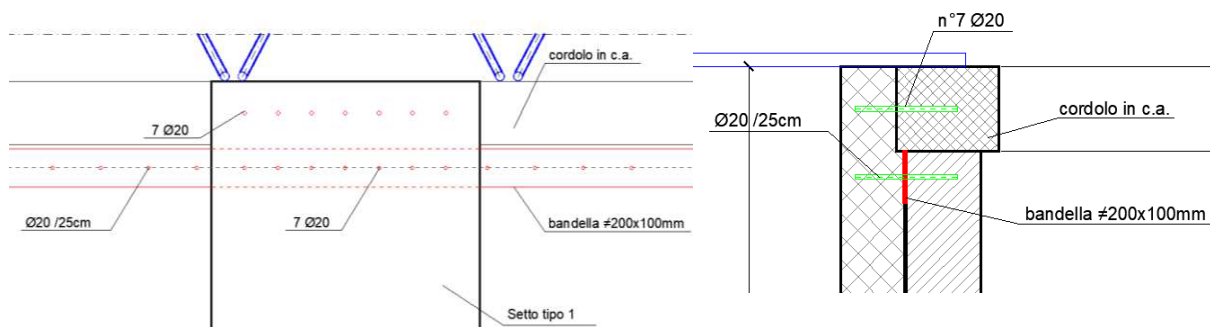


Figura 108 - Dettaglio connessione setto a solaio e cordolo in c.a..

Il taglio derivante dalla copertura reticolare dell'atrio, che deve essere trasmesso dai 7M20 nel cordolo in c.a., risulta pari a 96kN. Il singolo spinotto risulta quindi sollecitato da un'azione di taglio pari a 13.70kN (96kN/7spinotti). In Figura 109 si riporta la verifica della connessione eseguita mediante il programma Profis Anchor.

Ancore	Dimensione (profondità)	Totale	Geometria	Profondità di p.
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M12	51 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M12	51 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M12	73 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M16	44 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M16	39 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M16	39 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M16	39 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M20	37 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M20	37 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M20	37 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M20	37 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M24	36 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M24	36 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M24	36 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M27	35 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M27	35 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M27	35 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.) M20	M27	35 %	F	200

**Metodo di calcolo:** EN1992-4, Chimico  
**Dati tecnici:** ETA 16/0145  
**Condizioni geometriche:**  
 Dimensioni della piastra: ✓  
 Posizione della piastra: ✓  
 Distanza dal bordo: ✓  
 Interasse: ✓  
 Spessore del materiale base: ✓  
**Utilizzo (%)**  
 Trazione: 0 %  
 Taglio: 37 %  
**Combinazione trazione/taglio 0 %**  
☐ Profondità di posa ottimizzata  
☒ Profondità di posa selezionata dall'utente  
 Profondità di posa: 200 mm

Figura 109 – Verifica ancoraggio setto – cordolo in c.a. (Profis Anchor).

La verifica nei confronti della sollecitazione di taglio sul singolo spinotto indica una sollecitazione pari al 37% della resistenza.

Il taglio che deve essere trasmesso dai 7M20 di connessione al solaio esistente, risulta pari a 100.6kN (196.6kN-96kN). Il singolo spinotto risulta quindi sollecitato da un'azione di taglio pari a 14.37kN. In Figura 110 si riporta la verifica della connessione eseguita mediante il programma Profis Anchor.

Ancore	Dimensione (profondità)	Totale	Geometria	Profondità di p.
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M16	71 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M16	71 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M16	71 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M20	67 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M20	67 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M20	67 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M24	65 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M24	65 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M24	65 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M27	63 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M27	63 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-HCB	M27	63 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-A	M30	61 %	F	200
HIT-RE 500 V3 = HIT-V-F (S.B.)	M30	61 %	F	200

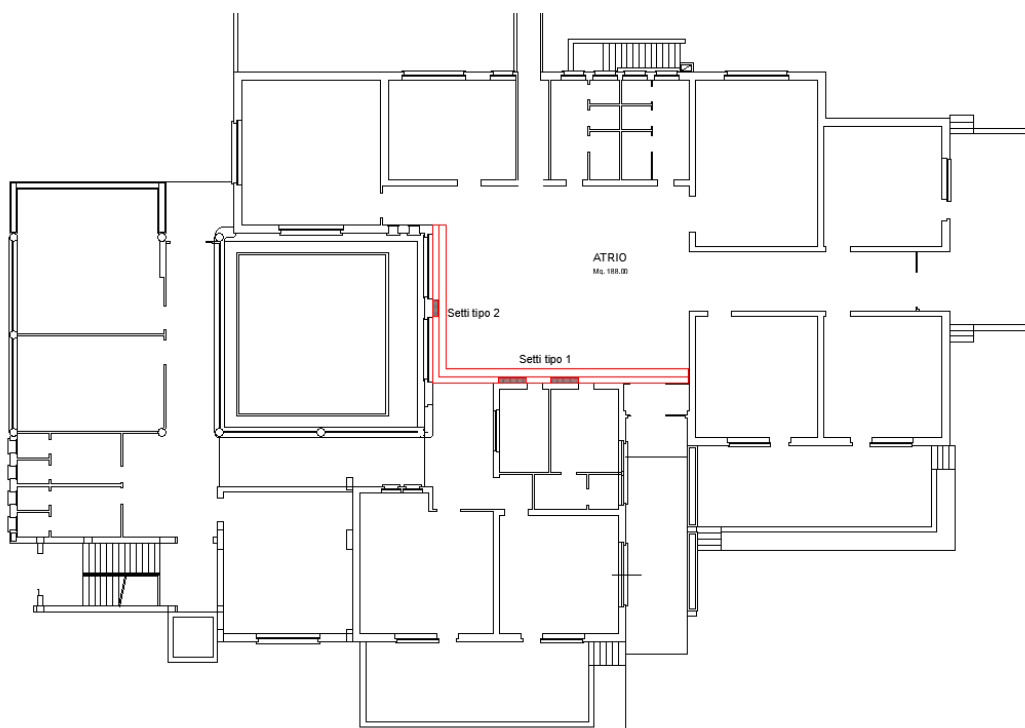
**Metodo di calcolo:** Est. EN1992-4, Chimico  
**Dati tecnici:** Dati Tecnici Hilti  
**Condizioni geometriche:**  
 Dimensioni della piastra: ✓  
 Posizione della piastra: ✓  
 Distanza dal bordo: ✓  
 Interasse: ✓  
 Spessore del materiale base: ✓  
**Utilizzo (%)**  
 Trazione: 0 %  
 Taglio: 67 %  
**Combinazione trazione/taglio 0 %**  
☐ Profondità di posa ottimizzata  
☒ Profondità di posa selezionata dall'utente  
 Profondità di posa: 200 mm

Figura 110 – Verifica ancoraggio setto – solaio. (Profis Anchor).

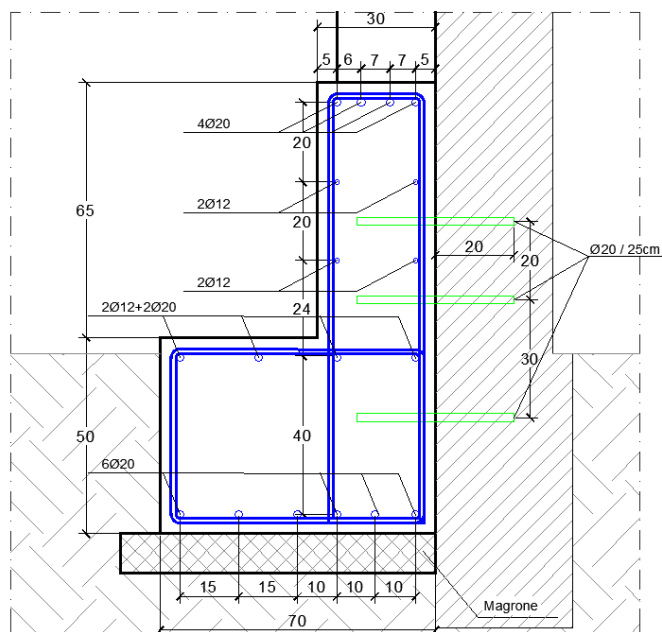
La verifica nei confronti della sollecitazione di taglio sul singolo spinotto indica una sollecitazione pari al 67% della resistenza.

#### 4.2.5.3 Nuovo sistema sismo-resistente – Fondazione

Le nuove fondazioni, travi continue in calcestruzzo C25/30 aventi sezione ad L, sono poste in adiacenza alle fondazioni esistenti. La loro esatta localizzazione è riportata in Figura 111, la carpenteria ed i dettagli di collegamento con la fondazione esistente sono riportati in Figura 112.



*Figura 111 – Localizzazione planimetrica nuove fondazioni.*

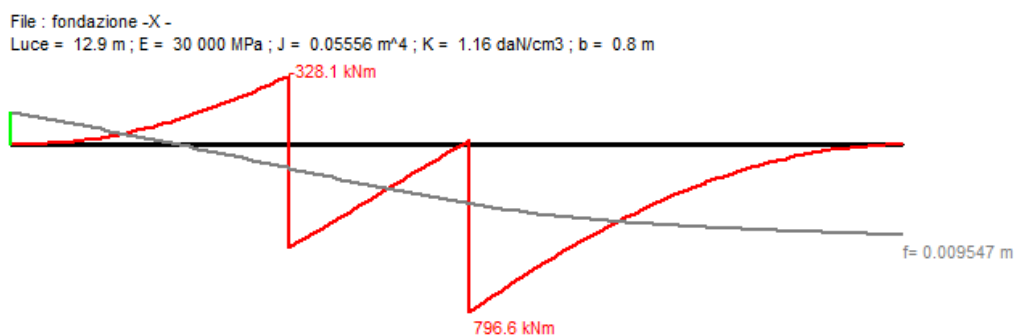


*Figura 112 – Sezione tipo nuova fondazione.*

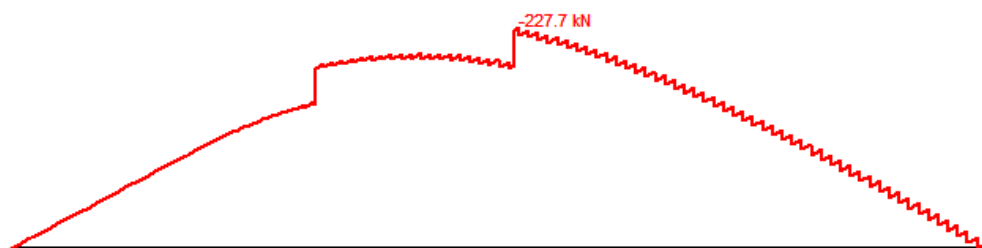
Le nuove fondazioni risultano connesse alle fondazioni esistenti per mezzo di 3 spinotti M20/300mm. Sono inoltre previste connessioni tra i nuovi setti alle pareti esistenti per mezzo di spinotti M20, minimo 5/m<sup>2</sup>, al fine di garantire un adeguato trasferimento dei carichi assiali dalla struttura esistente alle nuove fondazioni.

Le fondazioni vengono dimensionate sulla base delle sollecitazioni massime trasmesse dagli elementi sismo-resistenti valutate attraverso un'analisi pushover. Secondo l'approccio di gerarchia delle resistenze, il sistema di fondazione, così come i sistemi di ancoraggio, è stato progettato per essere sovra-resistente rispetto ai setti.

Le sollecitazioni massime in corrispondenza delle fondazioni sono riportate di seguito in termini di azione a taglio (kN) e momento flettente (kNm).



*Figura 113 - Sollecitazioni a flessione sulla fondazione.*



*Figura 114 - Sollecitazioni a taglio sulla fondazione.*

Il momento resistente della nuova fondazione risulta essere pari a  $M_{rd}=1088\text{kNm}$  (Figura 115) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a  $796.6\text{kNm}$ , con un coefficiente di sovraresistenza pari a 1.36 ( $1088\text{kN}/796.6\text{kN}$ ).

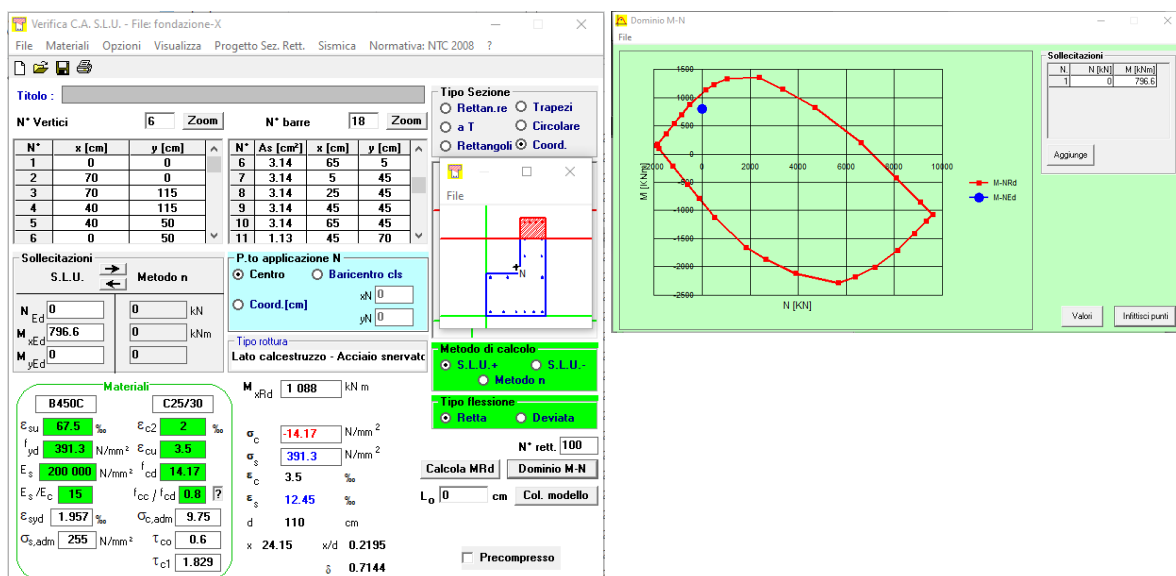


Figura 115 – Verifica a flessione nuova fondazione (VcaSLU).

