



COMUNE DI PADOVA

SETTORE LAVORI PUBBLICI

ELENCO ANNUALE ANNO 2018

PROGETTO ESECUTIVO

AREA EX MACELLO:
MANUTENZIONE STRAORDINARIA
DELL'EX FABBRICATO SUINI E DELLE
COPERTURE DEL FABBRICATO EX LANUTI

IMPORTO COMPLESSIVO: € 300.000,00

| | | | |
|---|---|--|--|
| <div>N° Progetto</div> <div>Nome file: RC_Relazione di calcolo</div> <div>Data 22/08/2019</div> | <div>CUP H92F17000620004</div> <div>LLPP EDP 2018/116</div> | <div>Elaborato</div> <div>RC</div> <div>RELAZIONE DI CALCOLO</div> | |
| <div>Progettisti</div> <div>Arch. Fabio Fiocco</div> | <div>Rup</div> <div>Arch. Domenico Lo Bosco</div> | <div>Capo Settore</div> <div>Ing. Massimo Benvenuti</div> | <div>Progetto strutture</div> <div>Ing. Alessandro Zamboni</div> |

Sommario

| | |
|---|----|
| Sommario | 1 |
| Introduzione | 3 |
| Normativa di riferimento | 3 |
| Codici di calcolo automatico utilizzati..... | 3 |
| Classificazione dell'opera | 3 |
| Classificazione dell'intervento..... | 3 |
| Relazione generale | 4 |
| Descrizione dell'edificio, analisi storico-critica e stato di degrado | 4 |
| Caratteristiche strutturali dell'edificio | 11 |
| Descrizione degli interventi previsti per la messa in sicurezza | 12 |
| Descrizione delle analisi strutturali svolte | 13 |
| Relazione sui materiali | 14 |
| Materiali in opera | 14 |
| Livelli di conoscenza e fattori di confidenza adottati | 14 |
| Muratura portante..... | 14 |
| Conglomerato cementizio armato | 15 |
| Materiali nuovi..... | 15 |
| Conglomerato cementizio armato per opere di fondazione classe C25/30..... | 15 |
| Conglomerato cementizio armato per opere in elevazione classe C28/35 | 15 |
| Acciaio per conglomerato cementizio armato classe B450C..... | 16 |
| Acciaio per strutture metalliche classe S275 | 16 |
| Acciaio per unioni bullonate classe 8.8 | 16 |
| Fasce di tessuto in fibra di acciaio | 16 |
| Malta di calce idraulica | 16 |
| Relazione geotecnica | 17 |
| Analisi delle azioni | 18 |
| G1 Pesi propri dei materiali strutturali..... | 18 |
| G2 Carichi permanenti non strutturali | 18 |
| Q Sovraccarichi..... | 18 |
| N Azione della neve..... | 18 |
| V Azione del vento | 18 |
| E Azione sismica | 20 |
| Combinazioni di carico utilizzate | 21 |
| Calcolo delle masse sismiche..... | 21 |
| Analisi sismica globale dell'edificio – cenni teorici | 22 |
| Criteri di modellazione..... | 22 |

| | |
|---|-----|
| Pannelli e pareti murarie | 22 |
| Interazione tra le pareti e i diaframmi di piano | 25 |
| Interazione tra le pareti e cordoli o architravi | 25 |
| Interazione con il suolo | 28 |
| Legami costitutivi | 28 |
| Metodologia di analisi..... | 30 |
| Procedura di analisi push-over..... | 30 |
| La matrice di rigidezza della struttura | 31 |
| Algoritmo di risoluzione nel passo | 31 |
| Ridistribuzioni..... | 32 |
| Parametri modali..... | 33 |
| Determinazione della distribuzione del carico (f_0) | 34 |
| Modalità di analisi..... | 35 |
| Criteri di verifica..... | 36 |
| Procedura di stima di vulnerabilità in termini di spostamento | 36 |
| Analisi sismica globale dell'edificio | 39 |
| Dettagli di modellazione | 39 |
| Schemi resistenti | 40 |
| Formati | 45 |
| Analisi modale | 48 |
| Risultati delle analisi sismiche | 49 |
| Riepilogo risultati analisi | 50 |
| Verifica sismica dell'edificio | 97 |
| Stima per ciascuna direzione di carico..... | 97 |
| Riepilogo dei risultati e definizione del coefficiente di sicurezza della struttura | 106 |
| Verifiche di sicurezza (in termini di forza)..... | 110 |
| Indicatori di rischio | 111 |
| Analisi sismica locale delle facciate est e ovest dell'edificio | 113 |
| Verifica statica degli elementi strutturali | 116 |
| Verifica delle travi in acciaio IPE160 | 117 |
| Verifica delle travi in acciaio IPE240 | 118 |
| Verifica dei pilastri in C.A. | 123 |
| Verifica della portanza del terreno..... | 124 |
| Verifica della platea di fondazione | 126 |
| Verifica delle murature | 128 |
| Conclusioni | 129 |

Introduzione

La presente relazione di calcolo strutturale concerne l'intervento di messa in sicurezza dell'edificio adibito a stalla suini nell'ex-macello, in via Alvise Cornaro nel Comune di Padova.

Sono allegati alla presente relazione i seguenti documenti:

- Intervento n°2970/PD eseguito in data 12 giugno 2018 – Metralab srl
- Relazione tecnica sulle indagini eseguite – Servizi geologici s.a.s.

Normativa di riferimento

- DM 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare 21/02/2019 n°7 – Istruzioni per l'Applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17 gennaio 2018.
- CNR-DT 215/2018 – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica.

Codici di calcolo automatico utilizzati

| | |
|------------|-----------------------|
| Titolo | 3D Macro |
| Versione | 4.5.1 |
| Produttore | Gruppo Sismica s.r.l. |
| N° licenza | 000186 |

| | |
|------------|---------------------|
| Titolo | Midas/Gen |
| Versione | Plus (release 2010) |
| Produttore | Midasoft Ltd |
| N° licenza | USGW000502 |

Classificazione dell'opera

- Tipo di costruzione: 2 – Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari.
- Vita nominale dell'opera: $V_N \geq 50$ anni.
- Classe d'uso dell'opera: III – Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$.

Classificazione dell'intervento

Come specificato nel cap. 8.3 del DM 17/01/2018, essendo l'edificio in classe d'uso III, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sono eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi SLU e SLV.

In base al cap. 8.4 del DM 17/01/2018, essendo l'edificio oggetto dell'intervento un bene di interesse culturale, si limita l'intervento al miglioramento sismico, adottando un però un coefficiente ζ_E pari a 0.80. Ovviamente il valore del coefficiente ζ_v è pari a 1.00.

Relazione generale

Descrizione dell'edificio, analisi storico-critica e stato di degrado

Il complesso del macello occupa una superficie di circa 17.000 mq. ed è compreso tra il canale di S. Massimo a Nord, la cinta muraria ad Est e a Sud e via Alvise Cornaro ad Ovest.

L'attività di macellazione del vecchio macello di Padova iniziò nel 1908 e proseguì fino ai primi anni '70.

Il progetto del macello risale al 1904 e venne elaborato dall'arch. ing. Alessandro Peretti, capo dell'Ufficio Lavori Pubblici.

I lavori di costruzione, appaltati all'impresa fiorentina Enrico Levi & C., furono eseguiti dal 1906 al 1907.

Il progetto del Peretti si ispirava all'impianto del macello tedesco di Offenbach (1904), considerato per l'epoca il più completo e razionale nello sviluppo della planimetria (un asse principale con distribuzione a destra e a sinistra dei corpi di fabbrica) ed il più evoluto, perché in esso vennero usate per la prima volta le monorotaie aeree per il trasporto degli animali squartati dalle sale di macellazione alle celle frigorifere.

Nella costruzione dell'edificio della stalla bovini si può osservare l'utilizzo del sistema in conglomerato cementizio armato Hennebique, che ebbe notevole diffusione e successo anche in Italia a partire dalla fine del 1800 (esempi in Italia sono i Silos granari del porto di Genova e il Lingotto di Torino).

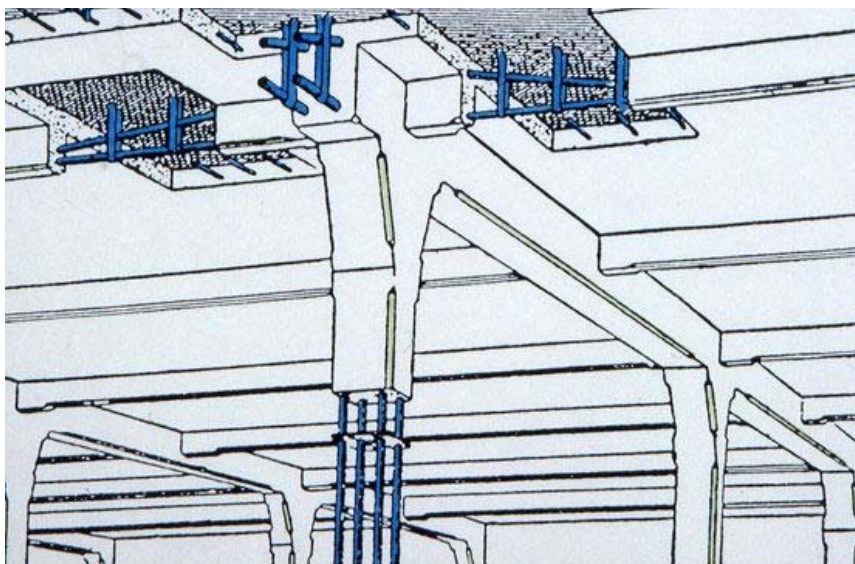


Figura 1-Sistema Hennebique

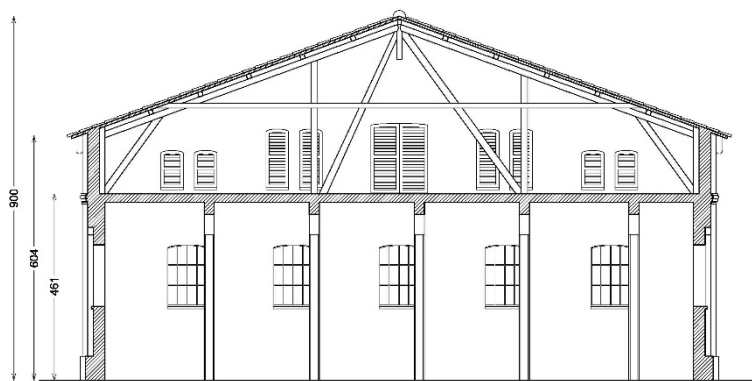
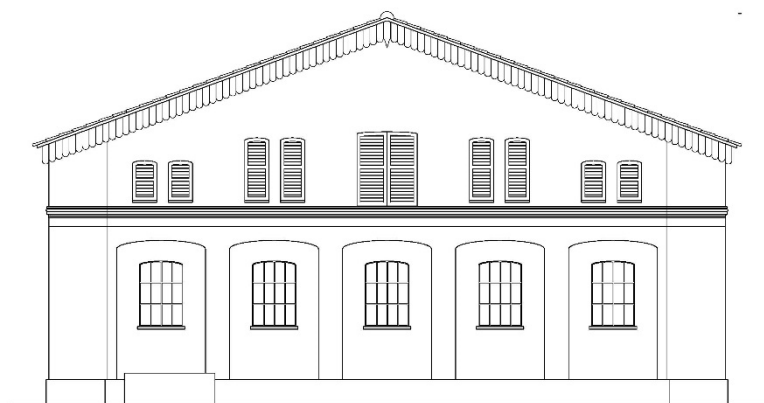
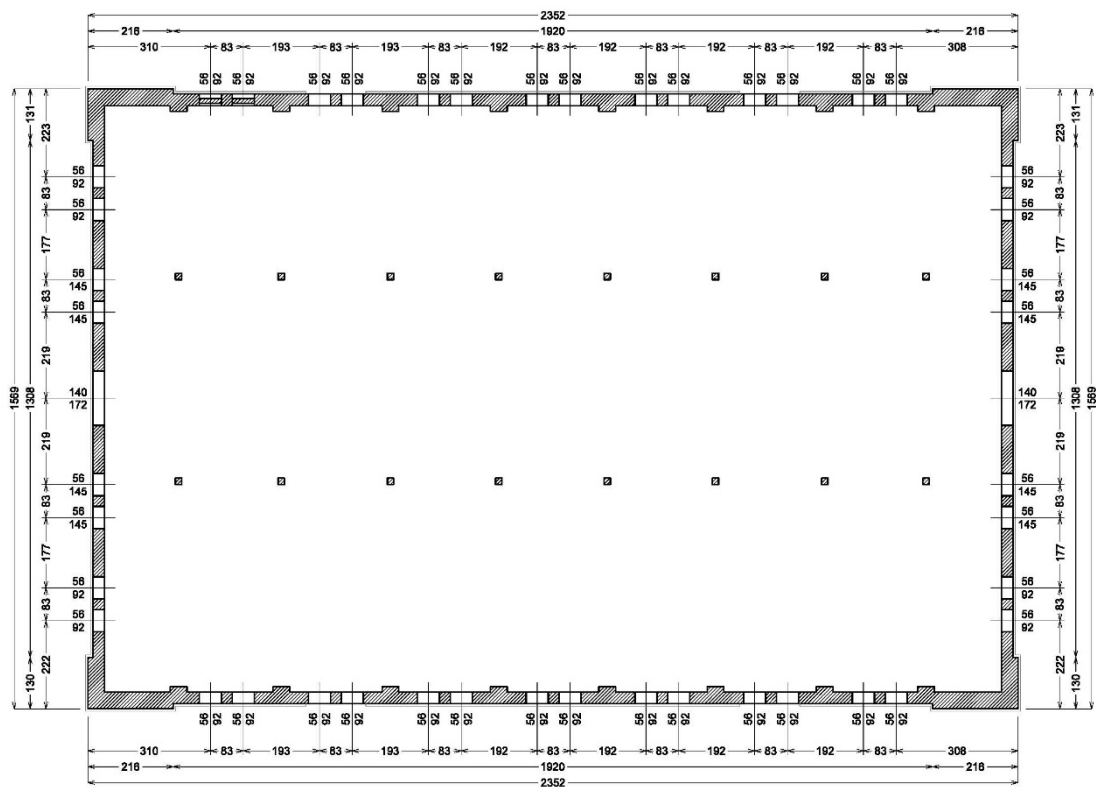
L'edificio della stalla suini ha una sezione in pianta rettangolare di lunghezza esterna 23.50 m e larghezza esterna 15.70 m.

La copertura è a due falde. L'altezza della linea di gronda è pari a 6.10 m e l'altezza di colmo è pari a 9.00 m. Il primo solaio è posto ad una quota pari a 4.60 m.

Data l'originale destinazione ad uso industriale del fabbricato, la struttura è concepita in modo semplice e razionale.

Figure 1 is a detailed plan view of the building layout. It shows a rectangular structure with a central grid of columns. The overall dimensions are 2352 units by 1595 units. The layout includes a central open area, perimeter walls, and various structural elements like columns and beams. Dimensions are provided for the overall footprint, column spacing, and wall thicknesses.

5



Dall'originale capitolato d'appalto si deduce che le fondazioni sono state realizzate usando blocchi di trachite e malta di calce idraulica.

La muratura è stata realizzata con mattoni laterizi pieni e malta di calce a due teste; in corrispondenza delle lesene lo spessore è a tre teste.

La struttura interna in conglomerato cementizio armato era stata progettata per ottimizzare gli spazi necessari all'uso di una stalla per suini (erano presenti le mangiatoie per gli animali, ora demolite, e le canaline per raccolta liquami, tuttora visibili), perciò non rispetta la geometria della struttura muraria, nel senso che i pilastri non corrispondono con le lesene. I pilastri, aventi sezione 25x25cm, presentano un'elegante forma a spigoli smussati, ad esclusione del capitello.

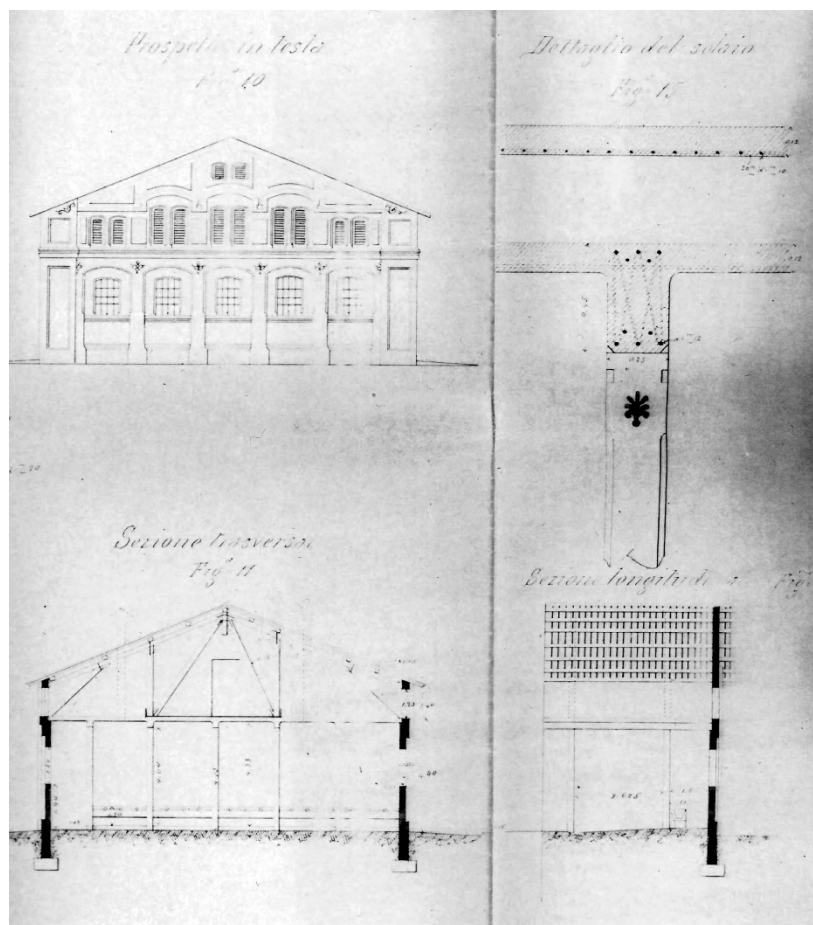


Figura 7 Particolare da disegno originale

Le travi in conglomerato cementizio armato hanno sezione 25x45cm e la soletta, sempre in conglomerato cementizio armato, ha spessore 15cm.

Non sono presenti scale per l'accesso al piano primo, ma vi sono solo due botole a cui si accede per mezzo di gradini realizzati con ferri piegati incastrati nella parete.

La struttura della copertura è lignea e realizzata con un'orditura principale costituita da due puntoni che lavorano a "trave continua" poggianti su sei montanti. L'orditura secondaria è costituita da arcarecci orditi parallelamente alla falda di copertura e posti ad un interasse di 1.60 m. La piccola orditura, costituita da moraletti, sostiene il manto di copertura composto da tavelloni e coppi in laterizio.

Lo stato di conservazione del fabbricato è abbastanza compromesso, poiché lo stato di incuria ha permesso la crescita di vegetazione (alberi, arbusti ed edera) nelle vicinanze ed adiacenti alle pareti esterne; inoltre il crollo parziale della copertura, oltre a causare importanti infiltrazioni di acqua nella soletta in calcestruzzo, ha trascinato con sé parte del timpano Est causandone il parziale crollo della parte sommitale.

Buona parte dell'intonaco esterno è caduta con la conseguente corrosione dei giunti di malta della muratura.



Figura 8 Timpano Est dall'interno



Figura 9 Parete Sud



Figura 10 Parete Nord

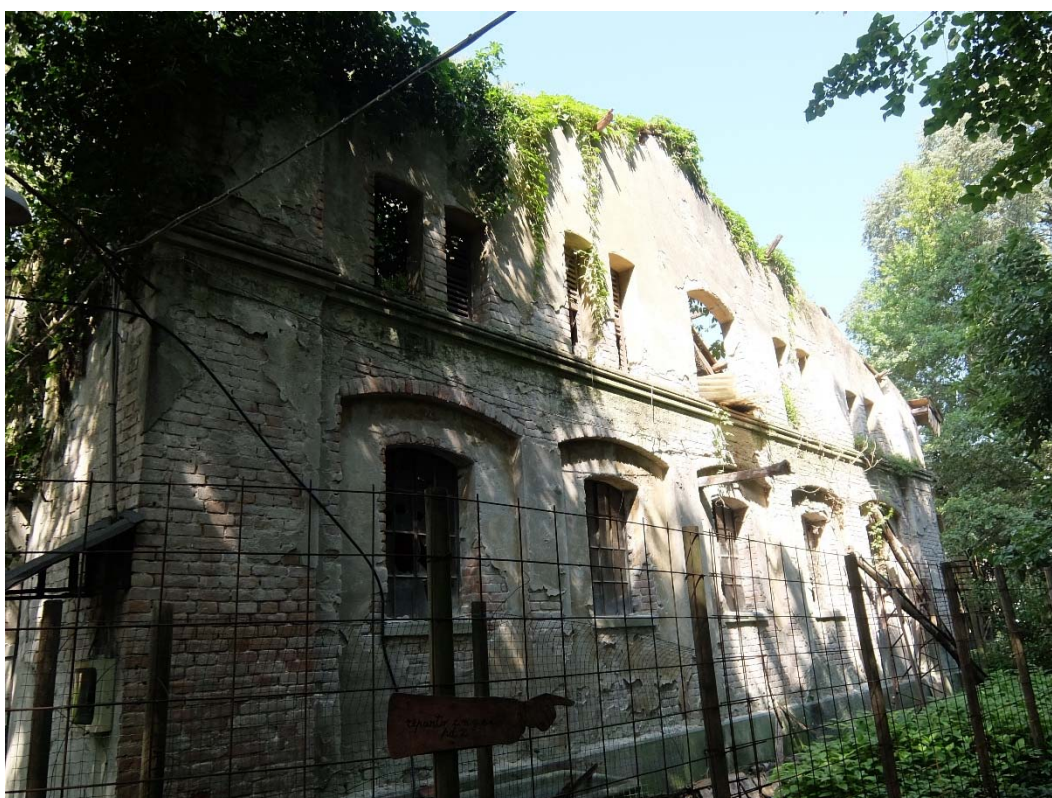


Figura 11 Parete Est



Figura 12 Parete Ovest

La destinazione d'uso a stalla del fabbricato nel tempo ha causato la presenza di elevate quantità di nitrati. In ambito zootecnico l'ammoniaca (NH_3) si forma sia per idrolisi enzimatica dell'urea presente nelle urine (ad opera dell'enzima ureasi naturalmente già presente in esse), sia per degradazione microbica della proteina non digerita presente nelle feci; una volta prodotta, l'ammoniaca tende a volatilizzare rapidamente ed aumenta al crescere della temperatura ambiente.



Figura 13 Stato di degrado dei pilastri all'interno dell'edificio

L'azione dei nitrati sul calcestruzzo è fortemente corrosiva: essi danno luogo ad una reazione con lo ione Calcio dei prodotti di idratazione del cemento, generando sali solubili di Calcio, facilmente rimossi dalle azioni delle acque; il Magnesio inoltre si sostituisce ai composti che garantiscono la resistenza meccanica generando un silicato idrato responsabile della perdita parziale delle prestazioni meccaniche del conglomerato. La presenza di ammoniaca volatilizzata ha compromesso lo stato dei pilastri alla base.

Un altro agente di corrosione del conglomerato e delle armature è l'anidride carbonica (CO_2), attraverso il processo di carbonatazione. Durante il processo di carbonatazione, l'anidride carbonica penetra attraverso il copriferro e reagisce con l'idrossido di Calcio presente nella pasta cementizia idratata, determinando una notevole riduzione della basicità del conglomerato sino a valori di pH prossimi a 9; in queste condizioni il conglomerato perde la sua "passività", riducendo drasticamente la condizione protettiva esercitata sulle armature che si corrodono.

Caratteristiche strutturali dell'edificio

Dal punto di vista statico l'edificio è composto dalle pareti perimetrali in muratura di mattoni pieni e malta di calce, di spessore variabile (2 teste, 3 teste, 4 teste) poggianti su uno zoccolo in pietra trachitica e fondazioni in muratura di mattoni pieni e malta di calce, di profondità 90cm circa.



Figura 14 Fondazioni perimetrali dell'edificio

I pilastri in conglomerato cementizio armato, insufficienti a garantire l'adeguata resistenza alle azioni sismiche, con l'intervento di messa in sicurezza avranno il solo compito di reggere i carichi verticali. Essi poggiano su plinti in muratura di mattoni pieni e malta di calce di dimensioni 55x55cm e profondità 110cm circa.

Le travi in conglomerato cementizio armato hanno sezione 25x45cm e la soletta ha spessore 15cm.



Figura 105 Travi e pilastri in C.A. e plinti di fondazione dei pilastri

Dal punto di vista sismico l'edificio:

- è regolare in pianta poiché la sua configurazione è simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali nei confronti di massa e rigidezza e l'orizzontamento del primo solaio può essere considerato infinitamente rigido nel suo piano rispetto agli elementi verticali;
- è regolare in altezza poiché i sistemi verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione.

L'azione sismica è affidata agli elementi in muratura e ai setti in conglomerato cementizio armato.

Descrizione degli interventi previsti per la messa in sicurezza

Gli interventi di consolidamento sismico previsti sono:

- il consolidamento dei prospetti esterni in muratura, tramite diserbamento, estirpazione dei vegetali esistenti, pulitura delle connessioni e loro rinzafo con malta di calce idraulica;
- la stilatura dei giunti di malta lesionati o degradati nei prospetti interni al piano primo;
- la realizzazione di incatenamenti di facciata, a livello del primo solaio ed a livello di gronda delle pareti longitudinali, mediante fasciatura con tessuto in fibra di acciaio;
- la cucitura degli angoli delle murature, al fine di garantire l'ammorsamento delle pareti, mediante inserimento a secco di barre elicoidali in acciaio inox;
- il recupero della parte crollata del timpano est, sia con intervento di scuci-cuci (dove possibile), sia con ricostruzione della muratura;
- il rinforzo della parte alta delle pareti di testata (dal primo solaio alla sommità dei timpani delle pareti est e ovest) con intonaco armato (interno ed esterno);
- il rinforzo dei pilastri in conglomerato cementizio armato tramite passivazione delle armature presenti, ricostruzione volumetrica (con aumento di sezione) e posa di armatura integrativa. Nella verifica dei pilastri non sono state considerate le armature esistenti;
- la riprofilatura delle travi in conglomerato cementizio armato tramite passivazione delle armature presenti e ripristino della sezione;

- il rinforzo delle travi in conglomerato cementizio armato tramite posa di travi metalliche al loro intradosso;
- il rinforzo della soletta in conglomerato cementizio armato tramite posa di travi metalliche al suo intradosso;
- la realizzazione di una platea di fondazione alla quota piano di campagna, che lega rigidamente i plinti dei pilastri e la muratura; la platea è collegata tramite bulbi in C.A. al cordolo perimetrale esterno alla muratura;
- la realizzazione di setti in conglomerato cementizio armato per resistere alle azioni sismiche indotte dalla soletta esistente e per realizzare il vano ascensore.

Pianta piano terra

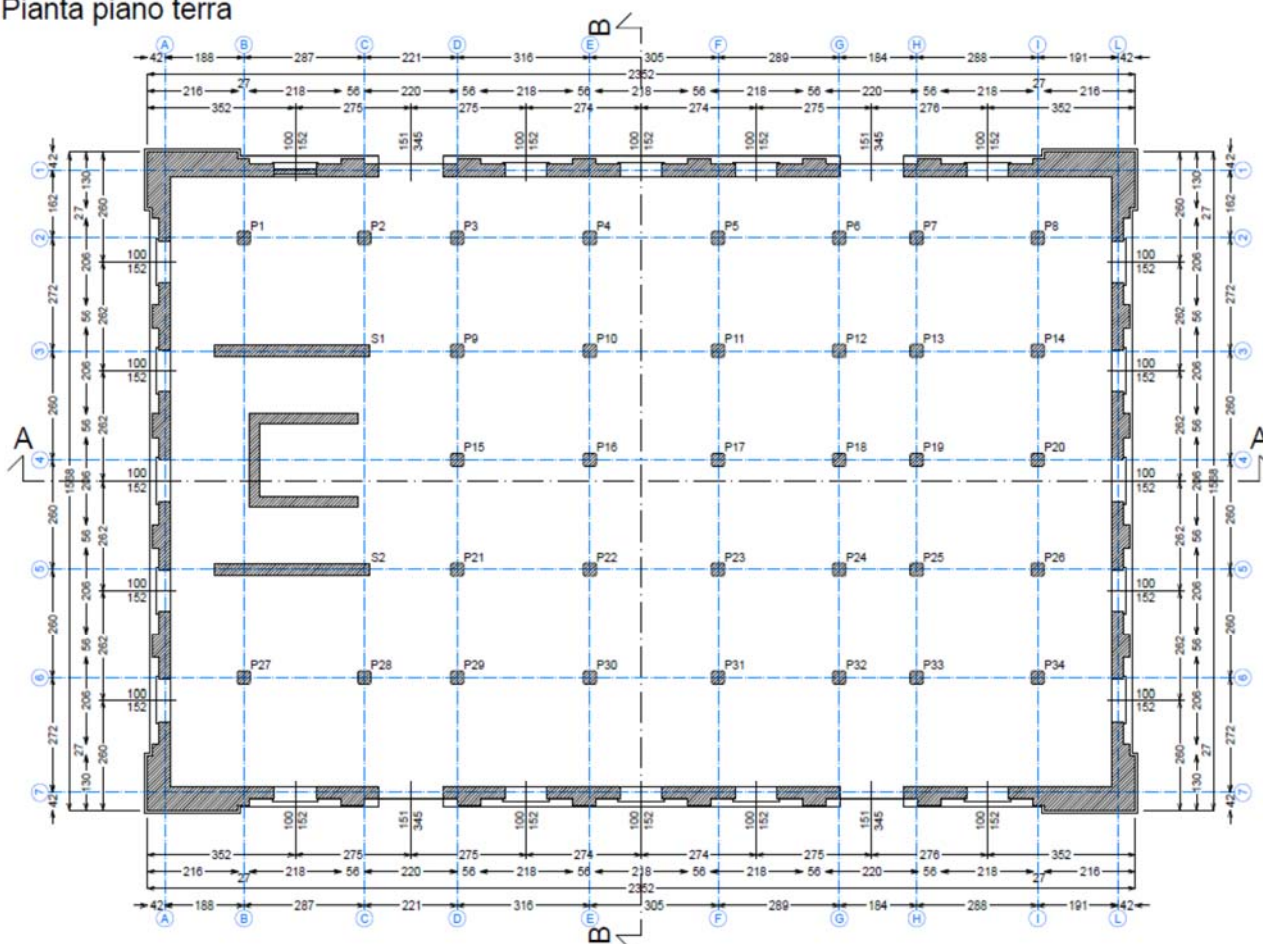


Figura 116 Pianta piano terra allo stato di progetto

Le scale di accesso al piano primo e la copertura lignea verranno realizzate in uno stralcio successivo.

Descrizione delle analisi strutturali svolte

Sono state eseguite le seguenti analisi strutturali:

- analisi sismica globale dell'edificio allo stato di progetto, tramite analisi statica non lineare;
- analisi sismica locale delle pareti trasversali dell'edificio allo stato di progetto, tramite analisi lineare dei cinematismi di collasso;
- analisi statica globale dell'edificio allo stato di progetto, tramite analisi statica lineare.

Relazione sui materiali

Materiali in opera

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza adottati

L'edificio oggetto di questa relazione è stato verificato con riferimento al livello di conoscenza LC1; le indagini effettuate hanno consentito l'individuazione delle geometrie, delle caratteristiche e delle tipologie degli elementi strutturali.

Muratura portante

Dall'osservazione a vista di porzioni di muratura non intonacata si è ricavato che si tratta di murature in mattoni pieni delle dimensioni pari a circa 25x12x5.5 cm disposti a corsi alterni; dimensione media dei letti di malta 1.00 cm.

Con riferimento alle tabelle C8.5.I, C8.5.II e al capitolo C8.5.4.1 della Circolare 21/02/2019 n°7, la muratura in esame rientra nella tipologia *muratura in mattoni pieni e malta di calce* e vi è la *presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti*.

Con l'intervento di messa in sicurezza si prevede la ristilatura dei giunti di malta, pertanto è applicabile il coefficiente migliorativo relativo alla *malta di buone caratteristiche*.

Poiché il livello di conoscenza raggiunto è LC1, i valori da utilizzare nelle verifiche sono:

- per le resistenze il valore minimo riportato in tabella C8.5.I, moltiplicato per i coefficienti correttivi riportati in tabella C8.5.II;
- per i moduli elastici il valore medio del range riportato in tabella C8.5.I, moltiplicato per il coefficiente correttivo relativo alla malta di buone caratteristiche;

opportunamente divisi per il fattore di confidenza relativo a LC1, ossia per 1.35; i coefficienti correttivi sono pari a:

- $f_m^{0.35}=1.40$ per la presenza di malta di buone caratteristiche;
- 1.30 per presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti.

A favore di sicurezza si sono considerati i valori minimi dei moduli elastici riportati in tabella C8.5.I, si è ridotto il coefficiente migliorativo per la presenza di malta di buone caratteristiche al valore 1.30 e non si è applicato quest'ultimo coefficiente alle resistenze; pertanto i valori dei parametri meccanici utilizzati nelle verifiche sono i seguenti:

- resistenza a compressione $f_m=2.60 \cdot 1.30/1.35=2.50$ MPa
- resistenza a taglio $\tau_0=0.05 \cdot 1.30/1.35=0.05$ MPa
- modulo di elasticità normale $E=1200.00 \cdot 1.30/1.35=1155.56$ MPa
- modulo di elasticità tangenziale $G=400.00 \cdot 1.30/1.35=385.19$ MPa
- peso specifico della muratura $w=18.00$ kN/m³

Nella porzione di muratura relativa alla parte superiore delle facciate est e ovest (quindi a partire dalla soletta in C.A.) si prevede la realizzazione di un intonaco armato (interno ed esterno); pertanto questa aliquota di muratura godrà del coefficiente correttivo relativo al *consolidamento con intonaco armato*, pari a 1.50, da applicare sia alle resistenze che ai moduli elastici.