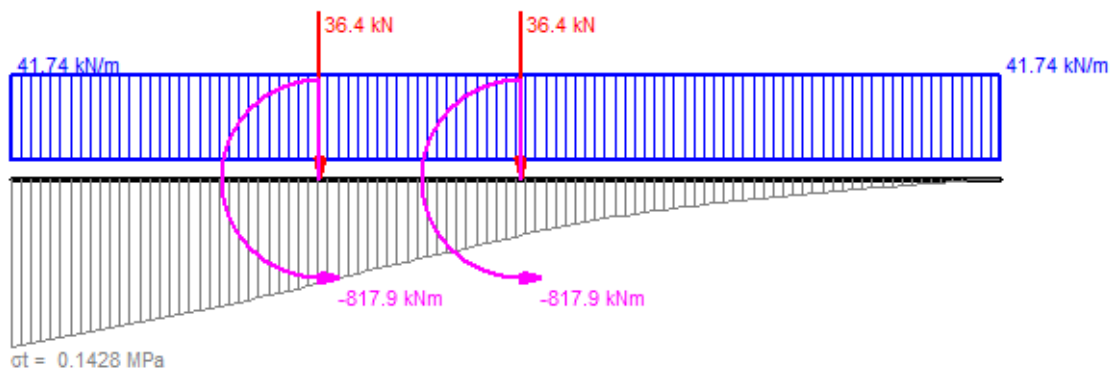
Il taglio resistente della nuova fondazione risulta essere pari a  $V_{rd}=438\text{kN}$  (Figura 116) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a  $217.7\text{kN}$ , con un coefficiente di sovrarresistenza pari a 1.92 ( $438\text{kN}/227.7\text{kN}$ ).

VERIFICA A TAGLIO SETTO									
DATI SEZIONE			MATERIALI						
$f_{cd}$	14.17	[MPa]	Acciaio	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	B450C	$\gamma_s$	1.15	
$\alpha_c$	1.00	[-]	CLS	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	C25/30	$\gamma_{cls}$	1.5	
$\alpha_s$	11.66	[-]	FC	1.00					
$f_{cd}$	7.08	[MPa]	SOLLECITAZIONI						
$f_{yd}$	391.30	[MPa]	M	796.6	[kNm]				
$b_{w,base}$	300	[mm]	N		[kN]				
$d_{altezza\ utile}$	990	[mm]	V	227.7	[kN]				
$A_{sw}$	226	[mm <sup>2</sup> ]	GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE						
$A_{ul}$	0	[mm <sup>2</sup> ]	Geometria	b	300	[mm]			
$S_{long}$	200	[mm]		h	1150	[mm]			
$S_{staff}$	200	[mm]		c	50	[mm]			
$\alpha$	1.57	[rad]	Armatura long.	$\phi$		[mm]			
$\theta$	0.79	[rad]	Armatura trasv.	$\phi$	12	[mm]			
cotg $\theta$ 1.00									
SEZIONE ARMATA A TAGLIO									
CDB									
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$	1052	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione	\$4.1.2.1.3.2			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) \cdot \sin\alpha$	438	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione	\$4.1.2.1.3.2			

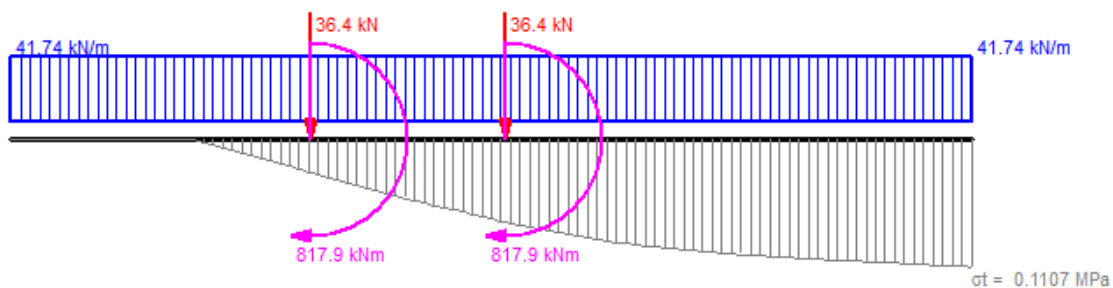
Figura 116 – Verifica a taglio nuova fondazione.

Per quanto riguarda lo stato limite di tipo geotecnico, in accordo con la normativa (§7.11.5.3.1), “la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento”.

La verifica di capacità portante viene condotta confrontando le massime pressioni di contatto generate dalle sollecitazioni che giungono in fondazione in combinazione sismica e la resistenza di progetto del sistema fondazione-terreno al collasso per raggiungimento del carico limite. Di seguito si riportano i valori delle pressioni di contatto, considerando le due possibili direzioni di sollecitazione sismica +X e -X (Figura 117), e adottando la schematizzazione terreno-struttura con il modello alla Winkler ( $k=1.16\text{kg/cm}^3$  [15]).



(a)



(b)

Figura 117 - Pressioni di contatto - direzione +X (a) e -X (b).

Il valore di carico limite è stato valutato con il metodo di **Brinch-Hansen** sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica [15]. Nella Tabella 32 si riporta il confronto tra la pressione resistente e la pressione massima sollecitante.

Tabella 32 - Verifica SLU carico limite.

Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1				
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno		
B [cm]	80	Y [kg/cm <sup>3</sup> ]		0.0018
L [cm]	1290	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione		0.00000
D [cm]	70	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione non drenata		0.4
		Φ [°]		28
Stato limite Ultimo (SLV) per carico limite				
Y <sub>R</sub>	2.3			
q [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.126			
Q <sub>lim</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	3.400			
Rd [kg/cm <sup>2</sup> ]	1.474	>	σ <sub>t</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	1.428

La verifica risulta soddisfatta.

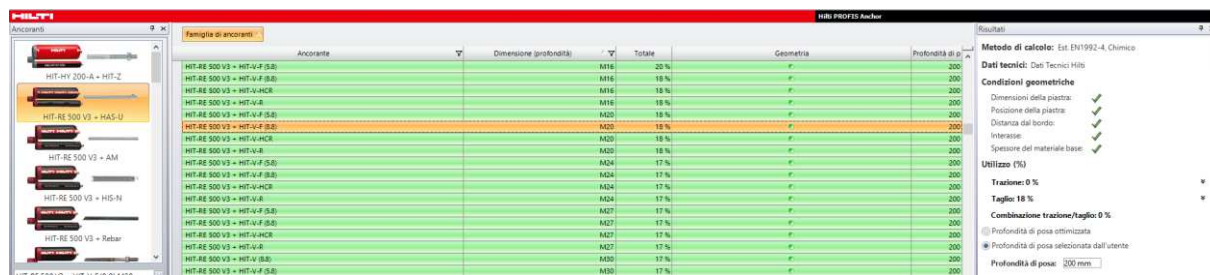
La Tabella 33 riporta la verifica a scorrimento, con il confronto tra il taglio sollecitante e la resistenza a scorrimento valutata in condizioni drenate, come somma della resistenza allo scorrimento tra la base della fondazione e il terreno e una aliquota resistente dovuta alla spinta passiva del terreno circostante ( $R_d = R_{h,t} + R_{h,p}$ ), ed in condizioni non drenate, come  $R_d = A \cdot c_u / Y_R$ . Si considera il contributo della fondazione esistente, a cui la nuova fondazione è connessa.

**Tabella 33 - Verifica SLU a scorrimento.**

Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1				
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno		
B [cm]	115	Y [kg/cm <sup>3</sup> ]		0.0018
L [cm]	1290	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione		0.00000
D [cm]	70	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione non drenata		0.4
	Sollecitazioni	Φ [°]		28
N <sub>Ed</sub> [kN]	657.9			
V <sub>Ed</sub> [kN]	393.2			
Stato limite Ultimo (SLV) per scorrimento				
Y <sub>R</sub>	1.1			
R <sub>d</sub> [kN] (drenata)	394.15	>	V <sub>Ed</sub> [kN]	393.20
R <sub>d</sub> [kN](non drenata)	539.45	>	V <sub>Ed</sub> [kN]	393.20

La verifica risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica della connessione tra la nuova fondazione e quella esistente, realizzata con 3 spinotti M20/300 mm, per un totale di 129 spinotti. Il taglio che deve essere trasmesso tra le fondazioni, risulta pari a 393.2kN. Il singolo spinotto risulta quindi sollecitato da un'azione di taglio pari a 3.05kN. Tali spinotti devono garantire il trasferimento del carico statico stabilizzante dalla struttura esistente. Considerando una lunghezza efficace di trasferimento pari a 6.6m (lunghezza delle pareti esistenti in affaccio sull'atrio), il singolo spinotto risulta soggetto a un'azione verticale pari a 5.49kN. In Figura 110 si riporta la verifica della connessione eseguita mediante il programma Profis Anchor.



*Figura 118 – Verifica ancoraggio fondazione nuova - fondazione esistente. (Profis Anchor).*

La verifica sul singolo spinotto indica una sollecitazione pari al 18% della resistenza.

#### 4.2.6 Allineamento C

#### 4.2.6.1 Nuovo sistema sismo-resistente - Pilastro

La nuova configurazione dell'atrio determina, come già anticipato, una ridistribuzione delle azioni sollecitanti derivanti dalla reticolare di copertura dell'atrio sugli allineamenti sismoresistenti che si affacciano sull'atrio stesso. Le verifiche allo stato di fatto dell'allineamento C risultano non soddisfatte



Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	95/123

con un indice minimo pari al 91.2%, dunque, tale allineamento non risulta adeguato ad incassare le nuove sollecitazioni. Al fine di garantire una risposta adeguata si prevede l'introduzione di un nuovo elemento sismoresistente.

Il dimensionamento del pilastro in c.a. è stato effettuato utilizzando un comportamento strutturale non dissipativo, in cui le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico, o sostanzialmente elastico (§7.2.2 [1]); **si adottano comunque le prescrizioni per pilastri sismoresistenti e la gerarchia delle resistenze per comportamento a mensola degli elementi di rinforzo.**

Il nuovo pilastro di controvento, di tipo 2, ha una lunghezza pari a 0.84m e uno spessore pari a 0.25m. Le armature longitudinali consistono in 8 $\Phi$ 20+2 $\Phi$ 12 con passo massimo pari a 190mm, disposte come mostrato in Figura 89.

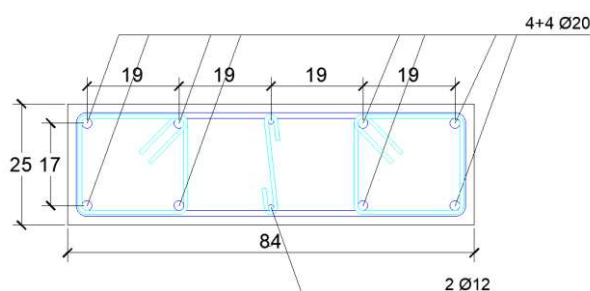


Figura 119 – Disposizione armature pilastro tipo 2.

Nell'immagine di Figura 120 si riporta la resistenza massima a pressoflessione (kNm), determinata dalle analisi *pushover*, nell'immagine di Figura 121 si riporta il confronto con il calcolo manuale della resistenza del pilastro.

Momento	
	midas Gen POST-PROCESSOR REACTION FORCE MOMENT-X MIN. REACTION NODE= 477 MX: 3.8093E+002 MAX. REACTION NODE= 477 MX: 3.8093E+002
	PO: GU2 +Y STEP:72 S.F:8.398 MAX : 477 MIN : 477 FILE: ALLIN - SCUOL UNIT: kN*m

Figura 120 – Momento resistente nuovo elemento in c.a. – analisi Pushover.

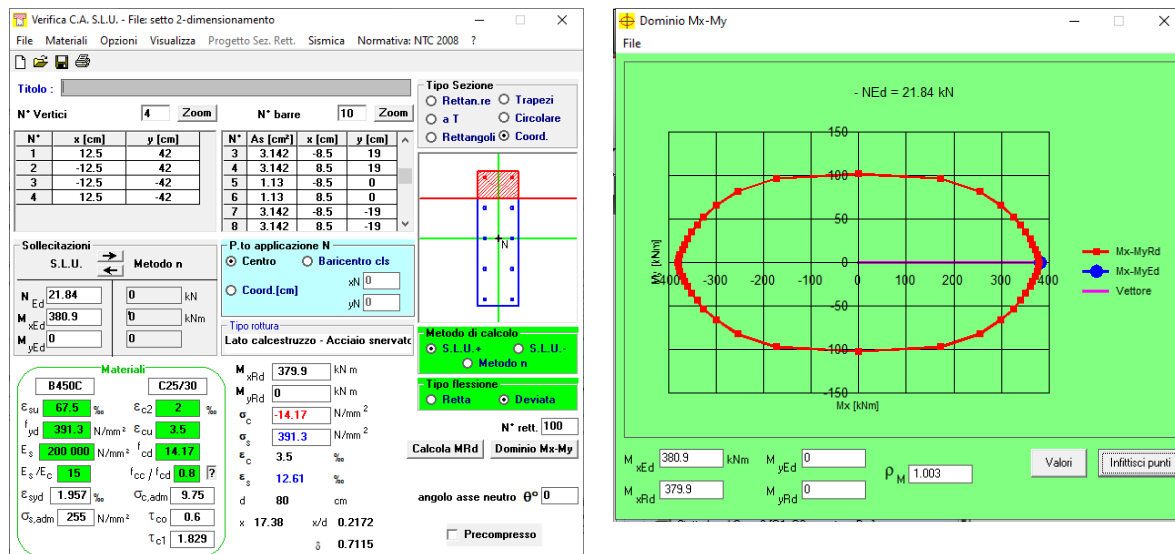


Figura 121 – Confronto presso-flessione pilastro in c.a. (VcaSLU).