Pertanto i valori dei parametri meccanici utilizzati nelle verifiche sono i seguenti:

- resistenza a compressione $f_m = 2.60 \cdot 1.30 \cdot 1.50 / 1.35 = 3.76$ MPa
- resistenza a taglio $\tau_0 = 0.05 \cdot 1.30 \cdot 1.50 / 1.35 = 0.07$ MPa
- modulo di elasticità normale $E = 1200.00 \cdot 1.30 \cdot 1.50 / 1.35 = 1733.33$ MPa
- modulo di elasticità tangenziale $G = 400.00 \cdot 1.30 \cdot 1.50 / 1.35 = 577.77$ MPa

Conglomerato cementizio armato

Dalle indagini svolte da Metralab s.r.l. in data 12/06/2018, si evince che il conglomerato cementizio dei pilastri ha una resistenza media a compressione pari a 14.70 MPa, mentre quello delle travi ha una resistenza media a compressione pari a 17.40 MPa. A favore di sicurezza si considera un calcestruzzo di classe C12/15:

resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 12 / 1.35 = 8.89$ MPa

resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 15 / 1.35 = 11.11$ MPa

resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 16.89$ MPa

resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.29$ MPa

resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk}^+ = 1.3 \cdot f_{ctm} = 1.67$ MPa

resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk}^- = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.90$ MPa

resistenza media a trazione per flessione $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 1.54$ MPa

modulo elastico istantaneo normale $E = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 25746$ MPa

densità $\rho = 2500$ kg/m³

Materiali nuovi

Conglomerato cementizio armato per opere di fondazione classe C25/30

resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 25$ MPa

resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 30$ MPa

resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ MPa

resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPa

resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk}^+ = 1.3 \cdot f_{ctm} = 3.33$ MPa

resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk}^- = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ MPa

resistenza media a trazione per flessione $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07$ MPa

modulo elastico istantaneo normale $E = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31476$ MPa

densità $\rho = 2500$ kg/m³

Conglomerato cementizio armato per opere in elevazione classe C28/35

resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 28$ MPa

resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 35$ MPa

resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36$ MPa

resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77$ MPa

resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk}^+ = 1.3 \cdot f_{ctm} = 3.60$ MPa

resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk}^- = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.94$ MPa

resistenza media a trazione per flessione $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.32$ MPa

modulo elastico istantaneo normale $E=22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$
densità $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$

Acciaio per conglomerato cementizio armato classe B450C

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=450 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=540 \text{ MPa}$
modulo elastico normale $E=210000 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson $\nu=0.3$
coefficiente di dilatazione termica $\alpha=1.2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
densità $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

Acciaio per strutture metalliche classe S275

tensione caratteristica di snervamento¹ $f_{yk}=275 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=430 \text{ MPa}$
modulo elastico normale $E=210000 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson $\nu=0.3$
coefficiente di dilatazione termica $\alpha=1.2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
densità $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

Acciaio per unioni bullonate classe 8.8

tensione di snervamento $f_{yb}=640 \text{ MPa}$
tensione di rottura $f_{tb}=800 \text{ MPa}$

Fasce di tessuto in fibra di acciaio

area effettiva di un trefolo $A_{\text{trefolo}}=0.538 \text{ mm}^2$
n° trefoli/cm: 1.57
massa $\approx 670 \text{ g/m}^2$
carico di rottura a trazione di un trefolo $> 1500 \text{ N}$
resistenza a trazione del nastro $\sigma_{\text{nastro}} > 3000 \text{ MPa}$
modulo elastico normale $E=190000 \text{ MPa}$
deformazione caratteristica a rottura $\epsilon_{\text{nastro}} > 2\%$
spessore equivalente del nastro $t_f=0.084 \text{ mm}$
larghezza del nastro $b_f=300 \text{ mm}$

Malta di calce idraulica

classe di resistenza a compressione M15

¹ se lo spessore nominale dell'elemento $t \leq 40 \text{ mm}$ valgono i valori sopra riportati; se $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$ la tensione caratteristica di snervamento è pari a $f_{yk}=215 \text{ MPa}$

Relazione geotecnica

Per quanto concerne le caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di fondazione, si fa riferimento alla Relazione geologica e geotecnica redatta dal Dott. Geol. Francesco Morbin in data 10 ottobre 2018, dalla quale si ricavano i seguenti dati:

- parametri geotecnici

CPTU1

| Profondità da p.c. [m] | Litologia | Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI] | Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²] |
|------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|--|
| 0,00 – 0,60 | Prescavo | - | - |
| 0,60 – 2,00 | Argilla e limo | - | 0,8 |
| 2,00 – 4,50 | Sabbia moderatamente addensata | 31 | - |
| 4,50 – 5,90 | Sabbia addensata | 32 – 33 | - |
| 5,90 – 6,60 | Sabbia limosa | 31 | - |
| 6,60 – 10,90 | Sabbia addensata | 32-33 | - |
| 10,90 – 13,00 | Argilla | - | 0,5 – 0,6 |
| 13,00 – 15,00 | Sabbia addensata | 35 | - |

CPTU2

| Profondità da p.c. [m] | Litologia | Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI] | Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²] |
|------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|--|
| 0,00 – 0,50 | Prescavo | - | - |
| 0,50 – 2,10 | Argilla | - | 0,5 |
| 2,10 – 3,70 | Sabbia limosa | 27 – 28 | - |
| 3,70 – 5,50 | Argilla e limo | - | 0,7 |
| 5,50 – 8,50 | Sabbia addensata | 35 | - |
| 8,50 – 11,20 | Sabbia moderatamente addensata | 32 | - |
| 11,20 – 13,60 | Argilla | - | 0,5 – 0,6 |
| 13,60 – 15,00 | Sabbia addensata | 35 | - |

quota del piano di falda: -3.00m dal piano campagna locale

- parametri sismici:

il valor medio del parametro $V_{s,eq}$ determinato don l'elaborazione dei dati MASW è risultato pari a 230 m/s;

il valor medio del parametro $V_{s,eq}$ determinato don l'elaborazione dei dati ReMi è risultato pari a 289 m/s;

classificazione sismica del suolo di fondazione: categoria sismica C.

Analisi delle azioni

G1 Pesì propri dei materiali strutturali

I pesì propri strutturali sono stati calcolati tramite i pesì specifici riportati nella “Relazione sui materiali”.

Il peso proprio del primo solaio è pari a 3.75 kN/m^2

G2 Carichi permanenti non strutturali

Primo solaio: carico permanente portato $G_2=1.00 \text{ kN/m}^2$

Copertura: carico permanente portato $G_2=1.50 \text{ kN/m}^2$

Q Sovraccarichi

Ambienti suscettibili di affollamento: categoria C2 (aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne) $\rightarrow Q=4.00 \text{ kN/m}^2$

N Azione della neve

| | |
|---|-----------------------|
| zona: | II |
| periodo di ritorno T_R : | 50 anni |
| altitudine a_s : | 15 m |
| valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk} : | 1.00 kN/m^2 |
| classe di topografia: | normale |
| coefficiente di esposizione c_E : | 1.00 |
| coefficiente termico c_T : | 1.00 |
| tipologia della copertura: | a due falde |
| inclinazione di entrambe le falde α : | 20° |
| coefficiente $\mu_1(\alpha)$: | 0.80 |
| carico neve sulla copertura $q_{sl} [\mu_1(\alpha)]$: | 0.80 kN/m^2 |

V Azione del vento

| | |
|--|----------|
| tempo di ritorno T_R | 50 anni |
| zona geografica di riferimento | 1 |
| altitudine del sito a_s | 15 m |
| velocità base di riferimento al livello del mare | 25 m/s |
| altitudine limite della zona geografica di riferimento a_0 | 1000 m |
| coefficiente k_s | 0.40 |
| coefficiente di altitudine c_a | 1.00 |
| velocità base di riferimento v_b | 25 m/s |
| coefficiente di ritorno c_r | 1.00 |
| velocità di riferimento v_r | 25 m/s |
| pressione cinetica di riferimento q_r | 0.39 kPa |

| | |
|---|--------------|
| classe di rugosità del terreno | B |
| aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e | |
| categoria di esposizione del sito | III |
| classe topografica del sito (app. D.3 CNR DT 207/2008) | C |
| costruzione ubicata su terreno pianeggiante | |
| coefficiente di topografia c_t | 1.00 |
| coefficiente k_r | 0.20 |
| quota di riferimento z_0 | 0.10 m |
| quota di riferimento z_{min} | 5.00 m |
| altezza massima del fabbricato (alla linea di gronda) z' | 6.07 m |
| altezza massima del fabbricato (al colmo della copertura) z'' | 8.93 m |
| coefficiente di profilo medio del vento c_m | 0.90 |
| velocità media del vento alla quota z'' v_m | 22 m/s |
| coefficiente di esposizione alla quota di riferimento z_{min} | 1.71 |
| coefficiente di esposizione alla quota z_{max} | 1.82 |
| caratteristica delle superfici parallele all'azione del vento | molto scabra |
| coefficiente d'attrito c_f | 0.04 |
| coefficiente dinamico c_d | 1.00 |
| coefficienti di pressione esterna c_{pe} : | |

Edifici a pianta rettangolare - Pareti verticali

direzione longitudinale ($\theta=0^\circ$):

| | | |
|------------------------|--------------------|-------|
| lunghezza $b= 23.52$ m | faccia sopravento: | 0.76 |
| larghezza $d= 15.68$ m | facce laterali: | -0.90 |
| | faccia sottovento: | -0.41 |

direzione trasversale ($\theta=90^\circ$):

| | | |
|------------------------|--------------------|-------|
| lunghezza $b= 15.68$ m | faccia sopravento: | 0.74 |
| larghezza $d= 23.52$ m | facce laterali: | -0.80 |
| | faccia sottovento: | -0.38 |

si considera il coefficiente c_{pe} più gravoso, pertanto $V_{pareti\ verticali} \approx 64$ kN/m²

Edifici a pianta rettangolare - Coperture a doppia falda

vento perpendicolare alla direzione del colmo:

| | | |
|-------------------------------|-------------------|------------|
| inclin. $\alpha=+20.00^\circ$ | falda sopravento: | 0.27;-0.53 |
| inclin. $\alpha=-20.00^\circ$ | falda sottovento: | -0.63 |

vento parallelo alla direzione del colmo:

| | | |
|-----------------------|---|-------|
| lunghezza $b=23.52$ m | fascia sopravento di profondità 8.93 m: | |
| | falda con pendenza positiva: | -0.93 |
| | falda con pendenza negativa: | -0.93 |
| | restante zona: | |
| | falda con pendenza positiva: | -0.50 |
| | falda con pendenza negativa: | -0.80 |

si considera il coefficiente c_{pe} più gravoso, pertanto $V_{pareti\ verticali} \approx 66$ kN/m²

E Azione sismica

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R=75$ anni

Coordinate geografiche: latitudine: 45.4161° longitudine: 11.8828°

| Stato limite considerato | P_{Vr} | T_r (anni) | a_g (m/s ²) | F_0 | T_c^* (s) |
|--------------------------------|----------|--------------|---------------------------|-------|-------------|
| operatività (SLO) | 81% | 45 | 0.030 | 2.512 | 0.210 |
| danno (SLD) | 63% | 75 | 0.037 | 2.546 | 0.249 |
| salvaguardia della vita (SLV) | 10% | 712 | 0.083 | 2.636 | 0.335 |
| prevenzione del collasso (SLC) | 5% | 1462 | 0.107 | 2.610 | 0.352 |

categoria di sottosuolo: C

depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti

categoria topografica: T1

superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$

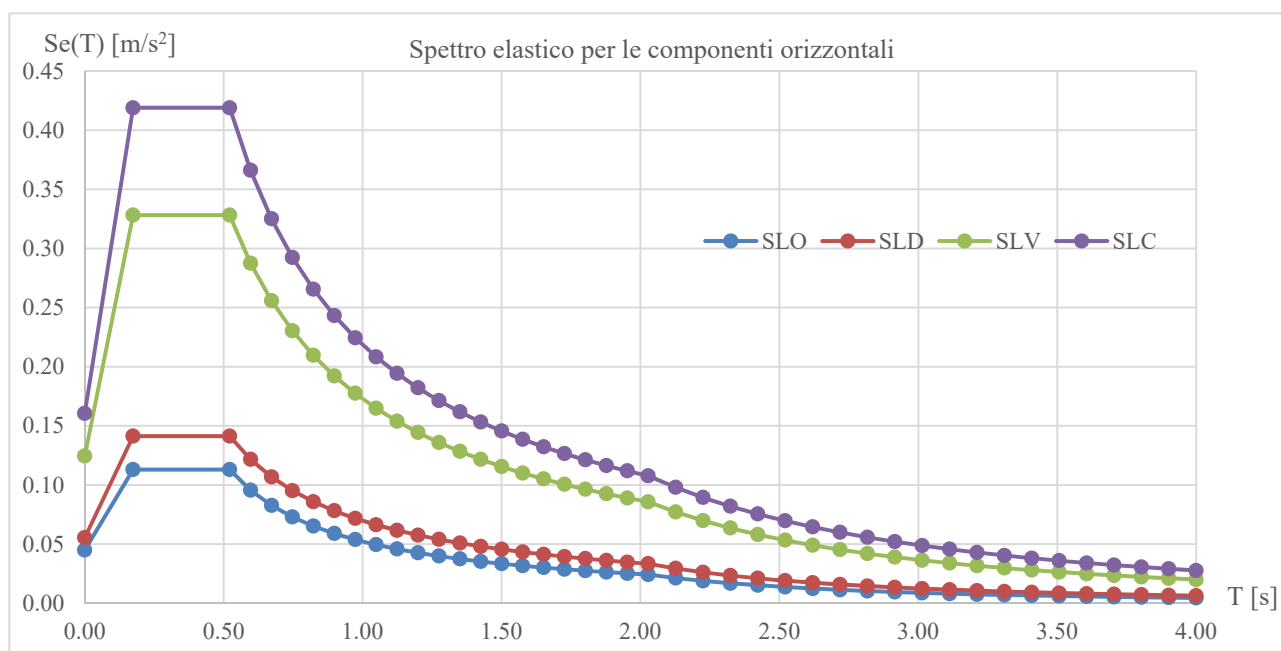
coefficiente di amplificazione topografica $St=1.00$

Spettri di risposta orizzontali:

| Stato limite considerato | S_s | C_c | $S=S_s \cdot St$ | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|--------------------------------|-------|-------|------------------|-----------|-----------|-----------|
| operatività (SLO) | 1.500 | 1.757 | 1.500 | 0.123 | 0.369 | 1.720 |
| danno (SLD) | 1.500 | 1.661 | 1.500 | 0.138 | 0.414 | 1.748 |
| salvaguardia della vita (SLV) | 1.500 | 1.506 | 1.500 | 0.168 | 0.505 | 1.932 |
| prevenzione del collasso (SLC) | 1.500 | 1.482 | 1.500 | 0.174 | 0.522 | 2.028 |

Spostamento orizzontale massimo e velocità orizzontale massima del terreno:

| Stato limite considerato | d_g [mm] | v_g [m/s] |
|--------------------------------|------------|-------------|
| operatività (SLO) | 0.714 | 0.003 |
| danno (SLD) | 1.003 | 0.004 |
| salvaguardia della vita (SLV) | 3.034 | 0.010 |
| prevenzione del collasso (SLC) | 4.245 | 0.013 |



Combinazioni di carico utilizzate

Le combinazioni di carico sono del tipo $\alpha_{G1} \cdot \mathbf{G}_1 + \alpha_{G2} \cdot \mathbf{G}_2 + \gamma_P \cdot \mathbf{P} + \sum_i \alpha_{Qi} \cdot \mathbf{Q}_i$:

| Combinazione | G1 | G2 | Q | N | Vx | Vy | Ex | Ey |
|--------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| SLU01 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | | | | |
| SLU02 | 1.30 | 1.50 | 1.05 | 1.50 | | | | |
| SLU03 | 1.30 | 1.00 | | | 1.50 | 0.90 | | |
| SLU04 | 1.30 | 1.00 | | | 0.90 | 1.50 | | |
| Ex+0.3Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | 1.00 | 0.30 |
| 0.3Ex+Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | 0.30 | 1.00 |
| -0.3Ex+Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | -0.30 | 1.00 |
| -Ex+0.3Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | -1.00 | 0.30 |
| -Ex-0.3Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | -1.00 | -0.30 |
| -0.3Ex-Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | -0.30 | -1.00 |
| 0.3Ex-Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | 0.30 | -1.00 |
| Ex-0.3Ey | 1.00 | 1.00 | 0.60 | | | | 1.00 | -0.30 |

Calcolo delle masse sismiche

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali $G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$; nella struttura in esame:

| | G1 | G2 | Q | N | V |
|--------------------------|------|------|------|------|------|
| coefficienti ψ_{2i} | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |

Analisi sismica globale dell'edificio – cenni teorici

Criteri di modellazione

Di seguito vengono riportati i principali aspetti legati alla modellazione in 3DMacro. Alla base del software vi è un modello teorico non lineare innovativo, capace di modellare il comportamento fino a collasso della muratura nel proprio piano con un onere computazionale estremamente ridotto rispetto alle più generali modellazioni agli elementi finiti non-lineari.

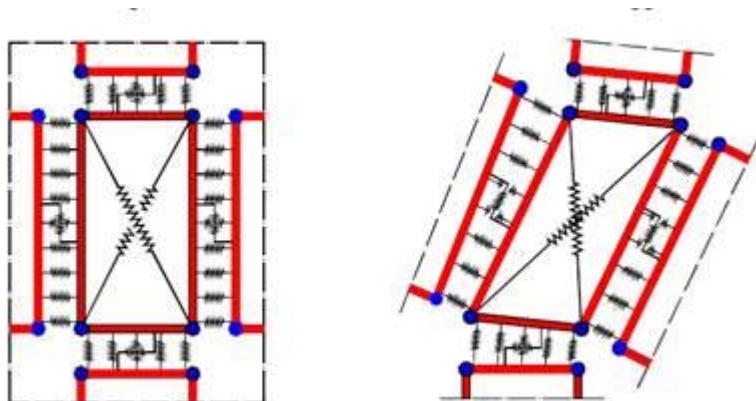
Tale modello può essere collocato nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli essendo basato su una modellazione meccanica equivalente di una porzione finita di muratura concepita con l'obiettivo di cogliere i meccanismi di collasso nel piano tipici dei fabbricati murari.

Nel modellare l'edificio in esame sono state ritenute valide le seguenti ipotesi di base:

1. le pareti agiscono solo nel proprio piano, viene invece trascurata la rigidezza e resistenza fuoripiano della muratura;
2. le pareti interagiscono tra loro in corrispondenza degli impalcati mediante l'interposizione di cordoli di piano e diaframmi di collegamento;
- 3 il grado di ammassamento tra le pareti e gli orizzontamenti e la rigidezza degli orizzontamenti stessi è sufficiente a garantire un comportamento scatolare ossia d'insieme della struttura nei confronti delle azioni sismiche.

Pannelli e pareti murarie

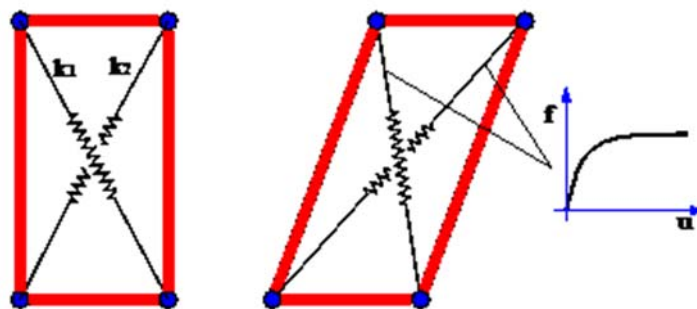
I pannelli murari vengono modellati mediante un innovativo macro-elemento capace di modellare il comportamento nel piano della muratura cogliendo in modo distinto tutti i meccanismi di collasso: meccanismo di rottura flessionale (rocking), rottura a taglio per fessurazione diagonale e rottura a taglio per scorrimento. Si tratta di un modello meccanico equivalente costituito da un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da molle diagonali non-lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.



Interazione tra un pannello e gli elementi limitrofi mediante letti di molle

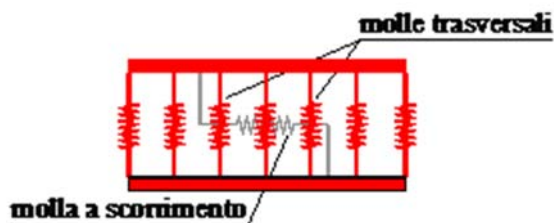
Pertanto il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e da un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto

di molle che stabiliscono il legame che caratterizza l'interazione non-lineare con i quadrilateri eventualmente adiacenti o con i supporti esterni.



Elemento pannello

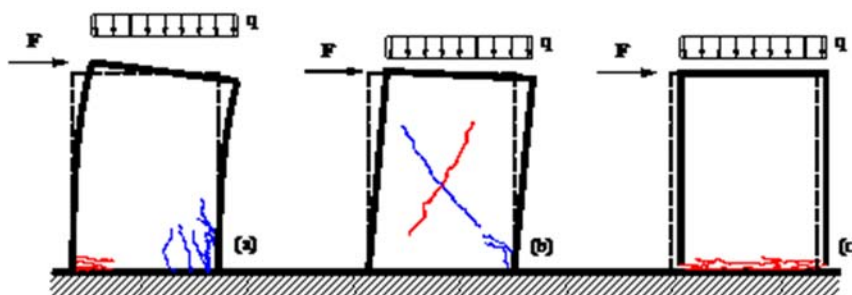
Le molle diagonali dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui.

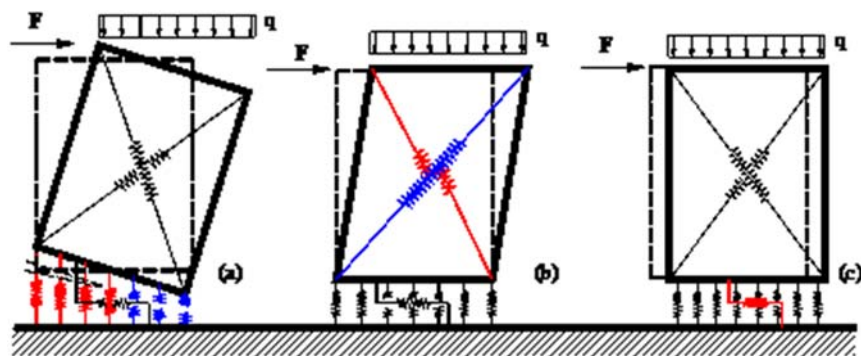


Elemento di interfaccia

La figura seguente riporta uno schema meccanico relativo al comportamento piano dell'interfaccia, in esso si può osservare una fila di n molle flessionali (ortogonali all'interfaccia) e una molla longitudinale per la modellazione dello scorrimento nel piano. Il numero delle molle trasversali è arbitrario, esso viene scelto in base al grado di dettaglio che si intende raggiungere; è importante notare che all'aumentare del numero di molle non corrisponde un aumento del numero di gradi di libertà necessari alla descrizione della cinematica del sistema tuttavia aumenta l'onere computazionale associato alla non-linearità delle molle.

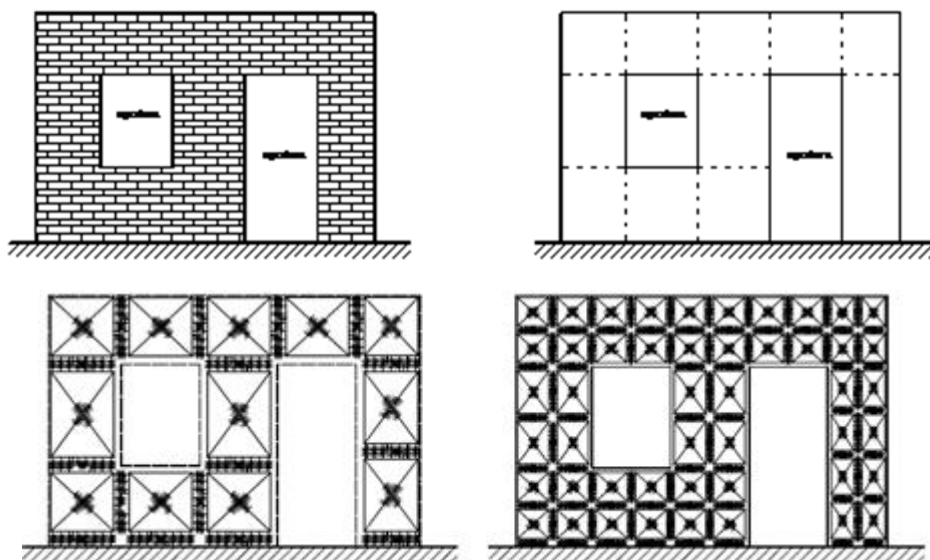
Come già accennato il modello consente di simulare, in modo distinto, tutti i principali meccanismi di collasso nel piano della muratura. In particolare le molle diagonali del pannello simulano il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale, le molle trasversali delle interfacce simulano il meccanismo di fessurazione e schiacciamento flessionale ed infine la molla longitudinale simula il meccanismo di scorrimento.





Simulazione dei meccanismi di collasso: fessurazione flessionale (a), meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale (b) e per scorrimento (c)

Le pareti murarie vengono modellate mediante assemblaggio di più macro-elementi. Ciascun pannello murario, maschio o fascia di piano, può essere modellato con un singolo macro-elemento, oppure utilizzando una mesh più fitta di questi per descrivere meglio i meccanismi di danno.



Modellazione di una parete piana

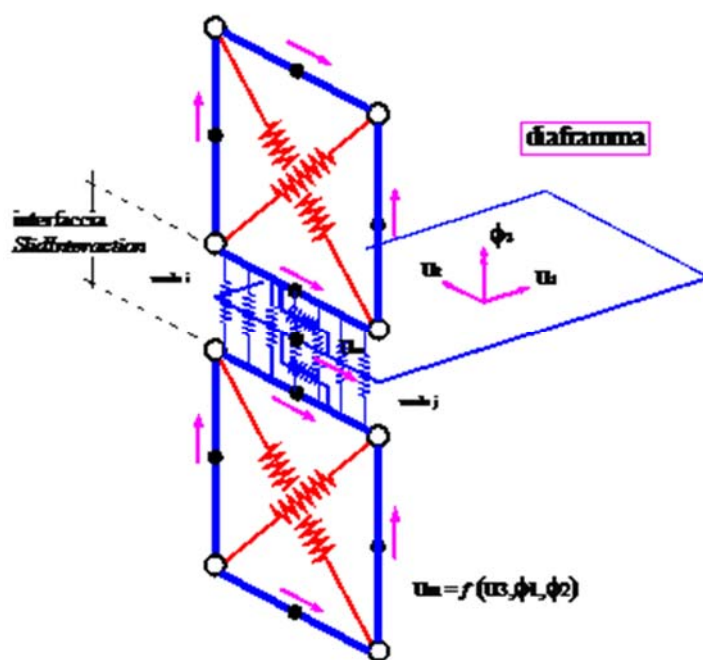
Come accennato all'inizio del paragrafo, ciascuna parete agisce unicamente nel proprio piano. Il comportamento 3D viene ottenuto mediante l'interazione tra gli elementi delle pareti e degli elementi di collegamento: diaframmi e cordoli di piano. I particolari di tali interazioni vengono illustrati nel seguito.

Interazione tra le pareti e i diaframmi di piano

La presenza degli impalcati viene simulata mediante diaframmi di collegamento, rigidi o deformabili nel proprio piano. In entrambi i casi, gli aspetti legati alla deformabilità flessionale del diaframma non vengono presi in considerazione.

L'interazione tra i diaframmi, siano essi rigidi o deformabili, e i pannelli delle pareti viene modellata introducendo, in corrispondenza dei lati dei pannelli a contatto con diaframmi, particolari elementi di interfaccia.

Tali interfacce vengono denominate Slid Interaction e prevedono due molle a scorrimento distinte; ciascuna di esse simula l'interazione a scorrimento tra un pannello e il diaframma.



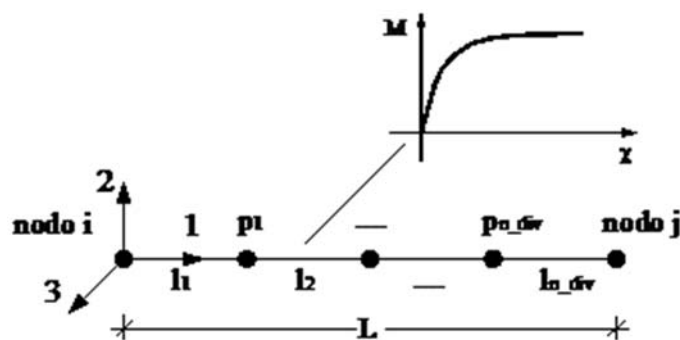
Interazione pareti-diaframmi di piano

Interazione tra le pareti e cordoli o architravi

Gli elementi strutturali secondari come cordoli, architravi, travi e pilastri, vengono modellati attraverso elementi finiti non lineari di tipo monodimensionali (elementi asta o frame) a plasticità concentrata, la presenza di eventuali tiranti viene invece modellata mediante elementi reagenti solo allo sforzo assiale di trazione e non reagente a compressione tipo truss. A seconda del tipo di interazione che l'elemento finito scambia con la muratura, nel seguito si farà riferimento alla seguente distinzione:

1. frame libero: Si tratta di elementi esterni alla muratura che interagiscono con la muratura solo puntualmente (ad es. telai indipendenti, collegati alla struttura a livello di impalcato);
2. frame interagente (cordolo): In tal caso l'elemento si trova inserito all'interno di una parete muraria ed interagisce con essa per tutta la sua lunghezza sia flessionalmente che assialmente.

Il comportamento meccanico dei frame viene caratterizzato assegnando un legame momento/curvatura e un legame sforzo normale/allungamento specifico. Entrambi i legami possono essere non lineari.

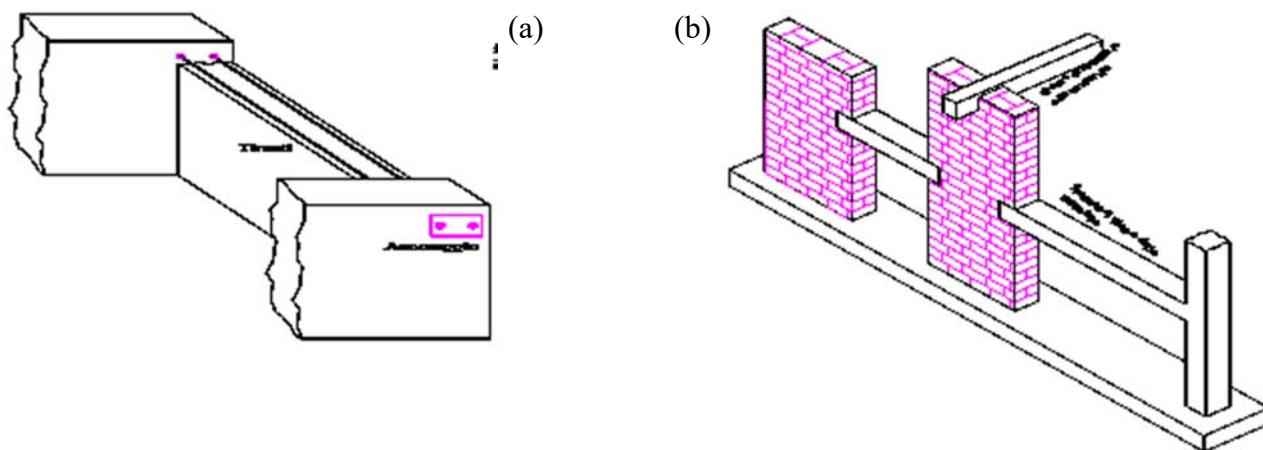


Schema meccanico elemento asta

Dal punto di vista flessionale, per cogliere le progressive plasticizzazioni dei frame e per consentire, nel caso di frame interagenti, l'interazione con la muratura, viene prevista la possibilità di suddividere il frame in un numero arbitrario di sottoelementi mediante l'introduzione di nodi intermedi.

L'aspetto più importante legato all'introduzione degli elementi frame non è tanto il comportamento proprio degli elementi quanto, invece, la modellazione dell'interazione tra questi e gli elementi murari.

Seguendo la classificazione fatta in precedenza, si hanno frame liberi e frame interagenti. I frame liberi, interagiscono con la muratura solo in corrispondenza degli estremi. Questi ultimi possono simulare elementi in calcestruzzo esterni alla muratura connessi con essa solo in modo puntuale oppure, molto più frequentemente, elementi quali tiranti o catene, che vengono ancorati in corrispondenza degli angoli di un edificio o in corrispondenza delle zone della parete in muratura interessate dalla presenza dei capi-chiave.

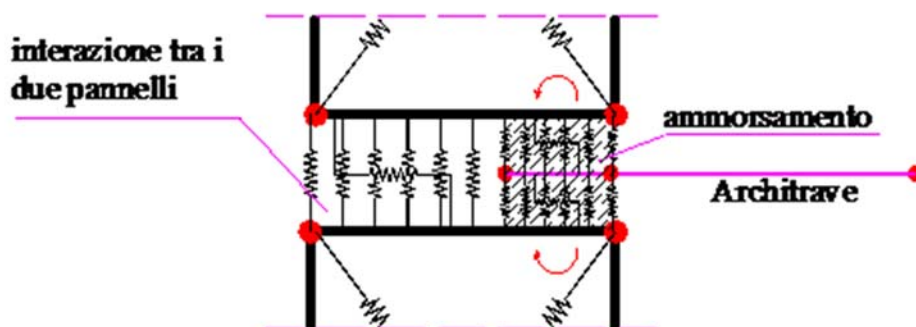


Esempi di frame non completamente inglobati nella muratura ma interagenti con essa:
(a) inserimento di tiranti; (b) telai in c.a. collaboranti con la struttura muraria

Un elemento frame può essere vincolato in corrispondenza di un vertice a un pannello murario mediante un vincolo interno, fisso o cedevole elasticamente, in tal caso potrà trasferire forze alla muratura ma non viene prevista la possibilità di trasferire coppie.

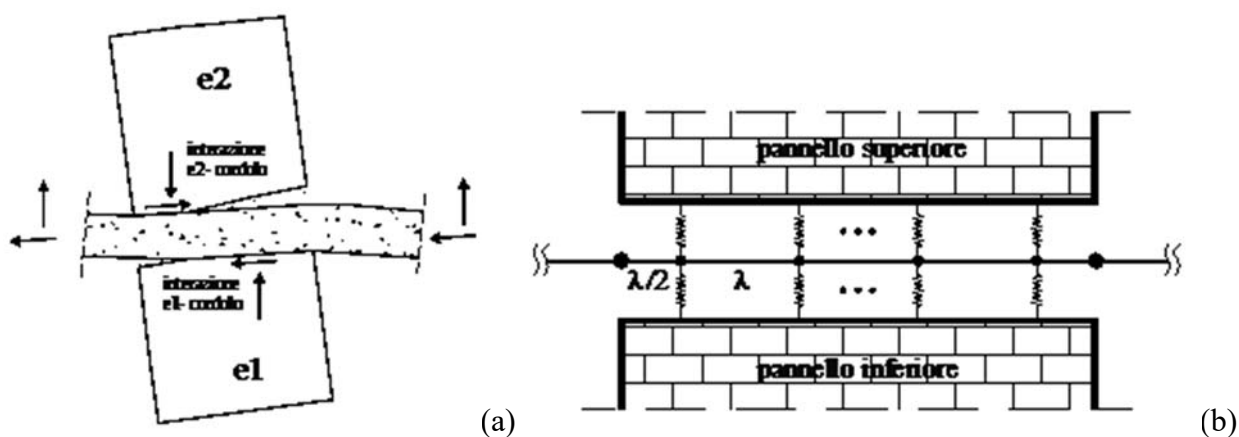
L'accoppiamento tra un frame e la muratura può avvenire per interposizione di molle non lineari che simulano la zona di ammassamento. In tal caso il grado di vincolo dipende dalla lunghezza della parte di elemento a contatto e varia durante l'evolversi dell'analisi.

Tale possibilità risulta molto utile per simulare fenomeni di sfilamento o di distacco come, ad esempio, per gli architravi, spesso dotati di esigue lunghezze di ancoraggio per cui il contributo del frame viene limitato fortemente dal collasso del vincolo.



Esempio di modellazione degli elementi architrave

Si consideri adesso la situazione di un elemento strutturale totalmente inserito tra due pannelli murari e interagente con essi (ad esempio cordolo di piano). In questo il frame interagisce lungo tutto il suo sviluppo con la muratura, sia da un punto di vista flessionale che da un punto di vista assiale.

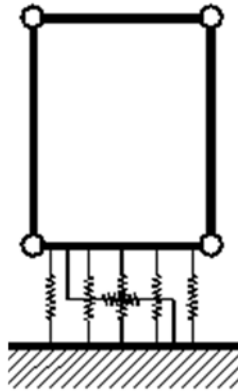


Schematizzazione dell'interazione tra due pannelli e un frame intermedio: comportamento reale (a) e modellazione (b)

Naturalmente il frame deve essere suddiviso in sottoelementi e tale suddivisione deve necessariamente essere coerente con la distribuzione delle molle di interfaccia.

Interazione con il suolo

L'interazione con il suolo è garantita da interfacce del tutto analoghe a quelle interposte tra i pannelli. La rigidezza delle molle trasversali viene tarata in modo da considerare la deformabilità della muratura e quella del terreno (terreno elastico alla Winkler).