La sollecitazione di taglio calcolata manualmente per la direzione resistente “forte”, in gerarchia delle resistenze, compatibile con la plasticizzazione della parete per un momento pari a 380.9kNm (Figura 122) è pari a 91.56kN (380.9kNm/4.16m).

Le armature trasversali consistono invece in 1+1Φ12 passo 200mm per tutta l'altezza. Di seguito si riportano le verifiche a taglio.

VERIFICA A TAGLIO SETTO									
DATI SEZIONE			MATERIALI						
$f_{cd}$	14.17	[MPa]	Acciaio	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	B450C	$\gamma_s$	1.15	
$\alpha_c$	1.00	[-]	CLS	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	C25/30	$\gamma_{cls}$	1.5	
$\alpha_s$	16.64	[-]	FC	1.00					
$f_{cd}$	7.08	[MPa]	SOLLECITAZIONI						
$f_{yd}$	391.30	[MPa]	M	380.9	[kNm]				
$b_w$	250	[mm]	N	21.8	[kN]				
$d$	720	[mm]	V	91.6	[kN]				
$A_{sw}$	226	[mm <sup>2</sup> ]	GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE						
$A_{st}$	2738	[mm <sup>2</sup> ]	Geometria	b	250	[mm]			
$s_{ong}$	190	[mm]		h	840	[mm]			
$s_{eff}$	200	[mm]		c	40	[mm]			
$\alpha$	1.57	[rad]	Armatura long.	$\phi$	8	[n°]	2	[n°]	
$\theta$	0.79	[rad]	Armatura trasv.	$\phi$	20	[mm]	12	[mm]	
				$\phi$	2	[n°]			
				$\phi$	12	[mm]			
SEZIONE ARMATA A TAGLIO									
CDB									
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_s \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta^2)$	638	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione	\$4.1.2.1.3.2			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s_{eff} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta^2) \cdot \sin \alpha$	318	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione	\$4.1.2.1.3.2			

Figura 122 – Verifica a taglio nuovo pilastro in c.a..

Le armature a taglio determinano un taglio resistente caratterizzato da un coefficiente di sovrarresistenza minimo pari a 3.48 (91.6kN/318kN), fornito dal taglio lato staffe.

Sono state eseguite due analisi non lineari statiche:

1. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y;
2. distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y.

Le curve di capacità riferite al sistema M-DOF dell'edificio sono definite in termini di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (nodo 192 in sommità) sono illustrate in Figura 123 e Figura 124.

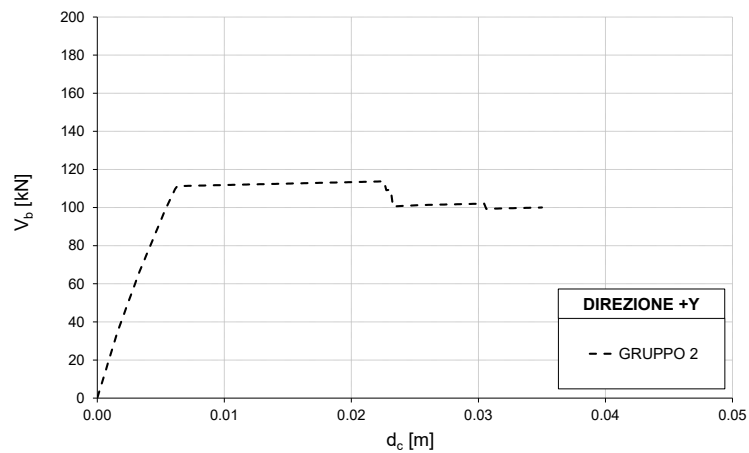


Figura 123 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione +Y.

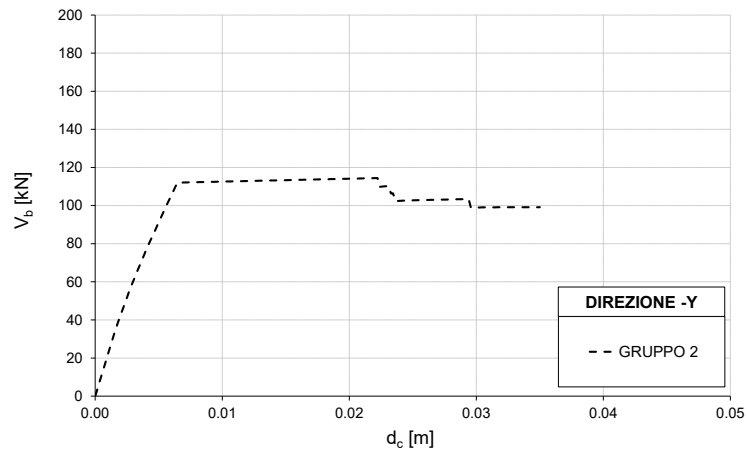


Figura 124 – Curve di capacità M-DOF dell'edificio in direzione -Y.

#### 1) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione +Y

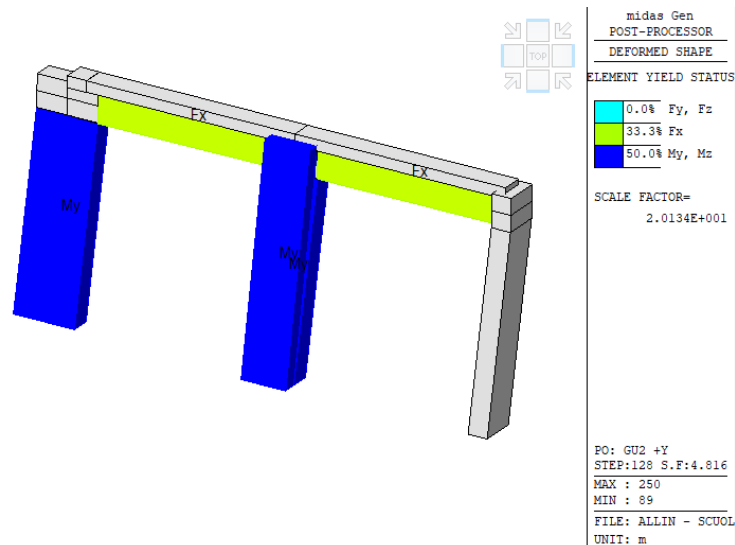


Figura 125 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

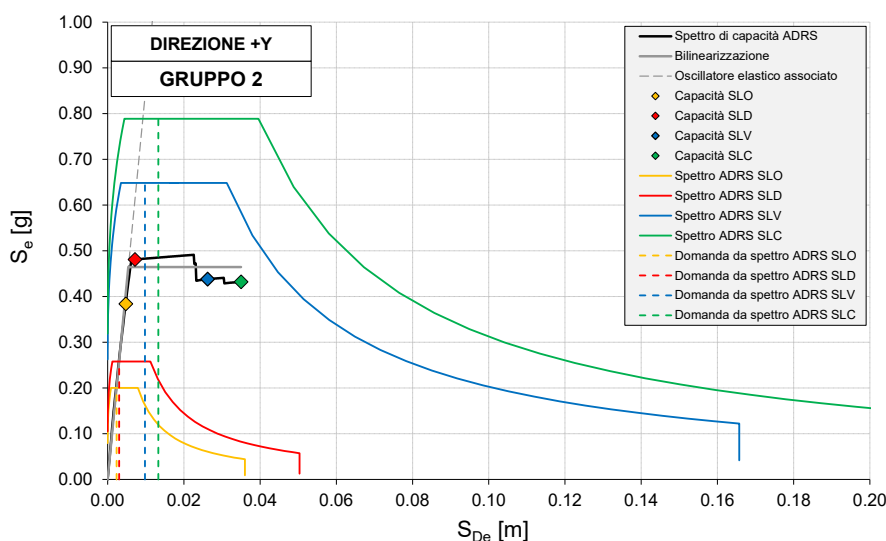


Figura 126 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.005	89	0.384
SLD	41	0.007	111	0.481
SLV	3/4 SLC	0.026	101	0.438
SLC	200	0.035	100	0.432

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T*) [m]	Se(T*) [g]
0.217	0.002	0.200	0.003	0.258
	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T*) [m]	Se(T*) [g]
	0.002	0.200	0.003	0.258
	SLV		SLC	
	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]	SDe(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.008	0.648	0.009	0.789
	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]	dmax*(T) [m]	Se(T*) [g]
	0.010	0.648	0.013	0.789

VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	dmax*(T*) / dsL* ≤ 1		ζE	q* ≤ 3 - 4		ζE
SLO	0.490	OK	-	-		-
SLD	0.421	OK	-	-		-
SLV	0.374	OK	-	1.396	OK	-
SLC	0.380	OK	-	1.698	OK	-

Tabella 34 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

2) Distribuzione di forze da Gruppo 2 – Direzione -Y

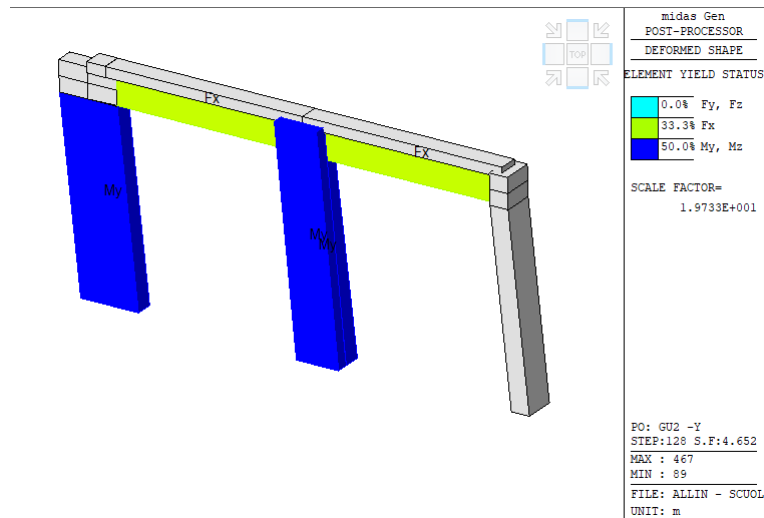


Figura 127 - Primi elementi strutturali a raggiungere la condizione limite SLV.

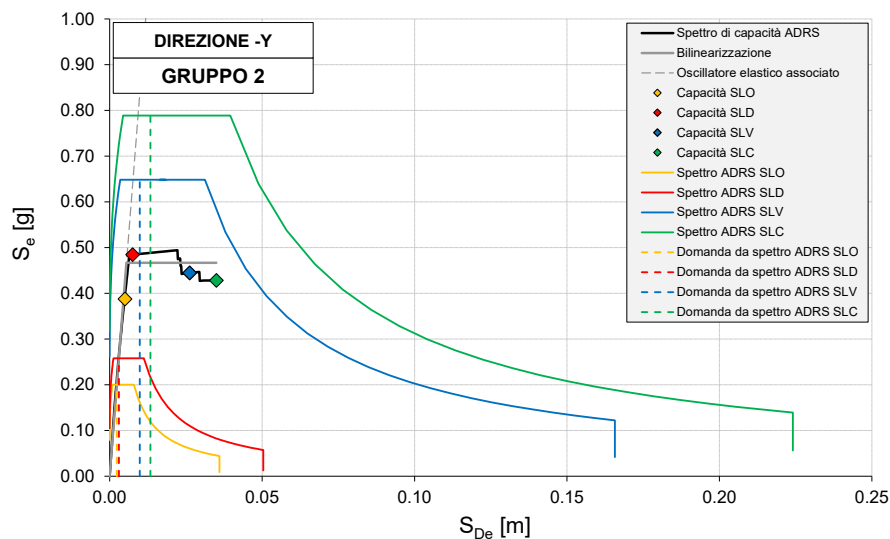


Figura 128 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spettri ADRS.

CAPACITA' SISMICA DEL SISTEMA EQUIVALENTE S-DOF				
Stato limite	STEP*	dsL* [m]	FsL* [kN]	asL* [g]
SLO	2/3 SLD	0.005	90	0.388
SLD	43	0.008	112	0.485
SLV	3/4 SLC	0.026	103	0.445
SLC	200	0.035	99	0.428

DOMANDA SISMICA DA PROGETTO				
T* [sec]	SLO		SLD	
	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.200	0.003	0.258
	d <sub>max</sub> * (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> * (T*) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.002	0.200	0.003	0.258
0.218	SLV		SLC	
	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	S <sub>De</sub> (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.008	0.648	0.009	0.789
	d <sub>max</sub> * (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]	d <sub>max</sub> * (T) [m]	S <sub>e</sub> (T*) [g]
	0.010	0.648	0.013	0.789

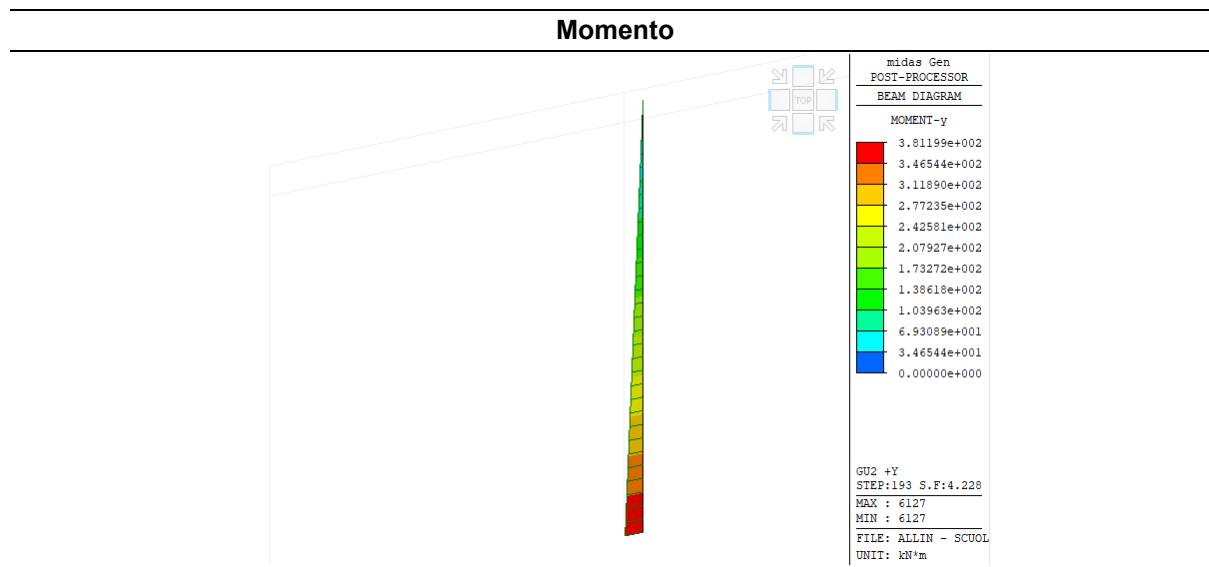
VERIFICHE DI SICUREZZA						
Stato limite	d <sub>max</sub> * (T*) / d <sub>sL</sub> * ≤ 1		ζ <sub>E</sub>	q* ≤ 3 - 4		ζ <sub>E</sub>
SLO	0.472	OK	-	-		
SLD	0.405	OK	-	-		
SLV	0.375	OK	-	1.389	OK	-
SLC	0.382	OK	-	1.690	OK	-

Tabella 35 – Verifiche di sicurezza: confronto tra domanda e capacità sismica in termini di spostamento SLO-SLD-SLV-SLC e fattore di comportamento per SLV-SLC.