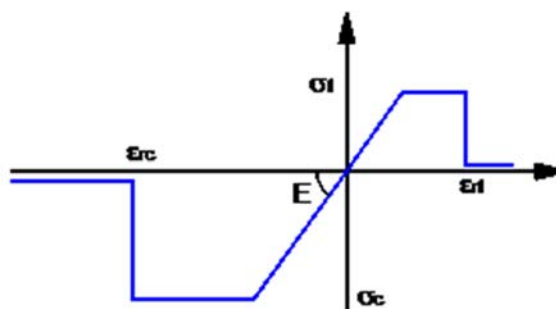
Interfaccia pannello - suolo

Legami costitutivi

Muratura: I tre aspetti fondamentali della muratura: flessione, taglio e scorrimento vengono modellati in modo indipendenti con legami costitutivi specifici.

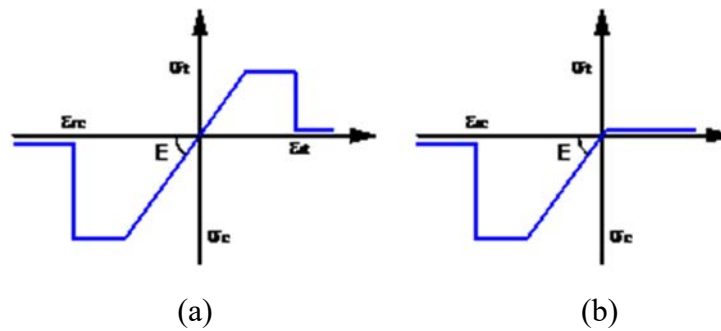
Il comportamento assiale flessionale della muratura, concentrato nelle molle trasversali di interfaccia, è di tipo elastico perfettamente plastico con limitazioni negli spostamenti sia a trazione che a compressione. Esso viene assegnato dall'utente attraverso i seguenti parametri:

- E : modulo di elasticità normale;
- σ_t : resistenza a trazione;
- σ_c : resistenza a compressione;
- ε_t : deformazione ultima a trazione;
- ε_c : deformazione ultima a compressione.



Legame costitutivo a flessione della muratura

Il comportamento è di tipo fessurante: nel caso in cui viene raggiunto il limite di rottura a compressione si ha la rottura definitiva della muratura. In caso di rottura a trazione il materiale perde la possibilità di resistere a successivi carichi a trazione (materiale fessurato), continua a potere resistere a compressione nel momento in cui viene ripristinato il contatto tra gli elementi.



Comportamento di tipo fessurante: (a) muratura integra; (b) muratura fessurata

Il comportamento a taglio dei pannelli viene modellato mediante un legame elastico-plastico simmetrico a trazione e a compressione, superficie di snervamento alla Coulomb e limite nelle deformazioni. I parametri caratterizzanti il legame sono:

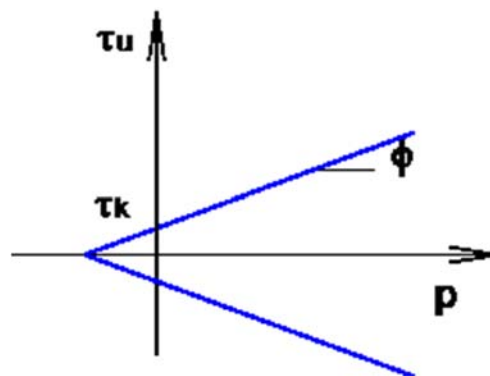
- G : modulo di deformabilità tangenziale;
- τ_k : resistenza a taglio in assenza di sforzo normale;
- ϕ : tangente dell'angolo di attrito interno;
- γ_u : scorrimento ultimo.

La resistenza ultima a taglio (T_u) è data dalla seguente relazione:

$$\tau_u = \tau_k + p \phi$$

$$T_u = \tau_u \cdot A$$

dove p rappresenta la compressione media agente sul pannello, A l'area trasversale. Il dominio di snervamento vien riportato in figura.



Dominio di snervamento a taglio di tipo alla Coulomb

Il comportamento a scorrimento viene modellato mediante un legame rigido plastico con snervamento alla Coulomb caratterizzato da un valore di coesione (c) e angolo di attrito interno (μ).

Calcestruzzo e acciaio: Al fine di determinare il legame delle cerniere plastiche si fa riferimento a un legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo ed elastico perfettamente plastico per l'acciaio. Noto il legame momento curvatura per la sezione considerata, le cerniere plastiche avranno comportamento di tipo rigido-plastico, con resistenza pari al momento ultimo della sezione.

Metodologia di analisi

Il calcolo della risposta della struttura viene eseguito mediante analisi statiche non lineari di tipo incrementale, nelle quali il carico viene applicato per passi successivi. Alla fine di ciascun passo lo stato del modello viene aggiornato a seguito di eventi plastici (ossia del danneggiamento della struttura).

In particolare vengono eseguite delle analisi push-over che consistono nell'applicare una combinazione di carichi verticali e successivamente una distribuzione di carichi orizzontali, costante in forma e con intensità crescente fino al collasso della struttura.

I risultati di tali analisi vengono riportati tramite appositi grafici (curve di capacità) che rappresenta lo spostamento di un punto rappresentativo della struttura (punto di controllo) in funzione del taglio alla base. Tali curve di capacità costituiscono la base per effettuare la stima di vulnerabilità sismica mediante l'utilizzo della procedura riportata nei capitoli successivi.

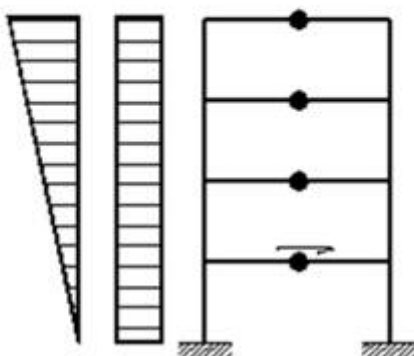
Conformemente a quanto riportato nel paragrafo 7.3.5 del DM 17/01/2018, la risposta è calcolata unitariamente per le due componenti orizzontali, applicando l'espressione $\pm 1,00 E_x \pm 0,30 E_y$.

Procedura di analisi push-over

La fase di applicazione delle azioni orizzontali prevede due fasi distinte: una prima fase a controllo di forze in cui il vettore di carico viene applicato proporzionalmente ed in modo incrementale fino ad una condizione di singolarità della matrice di rigidezza, dovuta all'incapacità della struttura di sostenere ulteriori incrementi di carico; una successiva fase in cui alla struttura vengono imposti degli incrementi di spostamento in corrispondenza di particolari nodi della struttura (punti di controllo), a seguito dei quali viene valutata la resistenza residua all'aumentare del livello di deformazione.

Nella fase a controllo di forze il vettore di carico (F) ha una forma prefissata, proporzionale alle masse o di tipo triangolare inversa, mentre viene incrementata a passi regolari la sua intensità.

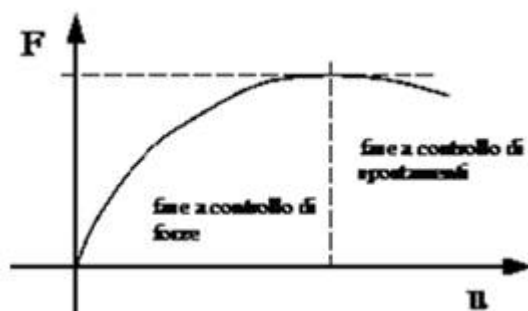
$$dF = \lambda_{sup} - F_0$$



Distribuzioni di forze orizzontali

La procedura di analisi a controllo di spostamento viene avviata quando la struttura non è più in grado di resistere ad ulteriori incrementi di carico, ciò comporta che la matrice di rigidezza del sistema non risulta più invertibile. In questa condizione ad ulteriori incrementi di spostamento nella struttura non

corrispondono incrementi di resistenza, al contrario la struttura è caratterizzata da un progressivo decadimento di resistenza associato al susseguirsi di rotture e/o degradi di elementi strutturali che hanno raggiunto le loro riserve di duttilità o i limiti di resistenza.



Fasi di carico dell'analisi push-over

La scelta dei punti di controllo viene effettuata in modo tale che siano rappresentativi della struttura. Ad esempio per gli edifici in cui sono riconoscibili livelli di piano i punti di controllo coincidono con i baricentri degli impalcati. La distribuzione di spostamenti imposti viene determinata dal programma in modo da amplificare la deformata registrata nell'ultimo passo della fase a controllo di forza, proporzionalmente all'incremento di spostamenti relativo all'ultimo passo dell'analisi a controllo di forze.

Uno dei punti a spostamento imposto viene considerato come punto "target" e il suo spostamento verrà monitorato durante l'analisi in modo da determinare l'interruzione dell'analisi al raggiungimento di uno spostamento limite imposto.

La matrice di rigidezza della struttura

All'inizio di ogni analisi vengono costruite tutte le matrici di rigidezza elementari degli elementi. Successivamente viene costruita per assemblaggio la matrice globale della struttura (K).

Alla fine di ogni passo di carico è necessario aggiornare la matrice di rigidezza globale relativamente agli elementi che hanno subito eventi plastici. In tal caso si parla di matrice di rigidezza corrente o tangente.

Algoritmo di risoluzione nel passo

Ad ogni passo del processo incrementale il sistema è governato da un legame lineare:

$$dF = K - dU$$

dove:

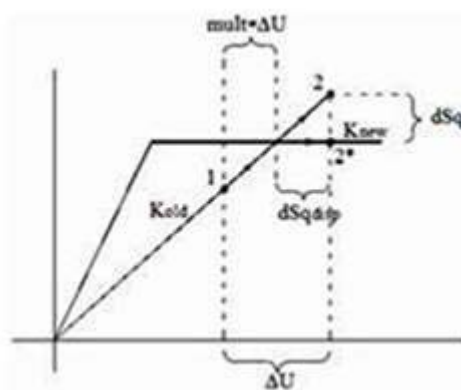
- dF rappresenta l'incremento delle forze esterne;
- K la matrice corrente;
- dU l'incremento di spostamenti nodali conseguenti al carico applicato.

La risoluzione di tale sistema lineare, a causa delle elevate dimensioni del problema, rappresenta l'onere maggiore di tutta la procedura numerica. Al fine di ridurre i tempi di elaborazione il problema viene affrontato eseguendo una fattorizzazione LU della matrice di rigidezza, memorizzata in formato

sparso, mediante l'utilizzo di algoritmi in forma chiusa. Successivamente il sistema viene risolto mediante il metodo della sostituzione inversa alla Gauss.

All'inizio di ogni passo di carico si tenta di attribuire l'intero incremento di carico (dF). Noto quindi il vettore degli spostamenti nodali (dU) e considerando il sistema con le caratteristiche elastiche congelate a inizio passo, è possibile determinare la deformata di tutti gli elementi, ciò permette di risalire all'incremento di "stato" (forza, spostamenti, ecc.) subito dalle molle che costituiscono il modello discreto.

Alla fine del passo vengono registrate tutte le molle che hanno subito eventi plastici e il relativo errore (dS_q) commesso. Nella figura che segue, a titolo di esempio viene rappresentato l'incremento di stato di una generica molla elasto-plastica (che passa dallo stato iniziale 1 a quello finale 2). In questo caso l'evento plastico è rappresentato dal superamento del limite di snervamento della molla e l'errore viene calcolato come la differenza tra la forza della molla a fine passo e il suo limite di snervamento, normalizzato rispetto alla stessa forza di snervamento.



Errore dovuto allo snervamento di una molla elasto-plastica

Nel caso in cui l'errore risulta maggiore della tolleranza il passo viene opportunamente ridotto in modo da fare rientrare l'errore all'interno della tolleranza fissata. Si procede quindi effettuando ulteriori sottopassi fino a quando viene applicato l'intero passo di carico.

La procedura appena descritta non richiede di iterare nel passo, garantisce quindi da possibili problemi di convergenza numerica conferendo notevole robustezza al solutore.

Ridistribuzioni

A seguito di una rottura fragile l'elemento viene rimosso dal modello e si procede alla redistribuzione delle forze cui risulta soggetto al resto della struttura.

La redistribuzione viene condotta mantenendo bloccati gli spostamenti imposti, indicando con u_R il vettore degli spostamenti mantenuti liberi, il legame costitutivo può essere espresso nella seguente forma:

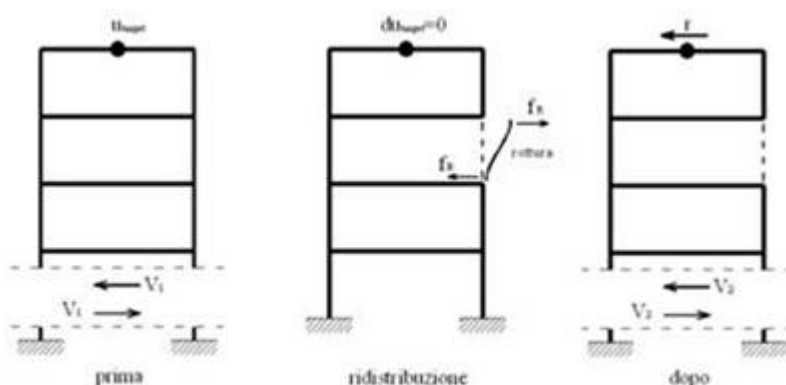
$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_R \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_R \\ r \end{bmatrix}$$

Dove il vettore f_R rappresenta le forze nodali esterne equivalenti alle forze elastiche interne cui risulta soggetto l'elemento che giunge a rottura, e il vettore r rappresenta le reazioni che si generano in corrispondenza dei gradi di libertà bloccati.

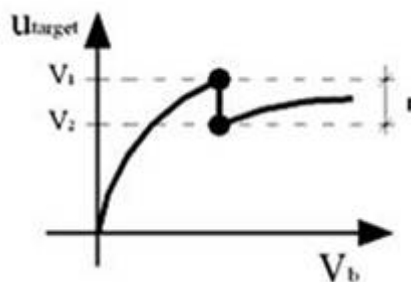
Risolvendo il sistema si ottiene:

$$\begin{cases} u_R = K_{11}^{-1} \cdot f_R \\ r = K_{12}^T \cdot u_R \end{cases}$$

Le reazioni vincolari r corrisponderanno alla perdita di resistenza della struttura durante la ridistribuzione come illustrato nella rappresentazione che segue in cui viene bloccato solo lo spostamento di sommità della struttura.



Rottura di un elemento



Repentino calo del taglio alla base a seguito della rottura di un elemento strutturale

Parametri modali

Si considerino le seguenti grandezze modali:

- ϕ_i i-esimo modo di vibrare;
- m matrice di massa del sistema;
- $\Gamma_{i,x}$ coefficiente di partecipazione modale in direzione X relativo al modo i-esimo;
- $\Gamma_{i,y}$ coefficiente di partecipazione modale in direzione Y relativo al modo i-esimo;
- $\Gamma_{i,z}$ coefficiente di partecipazione modale in direzione Z relativo al modo i-esimo;
- $M_{i,x}$ massa partecipante in direzione X relativa al modo i-esimo;
- $M_{i,y}$ massa partecipante in direzione Y relativa al modo i-esimo;

- $M_{i,z}$ massa partecipante in direzione Z relativa al modo i-esimo.

Con :

$$\begin{cases} \Gamma_{i,x} = \frac{\phi_i^T \cdot m \cdot e_x}{\phi_i^T \cdot m \cdot \phi_i} \\ \Gamma_{i,y} = \frac{\phi_i^T \cdot m \cdot e_y}{\phi_i^T \cdot m \cdot \phi_i} \\ \Gamma_{i,z} = \frac{\phi_i^T \cdot m \cdot e_z}{\phi_i^T \cdot m \cdot \phi_i} \end{cases}$$

I vettori e_x, e_y, e_z rappresentano i vettori pseudo-statici: effettuando il prodotto righe-colonne tra la matrice m e ciascun vettore e , si ottiene il vettore di carico relativo a una accelerazione al suolo diretta lungo le direzioni X,Y o Z del sistema di riferimento assoluto.

$$\begin{cases} M_{i,x} = \sum_{i=1,n} (\Gamma_i \cdot m \cdot \phi_i) e_{x,i} \\ M_{i,y} = \sum_{i=1,n} (\Gamma_i \cdot m \cdot \phi_i) e_{y,i} \\ M_{i,z} = \sum_{i=1,n} (\Gamma_i \cdot m \cdot \phi_i) e_{z,i} \end{cases}$$

Nel caso di matrici di massa diagonali, indicando con m_i la massa associata al modo i-esimo e con $M^{(i)}$ la massa modale relativa allo stesso modo, si ha:

$$\begin{cases} M_{i,x} = \frac{1}{M^{(i)}} \cdot \left[\sum_{j=1,n} (m_j \cdot \phi_j^{(i)} \cdot e_{x,j}) \right]^2 \\ M_{i,y} = \frac{1}{M^{(i)}} \cdot \left[\sum_{j=1,n} (m_j \cdot \phi_j^{(i)} \cdot e_{y,j}) \right]^2 \\ M_{i,z} = \frac{1}{M^{(i)}} \cdot \left[\sum_{j=1,n} (m_j \cdot \phi_j^{(i)} \cdot e_{z,j}) \right]^2 \end{cases}$$

Determinazione della distribuzione del carico (f_0)

La procedura, di seguito riportata, consiste nel determinare la massima risposta relativa a ciascun modo. Con riferimento al modo i-esimo, il vettore della risposta modale massima ($u_{i,0}$) viene determinata mediante l'espressione:

$$u_{i,0} = \Gamma_i \cdot \phi_i \cdot D_i(T_i, \xi_i)$$

con:

$$\Gamma_i = \Gamma_{i,x} \cdot x_1 + \Gamma_{i,y} \cdot x_2 + \Gamma_{i,z} \cdot x_3$$

D_i = spostamento spettrale funzione del periodo i-esimo (T_i) e del coefficiente di smorzamento (ξ_i);

La risposta massima (u_0) viene stimata combinando i massimi modali mediante la procedura SRSS o CQC (quest'ultima più indicata per strutture tridimensionali), in generale si ha:

$$u_0 = \sqrt{\sum_{i=1,N} \sum_{j=1,N} (\rho_{ij} u_{i,0} u_{j,0})}$$

$$\rho_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{se } i = j \\ 0 & \text{se } i \neq j \end{cases}$$

In particolare se si utilizza la procedura SRSS, si ha:

Dove N rappresenta il numero di modi, non necessariamente consecutivi, con le maggiori masse efficaci nella direzione che garantiscono la percentuale minima richiesta di massa partecipante nella direzione dell'analisi.

Noto u_0 , questo viene decomposto secondo una combinazione lineare di modi di vibrare:

$$u_0 = \sum_{i=1,N} z_i \cdot m \cdot \phi_i = \left[\frac{\phi_i^T u_0}{\phi_i^T m \phi_i} \right] \cdot m \cdot \phi_i$$

Il vettore di carico (f_0) viene ottenuto come combinazione lineare dei primi N vettori dell'espansione modale del carico, ciascuno moltiplicato per il coefficiente z:

$$f_0 = \sum_{i=1,N} z_i \cdot f_i = \sum_{i=1,N} z_i \left[\frac{\phi_i^T m e}{\phi_i^T m \phi_i} \cdot m \cdot \phi_i \right]$$

Modalità di analisi

L'analisi viene condotta in due fasi successive: fase a controllo di forze e fase a controllo di spostamenti. Nella fase a controllo di forze il vettore f_0 viene applicato mediante un processo incrementale per passi costanti. Non appena la matrice di rigidezza diviene singolare ha inizio la fase a controllo di spostamenti, nella quale vengono applicato in campo di spostamenti coerente con le velocità di deformazione del sistema, registrato durante l'ultimo passo in corrispondenza dei punti di controllo; tale procedura potrà essere denominata a "velocità di deformazione costante".

Limitatamente alla fase a controllo di forze il vettore f_0 potrà essere aggiornato a intensità prefissate dell'azione sismica procedendo alla definizione di analisi in cascata, proporzionali a una combinazione di modi determinati a partire dalla struttura danneggiata corrispondente allo stato finale dell'analisi precedente.

Criteri di verifica

Le verifiche vengono eseguite seguendo l'approccio agli Stati Limite, quindi un approccio di tipo prestazionale. Nell'ambito delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche si distinguono due stati limite, corrispondenti al raggiungimento di opportuni livelli di danneggiamento della struttura, questi possono essere definiti come segue:

- Stato Limite di Danno Limitato (SLD): La struttura subisce danni lievi e perlopiù concentrati in corrispondenza delle parti non strutturali.
- Stato Limite Di Danno Severo (SLU): La struttura subisce danni gravi anche alle parti strutturali ma non perde la capacità di sostenere i carichi verticali.

Il coefficiente di sicurezza dalla struttura nei confronti del sisma viene determinato in termini di spostamento. La verifica, eseguita secondo le prescrizioni contenute al punto C7.3.4.2 Circolare 21/01/2019 n°7, consiste nel confrontare la capacità di spostamento dedotta dalla curva di capacità della struttura con la domanda di spostamento determinata mediante il passaggio a un sistema equivalente a un grado di libertà e l'utilizzo degli spettri di progetto.

Procedura di stima di vulnerabilità in termini di spostamento

La metodologia di verifica utilizzata consiste nel determinare la domanda di spostamento che un sisma di intensità corrispondente allo stato limite considerato richiede al sistema. Tale spostamento richiesto verrà quindi confrontato con lo spostamento effettivo del sistema, deducibile dalla curva push-over, al momento del raggiungimento del medesimo stato limite.

La struttura è in sicurezza al momento in cui la domanda di spostamento risulta inferiore alla possibilità di deformazione che la struttura possiede. Il coefficiente di sicurezza della struttura rispetto allo stato limite considerato è ottenuto dal rapporto tra la capacità di spostamento e lo spostamento richiesto.

Calcolo della domanda di spostamento

Il calcolo della richiesta di spostamento, viene eseguito mediante l'utilizzo degli spettri elastici (di intensità corrispondente allo stato limite in esame) e considerando un sistema "ridotto" ad un grado di libertà, "equivalente" al sistema reale, seguendo la procedura descritta al punto C7.3.4.2 Circolare 21/01/2019 n°7.

La curva di capacità del sistema ridotto viene ottenuta scalando la curva di pushover del punto di controllo master, applicando un coefficiente di partecipazione Γ , definito come segue:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2}$$

Dove:

- m_i : massa associata alla i-esimo punto di controllo, che può essere identificata con la massa di una quota sismica quando il punto di controllo coincide con il baricentro di un impalcato;

- ϕ : vettore rappresentativo del primo modo della struttura nella direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

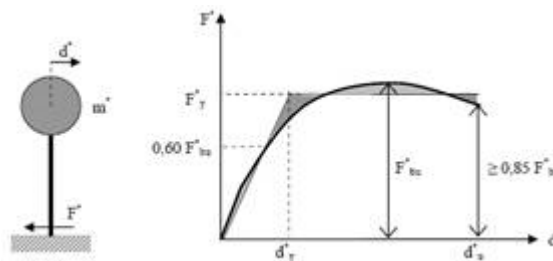
Al sistema ridotto viene associata una massa equivalente (m^*) della struttura, definita come segue:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2$$

La curva del sistema ridotto viene semplificata secondo una bilatera equivalente caratterizzata da :

- k^* : rigidezza elastica;
- F_y^* : limite elastico;
- u_y^* , u_u^* : spostamento al limite elastico e ultimo.

La rigidezza della bilatera equivalente viene fissata pari alla rigidezza secante alla curva del sistema ridotto in corrispondenza di un livello di forza pari al 60% del massimo. Il limite di snervamento viene quindi determinato imponendo l'equivalenza energetica tra i due sistemi.



Equivalenza energetica

Il periodo del sistema ridotto risulta:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Per strutture flessibili con $T^* \geq T_c$ lo spostamento massimo del sistema bilineare (d_{max}^*) può essere assunto pari al massimo spostamento di un sistema elastico equivalente ($d_{e,max}^*$). Tale parametro può essere desunto dallo spettro di progetto in termini di spostamento S_{De} :

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Per strutture rigide ($T^* < T_c$) lo spostamento massimo del sistema non lineare viene amplificato rispetto a quello del sistema elastico equivalente utilizzando l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

con:

$$q^* = \frac{S_s(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Lo spostamento del punto di controllo della struttura reale si ottiene:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

Calcolo della capacità di spostamento

Le capacità di spostamento della struttura per ciascuno stato limite vengono identificati, sulla curva di capacità come segue (C7.8.1.5.4 Circolare 21/01/2019 n°7):

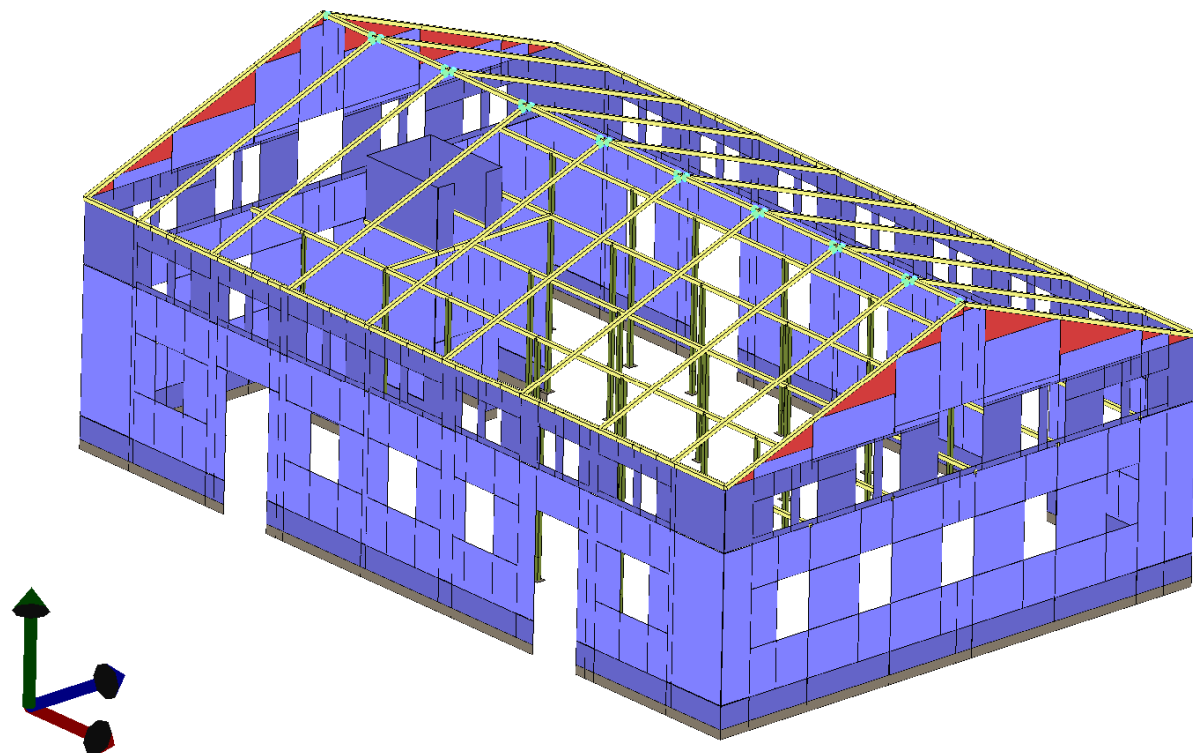
- Capacità di spostamento allo SLU (d_u): spostamento del punto di controllo corrispondente ad una riduzione della resistenza pari al 20% del massimo;
- Capacità di spostamento allo SLD (d_d): valore di spostamento del punto di controllo minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo tra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore dello 0.3% dell'altezza di piano.

Per ciascuno stato limite viene definito un coefficiente di sicurezza pari al rapporto tra la capacità di spostamento e la relativa domanda.

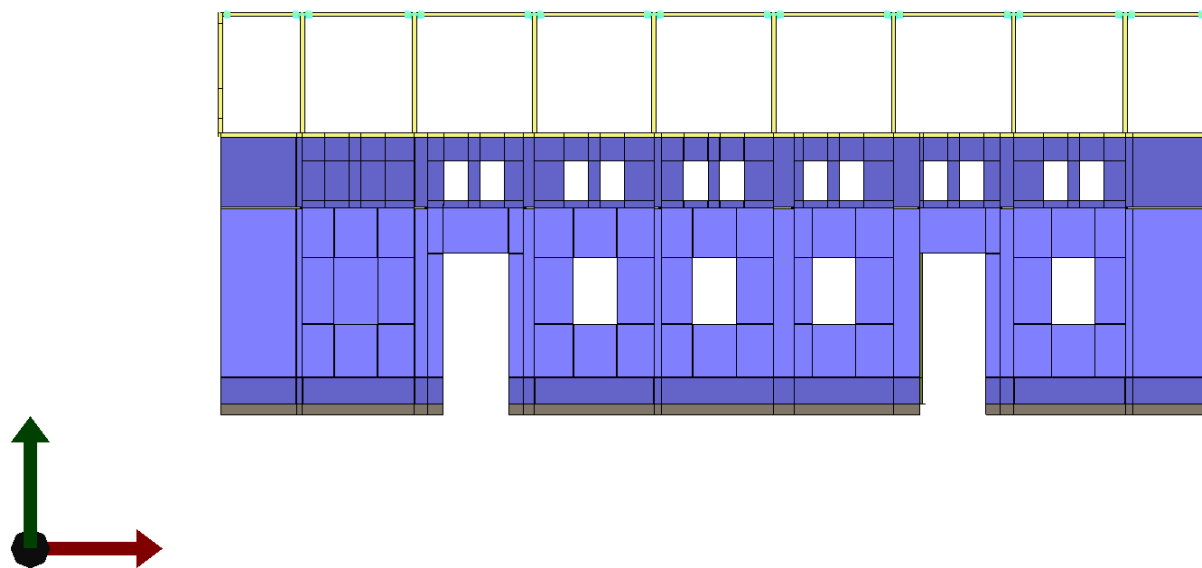
Analisi sismica globale dell'edificio

Dettagli di modellazione

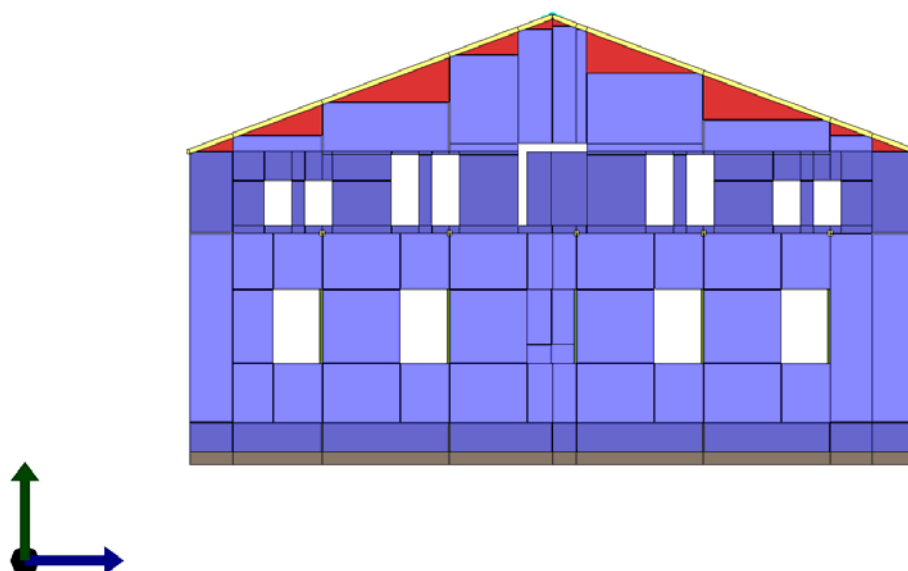
Di seguito si riportano le caratteristiche principali del modello numerico della struttura in oggetto. Tali informazioni facilitano la lettura dei risultati riportati nei capitoli successivi della presente relazione e i tabulati di calcolo allegati.



Modello 3DMacro - Vista assonometrica 1.



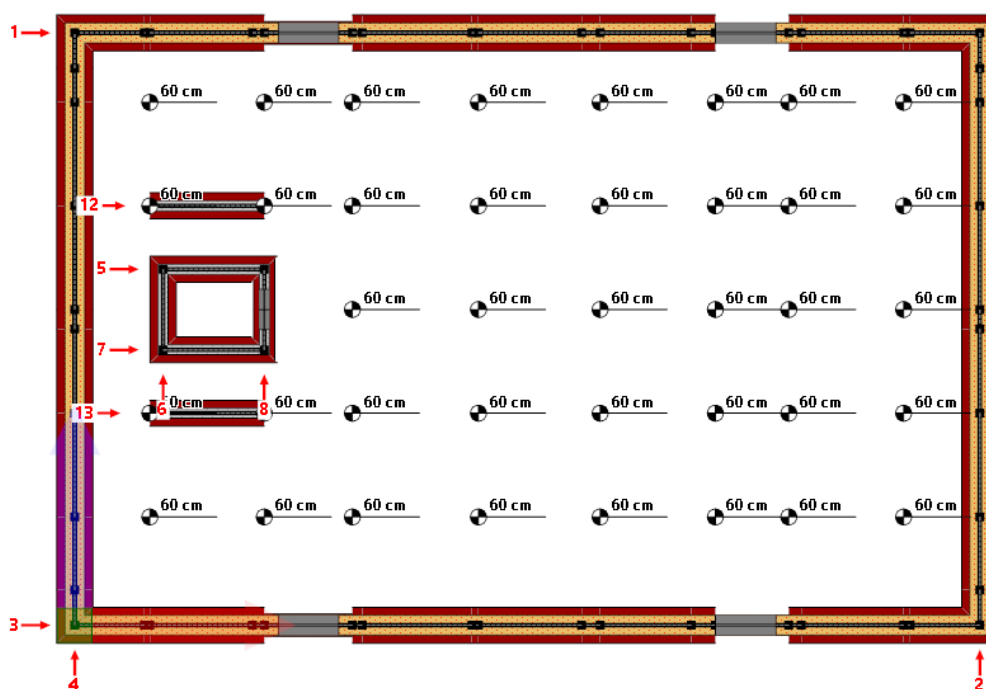
Modello 3DMacro – Prospetto longitudinale (nord e sud).



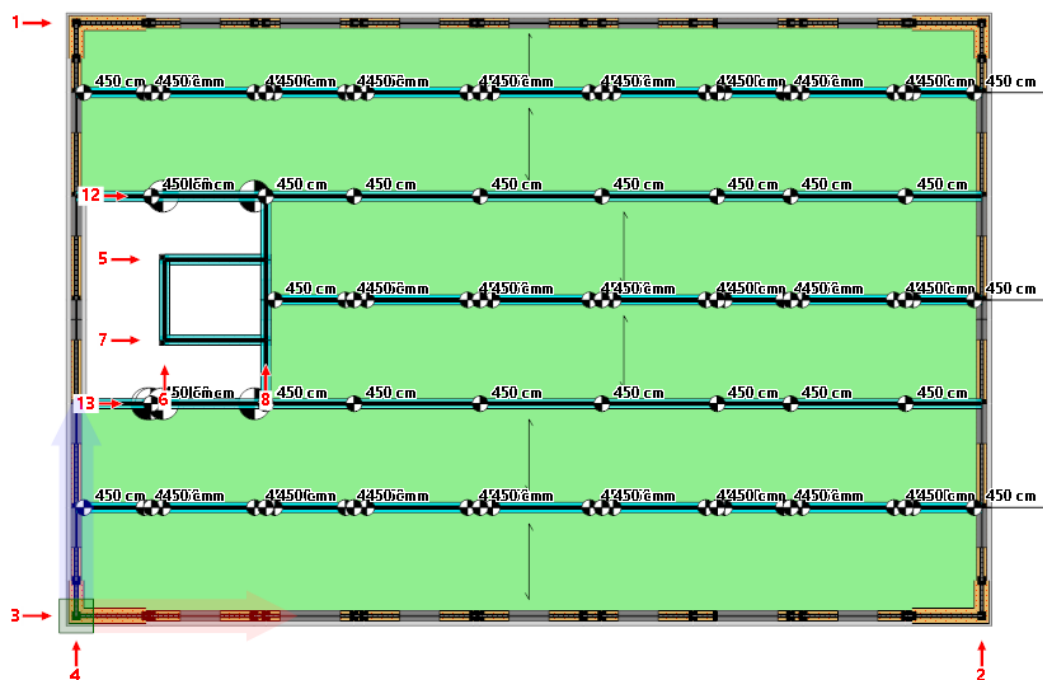
Modello 3DMacro – Prospetto trasversale (est e ovest).