La verifica risulta soddisfatta.

#### Verifica elementi in c.a.

Nella Figura 129 si riportano le azioni sollecitanti massime, a flessione e a taglio, agenti sul nuovo elemento sismoresistente in c.a. ricavate dalle analisi Pushover.



## Taglio

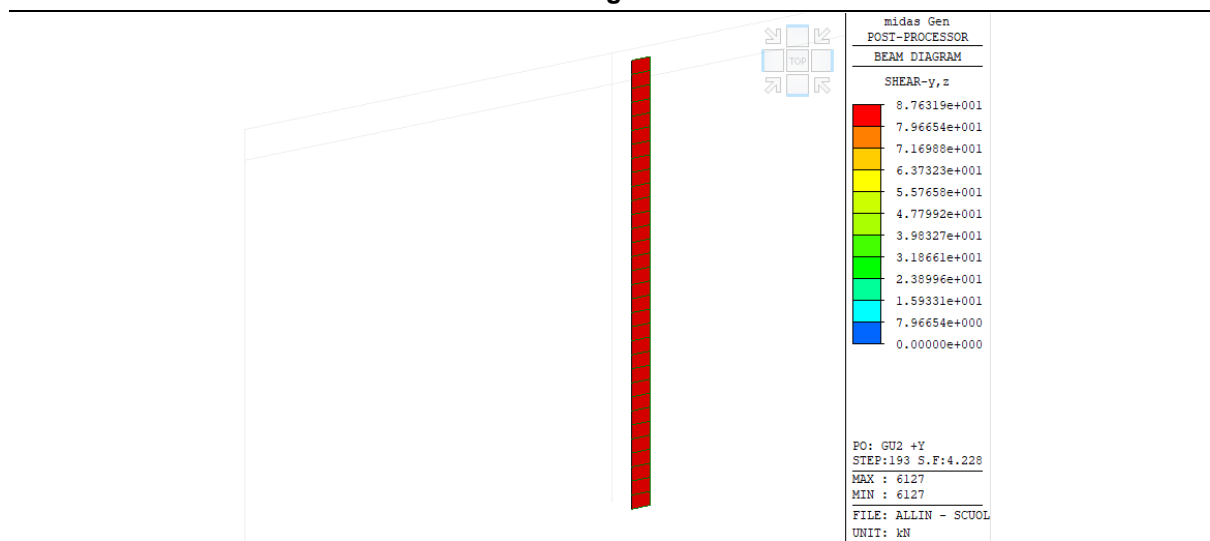


Figura 129 – Sollecitazioni nuovo pilastro in c.a.

Di seguito si riportano le verifiche a flessione (Figura 130) e taglio (Figura 131) del pilastro.

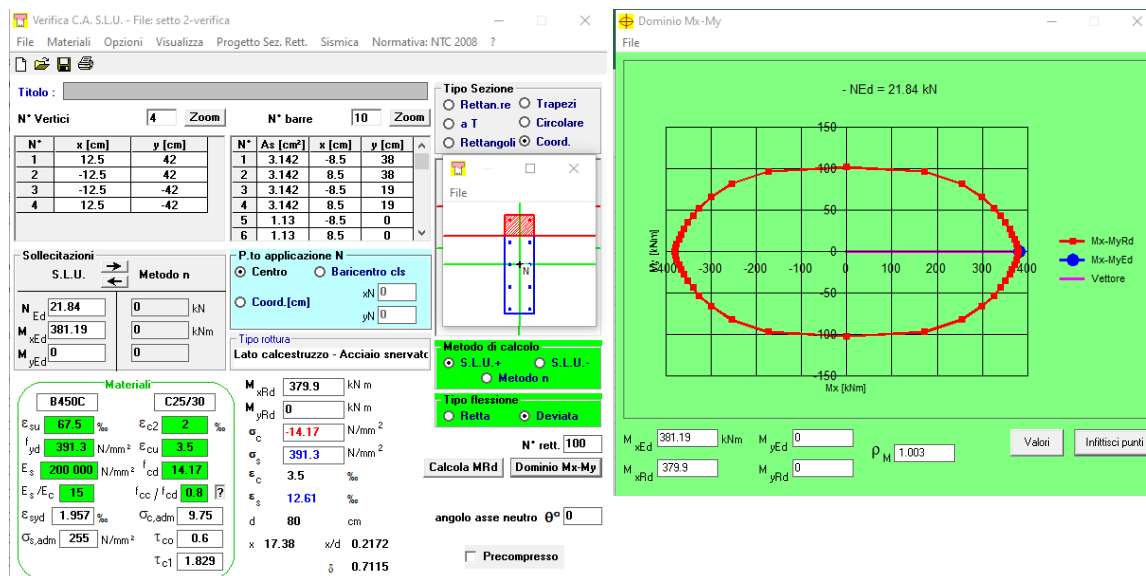


Figura 130 – Verifica a presso-flessione (VcaSLU).

La verifica si può ritenere soddisfatta essendo l'indice pari a 0.997 (379.9kN/381.19kN). La normativa infatti specifica che *“per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico”*.

VERIFICA A TAGLIO SETTO												
DATI SEZIONE			cotgθ 1.00	MATERIALI								
f <sub>cd</sub>	14.17	[MPa]		Acciaio	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	B450C	Y <sub>s</sub>			1.15	
α <sub>c</sub>	1.00	[-]		CLS	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	C25/30	Y <sub>cls</sub>			1.5	
α <sub>s</sub>	17.40	[-]		FC	1.00							
f <sub>cd</sub>	7.08	[MPa]		SOLLECITAZIONI								
f <sub>yd</sub>	391.30	[MPa]		M	381.2	[kNm]						
b <sub>w,base</sub>	250	[mm]		N	21.8	[kN]						
d <sub>altezza utile</sub>	720	[mm]		V	87.6	[kN]						
A <sub>sw</sub>	226	[mm <sup>2</sup> ]		GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE								
A <sub>al</sub>	2738	[mm <sup>2</sup> ]		Geometria	b	250	[mm]					
S <sub>long</sub>	250	[mm]			h	840	[mm]					
S <sub>staff</sub>	200	[mm]			c	40	[mm]					
α	1.57	[rad]		Armatura long.	n <sub>FERRI</sub>	8	[n°]	2			[n°]	
θ	0.79	[rad]		Armatura trasv.	φ	20	[mm]	12			[mm]	
			n <sub>FERRI</sub>		2	[n°]						
			φ	12	[mm]							
SEZIONE ARMATA A TAGLIO												
CDB												
V <sub>Rcd</sub> = 0,9*b <sub>w</sub> *d*α <sub>c</sub> *f <sub>cd</sub> *(ctga + ctgθ)/(1 + ctg <sup>2</sup> θ)	638	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione	§4.1.2.1.3.2						
V <sub>Rsd</sub> = 0,9*d*A <sub>sw</sub> /s*F <sub>td</sub> *(ctga + ctgθ)*sena	318	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione	§4.1.2.1.3.2						

*Figura 131 – Verifica a taglio.*

Le armature a taglio determinano un taglio resistente caratterizzato da un coefficiente di sovraresistenza minimo pari a 3.63 (87.6kN/318kN), fornito dal taglio lato staffe.

Al fine di garantire la connessione tra il cordolo in c.a. della reticolare in acciaio, a copertura dell'atrio sono previsti n° 7 spinotti M20. Si riportano due particolari tipologici nella Figura 132.

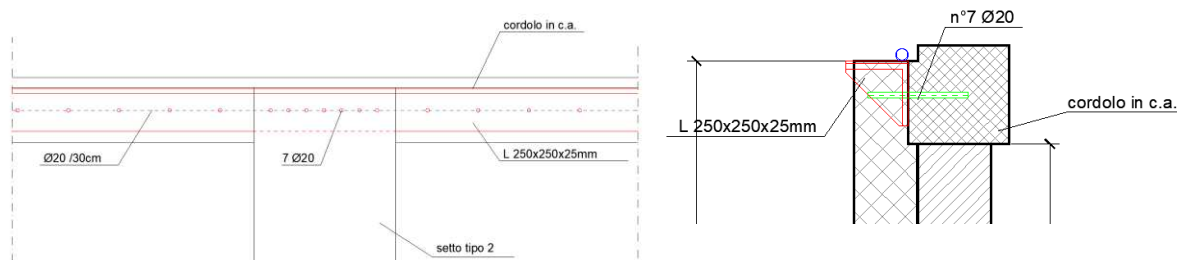


Figura 132 - Dettaglio connessione pilastro a cordolo in c.a..

Il taglio derivante dalla copertura reticolare dell'atrio, che deve essere trasmesso dai 7 M20 nel cordolo in c.a., risulta pari a 96kN. Il singolo spinotto risulta quindi sollecitato da un'azione di taglio pari a 13.70kN (96kN/7spinotti). In Figura 133 si riporta la verifica della connessione eseguita mediante il programma Profis Anchor.

**Famiglia di ancoranti**

Ancore	Dimensione (profondità)	Totale	Geometria	Profondità di p.
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N116	44 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N116	39 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N116	39 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N116	39 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N120	27 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N120	37 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N120	37 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N120	37 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N124	26 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N124	36 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N124	26 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N124	26 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N127	35 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N127	35 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N127	35 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N130	34 %	F	200
HIT-RE 500 V3 + HIT-VE (B,R) M30	N130	34 %	F	200

**Metodo di calcolo:** EN1992-4, Chimico

**Dati tecnici:** ETA 16/0143

**Condizioni geometriche**

- Dimensioni della piastra: ✓
- Posizione della piastra: ✓
- Distanza dal bordo: ✓
- Intrusione: ✓
- Spessore del materiale base: ✓

**Utilizzo (%)**

- Trazione: 0 %
- Taglio: 37 %
- Combinazione trazione/taglio: 0 %

☐ Profondità di posa ottimizzata

☐ Profondità di posa selezionata dall'utente

**Profondità di posa:** 200 mm

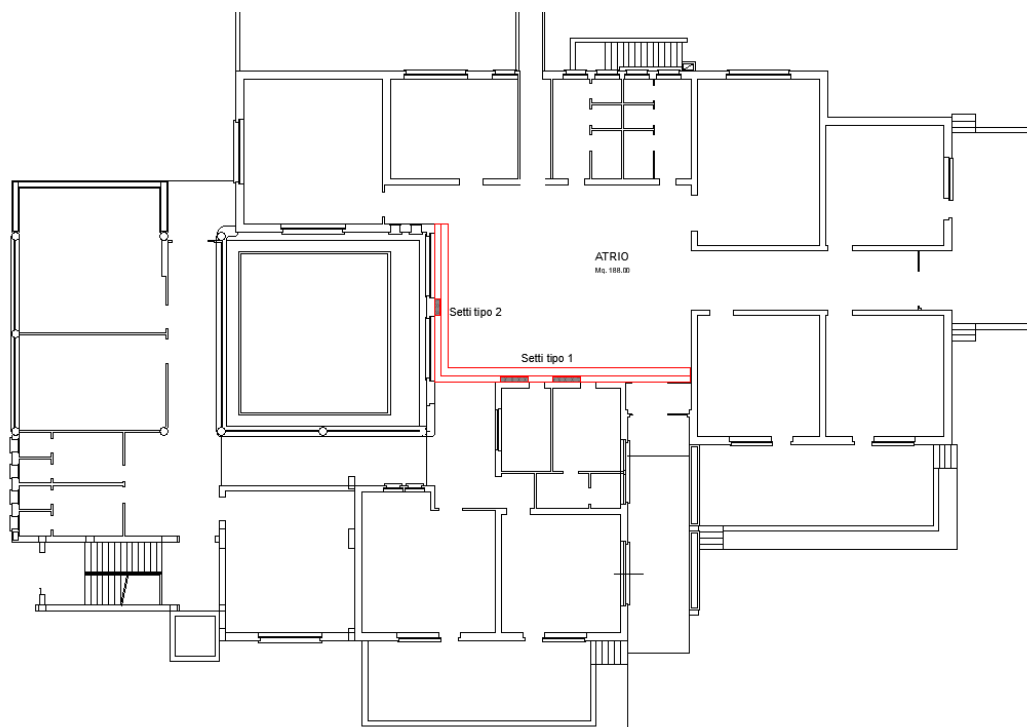
*Figura 133 – Verifica ancoraggio pilastro – cordolo in c.a. (Profis Anchor).*

Il margine di sovrarresistenza è pari al 67%.