Schemi resistenti

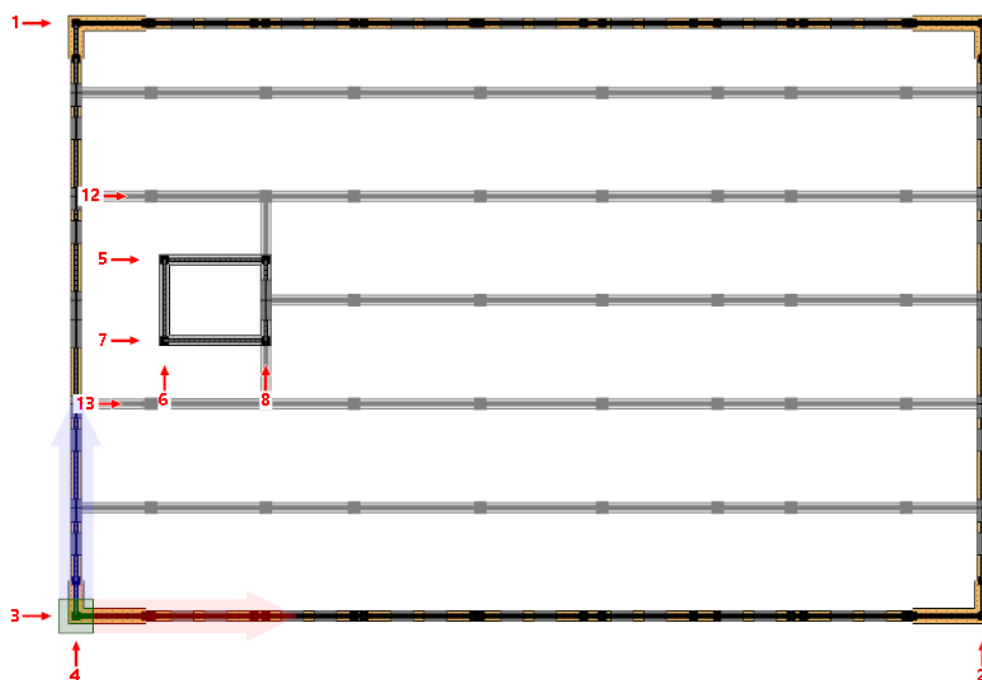
Si riportano di seguito le piante dell'edificio con l'indicazione e denominazione degli elementi resistenti.



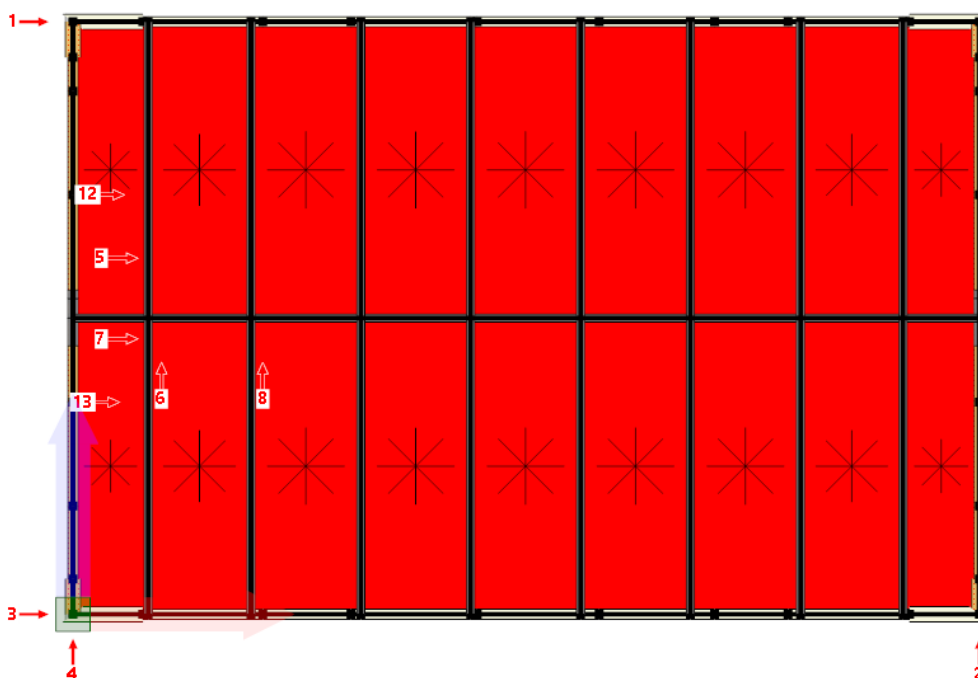
Pianta a quota 60 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



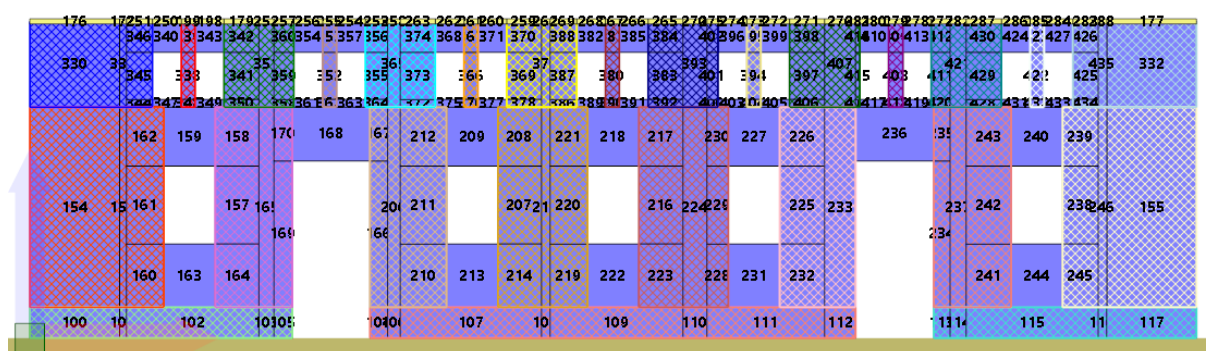
Pianta a quota 450 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



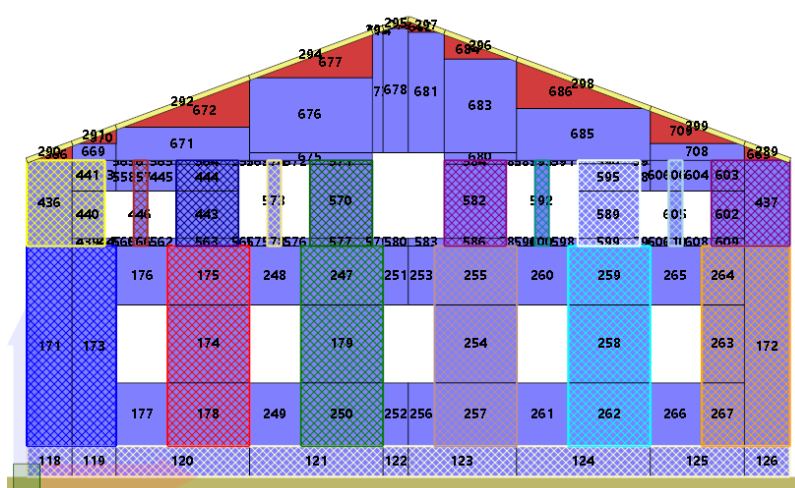
Pianta a quota 617 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



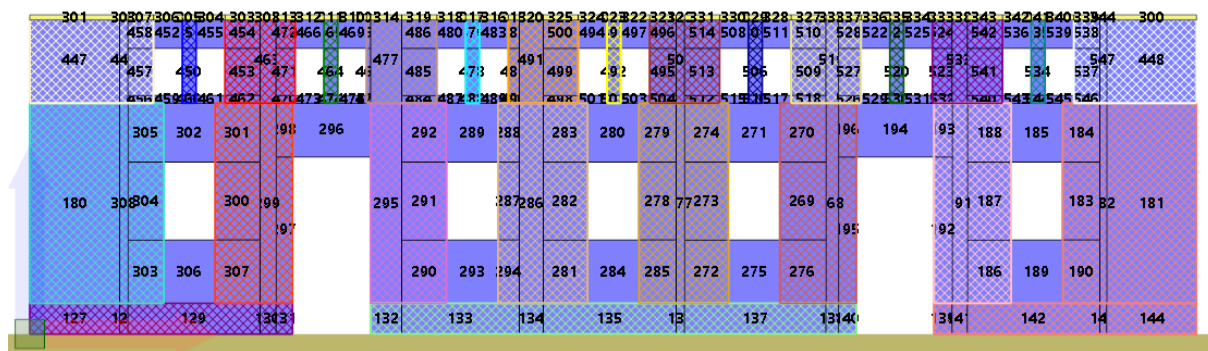
Pianta a quota 893 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



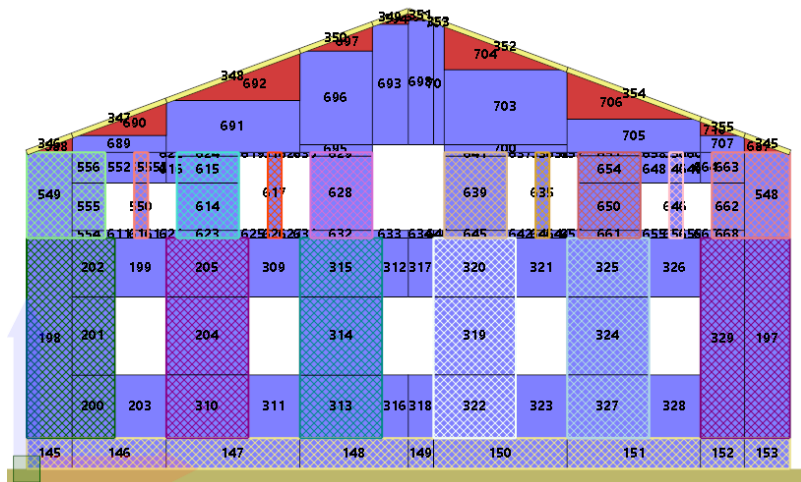
Parete 1



Parete 2



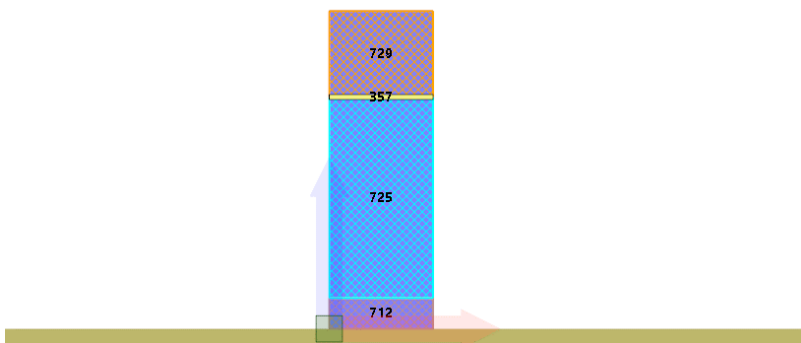
Parete 3



Parete 4



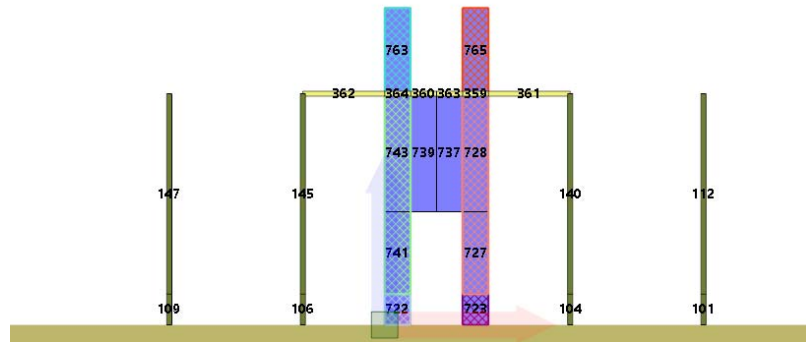
Parete 5



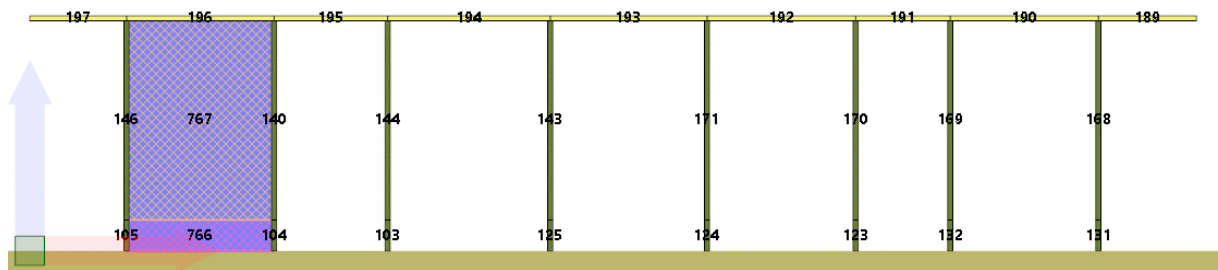
Parete 6



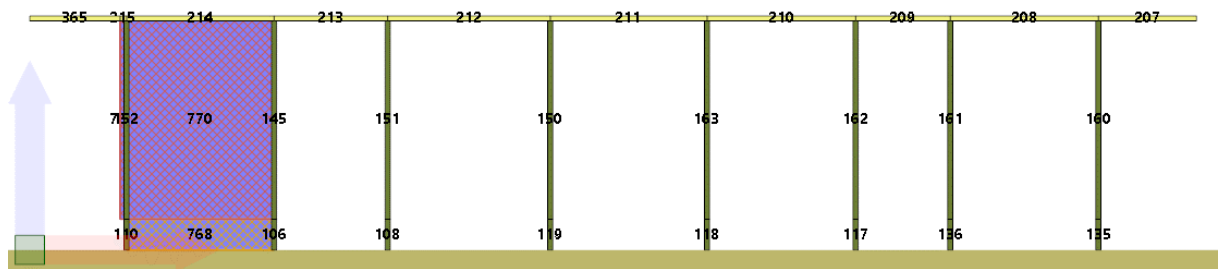
Parete 7



Parete 8



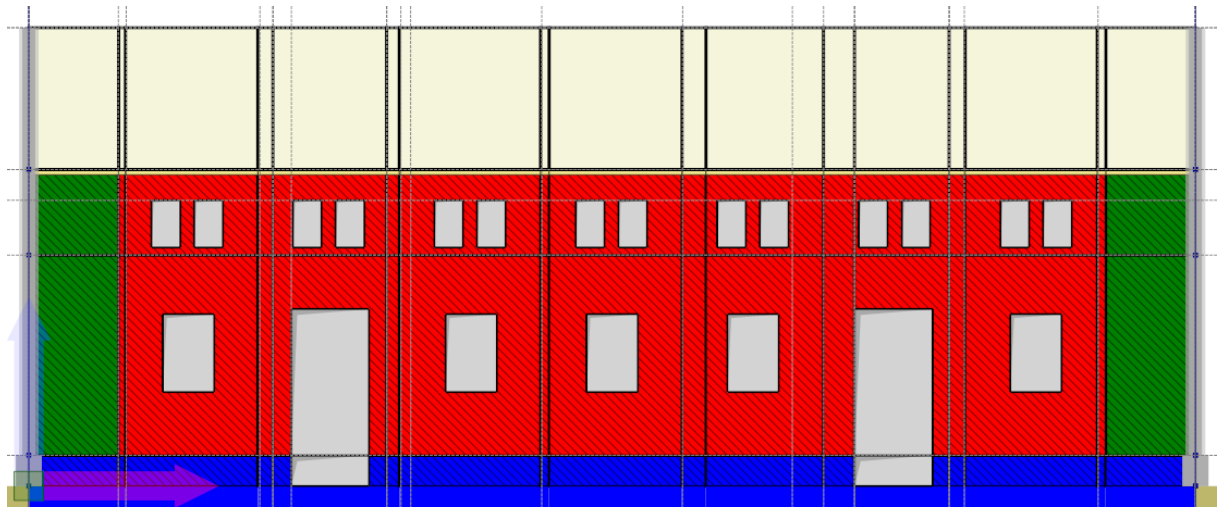
Parete 12



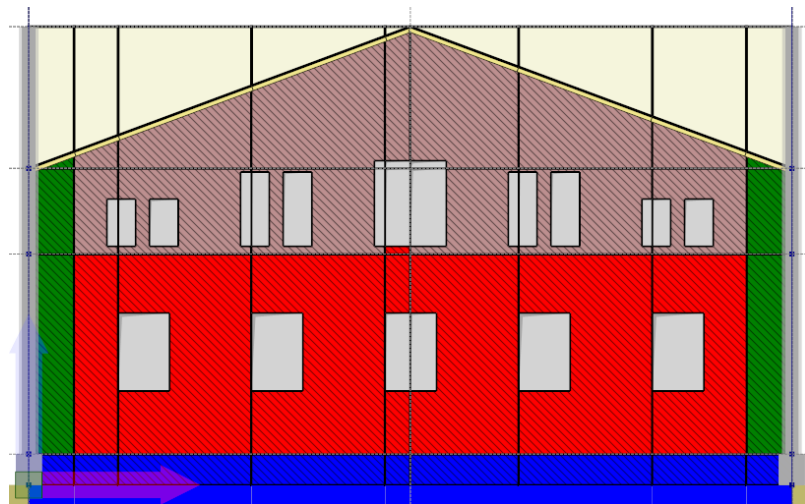
Parete 13

Formati

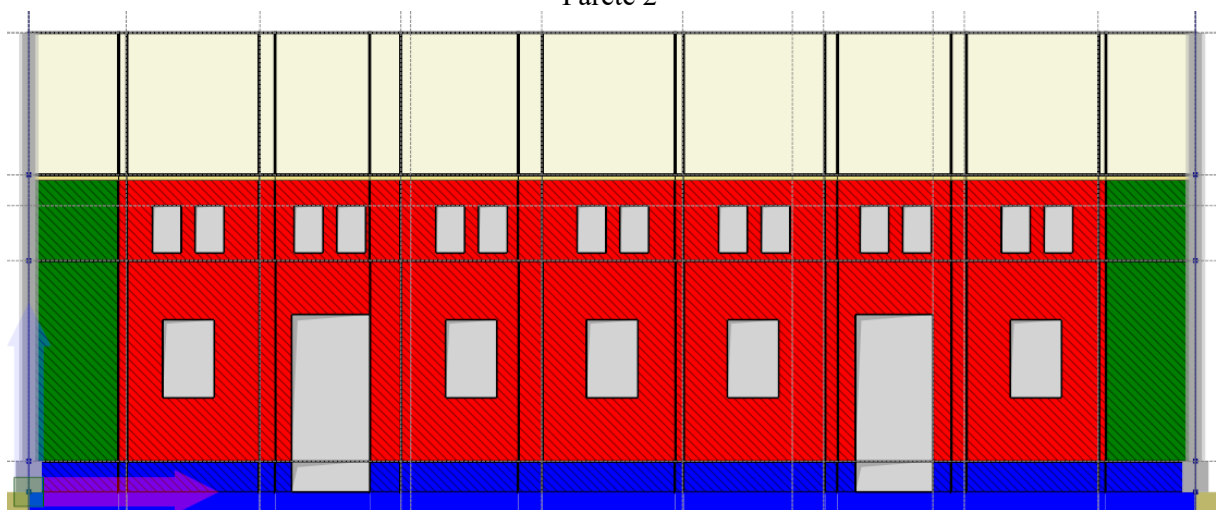
Le figure seguenti mostrano la distribuzione dei formati per le varie tipologie di murature adottate all'interno del modello.



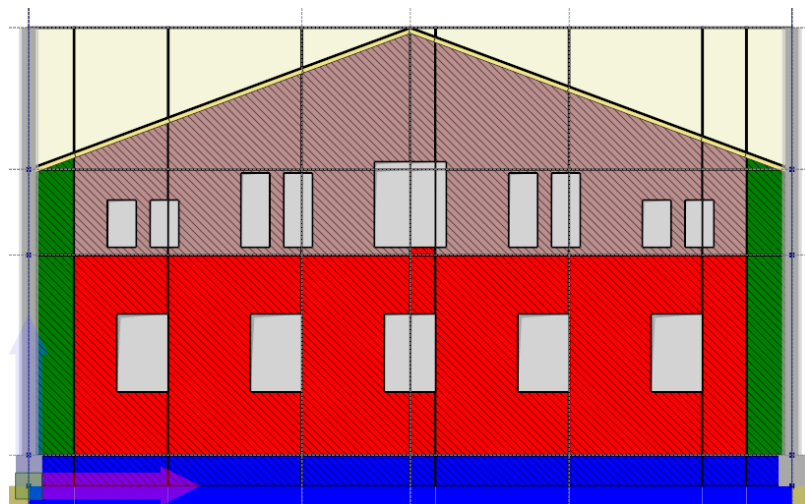
Parete 1



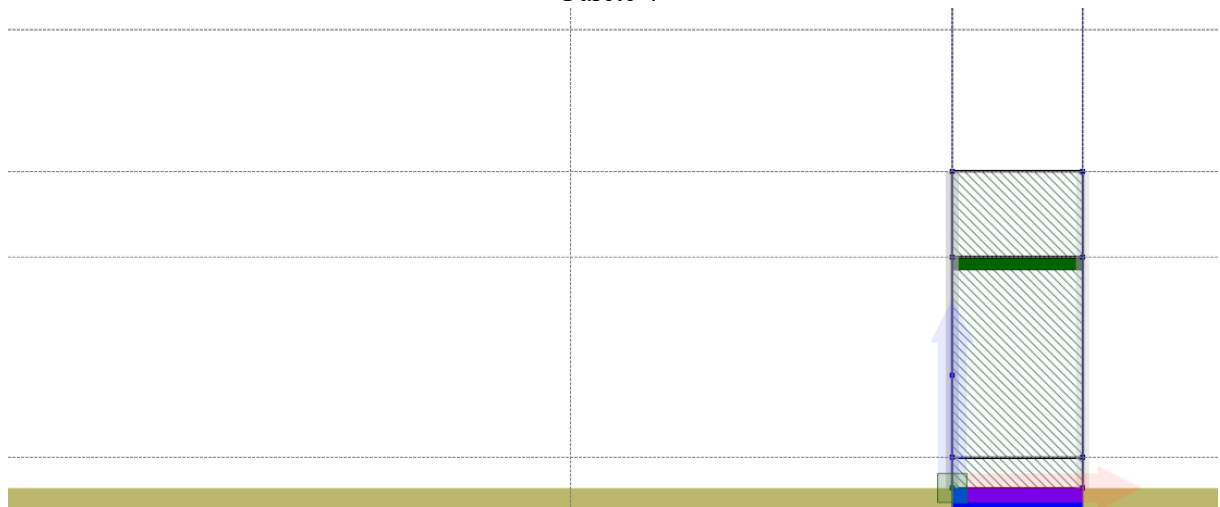
Parete 2



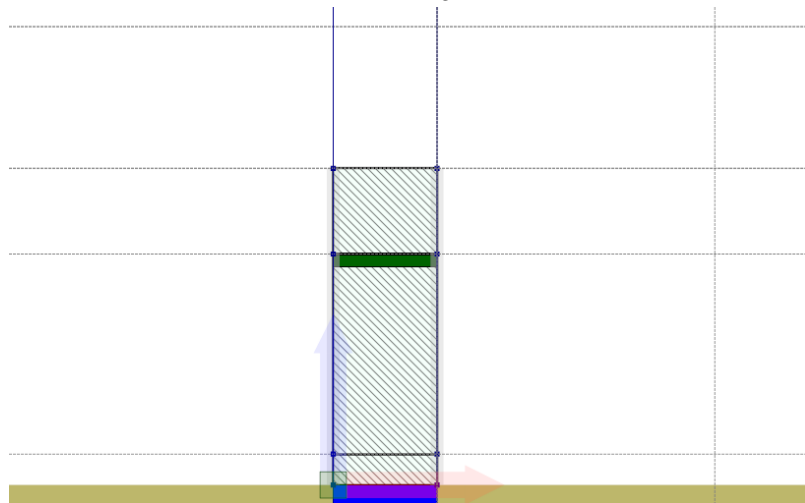
Parete 3



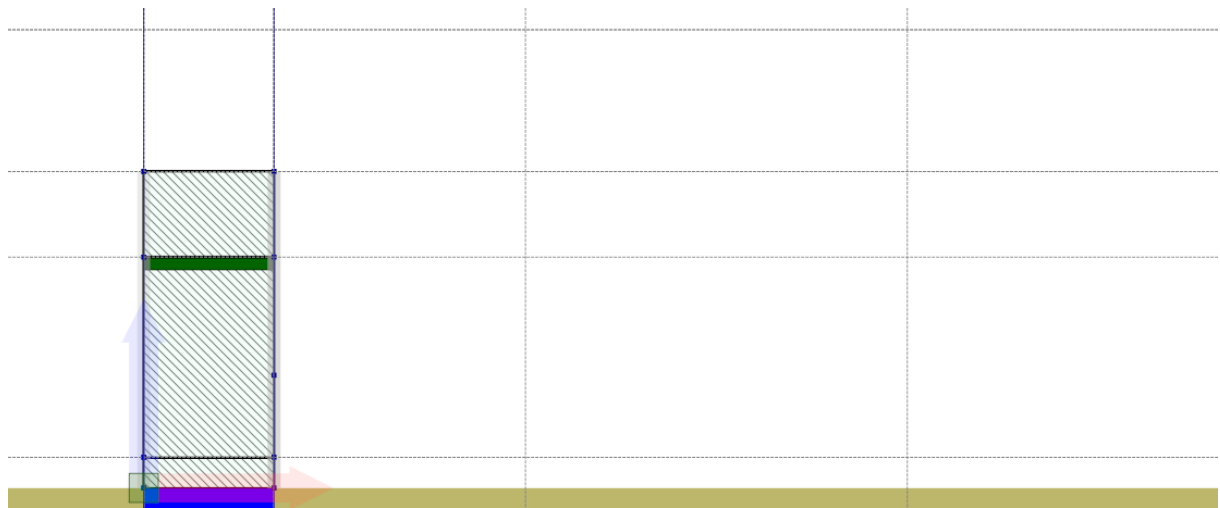
Parete 4



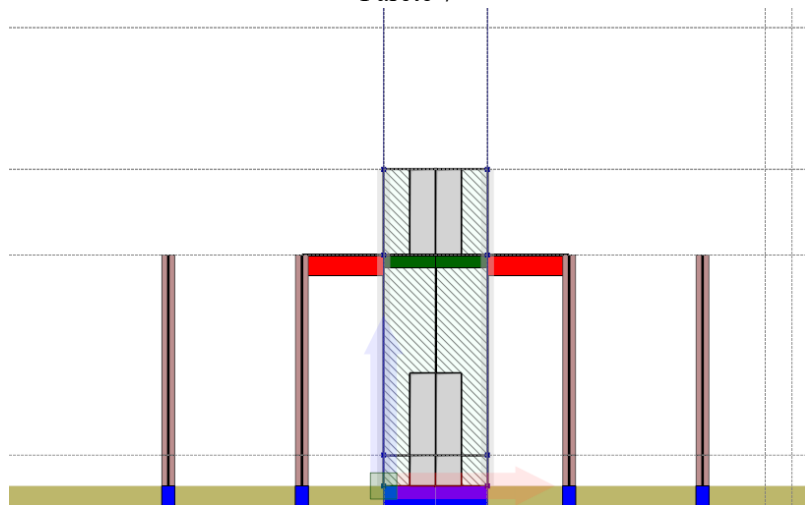
Parete 5



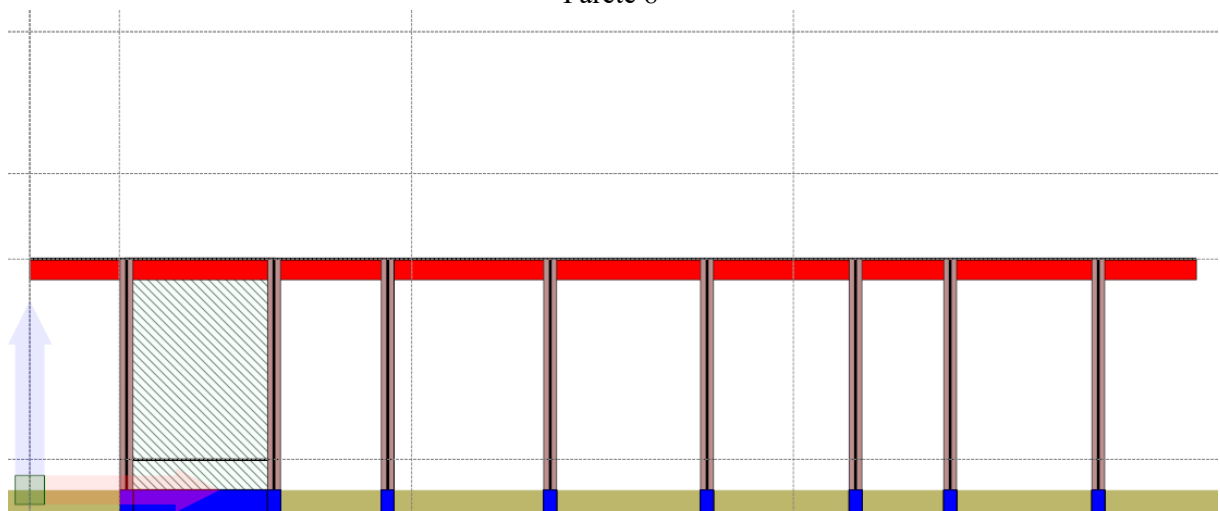
Parete 6



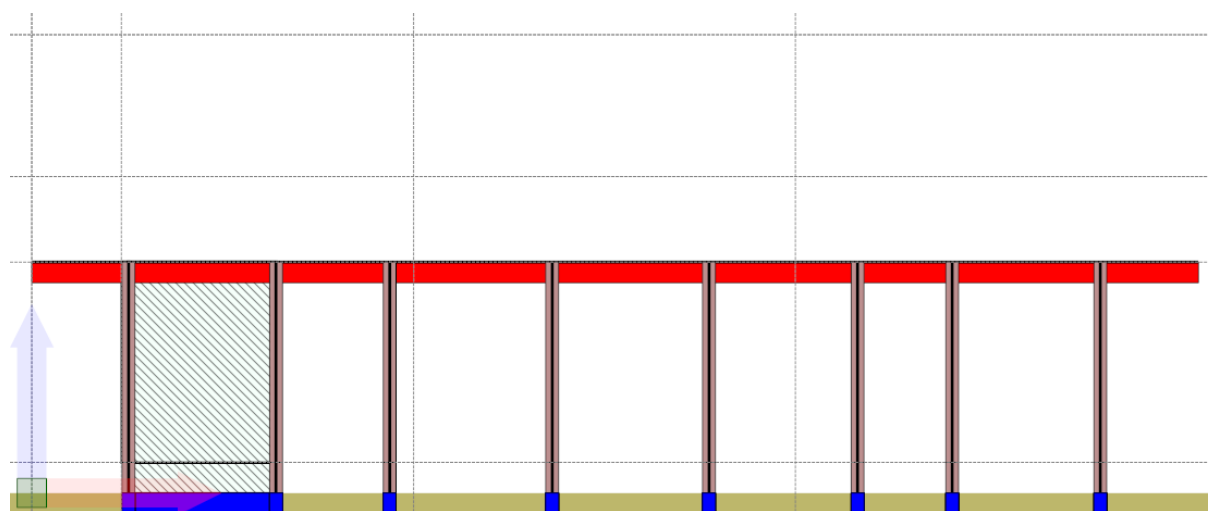
Parete 7



Parete 8



Parete 12



Parete 13

Legenda Formati Murature e Setti in c.a.

| | |
|--|-------------------|
| | Pietra |
| | Laterizio_25 |
| | Laterizio_38 |
| | Laterizio_25_rinf |
| | Setto_CA |

Legenda Formati Aste

| | |
|--|---------------------|
| | Trave_CA |
| | Pilastro_CA |
| | Puntoni |
| | Sezione_trave_colmo |
| | Sezione_fittizia |

Legenda Formati Fondazioni

| | |
|--|------------------|
| | FondazioneLinea1 |
| | FondazionePunto1 |

Analisi modale

Di seguito si riportano i dettagli dell'analisi modale definita per il modello in oggetto:

- Il periodo proprio dei modi (T)
- La frequenza circolare modale (w)
- La massa modale del singolo modo nelle direzioni X, Y e Z (Mx, My, Mz)
- La massa modale cumulata nelle direzioni X, Y e Z (Mx sum, My sum, Mz sum)
- Il coefficiente di partecipazione modale nelle direzioni X, Y e Z (Γ_x , Γ_y , Γ_z)

| Modo | T | w | Mx | My | Mz | Mx | My | Mz | Mx Sum | My Sum | Mz Sum | Γ_x | Γ_y | Γ_z |
|------|----------|-------|----------------------|----------------------|----------------------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|------------|------------|------------|
| | s | rad/s | kNs ² /cm | kNs ² /cm | kNs ² /cm | % | % | % | % | % | % | | | |
| 1 | 0.243332 | 25.82 | 0.0000 | 4.2858 | 0.0002 | 0.000 | 85.596 | 0.004 | 0.00 | 85.60 | 0.00 | 0.004 | 2.070 | 0.012 |

Risultati delle analisi sismiche

Nel presente capitolo vengono riportati i risultati delle analisi statiche non-lineari di tipo sismico (*push-over*) in termini di:

- meccanismi di collasso, deducibili dall'osservazione delle deformate a collasso, con relativi indicatori di danno;
- curve di capacità, che consistono nel diagramma dell'andamento di un parametro di spostamento rappresentativo della struttura in funzione di un parametro generalizzato di resistenza.

Schema degli indicatori di danno adottati:



Le curve di capacità vengono espresse in termini di coefficiente di taglio alla base (C_b) dato dal taglio alla base dell'edificio lungo la direzione di carico, adimensionalizzato rispetto al peso sismico dell'edificio stesso:

$$C_b = \frac{V_b}{W}$$

in funzione dello spostamento, lungo la direzione di carico, dei punti di controllo scelti.

Riepilogo risultati analisi

Nella tabella di riepilogo vengono forniti i valori delle grandezze maggiormente significative ai fini della resistenza sismica:

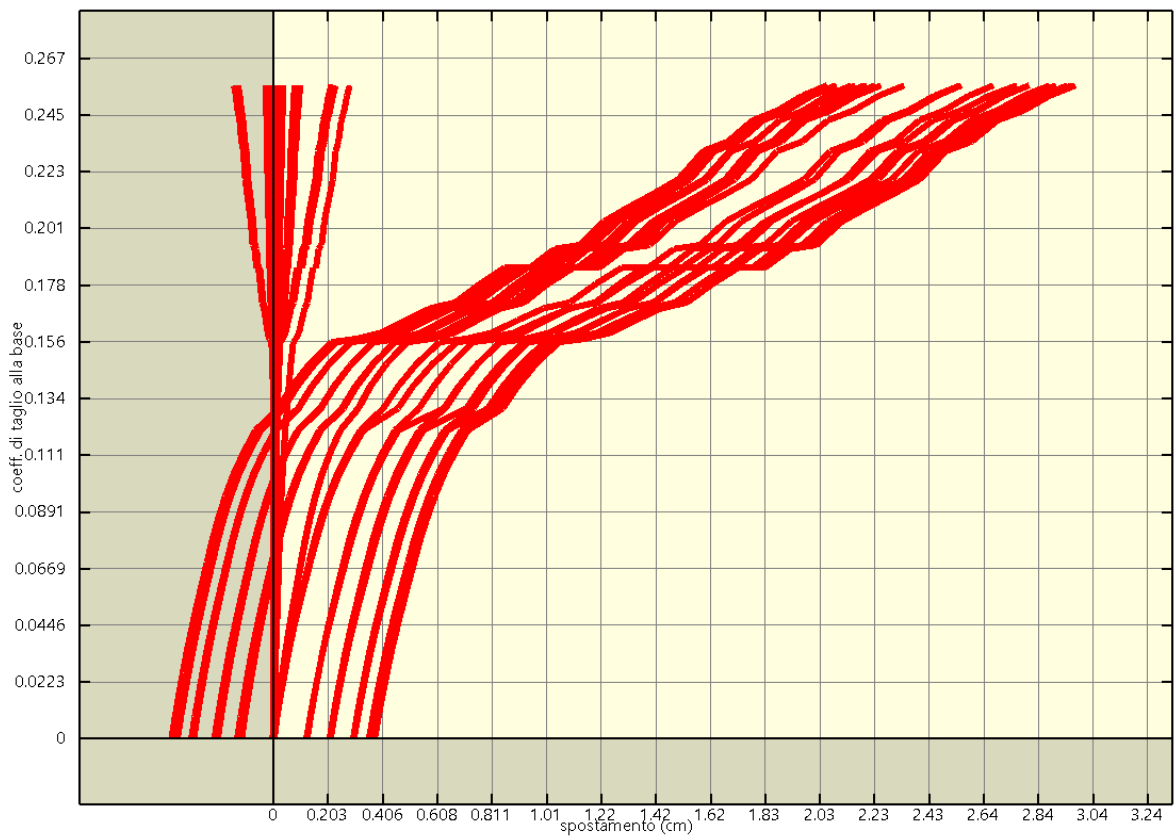
- il taglio massimo sopportato dalla struttura ($V_{b,ultimo}$);
- il coefficiente di taglio alla base massimo ($C_{b,ultimo}$);
- lo spostamento massimo fra tutti i punti di controllo nella direzione di carico (u_{max});
- la massima deriva di piano (δ_{ultimo})

Riepilogo risultati analisi sismiche

| Analisi | $V_{b,ultimo}$ | W | $C_{b,ultimo}$ | u_{max} | δ_{ultimo} |
|--------------------------|----------------|---------|----------------|-----------|-------------------|
| | kN | kN | | cm | % |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | 2286.48 | 4310.79 | 0.53 | 3.63 | 1.28 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | 1107.11 | 4310.79 | 0.26 | 2.98 | 1.33 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Massa | 1211.04 | 4310.79 | 0.28 | 4.23 | 1.95 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | 1641.15 | 4310.79 | 0.38 | 2.11 | 1.09 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | 1775.26 | 4310.79 | 0.41 | 1.01 | 0.37 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | 1110.54 | 4310.79 | 0.26 | 5.02 | 3.26 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | 1099.59 | 4310.79 | 0.26 | 4.96 | 3.30 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | 2332.76 | 4310.79 | 0.54 | 3.90 | 1.36 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | 1906.91 | 4310.79 | 0.44 | 2.54 | 0.91 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | 1024.37 | 4310.79 | 0.24 | 5.10 | 2.32 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Acc | 991.19 | 4310.79 | 0.23 | 5.15 | 2.31 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | 1405.08 | 4310.79 | 0.33 | 2.61 | 0.94 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | 1412.82 | 4310.79 | 0.33 | 1.57 | 2.75 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | 739.24 | 4310.79 | 0.17 | 2.80 | 1.09 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | 1152.51 | 4310.79 | 0.27 | 5.12 | 3.26 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | 1727.46 | 4310.79 | 0.40 | 2.87 | 1.02 |



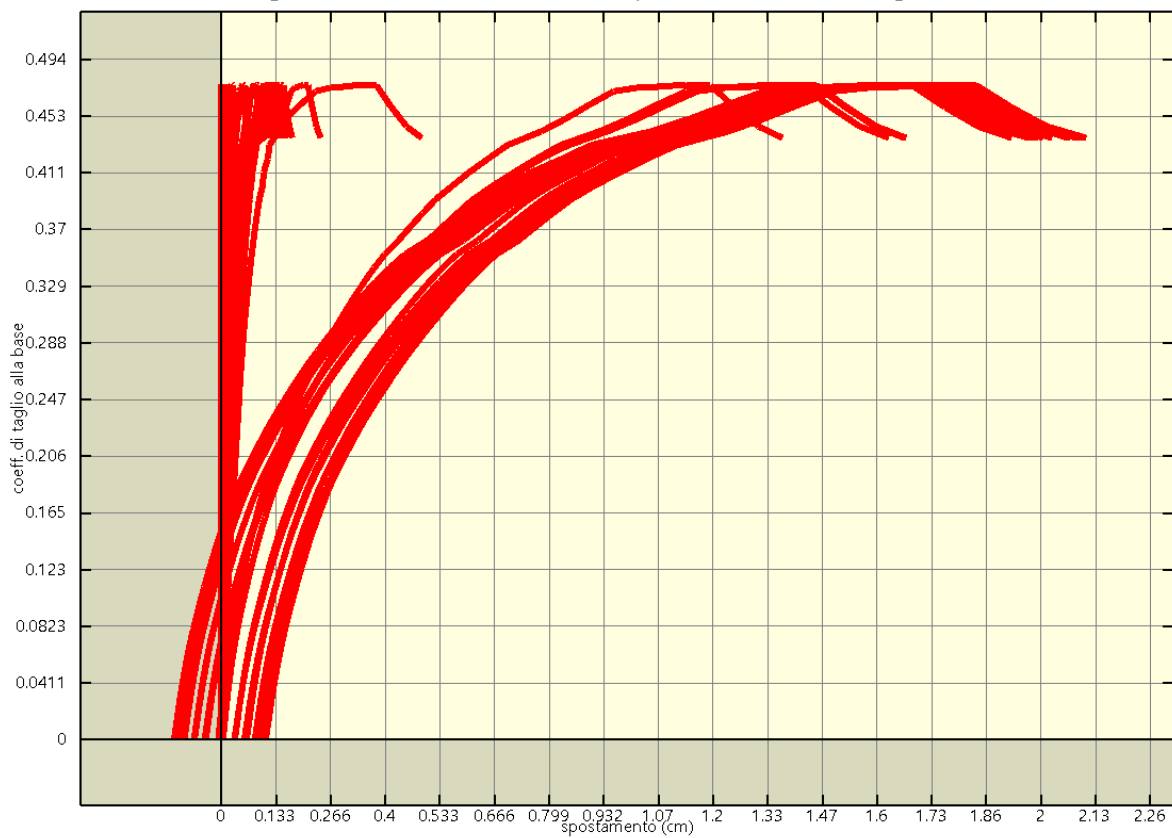
Analisi pushover "Pushover Ex+0.3Ey Massa" : curva di capacita'.



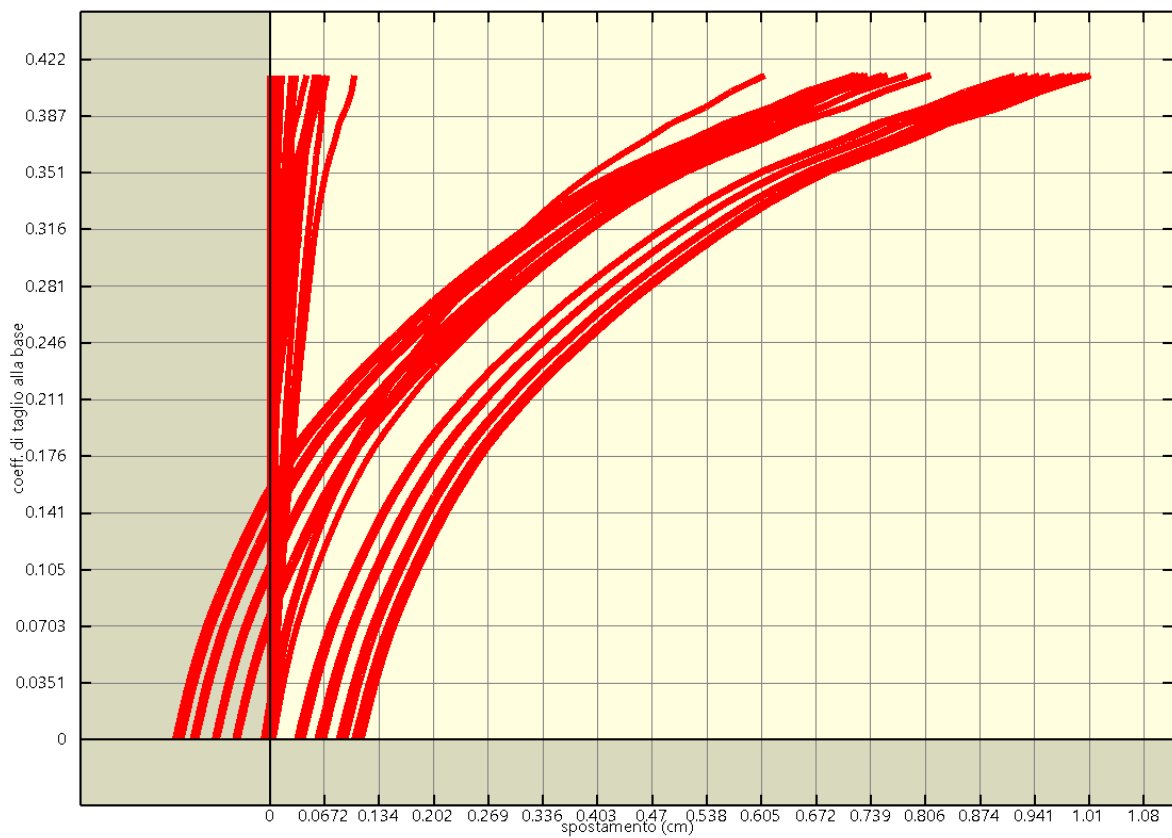
Analisi pushover "Pushover 0.3Ex+Ey Massa" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover -0.3Ex+Ey Massa" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover -Ex+0.3Ey Massa" : curva di capacita'.



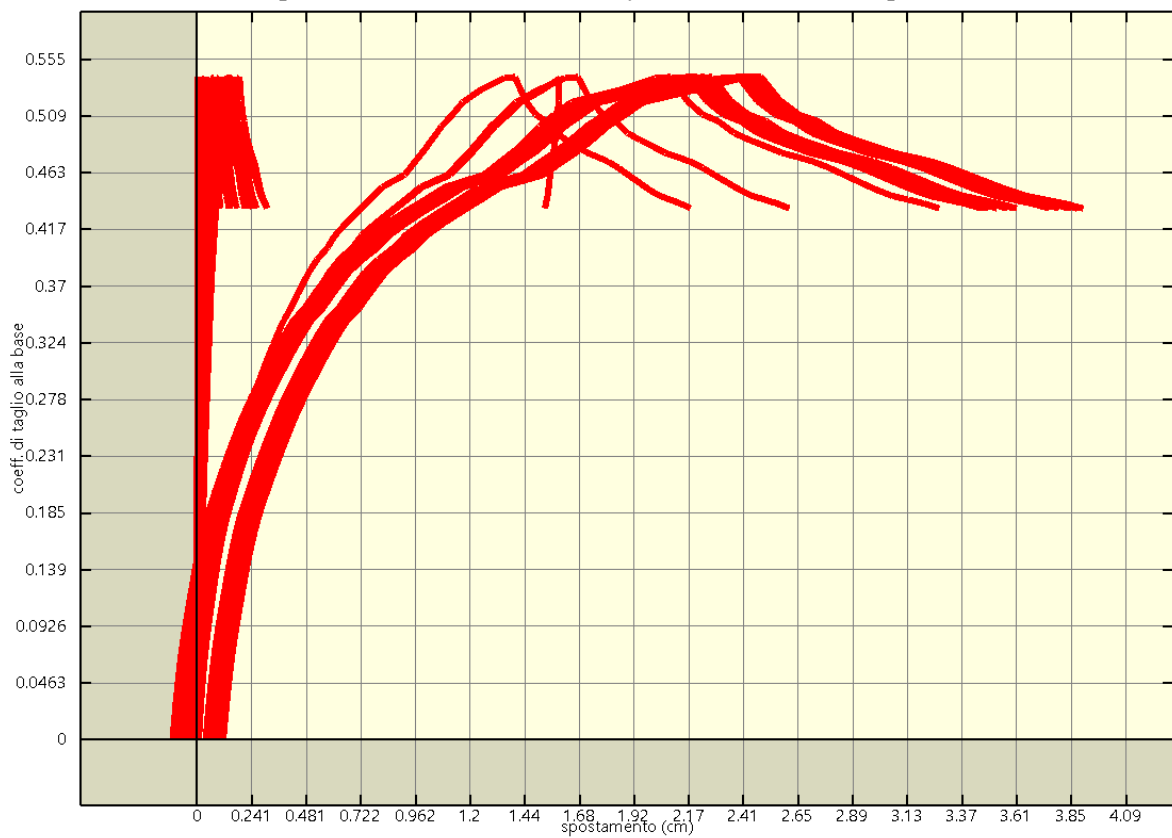
Analisi pushover "Pushover -Ex-0.3Ey Massa" : curva di capacita'.



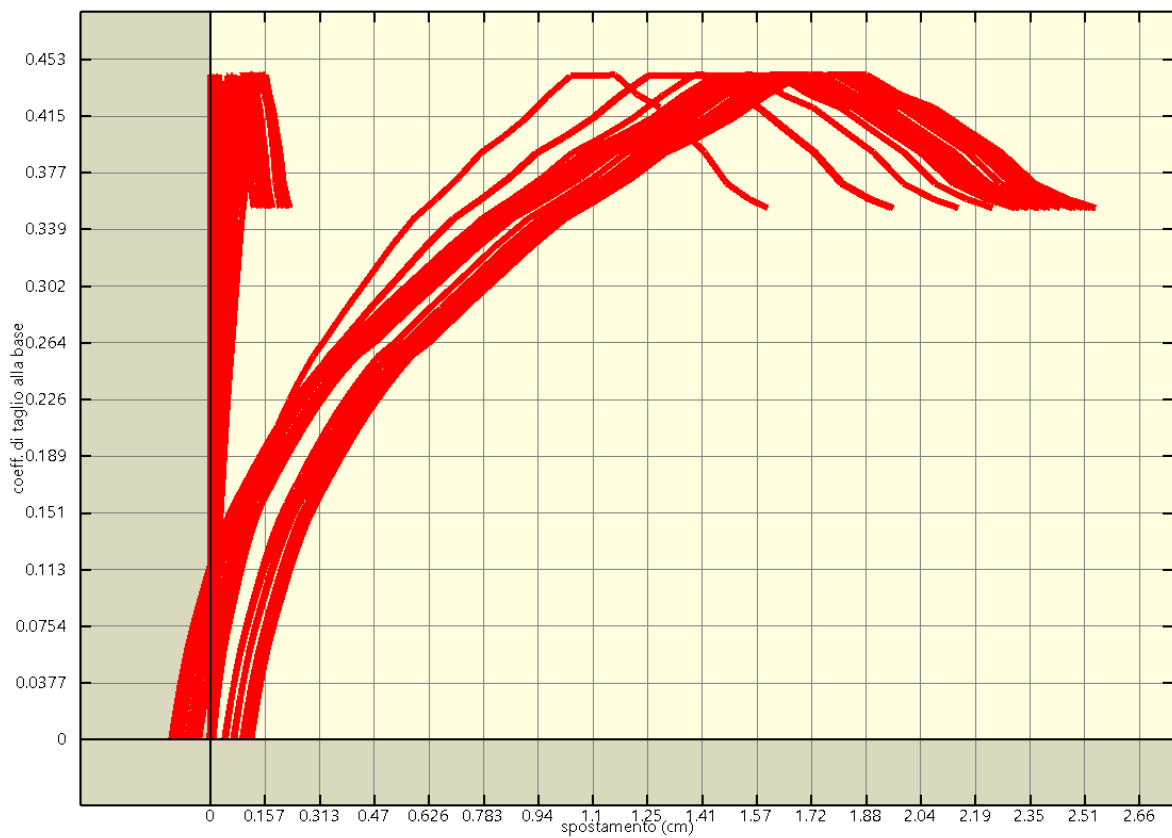
Analisi pushover "Pushover -0.3Ex-Ey Massa" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover 0.3Ex-Ey Massa" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover Ex-0.3Ey Massa" : curva di capacita'.



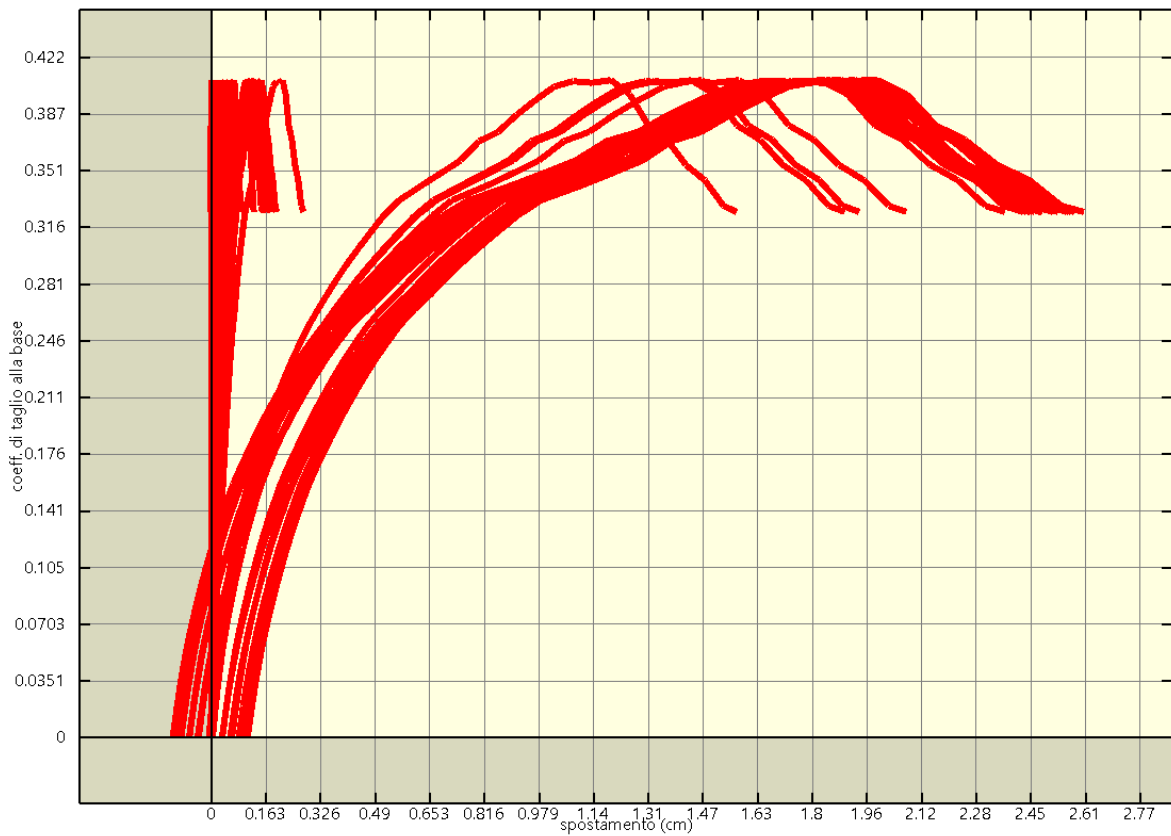
Analisi pushover "Pushover Ex+0.3Ey Acc" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover 0.3Ex+Ey Acc" : curva di capacita'.



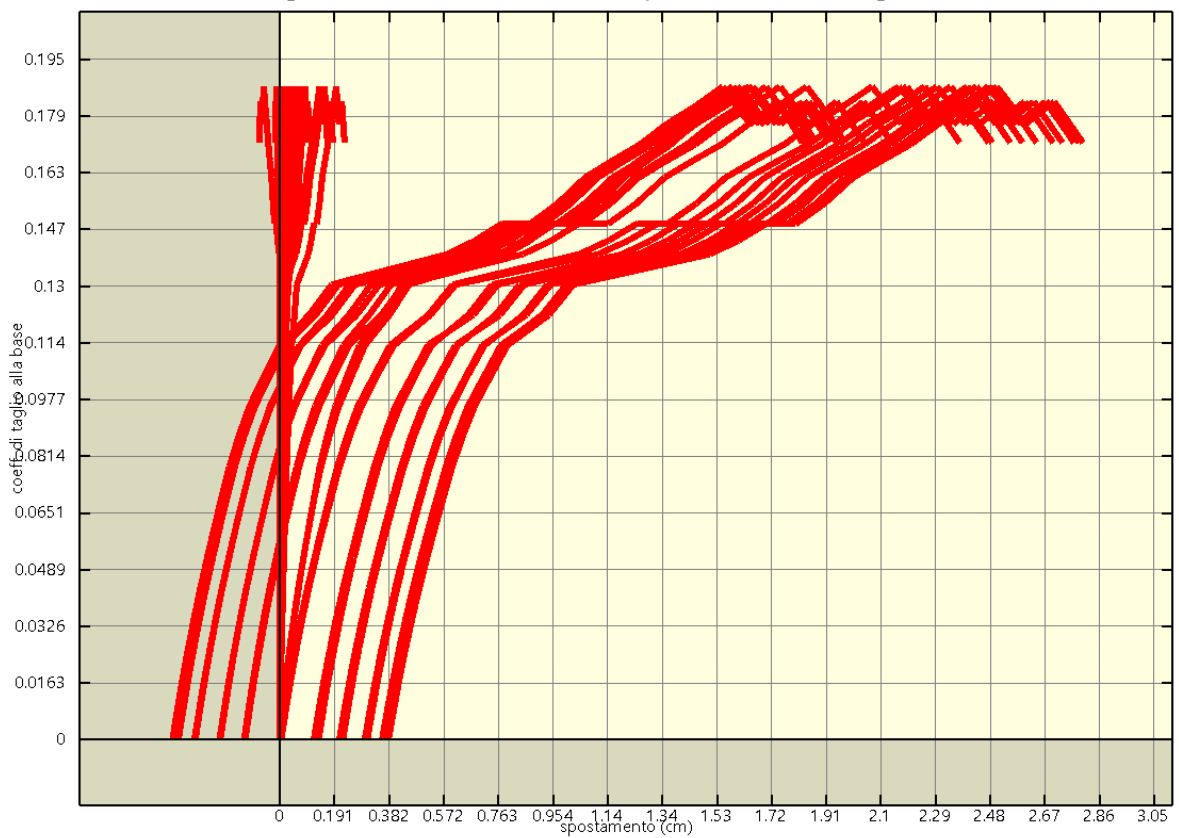
Analisi pushover "Pushover -0.3Ex+Ey Acc" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover -Ex+0.3Ey Acc" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover -Ex-0.3Ey Acc" : curva di capacita'.



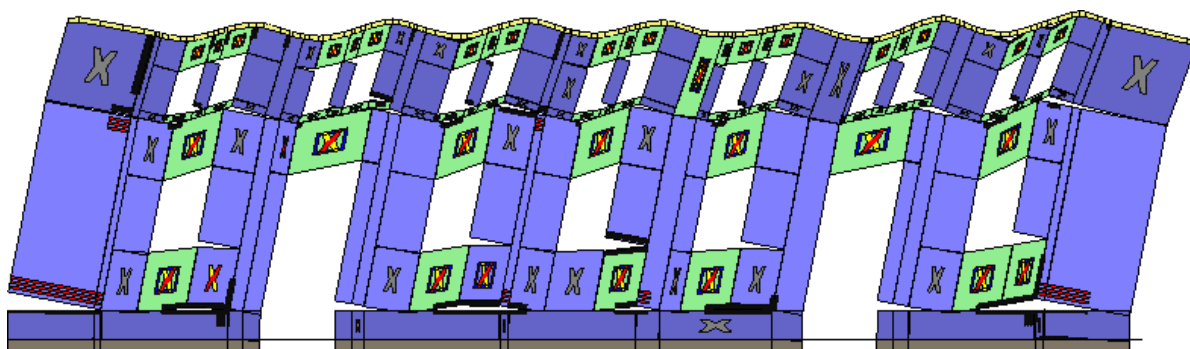
Analisi pushover "Pushover -0.3Ex-Ey Acc" : curva di capacita'.



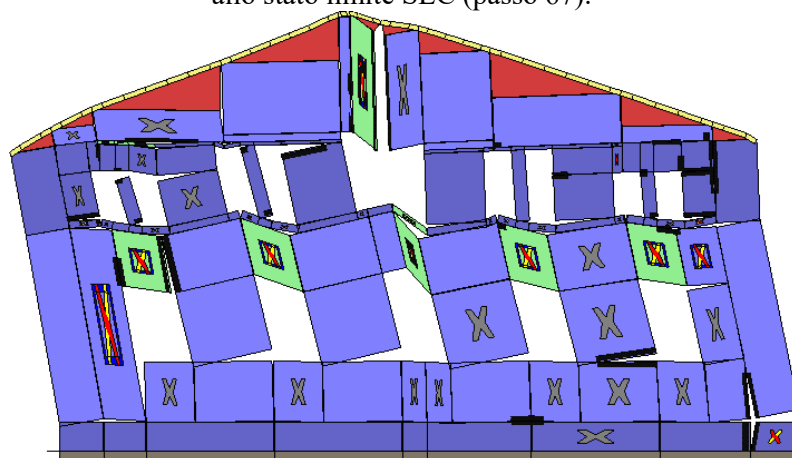
Analisi pushover "Pushover 0.3Ex-Ey Acc" : curva di capacita'.



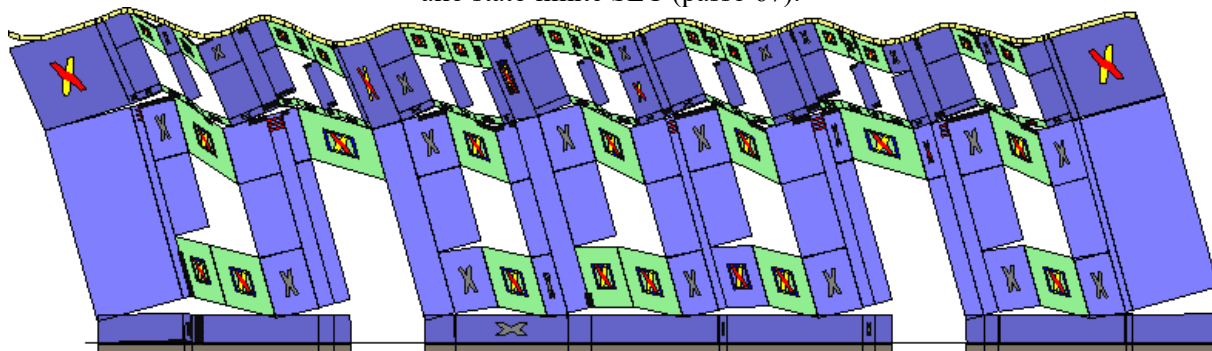
Analisi pushover "Pushover Ex-0.3Ey Acc" : curva di capacita'.



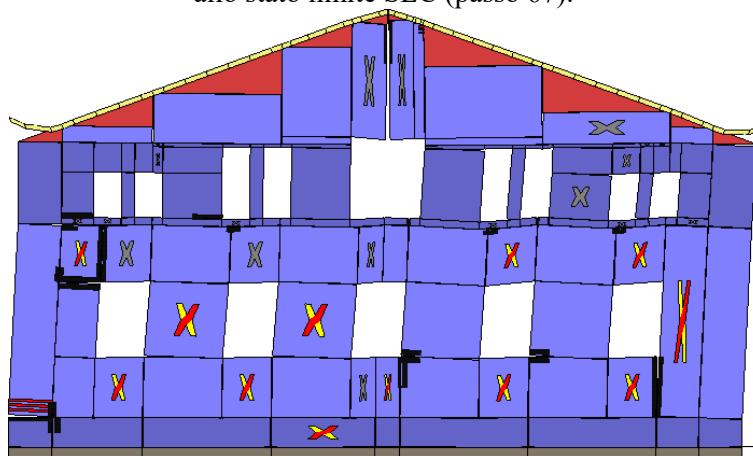
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



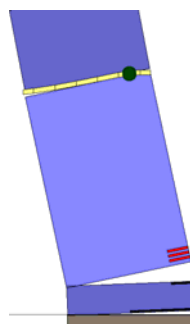
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



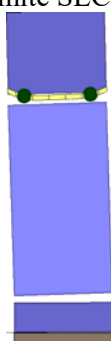
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



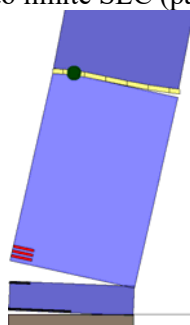
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



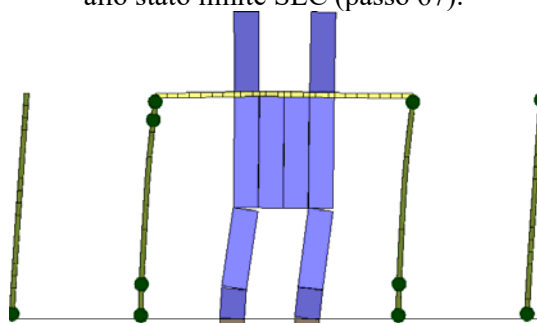
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



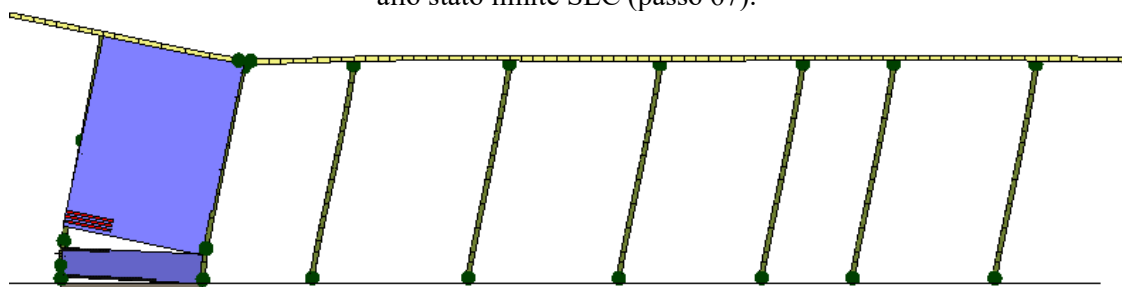
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



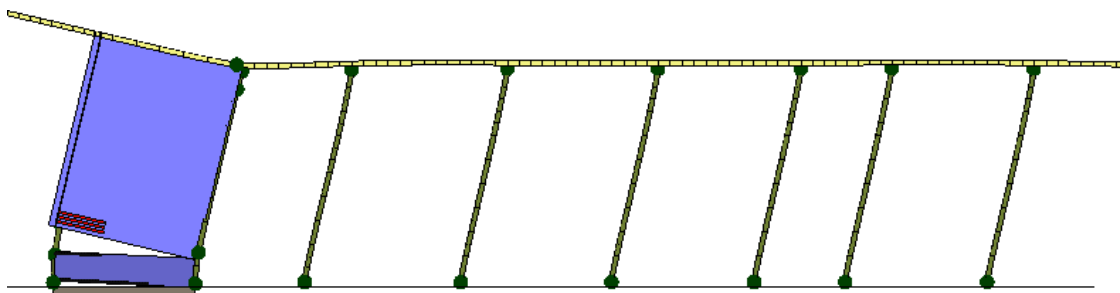
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



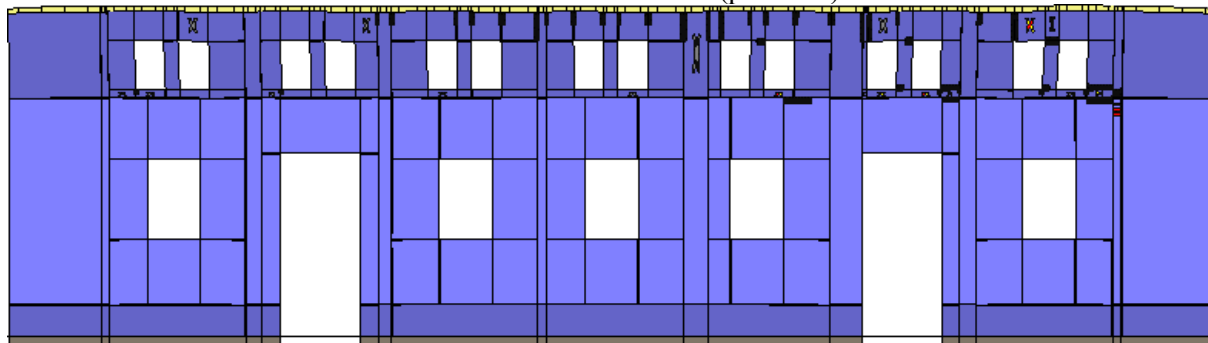
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



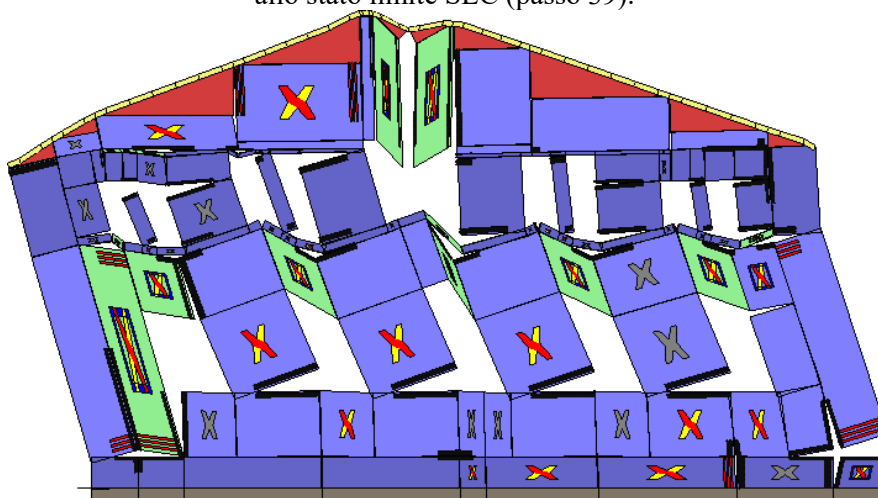
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



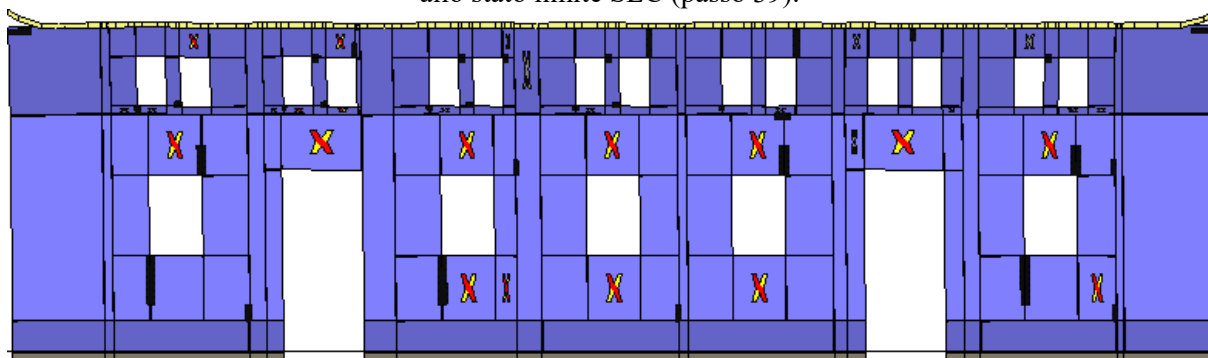
Analisi "Pushover $Ex+0.3E_y$ Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 67).