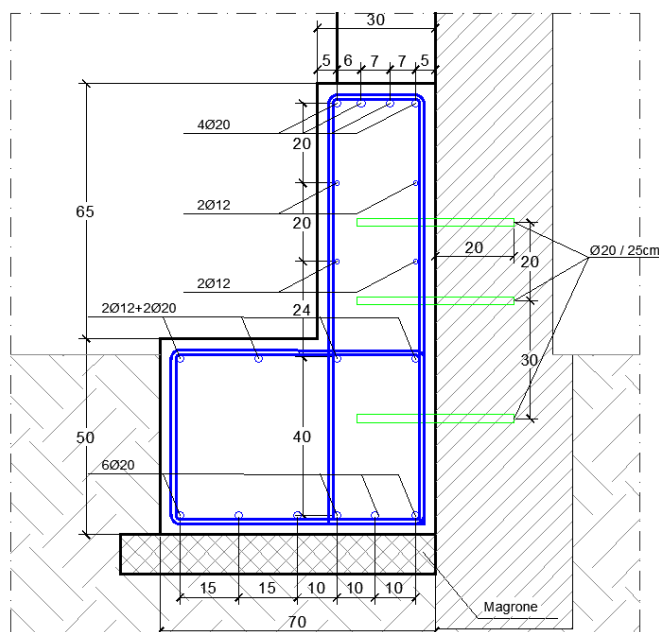


#### 4.2.6.2 Nuovo sistema sismo-resistente – Fondazione

Le nuove fondazioni, travi continue in calcestruzzo C25/30 aventi sezione ad L, sono poste in adiacenza alle fondazioni esistenti. La loro esatta localizzazione è riportata in Figura 134, la carpenteria ed i dettagli di collegamento con la fondazione esistente sono riportati in Figura 135.



*Figura 134 – Localizzazione planimetrica nuove fondazioni.*

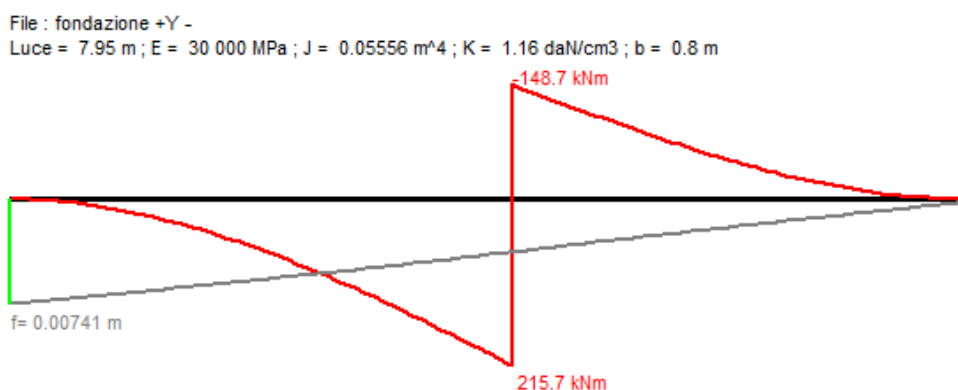


*Figura 135 – Sezione tipo nuova fondazione.*

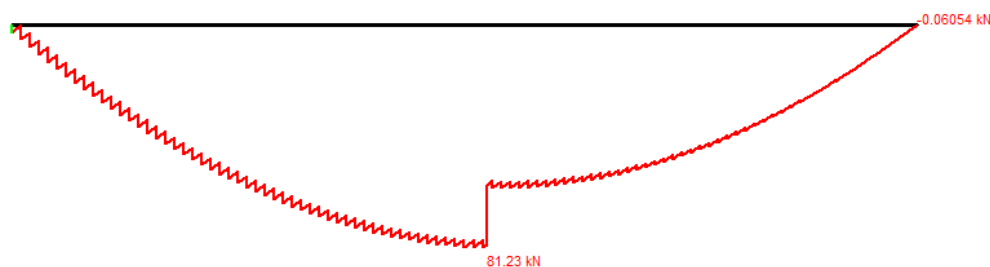
Le nuove fondazioni risultano connesse alle fondazioni esistenti per mezzo di 3 spinotti M20/300 mm. Sono inoltre previste connessioni tra i nuovi setti alle pareti esistenti per mezzo di spinotti M20, minimo 5/m<sup>2</sup>, al fine di garantire un adeguato trasferimento dei carichi assiali dalla struttura esistente alle nuove fondazioni.

Le fondazioni vengono dimensionate sulla base delle sollecitazioni massime trasmesse dagli elementi sismo-resistenti valutate attraverso un'analisi pushover. Secondo l'approccio di gerarchia delle resistenze, il sistema di fondazione, così come i sistemi di ancoraggio, sono stati progettati per essere sovra-resistenti rispetto al pilastro.

Le sollecitazioni massime in corrispondenza delle fondazioni sono riportate di seguito in termini di azione a taglio (kN) e momento flettente (kNm).



*Figura 136 - Sollecitazioni a flessione sulla fondazione.*



*Figura 137 - Sollecitazioni a taglio sulla fondazione.*

Il momento resistente della nuova fondazione risulta essere pari a  $M_{rd}=927.1\text{ kNm}$  (Figura 138) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a 215.7kNm, con un coefficiente di sovraresistenza pari a 4.30 (927.1kN/215.7kN).

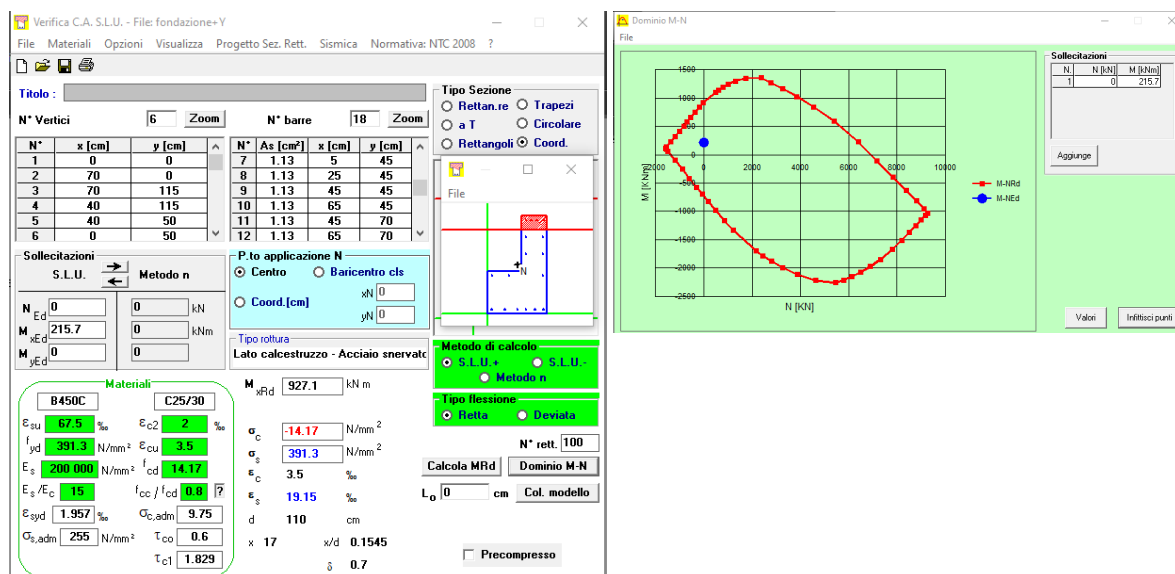


Figura 138 – Verifica a flessione nuova fondazione (VcaSLU).

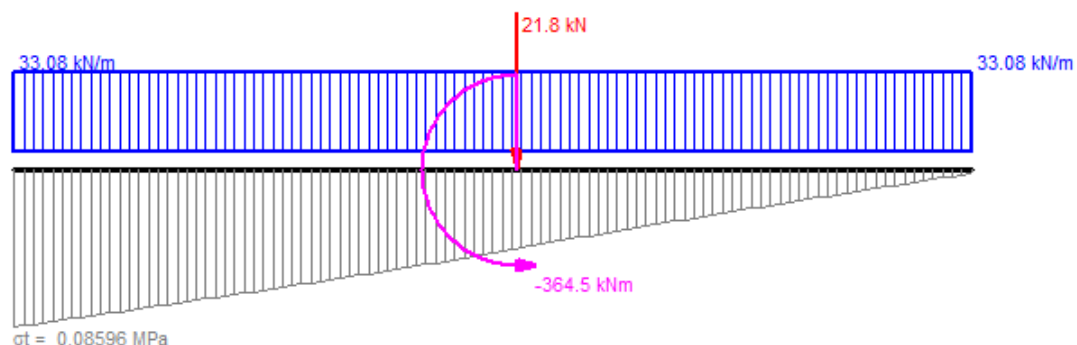
Il taglio resistente della nuova fondazione risulta essere pari a  $V_{rd}=438\text{kN}$  (Figura 139) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a  $81.2\text{kN}$ , con un coefficiente di sovraresistenza pari a  $5.39$  ( $438\text{kN}/81.2\text{kN}$ ).

VERIFICA A TAGLIO SETTO									
DATI SEZIONE			MATERIALI						
$f_{cd}$	14.17	[MPa]	Acciaio	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	B450C	$\gamma_s$	1.15	
$\alpha_c$	1.00	[-]	CLS	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	C25/30	$\gamma_{cls}$	1.5	
$\alpha_s$	8.85	[-]	FC	1.00					
$f_{cd}$	7.08	[MPa]	SOLLECITAZIONI						
$f_{yd}$	391.30	[MPa]	M	215.7	[kNm]				
$b_w$ base	300	[mm]	N		[kN]				
$d_{altezza\ utile}$	990	[mm]	V	81.2	[kN]				
$A_{sw}$	226	[mm <sup>2</sup> ]	GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE						
$A_{st}$	2738	[mm <sup>2</sup> ]	Geometria	b	300	[mm]			
$s_{long}$	200	[mm]		h	1150	[mm]			
$s_{staff}$	200	[mm]		c	50	[mm]			
$\alpha$	1.57	[rad]	Armatura long.	$\phi$	20	[mm]	2		[n°]
$\theta$	0.79	[rad]	Armatura trasv.	$\phi$	12	[mm]	12		[mm]
SEZIONE ARMATA A TAGLIO									
CDB									
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta^2)$	1052	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione	§4.1.2.1.3.2			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s_{staff} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta^2) \cdot \sin \alpha$	438	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione	§4.1.2.1.3.2			

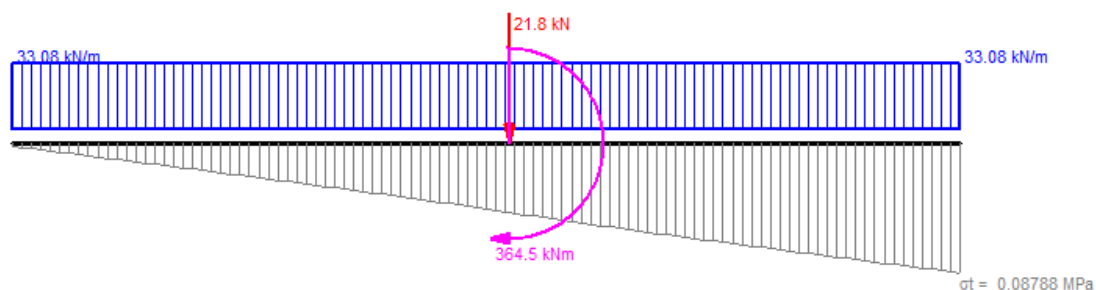
Figura 139 – Verifica a taglio nuova fondazione.

Per quanto riguarda lo stato limite di tipo geotecnico, in accordo con la normativa (§7.11.5.3.1), “la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento”.

La verifica di capacità portante viene condotta confrontando le massime pressioni di contatto generate dalle sollecitazioni che giungono in fondazione in combinazione sismica e la resistenza di progetto del sistema fondazione-terreno al collasso per raggiungimento del carico limite. Di seguito si riportano i valori delle pressioni di contatto, considerando le due possibili direzioni di sollecitazione sismica +Y e -Y (Figura 140), e adottando la schematizzazione terreno-struttura con il modello alla Winkler ( $k=1.16$  [15]).



(a)



(b)

Figura 140 - Pressioni di contatto - direzione +Y (a) e -Y (b).

Il valore di carico limite è stato valutato con il metodo di **Brinch-Hansen** sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica [15]. Nella Tabella 36 si riporta il confronto tra la pressione resistente e la pressione massima sollecitante.

Tabella 36 - Verifica SLU carico limite.

Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1				
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno		
B [cm]	80	Y [kg/cm <sup>3</sup> ]		0.0018
L [cm]	795	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione		0.0
D [cm]	70	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione non drenata		0.4
		Φ [°]		28
Stato limite Ultimo (SLV) per carico limite				
Y <sub>R</sub>	2.3			
q [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.126			
Q <sub>lim</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	3.404			
R <sub>d</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	1.480	>	σ <sub>t</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.879

La verifica risulta soddisfatta.

La Tabella 37 riporta la verifica a scorrimento, con il confronto tra il taglio sollecitante e la resistenza a scorrimento valutata in condizioni drenate, come resistenza allo scorrimento tra la base della fondazione e il terreno ( $R_d = N_d \cdot \tan \phi / Y_R$ ), ed in condizioni non drenate, come  $R_d = A \cdot c_u / Y_R$ .

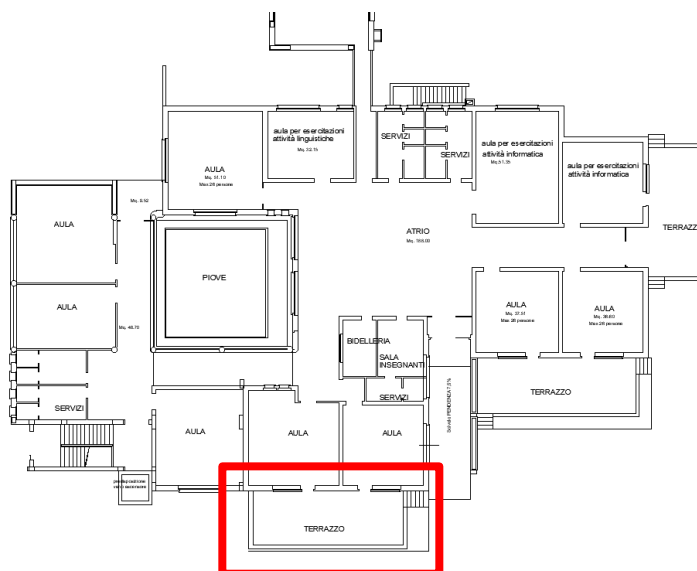
*Tabella 37 - Verifica SLU a scorrimento.*

<b>Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1</b>			
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno	
B [cm]	80	Y [kg/cm <sup>3</sup> ]	0.0018
L [cm]	795	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione	0.00000
D [cm]	70	C <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] coesione non drenata	0.4
Sollecitazioni		Φ [°]	28
N <sub>Ed</sub> [kN]	284.7		
V <sub>Ed</sub> [kN]	87.63		
Stato limite Ultimo (SLV) per scorrimento			
Y <sub>R</sub>	1.1		
R <sub>d</sub> [kN]	137.62 >	V <sub>Ed</sub> [kN]	87.63
R <sub>d</sub> [kN]	231.27 >	V <sub>Ed</sub> [kN]	87.63

La fondazione risulta fissata alla fondazione esistente in maniera analoga alla fondazione verificata per i setti del corpo B, dunque, essendo le sollecitazioni inferiori, si omettono le verifiche delle connessioni.

#### 4.2.7 Rinforzo terrazzo

Come già anticipato al paragrafo 3.4, il muro di contenimento del terrazzo più a sud, riquadrato in rosso in Figura 141, risulta non armato e fessurato in tre punti: alle estremità ed in mezzeria. Il solo calcestruzzo non risulta in grado di incassare la spinta derivante dal terreno.



*Figura 141 - Localizzazione terrazzo.*

L'intervento di rinforzo prevede l'inserimento di un profilo in acciaio HEB280, a quota 0.75m dal piano di calpestio, in modo da modificare lo schema statico del muro stesso da mensola a doppio vincolo di appoggio.

Per il calcolo dell'azione sollecitante si ipotizza un terreno di riempimento del terrazzo di tipo sabbioso/ghiaioso con angolo di attrito pari a  $\phi=30^\circ$  e peso specifico pari a  $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$ . I carichi gravanti sul terreno del terrazzo sono riportati nella tabella che segue.

*Tabella 38 - Analisi dei carichi terrazza sud.*

Elemento	Tipologia	Descrizione	Valore
Permanenti terrazzo	$g_2$	Pavimentazione	$2.00 \text{ kN/m}^2$
Variabili affollamento	$q$	Variabili affollamento	$4.00 \text{ kN/m}^2$

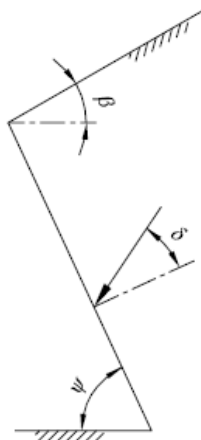
La componente statica della spinta attiva derivante dal terreno è calcolata mediante la trattazione sviluppata da Mueller-Breslau sulle ipotesi di Coulomb:

$$S_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

Il coefficiente di spinta attiva si determina come segue:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Le convenzioni relative agli angoli adottati nella formula sono riportate in Figura 142.



$\phi$  è il valore di progetto dell'angolo di attrito del terreno

$\psi$  e  $\beta$  sono gli angoli d'inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno, come mostrato in Figura 142

$\delta$  è il valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro

*Figura 142 - Convenzione per gli angoli nelle formule per il calcolo della spinta attiva [6].*

La spinta derivante dal carico applicato viene valutata con la seguente formulazione:

$$S_q = \gamma_F \cdot (g_2 + q) \cdot H \cdot k_a$$

dove  $\gamma_F$  è il coefficiente parziale per le azioni (Tab. 6.2.I [1]).

La spinta attiva dinamica del terreno, in presenza di sisma, è calcolata in conformità alla teoria di Coulomb, in accordo a quanto riportato nelle UNI EN 1998-5 [6] secondo la formula:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

dove:

H è l'altezza del muro;  $\gamma^*$  è il peso specifico del terreno; K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta attiva del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe [6]. Le convenzioni relative agli angoli adottati nelle formule sono le stesse mostrate in Figura 143.

La spinta derivante dal carico applicato viene valutata con la seguente formulazione:

$$E_q = \Psi_2 \cdot (g_2 + q) \cdot (1 \pm k_v) \cdot H \cdot K$$

Si riportano nella tabella di seguito le spinte adottate per il progetto e la verifica strutturale dell'elemento di rinforzo.

TERRENO			CARICHI		
<b>Calcolo delle spinte statiche</b>			<b>Calcolo delle spinte statiche</b>		
<b>Spinta attiva</b>			<b>Spinta attiva</b>		
	$F_A$	3.33 kN/m		$F_A$	3.00 kN/m
	$F_{A,H}$	3.33 kN/m		$F_{A,H}$	3.00 kN/m
	$F_{A,V}$	0.00 kN/m		$F_{A,V}$	0.00 kN/m
<i>punto applicazione</i>			<i>punto applicazione</i>		
	H/3	0.33 m		H/3	0.65 m
<b>Spinta passiva</b>					
	$F_P$	0.00 kN/m			
<i>punto applicazione</i>					
	H/3	0.00 m			
<b>Calcolo della spinta sismica</b>			<b>Calcolo delle spinte sismiche</b>		
<b>Spinta attiva</b>			<b>Spinta attiva</b>		
	$E_A$	1.40 kN/m		$F_A$	1.85 kN/m
	$E_{A,H}$	1.40 kN/m		$F_{A,H}$	1.85 kN/m
	$E_{A,V}$	0.00 kN/m		$F_{A,V}$	0.00 kN/m
<i>punto applicazione</i>			<i>punto applicazione</i>		
	H/2	0.50 m		H/3	0.65 m
<b>Spinta passiva</b>					
	$F_P$	0.00 kN/m			
<i>punto applicazione</i>					
	H/2	0.00 m			
<b>MURO</b>					
<b>Calcolo della spinta sismica</b>					
	$S_A$	2.39 kN/m			
	$S_{A,H}$	2.39 kN/m			
	$S_{A,V}$	1.38 kN/m			

*Figura 143 - Calcolo delle spinte.*

L'entità delle spinte statiche risulta maggiore delle spinte sismiche, dunque, la verifica viene eseguita considerando le prime. Considerando la configurazione triangolare delle spinte derivanti del terreno e la configurazione uniforme delle spinte derivanti dai carichi, il profilo inserito come appoggio risulta sollecitato da un carico pari a 3.47kN/m. Il profilo HEB280 risulta vincolato alle estremità da profili UPN280.

Nelle immagini di Figura 144 e Figura 145 sono riportate le sollecitazioni di flessione (kNm) e taglio (kN) considerando uno schema statico di appoggio-appoggio e considerando tutto il carico applicato al solo profilo, trascurando il contributo del muro in calcestruzzo.

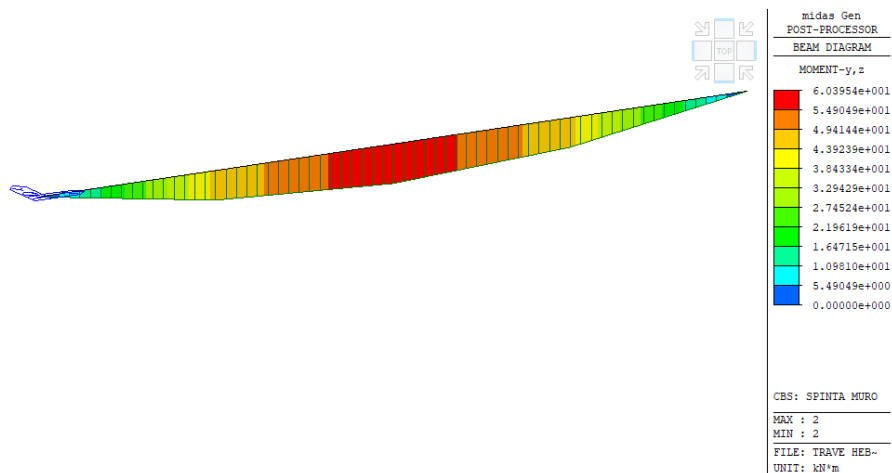


Figura 144 – Sollecitazioni flessionali.

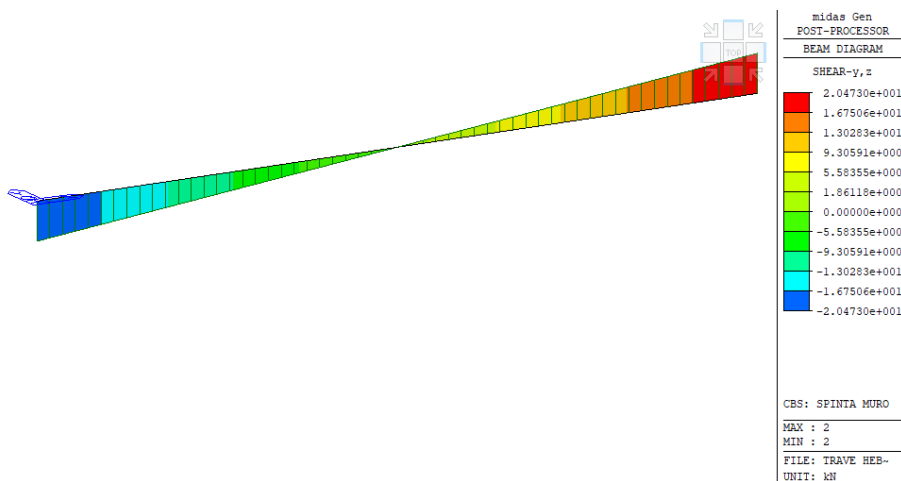


Figura 145 – Sollecitazioni di taglio.

La verifica degli elementi è riportata in Tabella 39.

Tabella 39 – Verifica HEB280 a sostegno del muro del terrazzo.

CH K	MEMB	SECT	SE L	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd
OK	2	1	<input type="checkbox"/>	HEB280		1	11.8000	11.8000	1.000	1.000	0.00000	60.3953	60.3953	0.00000	0.00000	20.4730
	0.241	0.033		S275	275000		11.8000	11.8000	1.000	1.000	3430.95	251.070	401.762	186.561	0.00000	615.882

Le verifiche a flessione e a taglio risultano quindi soddisfatte. Il profilo è stato sovradimensionato al fine di limitare le deformazioni, che, se elevate, potrebbero causare nuovi danni alla parete in calcestruzzo.

I profili UPN280 di vincolo della trave HEB280 sono fissati al muro in calcestruzzo con 8 barre M20 di classe 8.8 tipo Hilti HIT – V, inghisati con ancorante chimico di tipo *Hilti HIT-RE 500 V3*.

La sollecitazione di taglio a cui risulta soggetta la singola connessione risulta pari a 2.56kN (20.5kN/8 barre M20). Di seguito si riporta la verifica delle connessioni.



Figura 146 – Verifica ancoraggio UPN280 – calcestruzzo (Profis Anchor).

La verifica risulta soddisfatta.

#### 4.2.8 Rinforzo tettoia

Come già anticipato al paragrafo 3.4, il solaio della tettoia d'ingresso risulta fessurato in mezzera. L'intervento di rinforzo prevede la realizzazione di una reticolare in acciaio utilizzando profili HEA180 (Figura 147). La reticolare funge da appoggio intermedio, limitando la luce e riducendo di conseguenza l'entità delle sollecitazioni flettenti e di taglio agenti sul solaio stesso. Tale reticolare deve essere inoltre rigida per consentire l'appoggio iperstatico degli elementi che costituiscono il solaio.

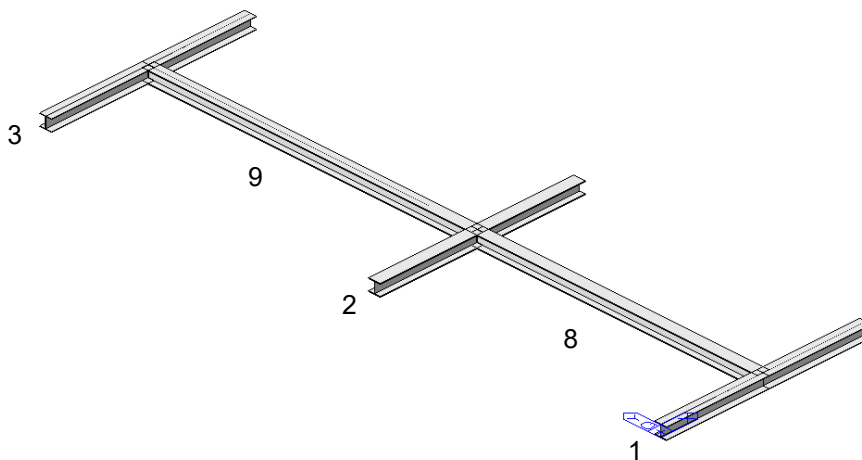


Figura 147 - Numerazione elementi.

Nelle immagini di Figura 148 e Figura 149 sono riportate le sollecitazioni di flessione (kNm) e taglio (kN) agenti sugli elementi della reticolare.