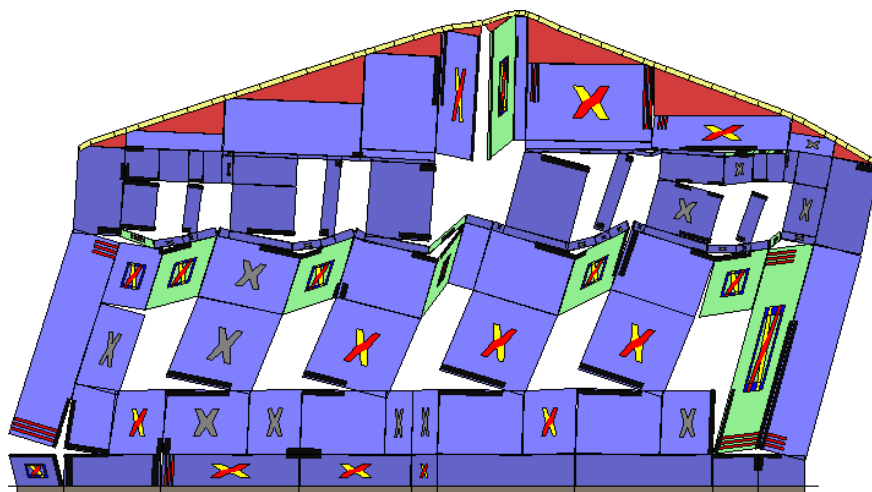
Analisi "Pushover $0.3Ex+E_y$ Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



Analisi "Pushover $0.3Ex+E_y$ Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



Analisi "Pushover $0.3Ex+E_y$ Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



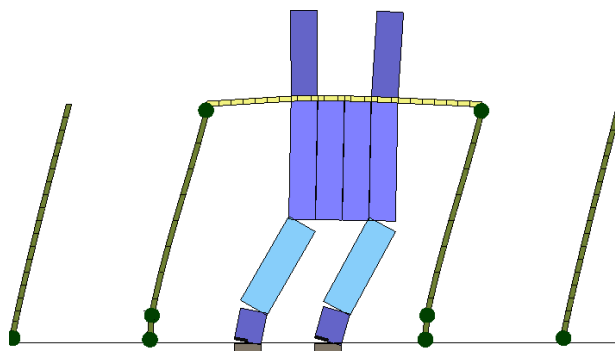
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



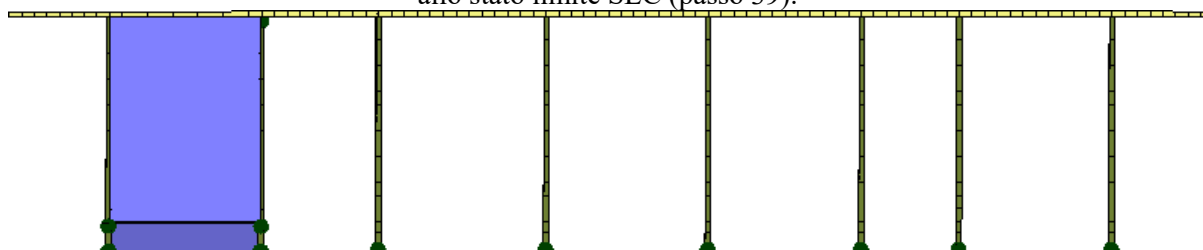
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



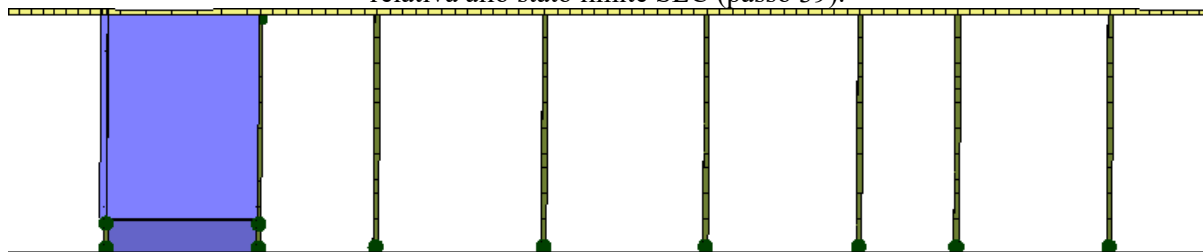
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



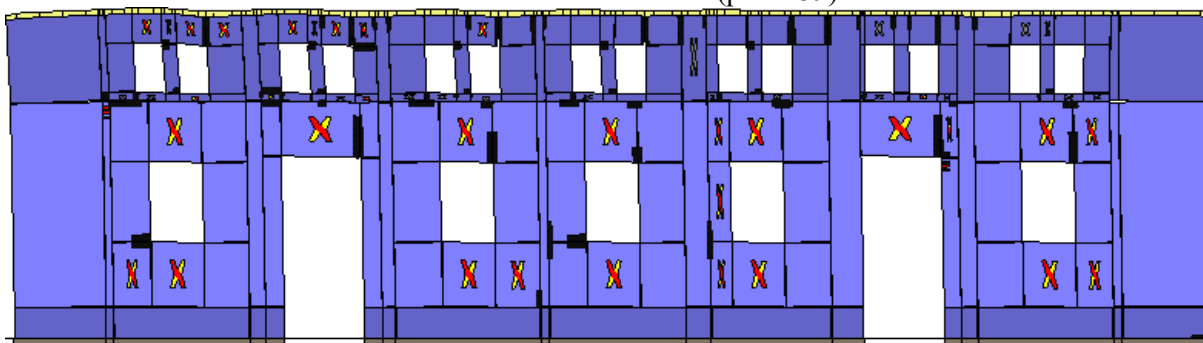
Analisi "Pushover $0.3E_x + E_y$ Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



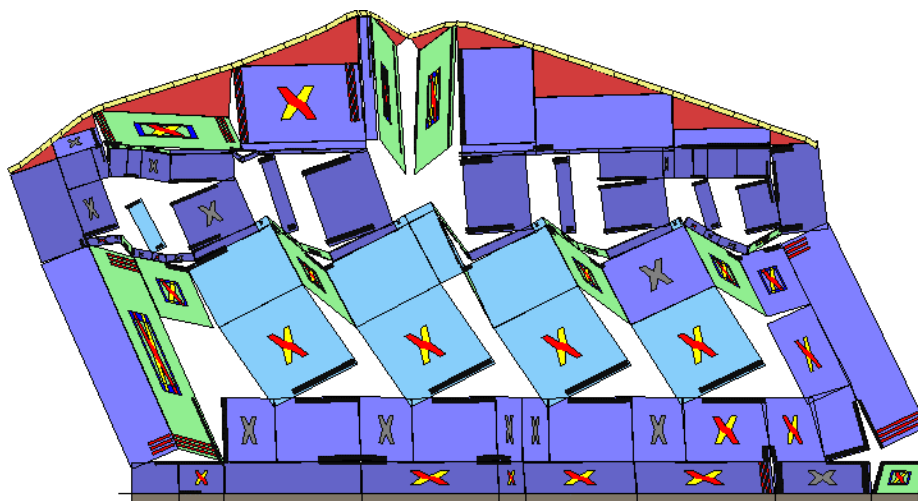
Analisi "Pushover $0.3E_x + E_y$ Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



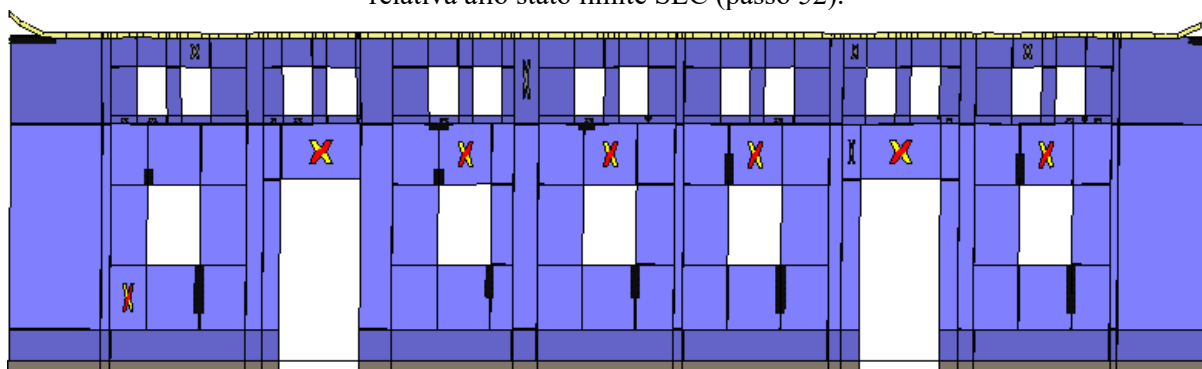
Analisi "Pushover $0.3E_x + E_y$ Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 39).



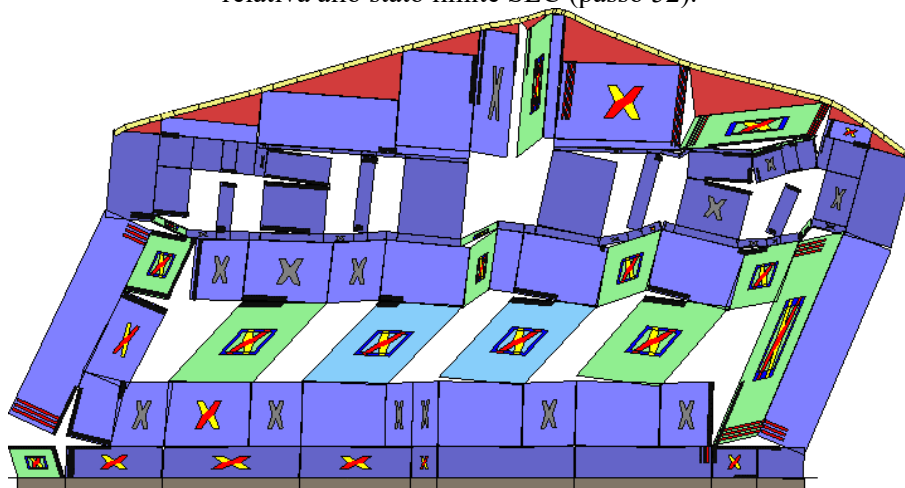
Analisi "Pushover $-0.3E_x + 1E_y$ Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).

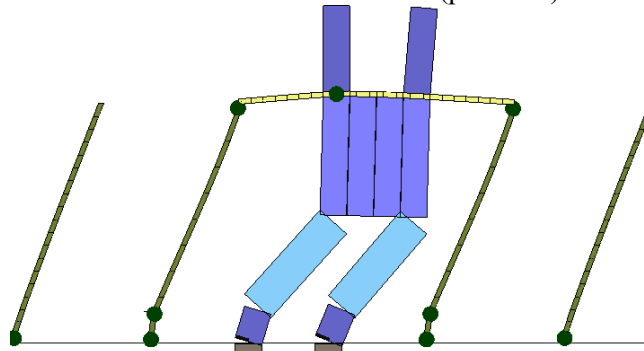
relativa allo stato limite SLC (passo 52).



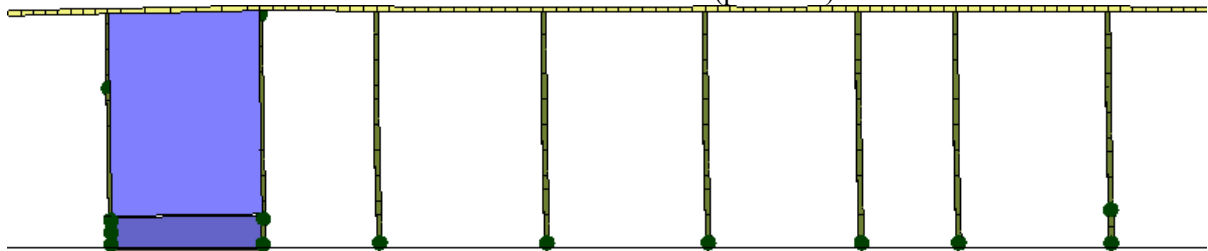
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



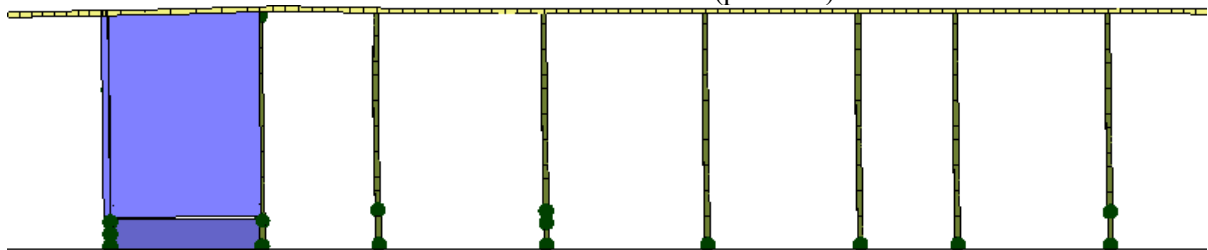
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



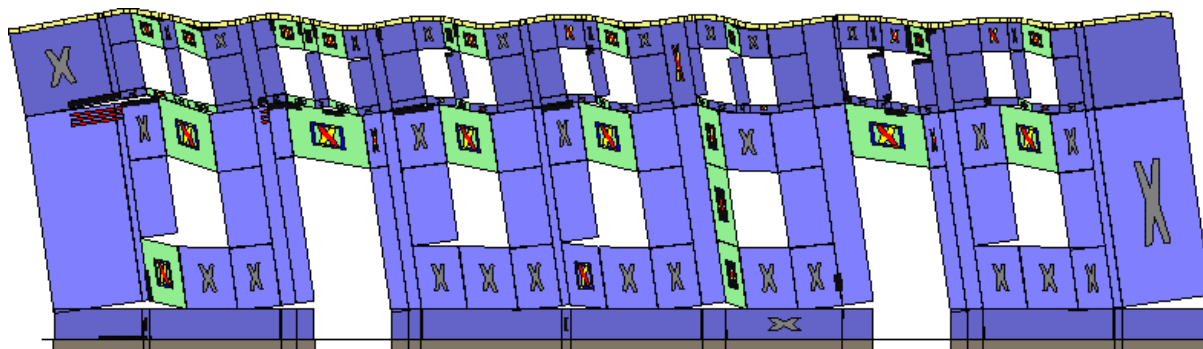
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



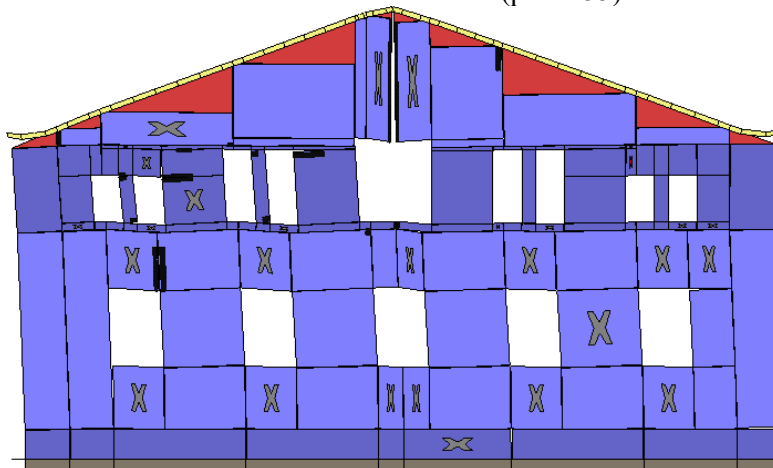
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



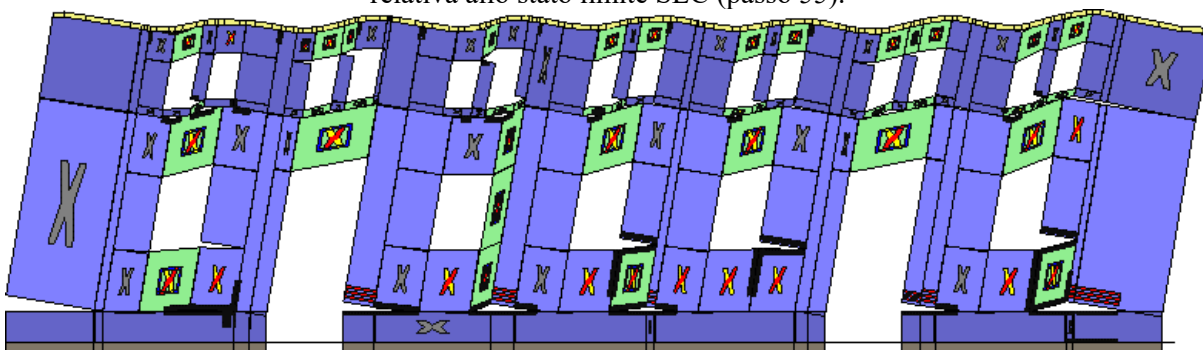
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 52).



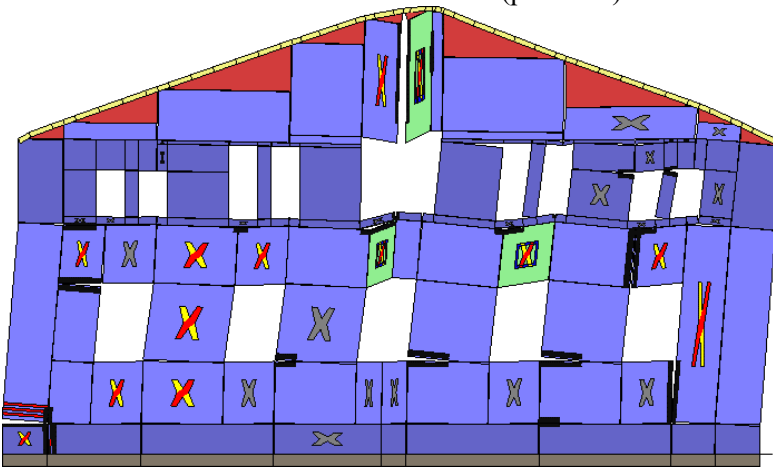
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



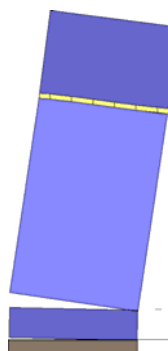
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



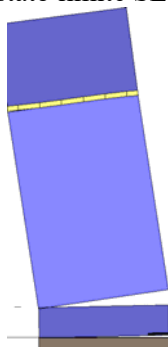
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



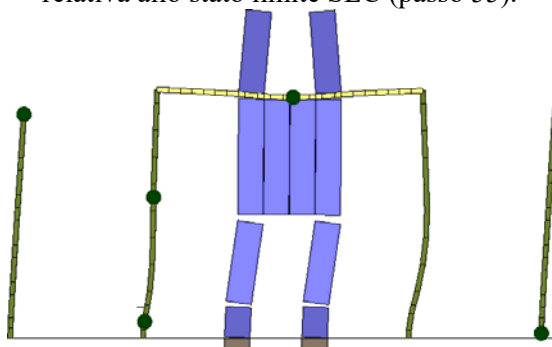
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



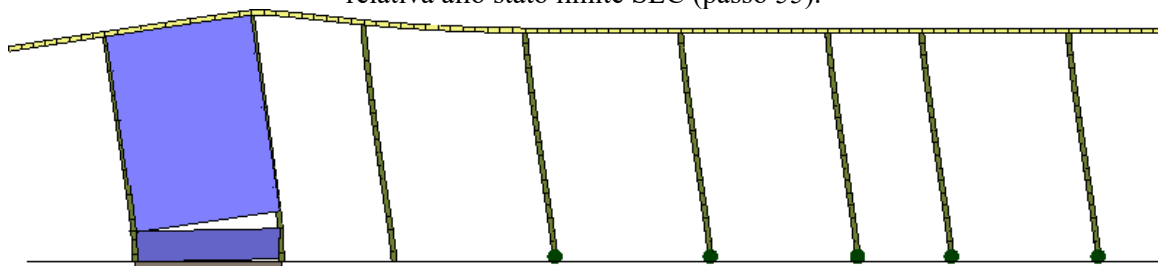
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).

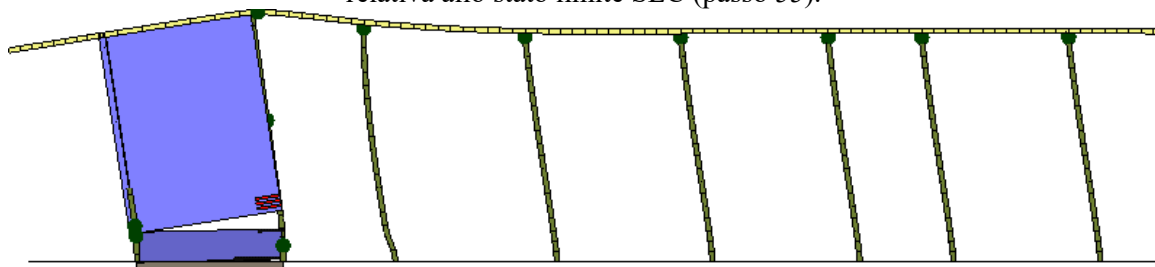


Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).

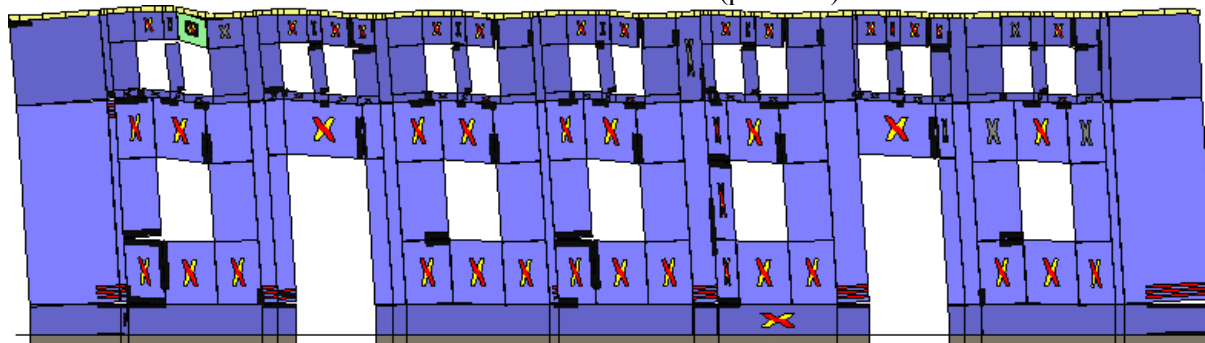


Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità

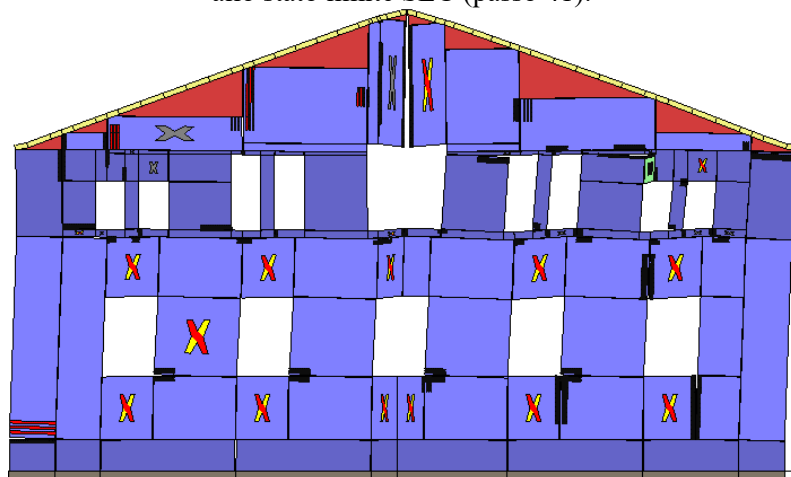
relativa allo stato limite SLC (passo 55).



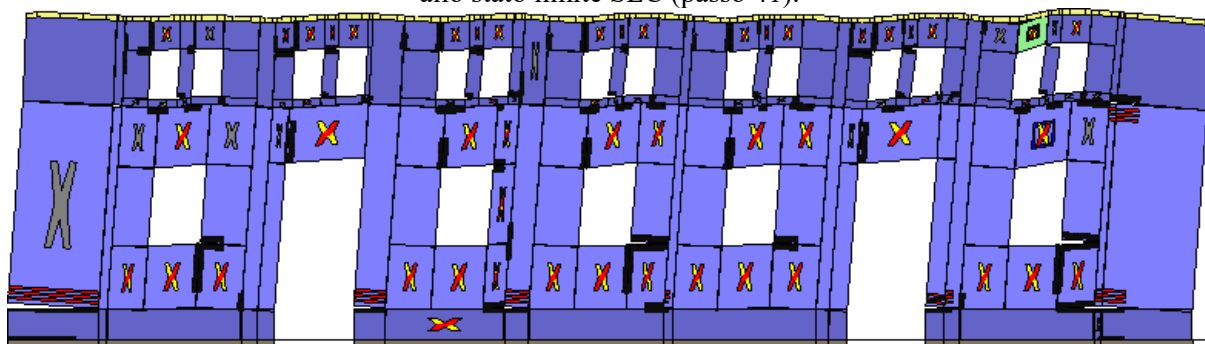
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



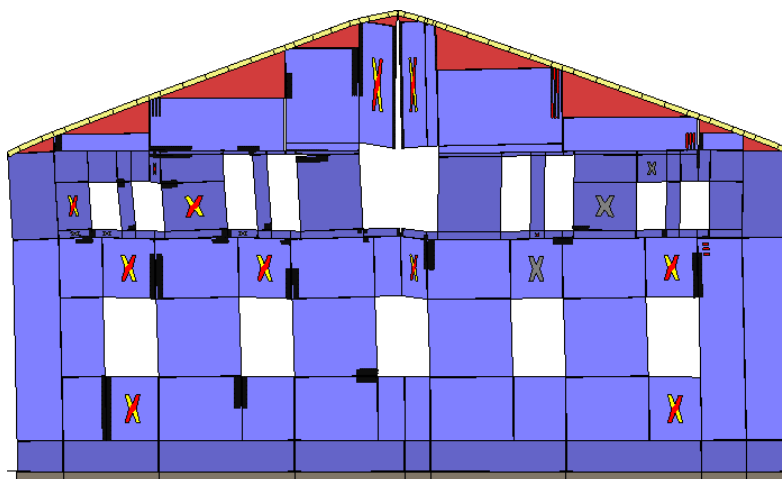
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



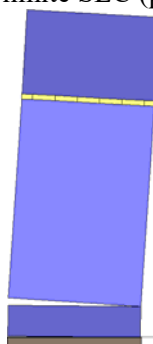
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



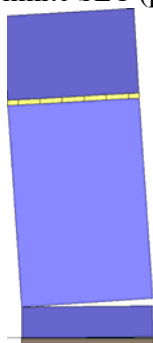
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



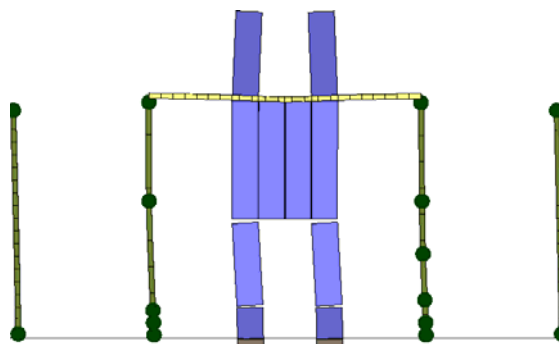
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



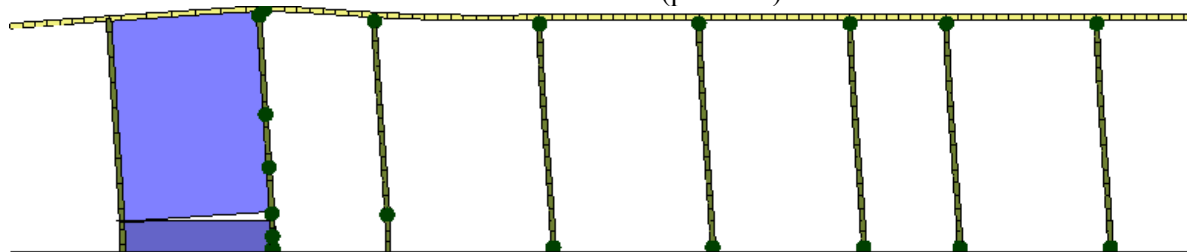
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



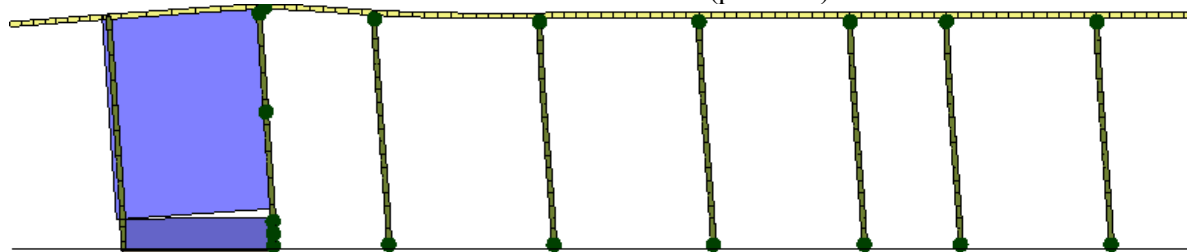
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



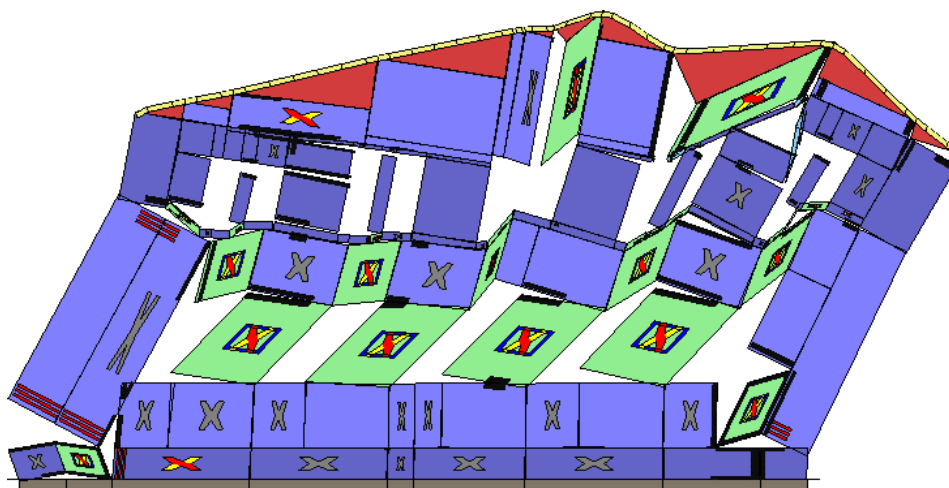
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



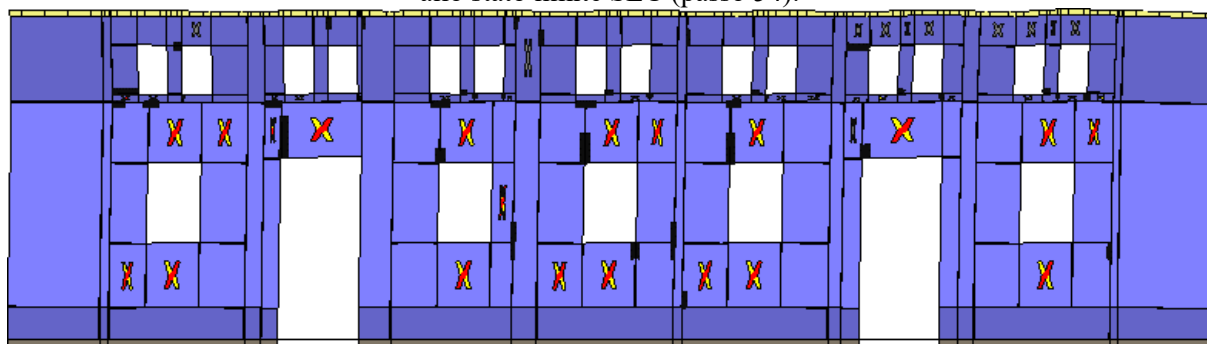
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 41).



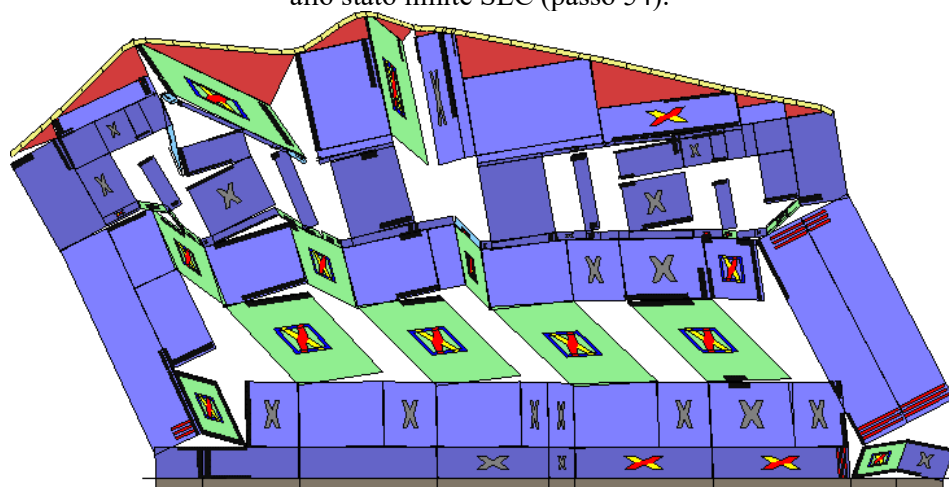
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



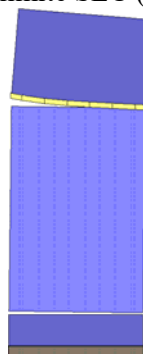
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



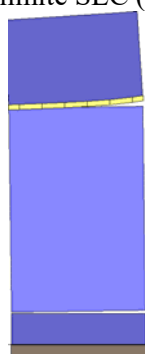
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



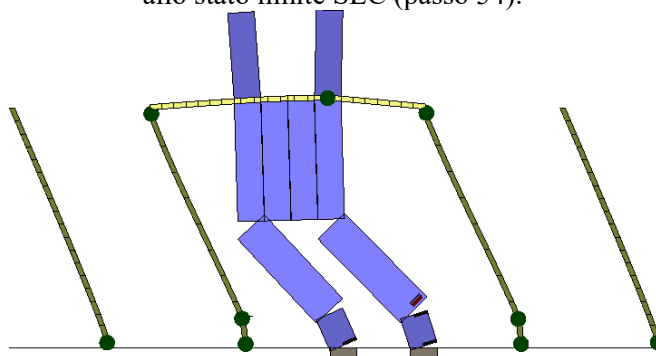
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



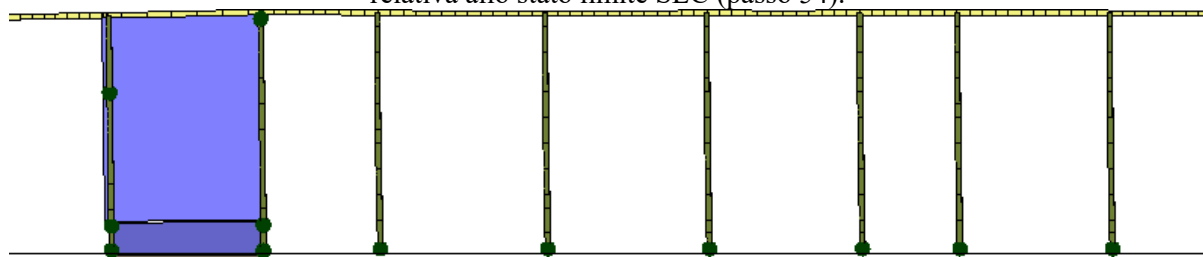
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



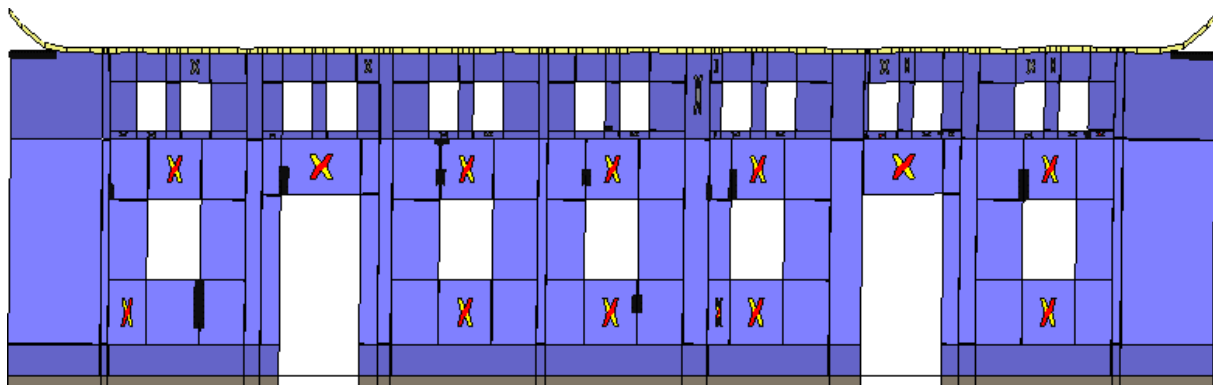
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



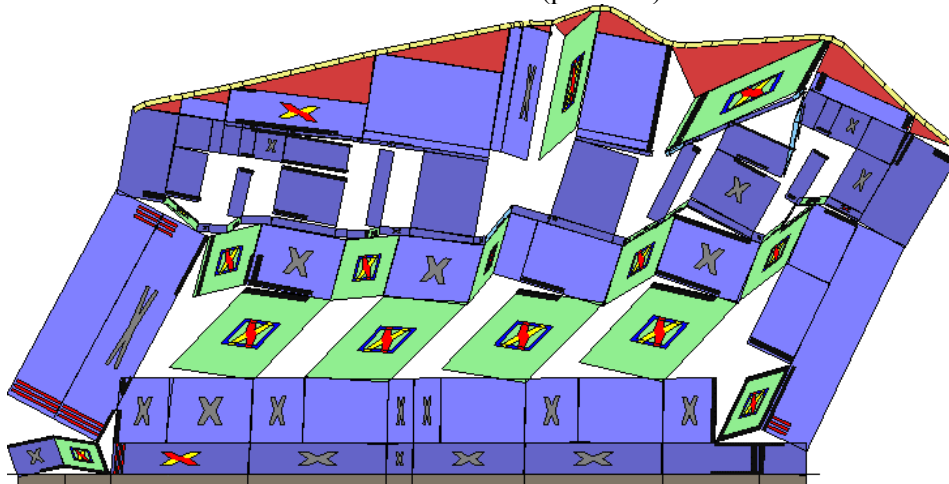
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



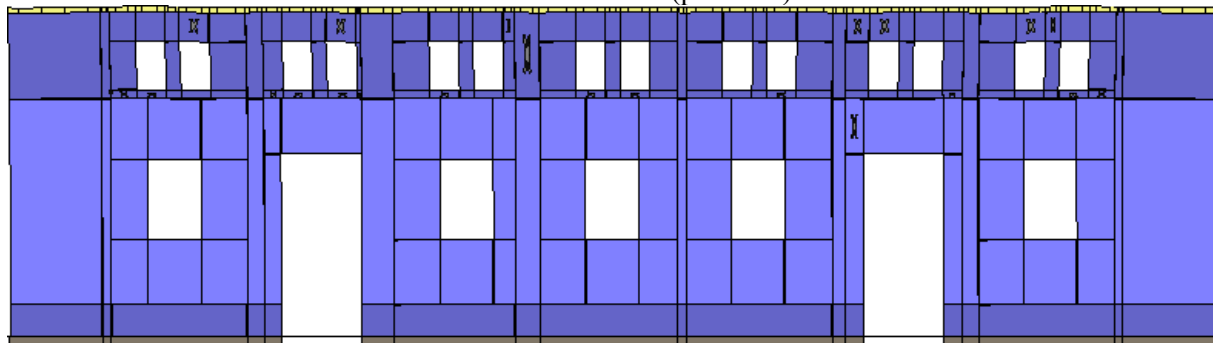
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



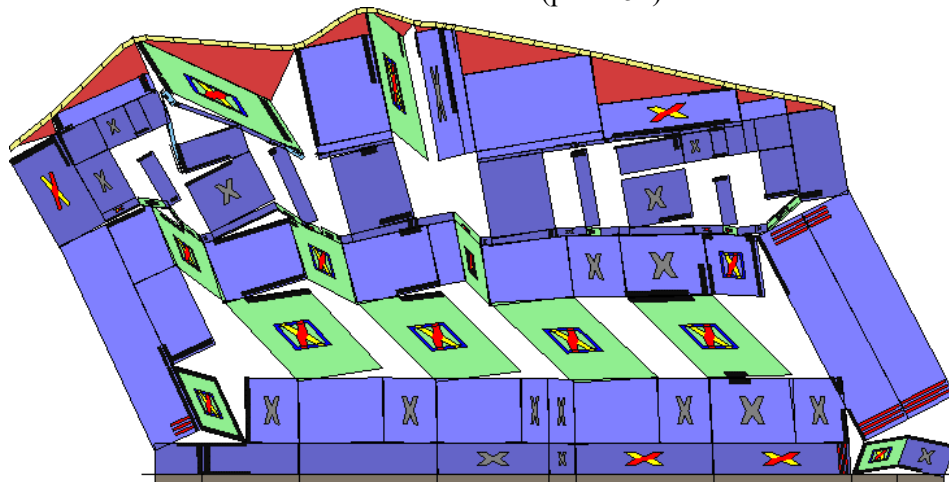
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa

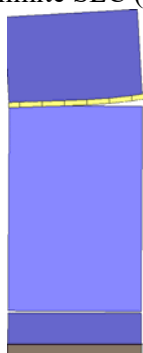
allo stato limite SLC (passo 54).



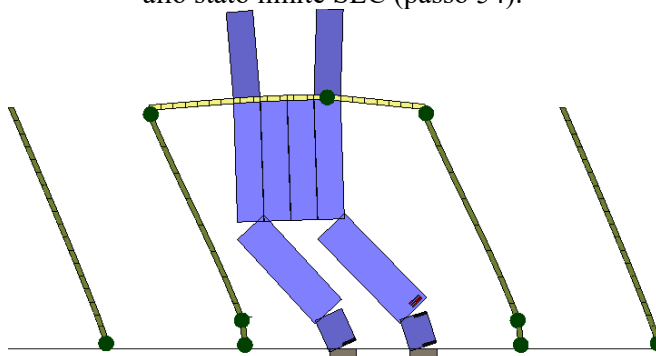
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



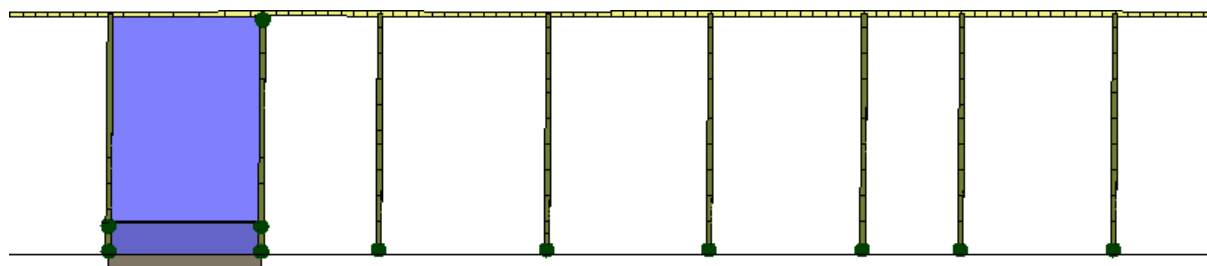
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



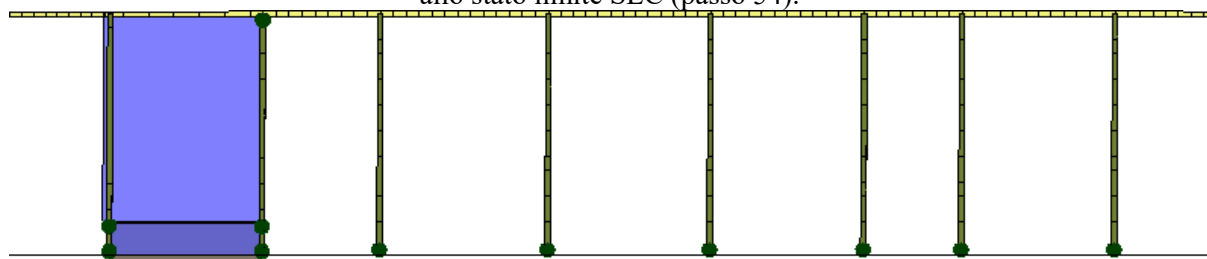
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



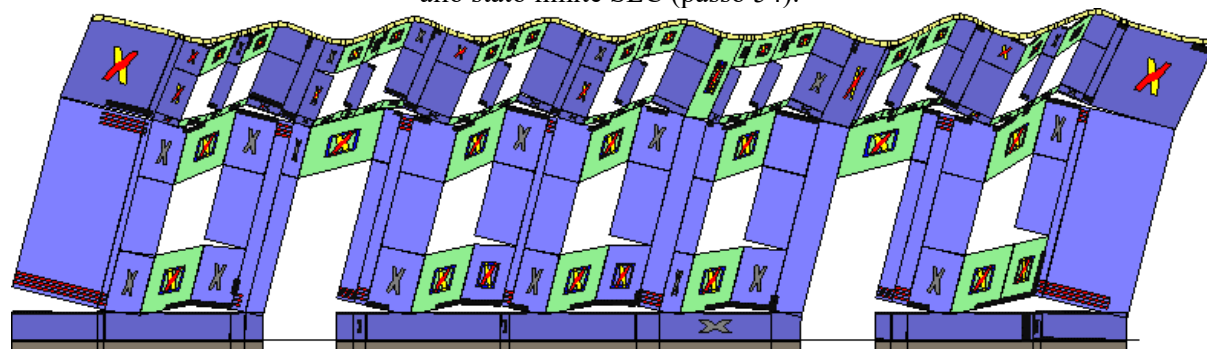
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



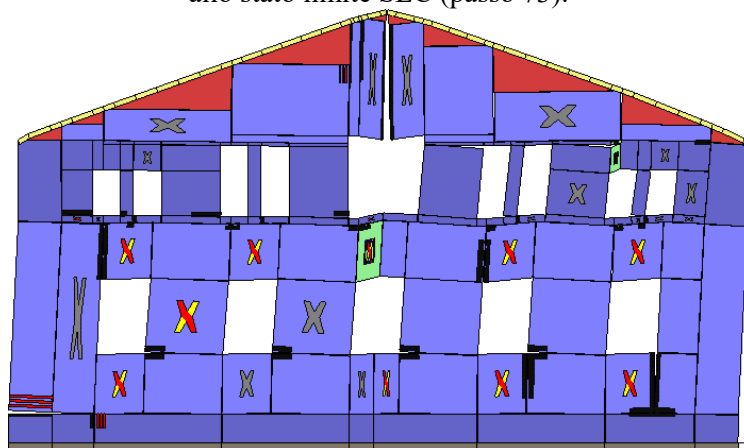
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



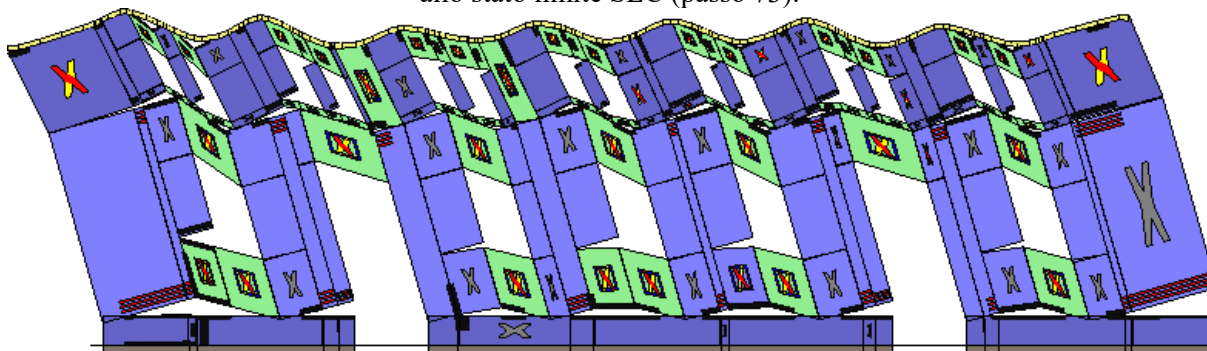
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 54).



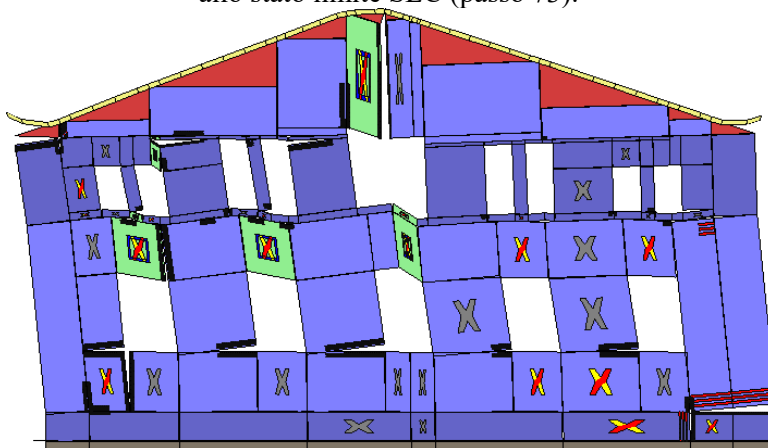
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



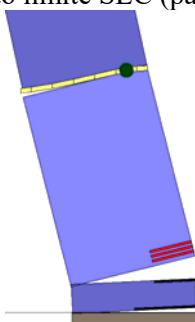
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



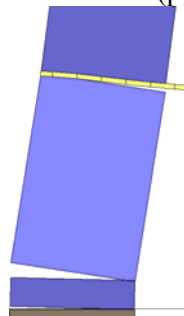
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



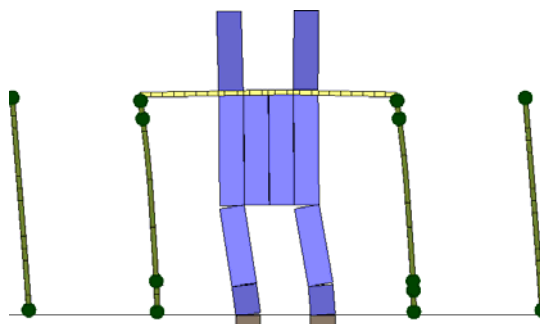
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



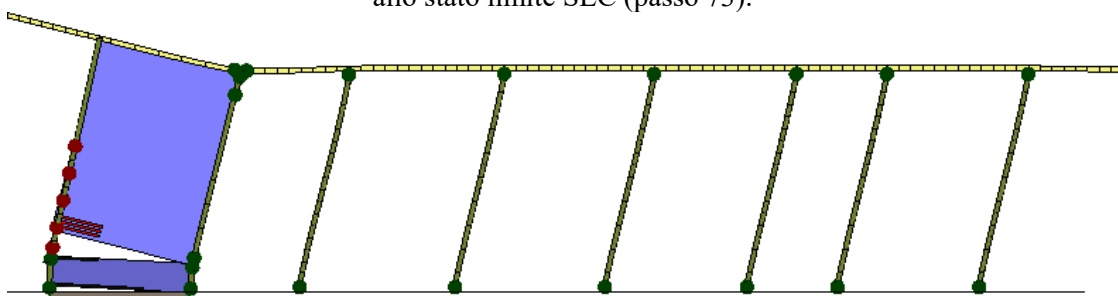
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



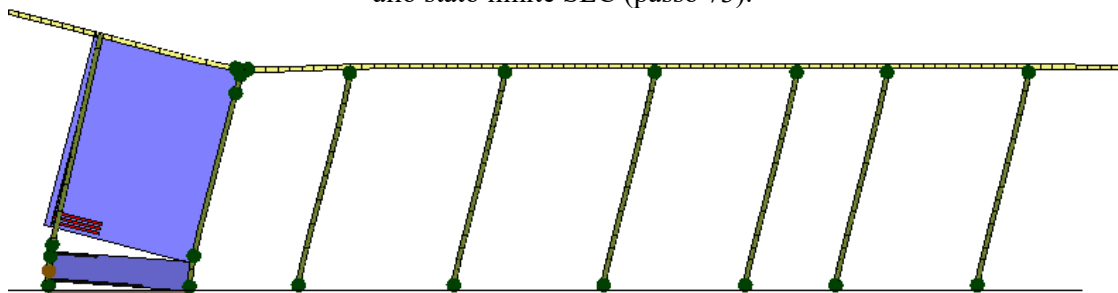
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



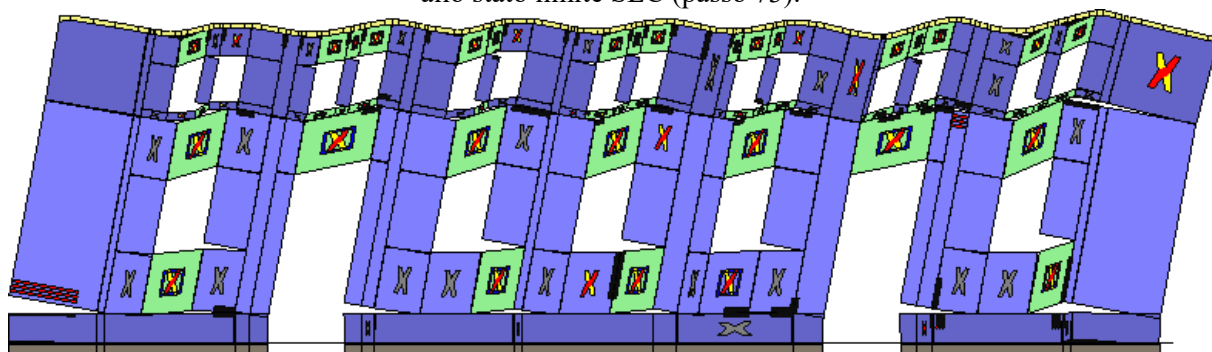
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



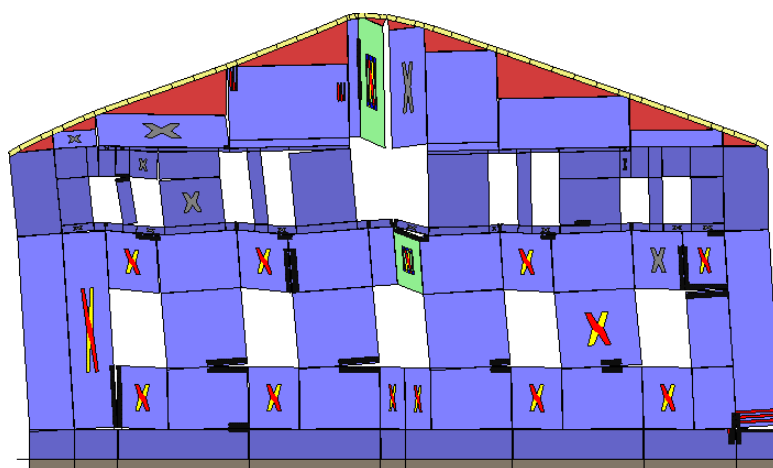
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



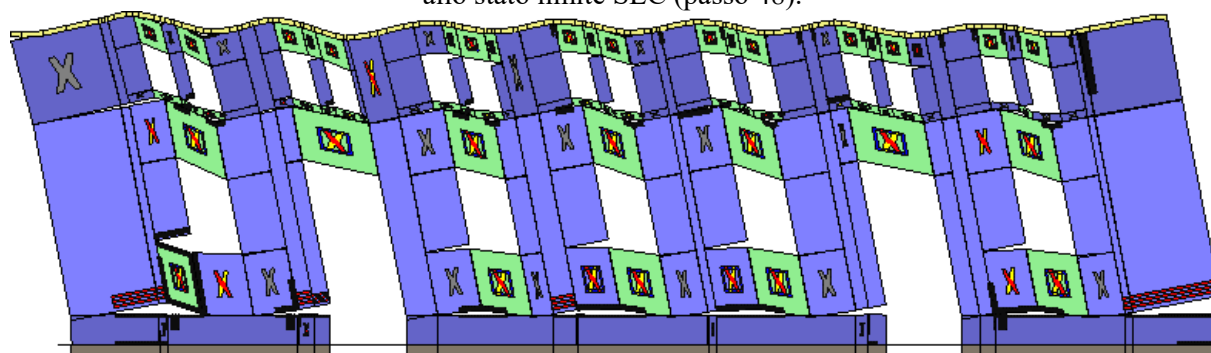
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Massa". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 73).



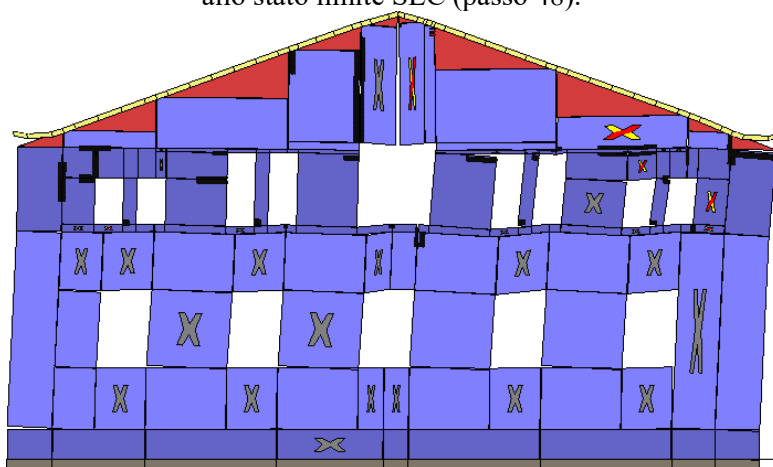
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



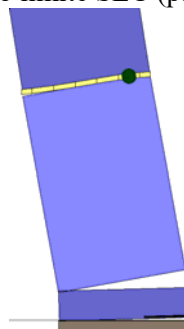
Analisi "Pushover $E_x+0.3E_y$ Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



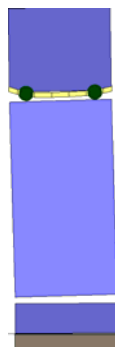
Analisi "Pushover $E_x+0.3E_y$ Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



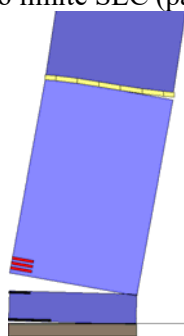
Analisi "Pushover $E_x+0.3E_y$ Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



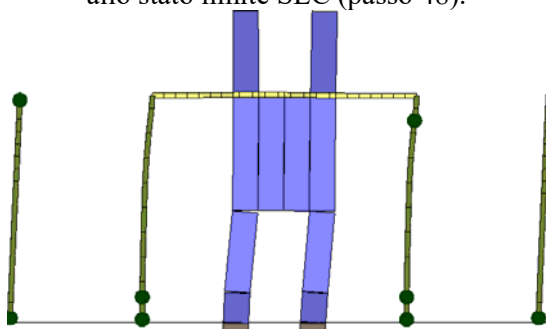
Analisi "Pushover $E_x+0.3E_y$ Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



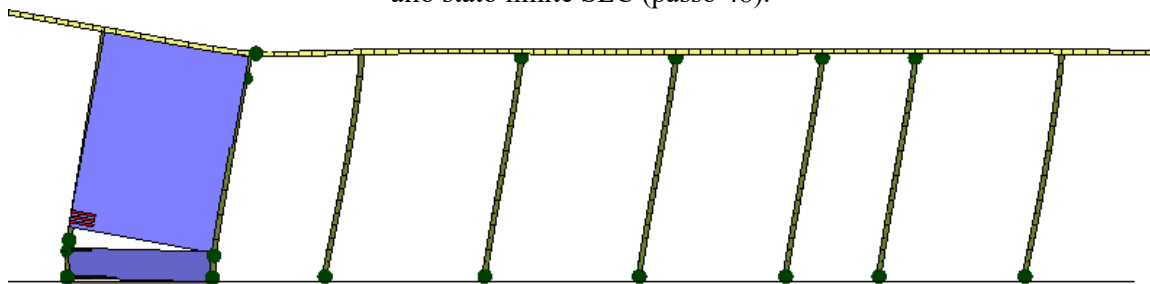
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



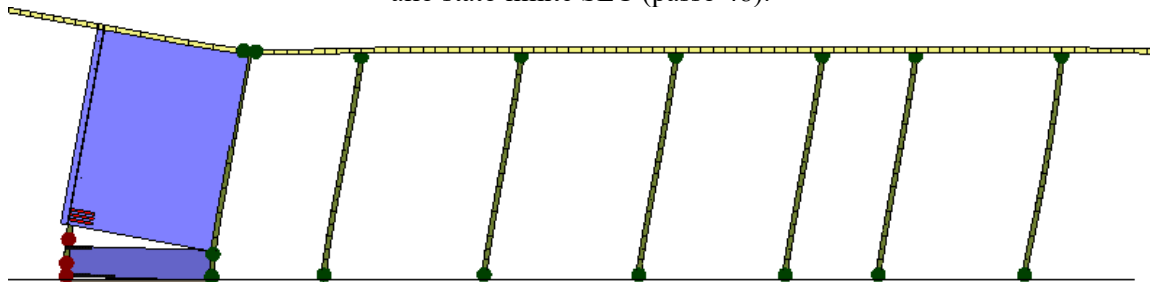
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



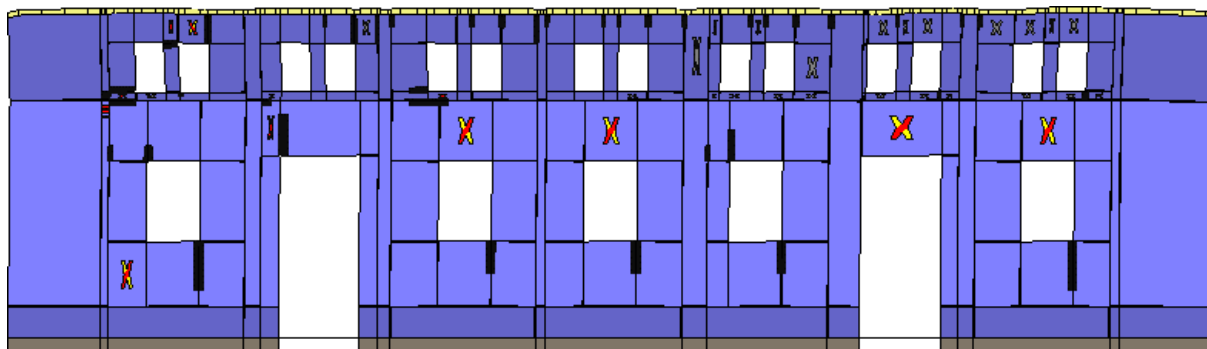
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



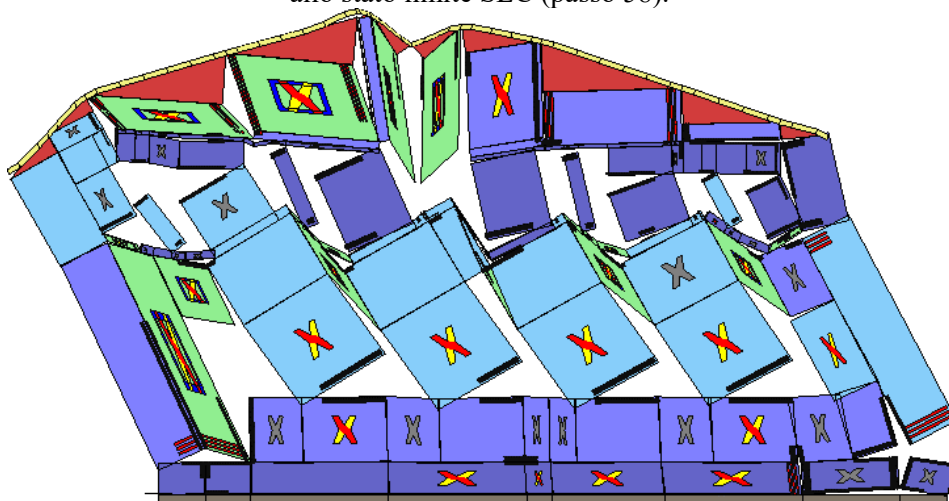
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



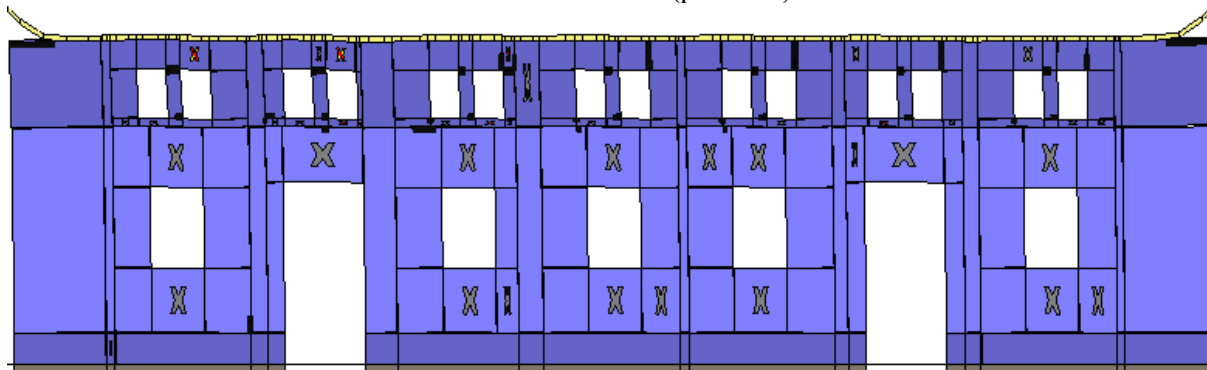
Analisi "Pushover Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 48).



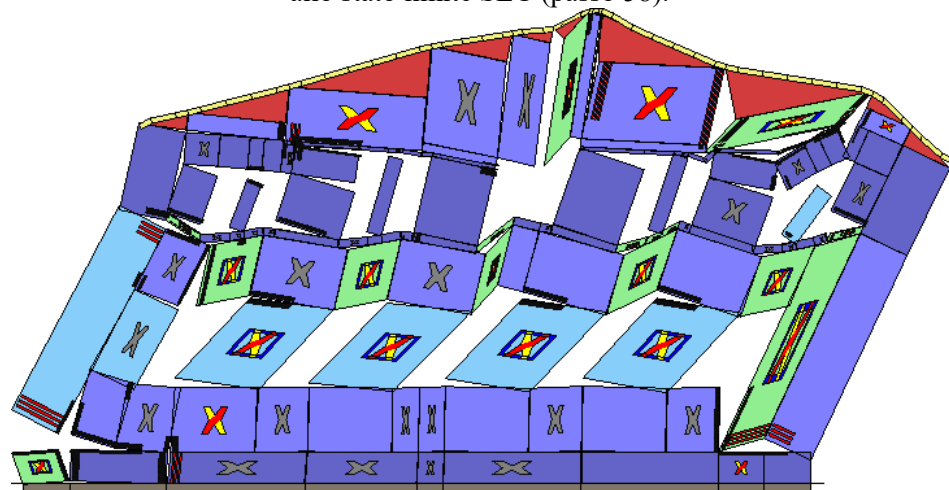
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa

allo stato limite SLC (passo 58).



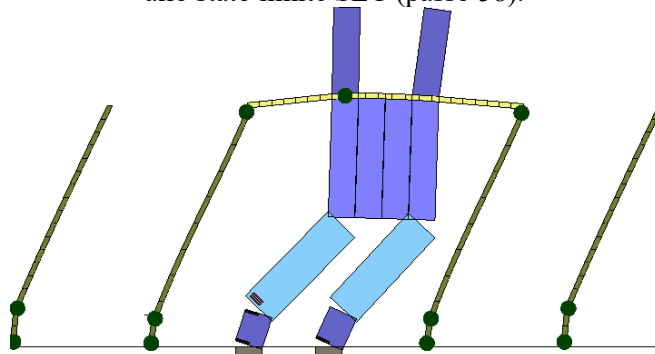
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



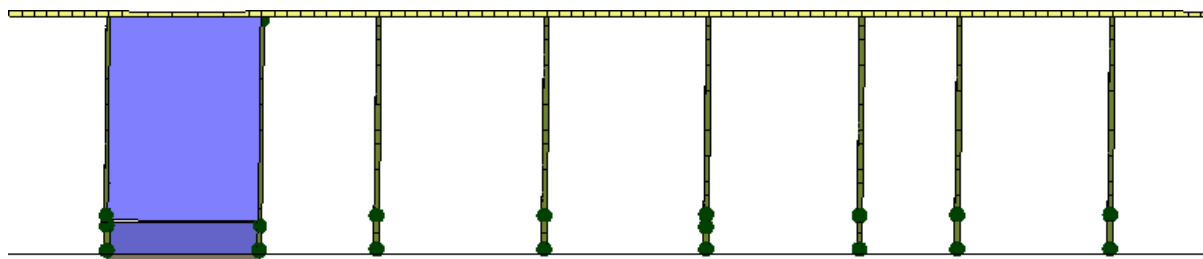
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



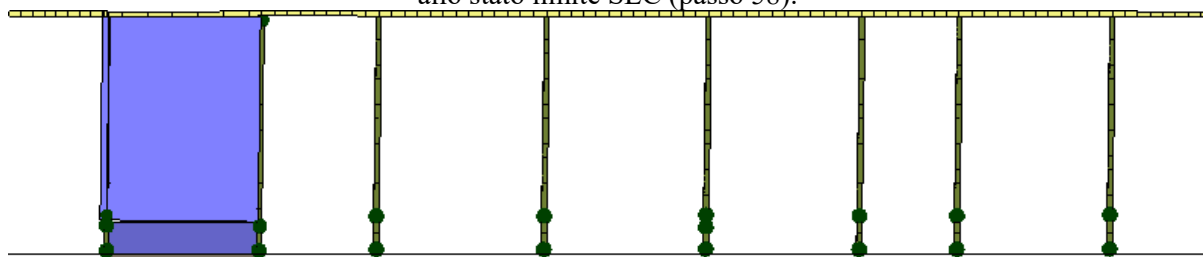
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



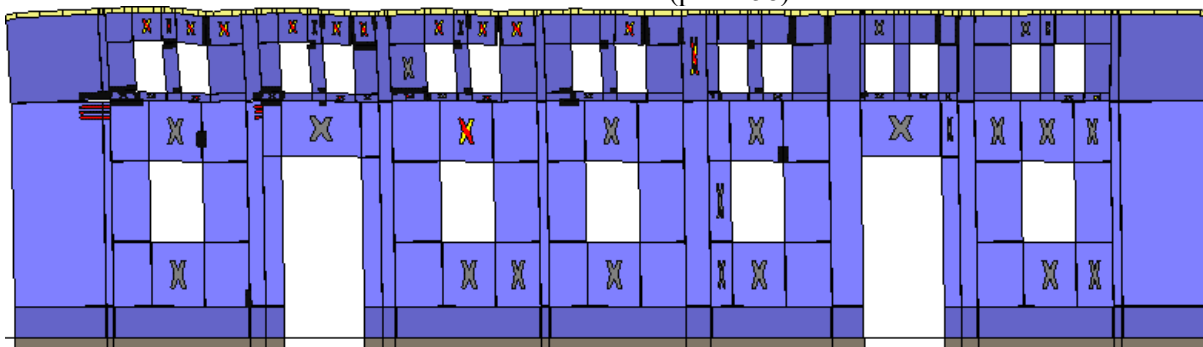
Analisi "Pushover 0.3Ex+Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



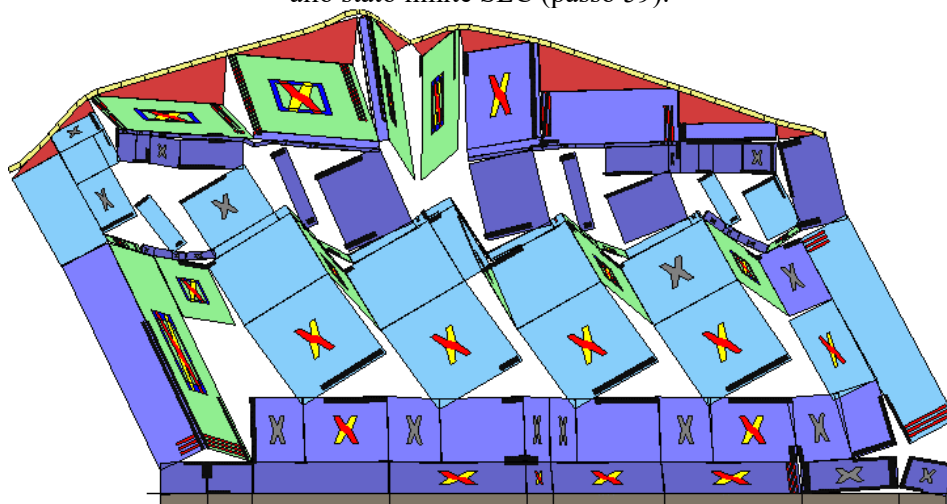
Analisi "Pushover $0.3E_x + E_y$ Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



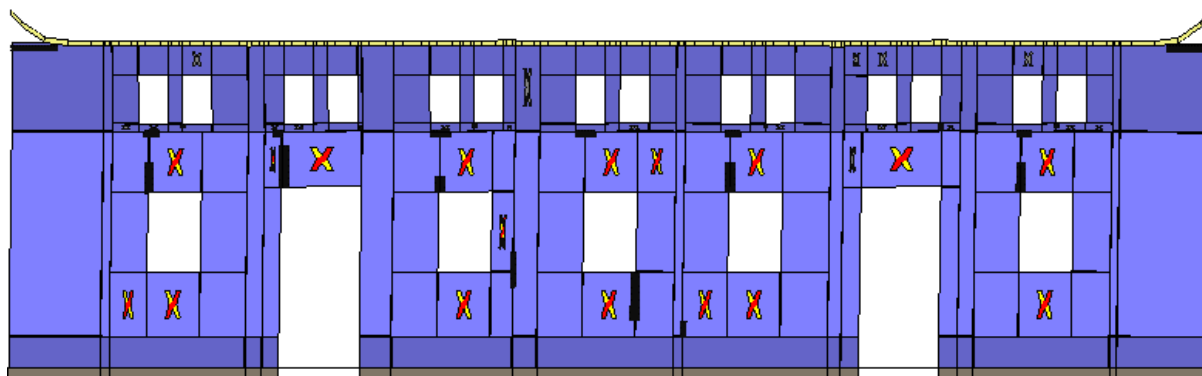
Analisi "Pushover $0.3E_x + E_y$ Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 58).