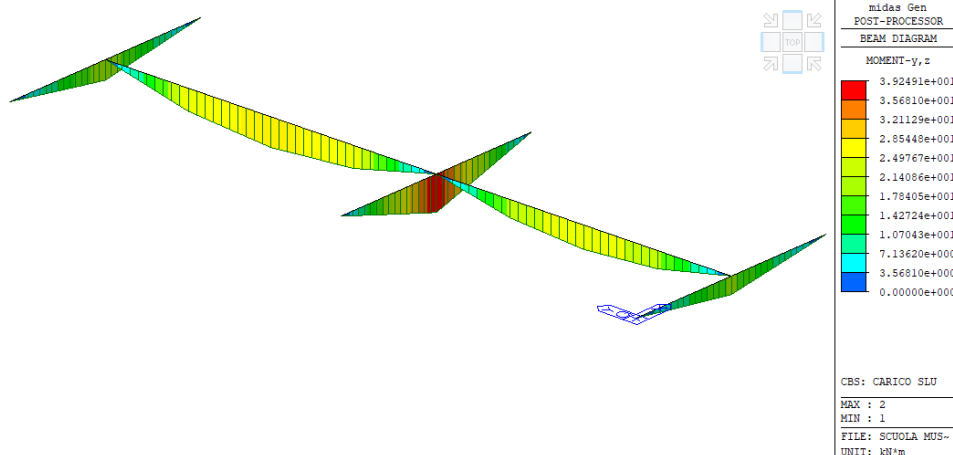


Figura 148 – Sollecitazioni flessionali.

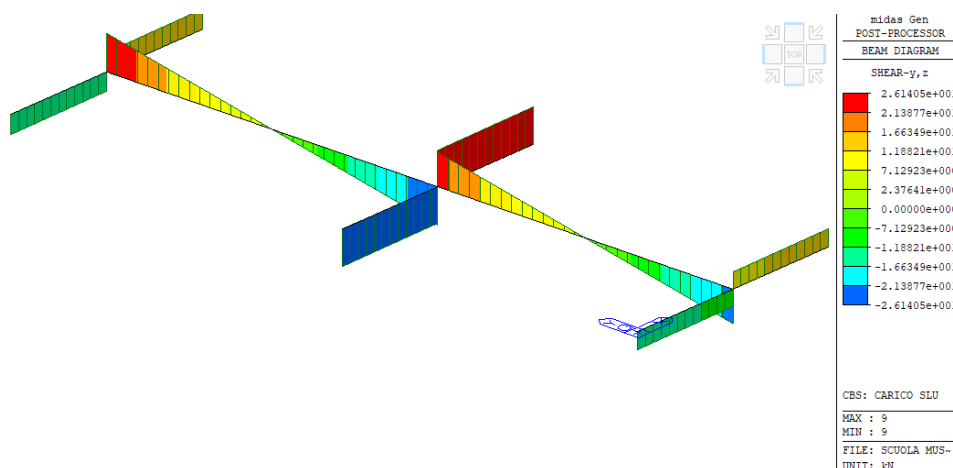


Figura 149 – Sollecitazioni di taglio nuovo.

La verifica degli elementi è riportata in Tabella 40.

Tabella 40 – Verifica dei nuovi elementi reticolare.

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len		Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz										
OK	1	1	□	HEA180		1	3.13000	3.13000	1.000	1.000	0.00000	18.7942	18.7942	0.00000	0.00000	12.3638	-	-0.0023
	0.221	0.056		S275	275000		1.56500	1.56500	1.000	1.000	1186.43	0.00000	84.8571	40.6654	0.00000	219.558	-	0.01565
OK	2	1	□	HEA180		1	3.13000	3.13000	1.000	1.000	0.00000	39.2491	39.2491	0.00000	0.00000	25.4340	-	-0.0049
	0.463	0.116		S275	275000		1.56500	1.56500	1.000	1.000	1186.43	0.00000	84.8571	40.6654	0.00000	219.558	-	0.01565
OK	3	1	□	HEA180		1	3.13000	3.13000	1.000	1.000	0.00000	21.0101	21.0101	0.00000	0.00000	13.7797	-	-0.0026
	0.248	0.063		S275	275000		1.56500	1.56500	1.000	1.000	1186.43	0.00000	84.8571	40.6654	0.00000	219.558	-	0.01565
OK	8	1	□	HEA180		1	4.28000	4.28000	1.000	1.000	0.00000	24.9402	24.9402	0.00000	0.00000	23.3086	-	-0.0069
	0.364	0.106		S275	275000		4.28000	4.28000	1.000	1.000	1186.43	68.5133	84.8571	40.6654	0.00000	219.558	-	0.02140
OK	9	1	□	HEA180		1	4.80000	4.80000	1.000	1.000	0.00000	31.3686	31.3686	0.00000	0.00000	26.1405	-	-0.0109
	0.480	0.119		S275	275000		4.80000	4.80000	1.000	1.000	1186.43	65.3018	84.8571	40.6654	0.00000	219.558	-	0.02400

Le verifiche a flessione e taglio risultano quindi soddisfatte.

I profili della nuova reticolare sono fissati ai pilastri in calcestruzzo mediante 4 barre M20 (Figura 150), di classe 8.8 tipo Hilti HIT – V, inghisati con ancorante chimico di tipo *Hilti HIT-RE 500 V3*. Considerando il profilo 2, la sollecitazione di taglio a cui risulta soggetta la connessione è pari a 25.4kN. Segue la

verifica del sistema di connessione nel calcestruzzo (Figura 151), eseguita tramite il programma Profis Anchor.

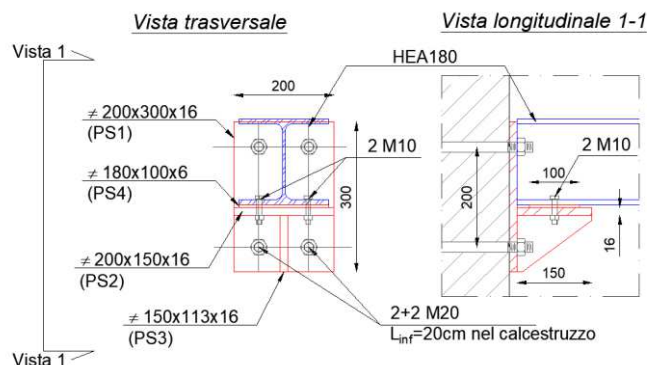


Figura 150 - Fissaggio HEA180 di rinforzo della tettoia.

Famiglia di ancoranti					
Ancorante	Dimensione (profondità)	Totale	Geometria	Profondità di p.	
Famiglia di ancoranti: HIT-RE 500 V3 + HAS-U (2 items)					
HIT-RE 500 V3 + HIT-U (S.B.)	M12	46 %	f	200	
HIT-RE 500 V3 + HIT-U (S.B.)	M16	43 %	f	200	
Famiglia di ancoranti: HIT-RE 500 V3 + AM (3 items)					
HIT-RE 500 V3 + AM (S.B.)	M16	43 %	f	200	
HIT-RE 500 V3 + AM-HDG (S.B.)	M16	43 %	f	200	
HIT-RE 500 V3 + AM (S.B.)	M20	43 %	f	200	
Famiglia di ancoranti: HIT-RE 500 V3 + HAS-U (1 item)					
HIT-RE 500 V3 + HAS-U (S.B.)	M20	43 %	f	200	
Famiglia di ancoranti: HIT-RE 500 V3 + AM (3 items)					
HIT-RE 500 V3 + AM-HDG (S.B.)	M20	43 %	f	200	
HIT-RE 500 V3 + AM (S.B.)	M24				
HIT-RE 500 V3 + AM-HDG (S.B.)	M24				
Famiglia di ancoranti: HIT-RE 500 V3 + HAS-U (1 item)					
HIT-RE 500 V3 + HIT-U (S.B.)					
Famiglia di ancoranti: HIT-RE 500 V3 + AM (2 items)					
HIT-RE 500 V3 + HIT-U (S.B.)					
HIT-RE 500 V3 + HIT-U (S.B.)					

Figura 151 – Verifica ancoraggio HEA180 – calcestruzzo (Profis Anchor).

Il margine di sovrarresistenza è pari al 57%.

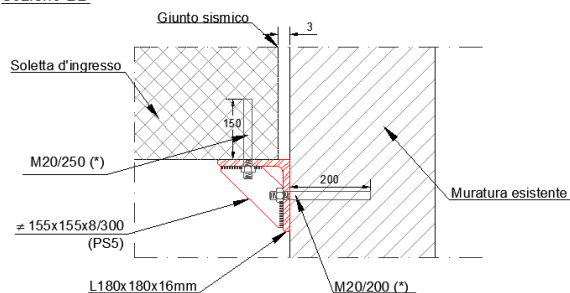
Per quanto riguarda la muratura, i profili della nuova reticolare sono fissati mediante 4 barre M20, di classe 8.8 tipo Hilti HIT – V, inghisati con ancorante chimico di tipo *Hilti HIT-HY 270*. Considerando sempre il profilo 2, la sollecitazione di taglio a cui risulta soggetta la connessione è sempre pari 25.4kN. Il singolo spinotto risulta dunque soggetto a 6.35kN (25.4kN/4spinotti), compatibile con la resistenza a taglio nella muratura.

#### 4.2.9 Taglio sismico solaio d'ingresso

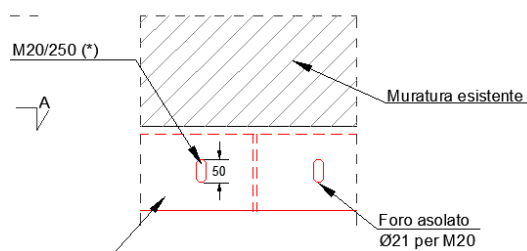
Al fine di garantire l'effettivo comportamento separato tra il corpo A ed il corpo B si prevede la realizzazione di un taglio sismico del solaio a copertura dell'ingresso. Per garantire l'appoggio del solaio, in seguito al taglio, si prevede l'inserimento di una piastra angolare L 180x180x6mm, come riportato in Figura 152.

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	18/06/2020
Pag:	114/123

Sezione BB



Vista AA

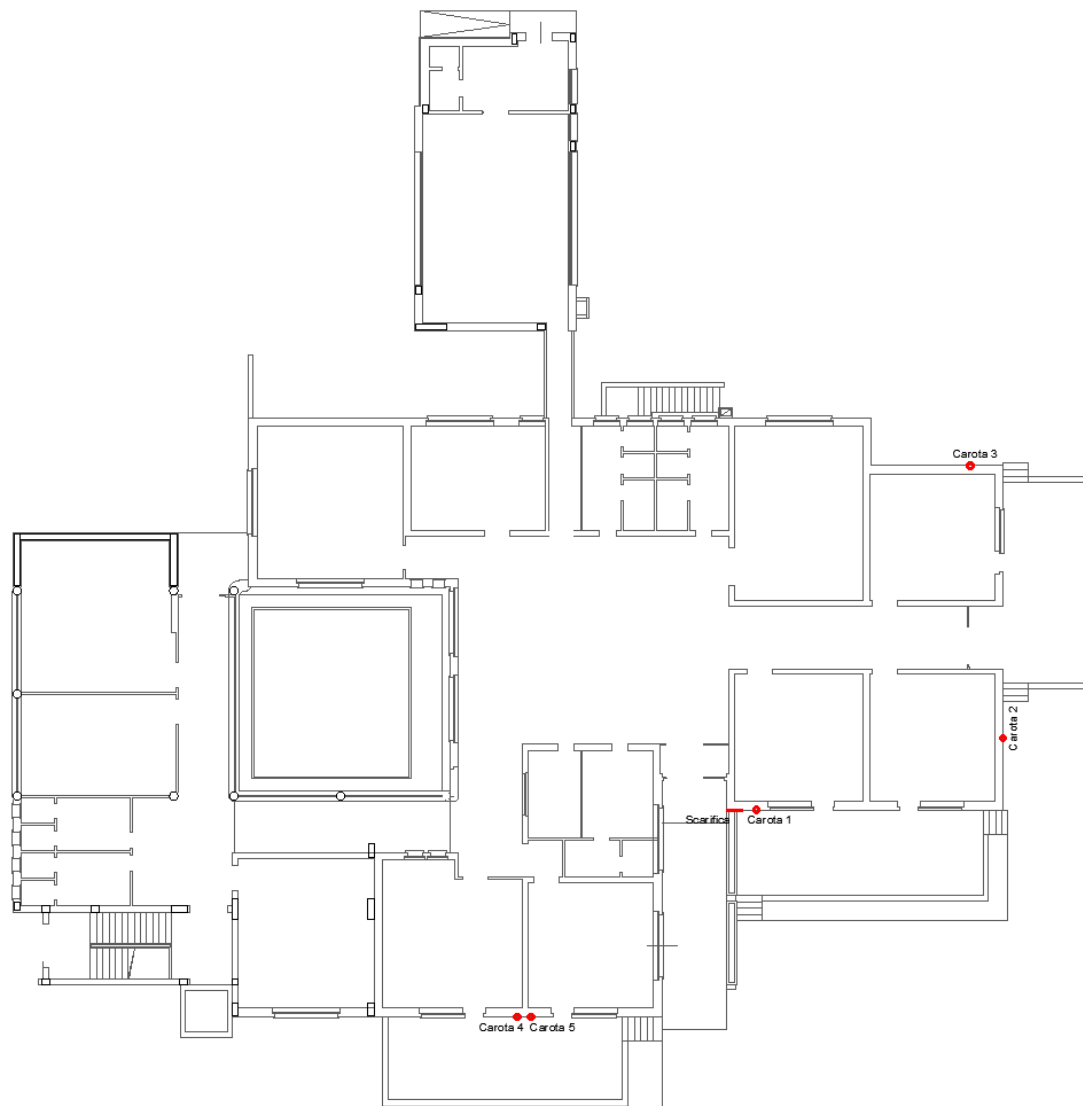


*Figura 152 - Dettaglio nuovo appoggio solaio.*

Il profilo angolare risulta fissato alla parete in muratura con barre M20/200mm, per un totale di 9 spinotti. Considerando il carico derivante dal solaio di  $(g_1+g_2)$   $3.70\text{kN/m}^2$  ed il carico da neve, in condizione SLU, il singolo spinotto risulta quindi soggetto ad un'azione di taglio pari a  $3.56\text{kN}$ . Le barre M20, di classe 8.8 tipo Hilti HIT – V, sono inghisate con ancorante chimico di tipo *Hilti HIT-HY 270*. La sollecitazione di taglio a cui risulta soggetto il singolo spinotto è compatibile con la resistenza a taglio nella muratura.

## 5. ALLEGATO 1

Nelle immagini che seguono si riportano la localizzazione dei saggi, con relative foto, e delle termografie.



*Figura 153 - Localizzazione saggi.*



*Figura 154 - Dettaglio carota n°1.*



*Figura 155 - Dettaglio scarifica.*





*Figura 156 - Dettaglio carota n°2.*



*Figura 157 - Dettaglio carota n°3.*

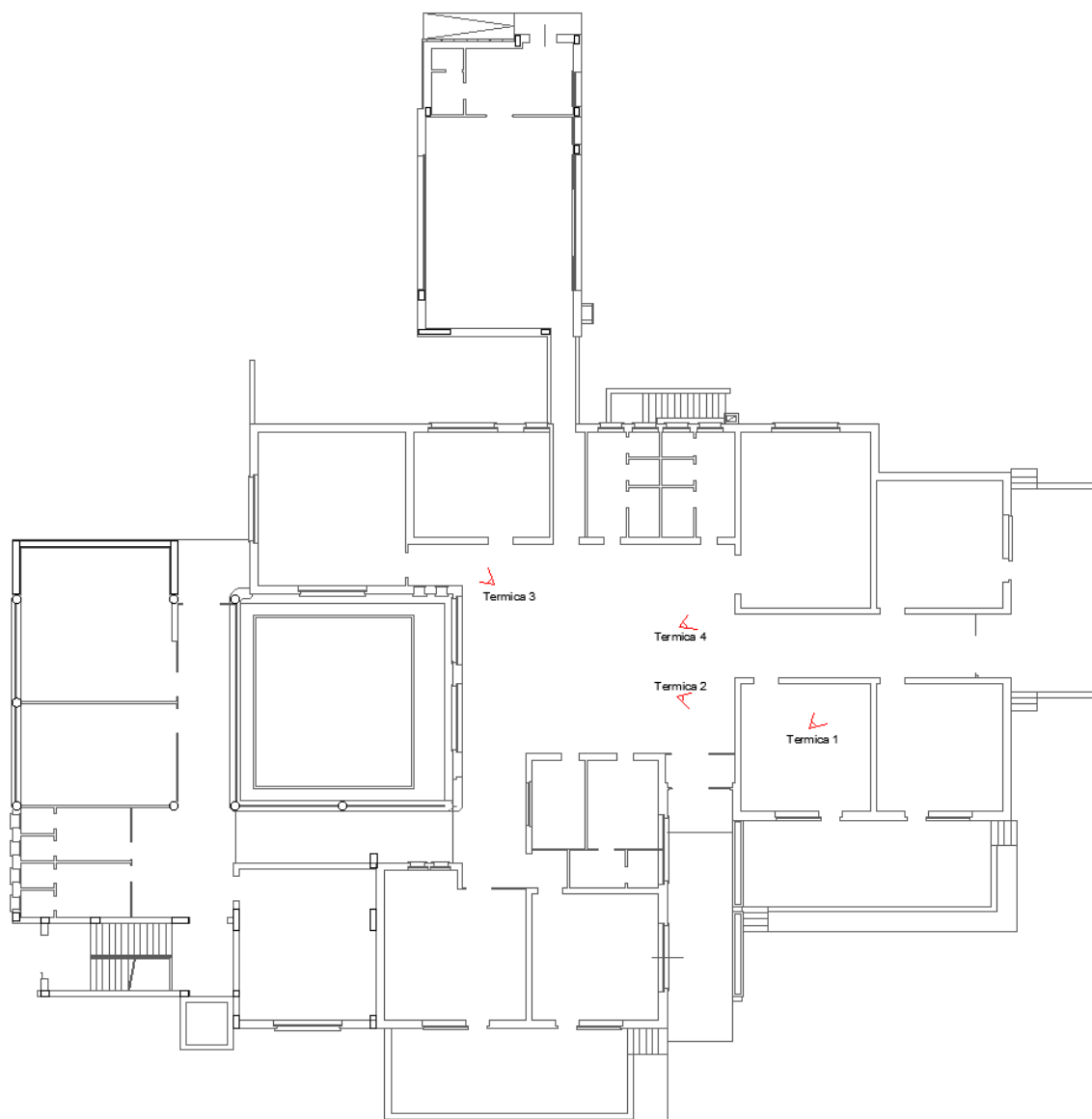


*Figura 158 - Dettaglio carota n°4.*



*Figura 159 - Dettaglio carota n°5.*





*Figura 160 - Localizzazione termografie.*

Misurazioni

Sp1	21,5 °C
-----	---------

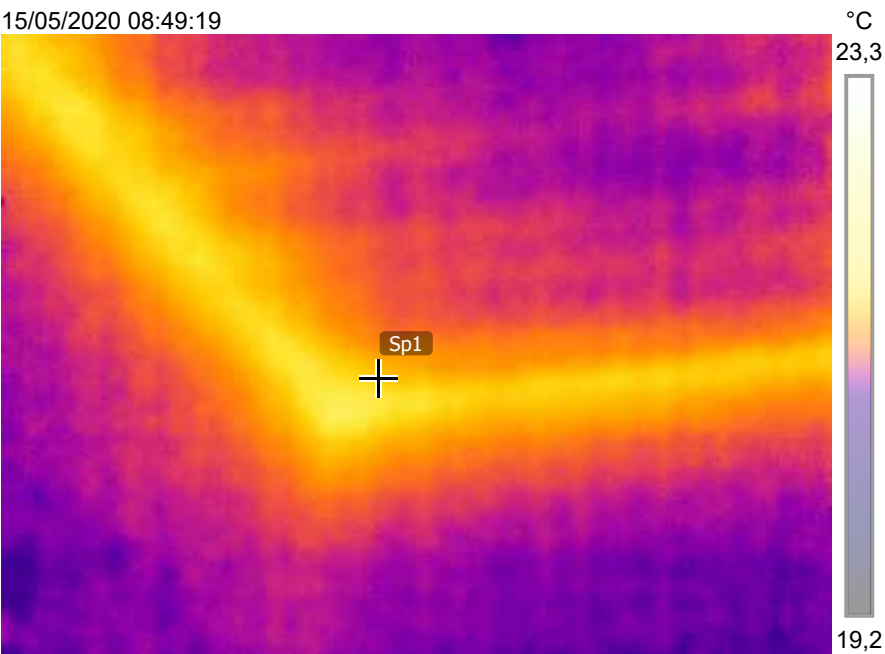
Parametri

Emissività	0.95
Temp. rifl.	20 °C

Georilevazione

Bussola	53° NE
---------	--------

15/05/2020 08:49:19

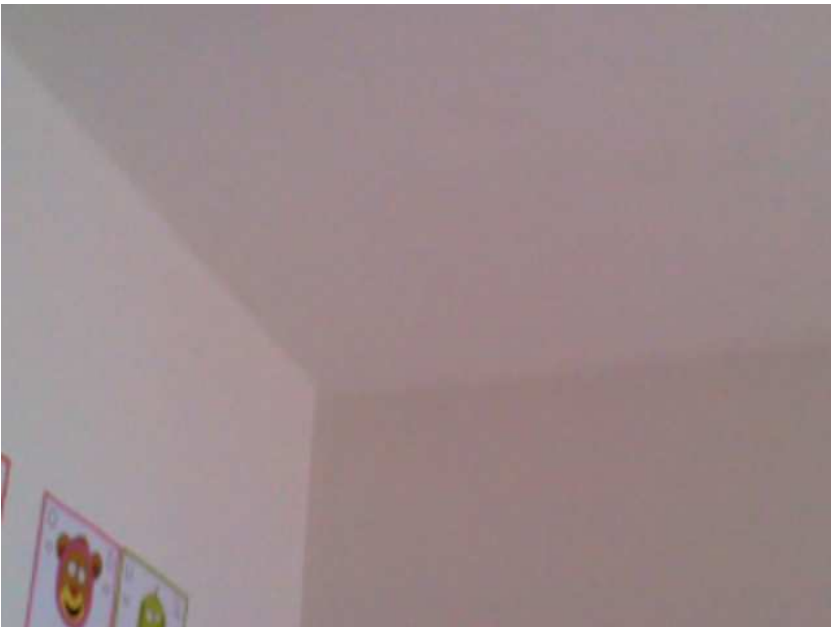


FLIR1026.jpg

FLIR T440

62117925

15/05/2020 08:49:19



FLIR1026.jpg

FLIR T440

62117925

## Misurazioni

Sp1	22,4 °C
-----	---------

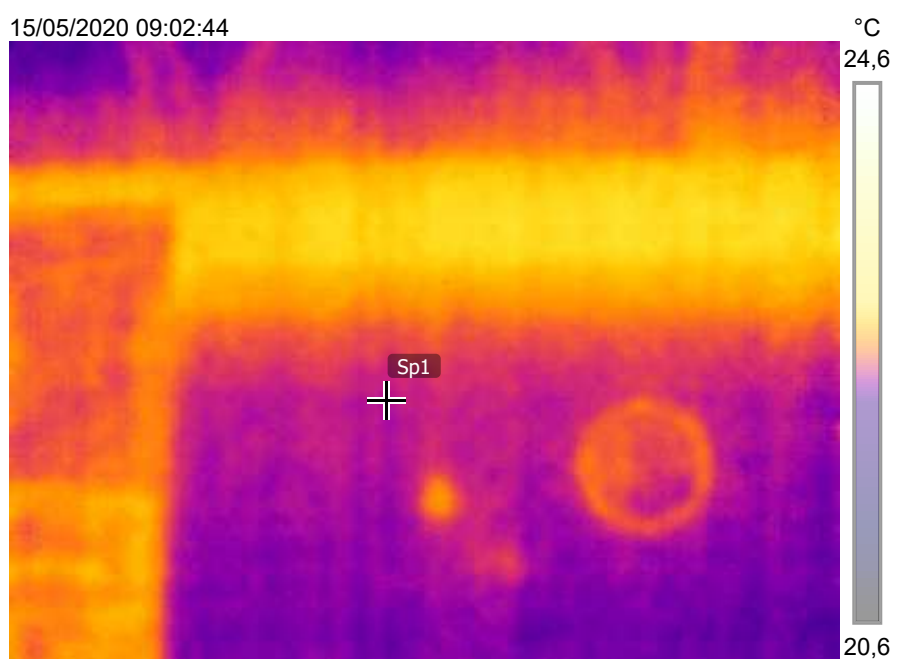
## Parametri

Emissività	0.95
Temp. rifl.	20 °C

## Georilevazione

Bussola	332° NO
---------	---------

15/05/2020 09:02:44



FLIR1027.jpg

FLIR T440

62117925

15/05/2020 09:02:44



FLIR1027.jpg

FLIR T440

62117925

## Misurazioni

Sp1	22,1 °C
-----	---------

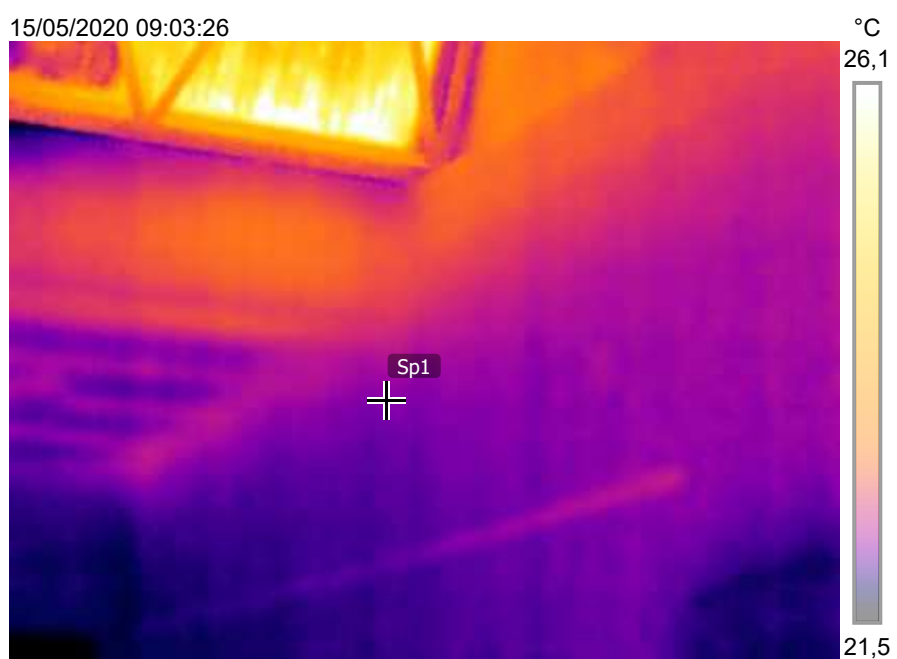
## Parametri

Emissività	0.95
Temp. rifl.	20 °C

## Georilevazione

Bussola	292° O
---------	--------

15/05/2020 09:03:26



FLIR1029.jpg

FLIR T440

62117925

15/05/2020 09:03:26



FLIR1029.jpg

FLIR T440

62117925

Misurazioni

Sp1	22,7 °C
-----	---------

Parametri

Emissività	0.95
Temp. rifl.	20 °C

Georilevazione

Bussola	202° S
---------	--------

15/05/2020 09:04:00



FLIR1031.jpg

FLIR T440

62117925

15/05/2020 09:04:00



FLIR1031.jpg

FLIR T440

62117925