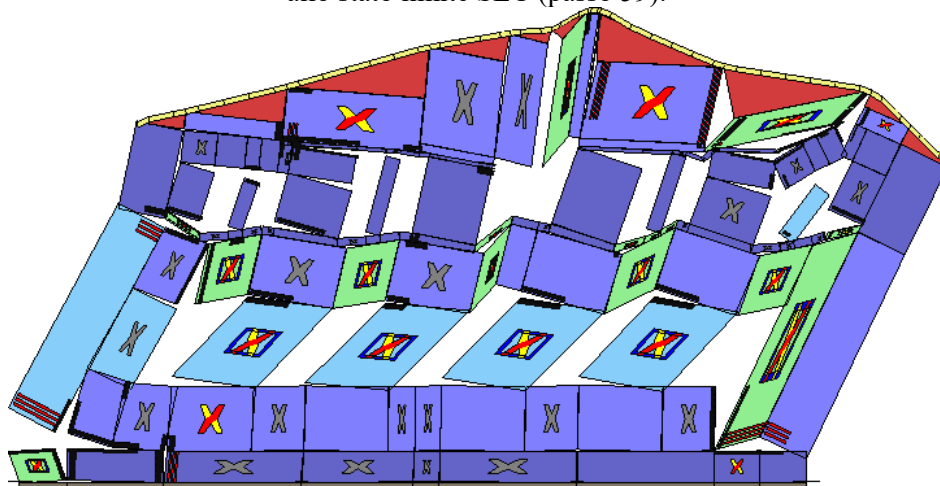
Analisi "Pushover $-0.3E_x + 1E_y$ Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



Analisi "Pushover $-0.3E_x + 1E_y$ Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



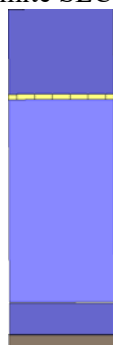
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



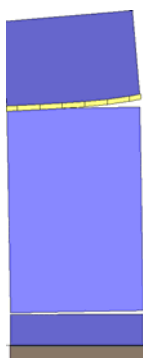
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



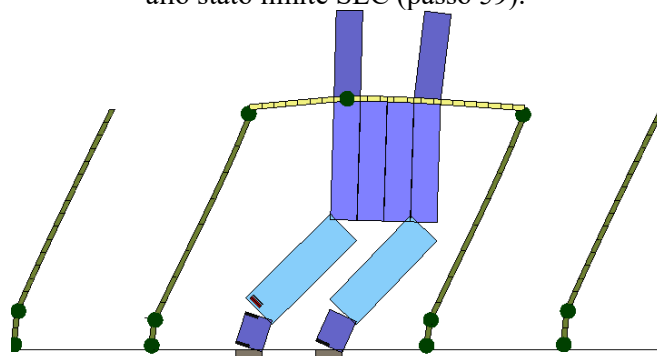
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



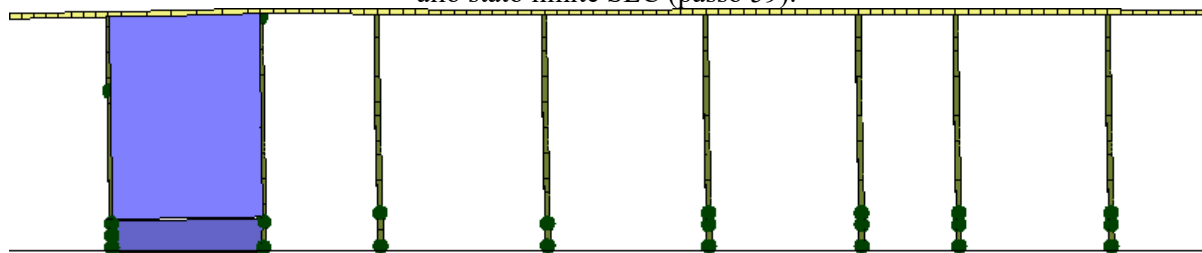
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



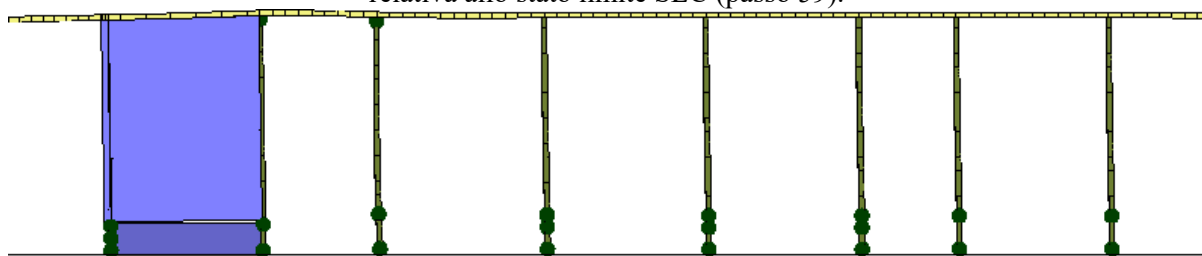
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



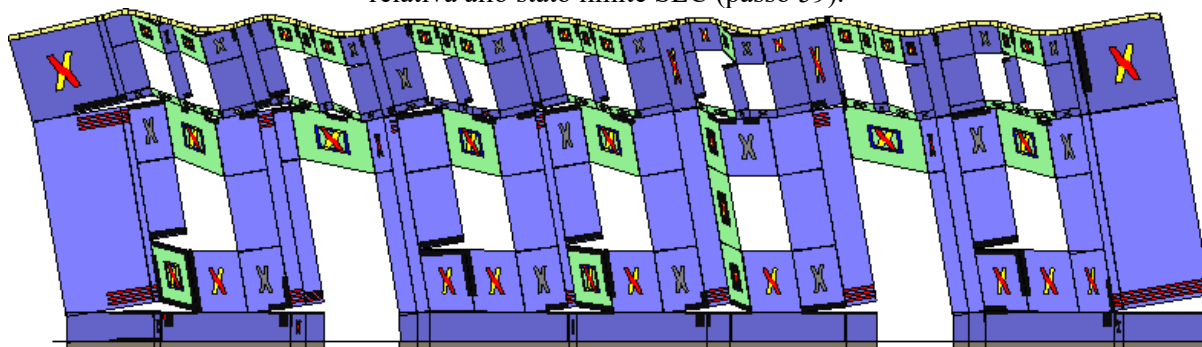
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



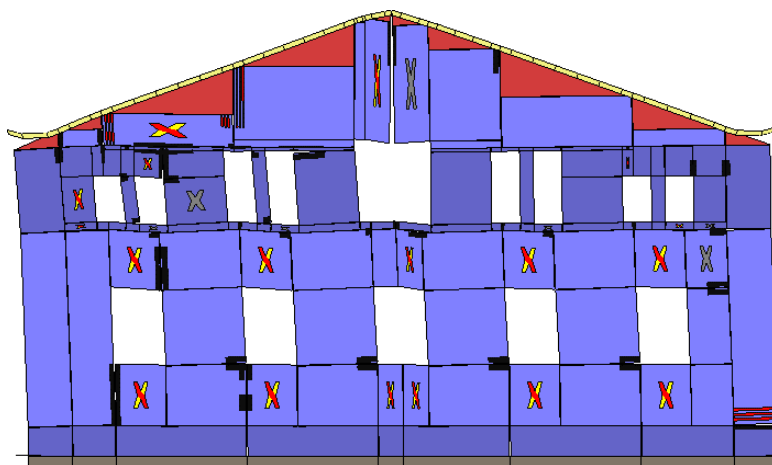
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



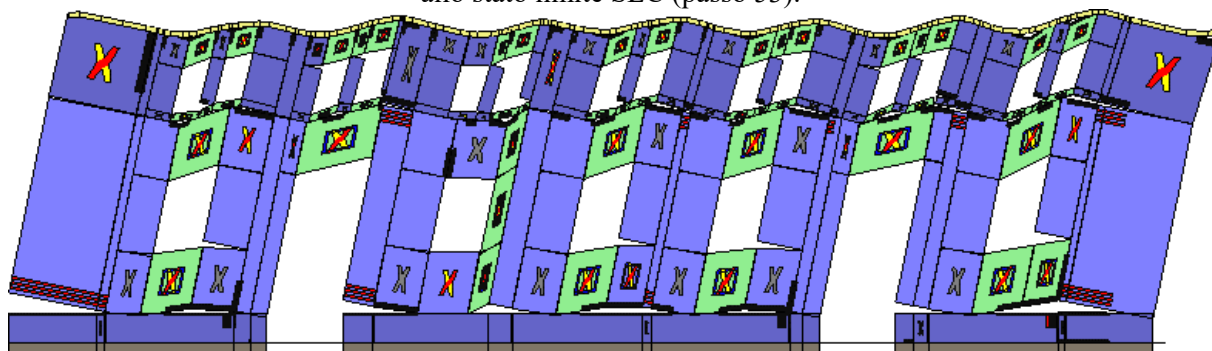
Analisi "Pushover -0.3Ex+1Ey Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 59).



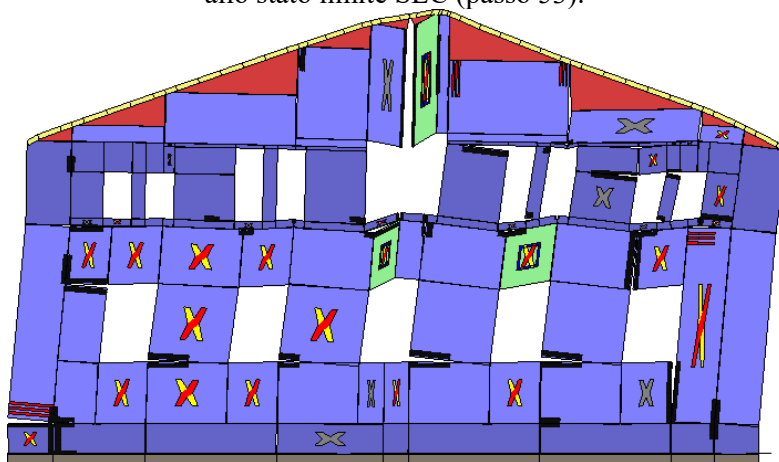
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



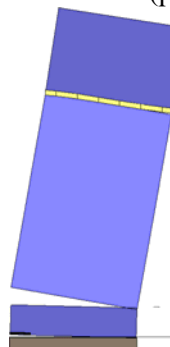
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



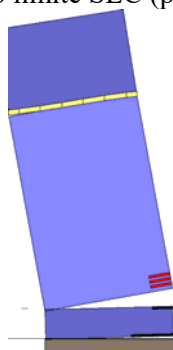
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



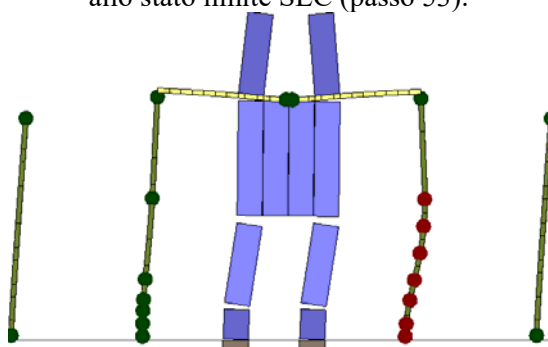
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



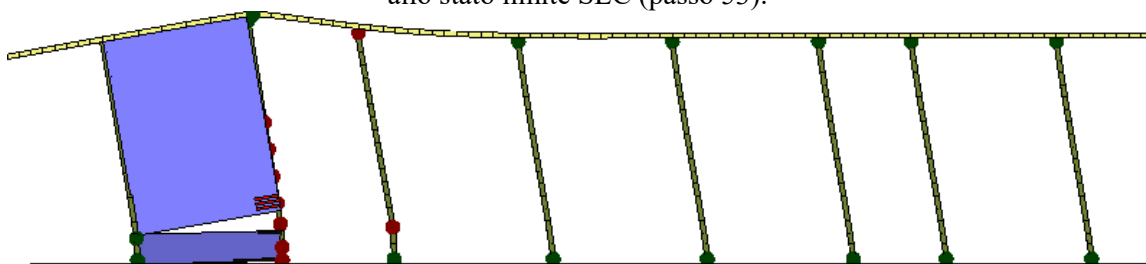
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



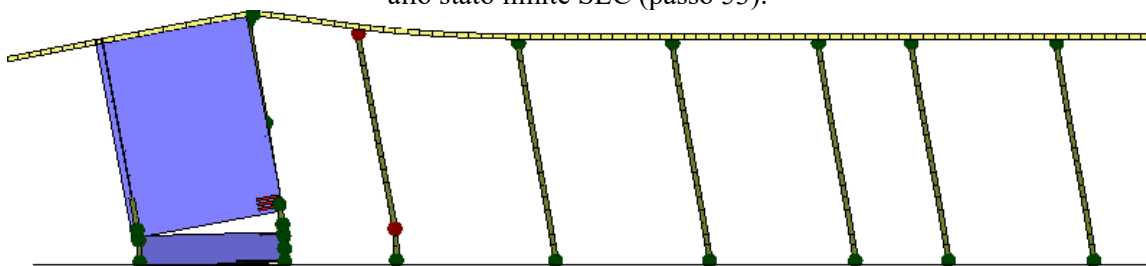
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



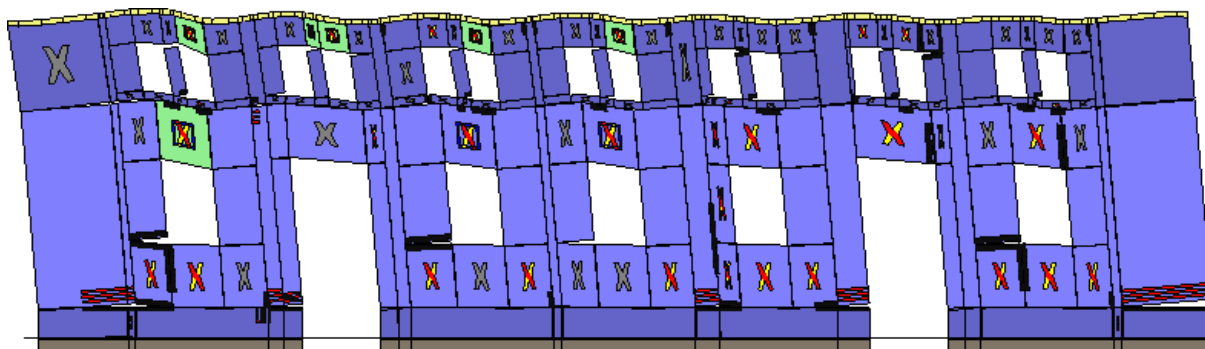
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



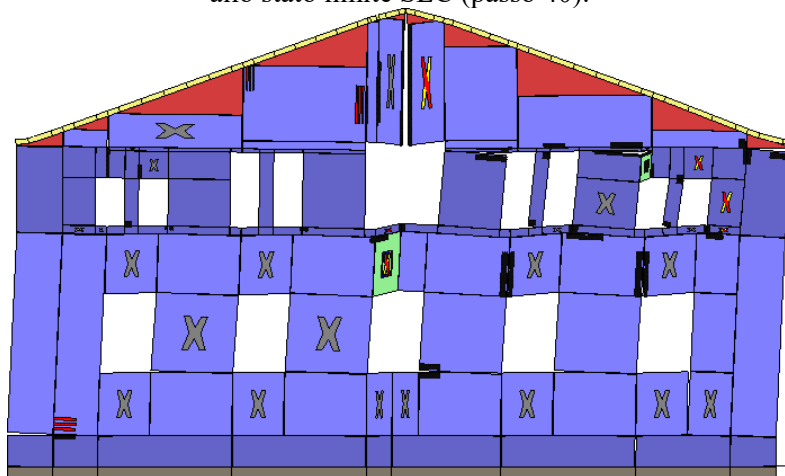
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



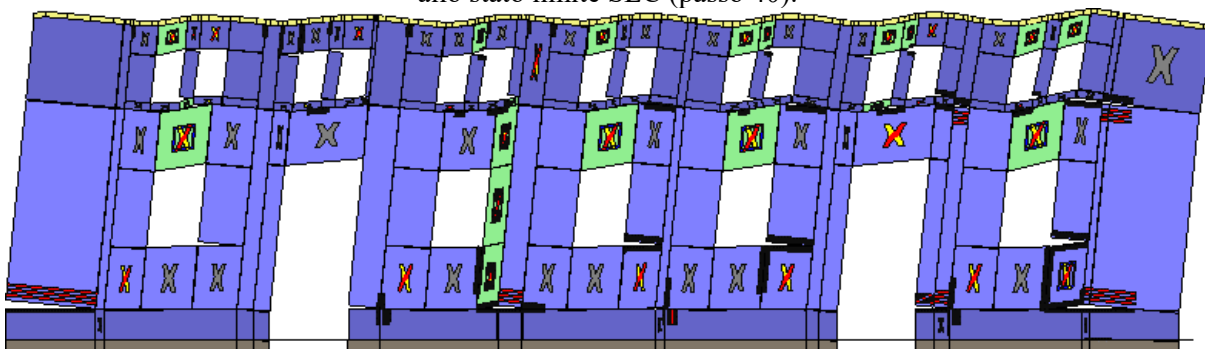
Analisi "Pushover -Ex+0.3Ey Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



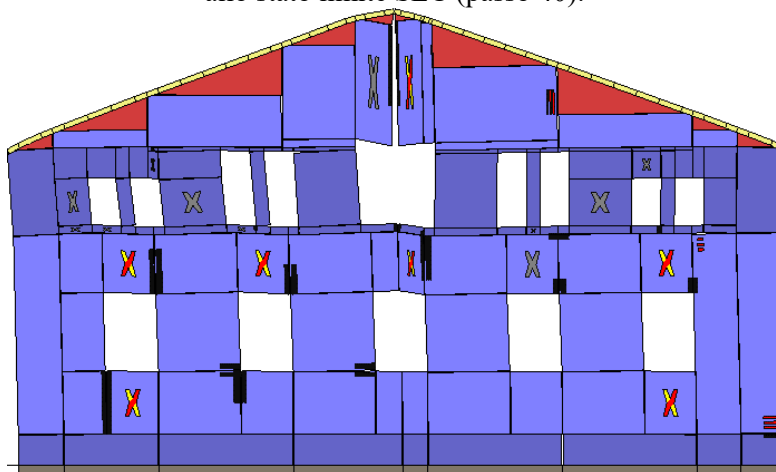
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



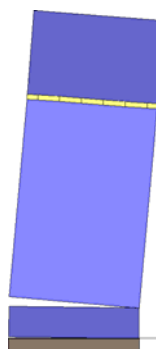
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



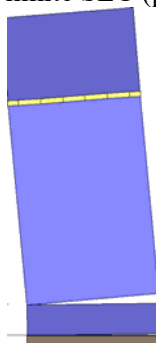
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



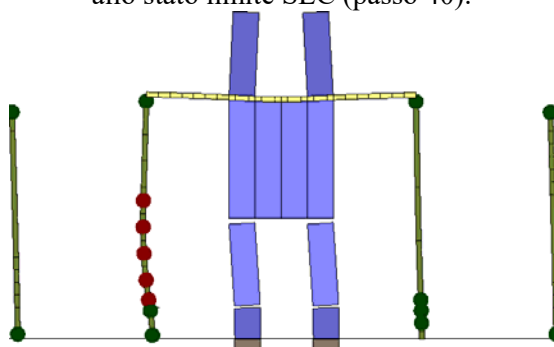
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



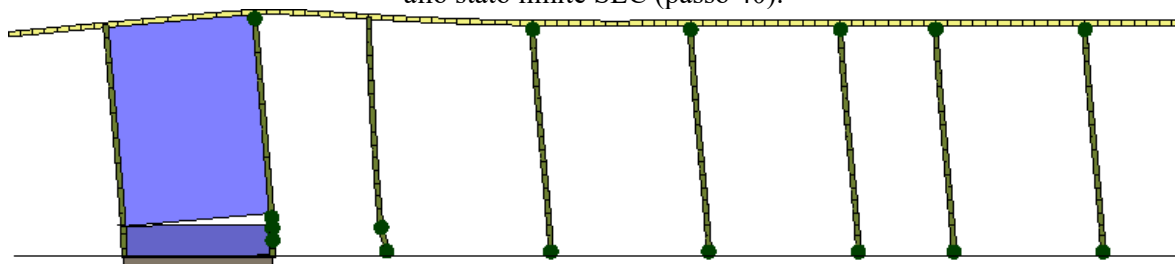
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).

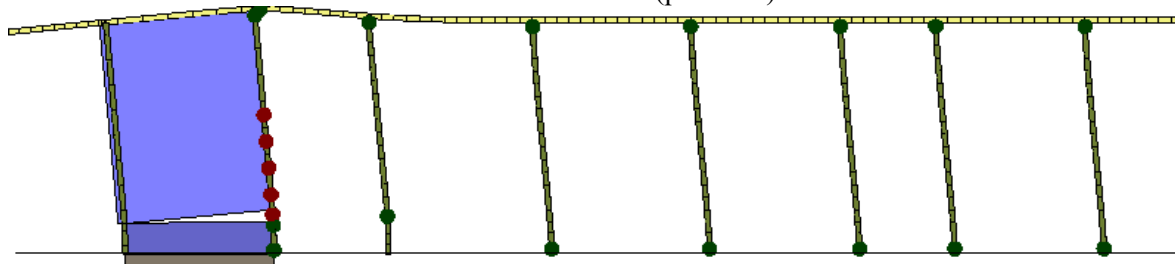


Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa

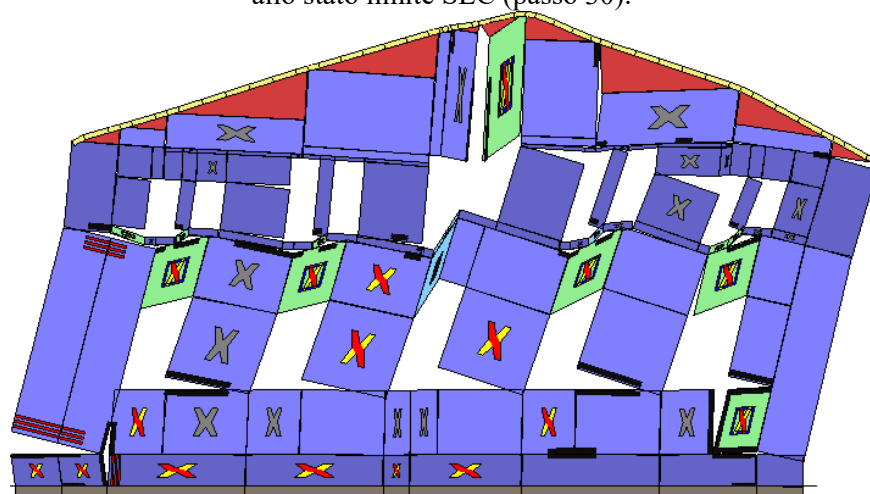
allo stato limite SLC (passo 40).



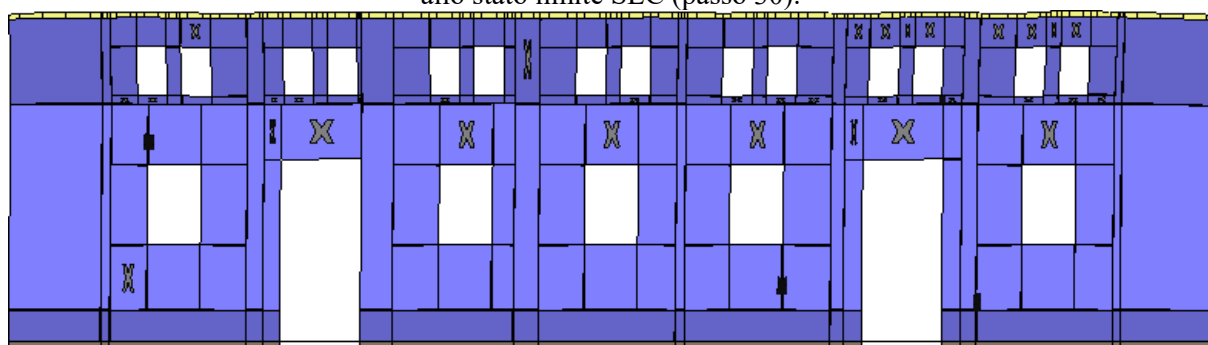
Analisi "Pushover -Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 40).



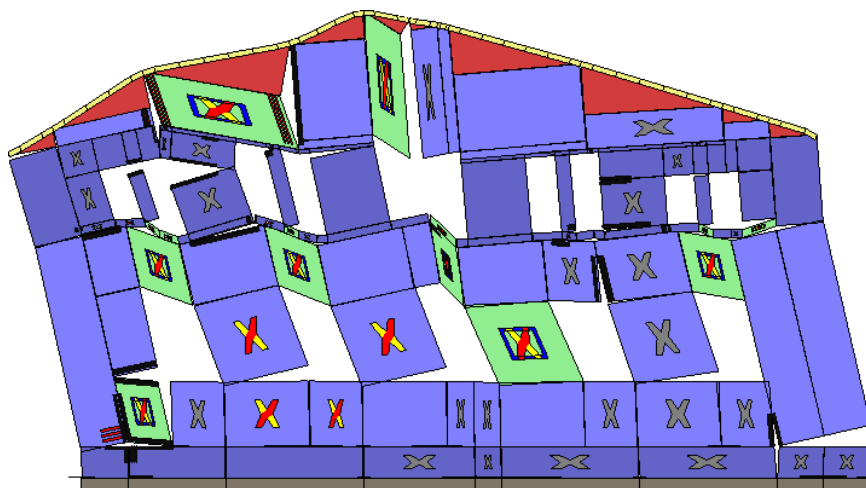
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



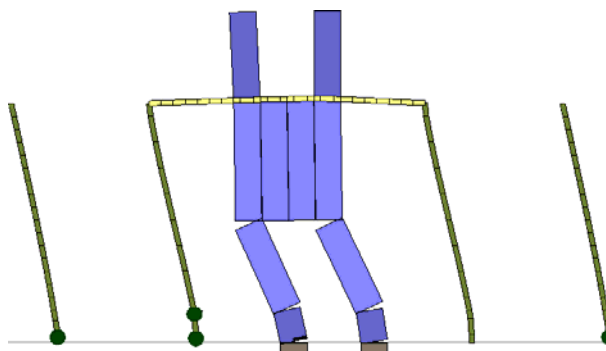
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



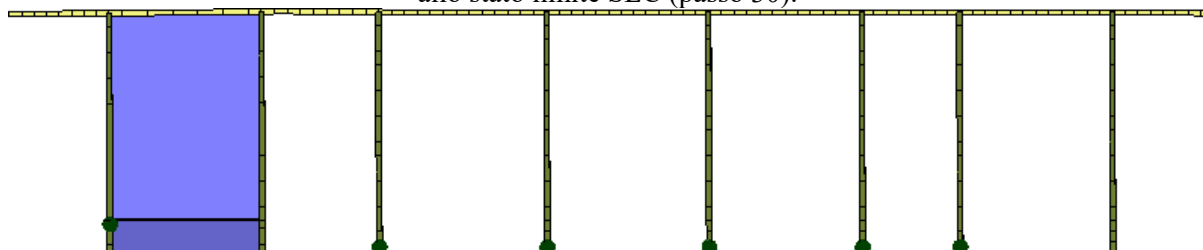
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



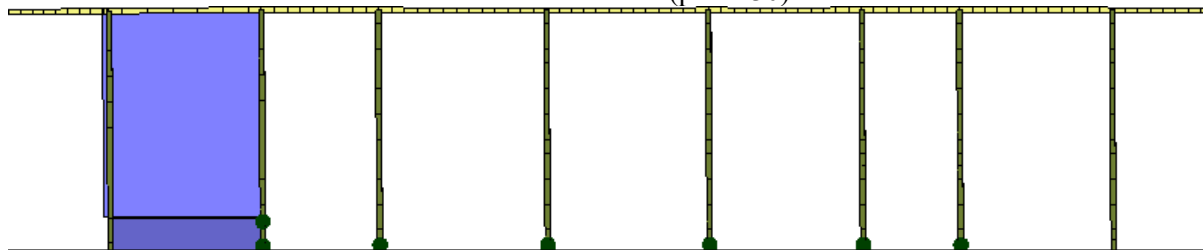
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



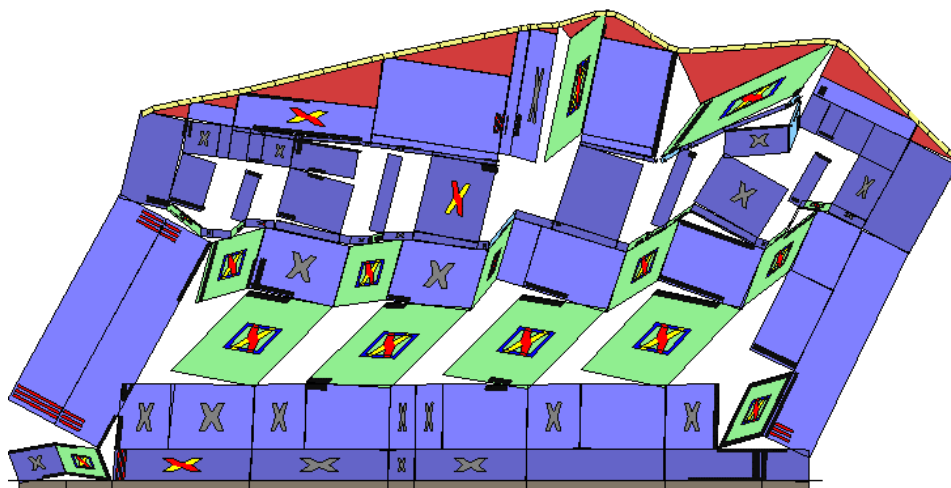
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



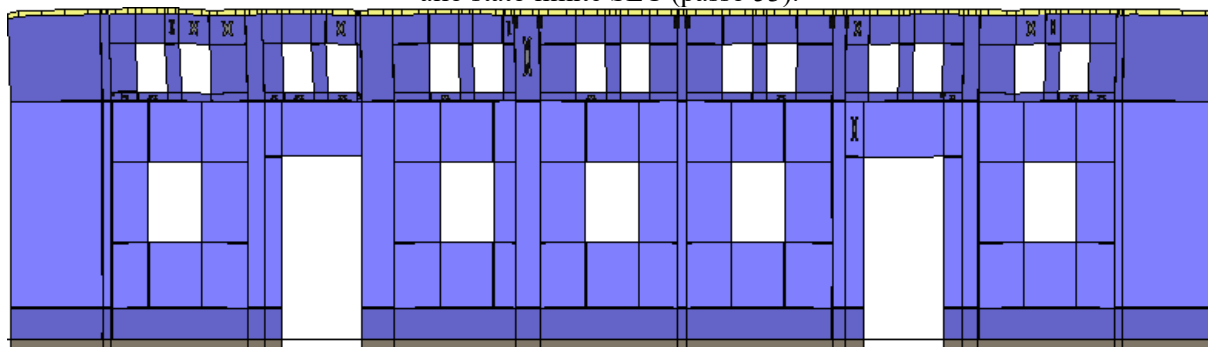
Analisi "Pushover -0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 30).



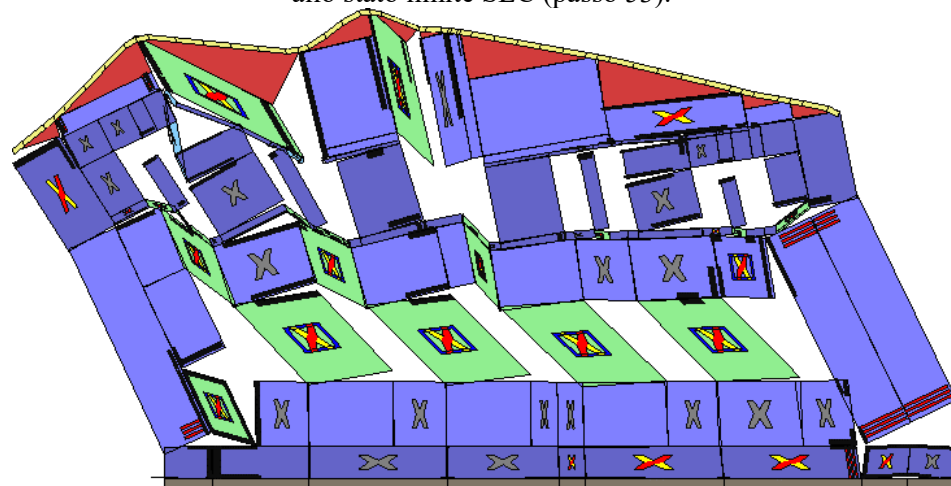
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



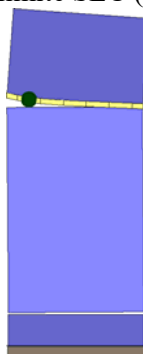
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



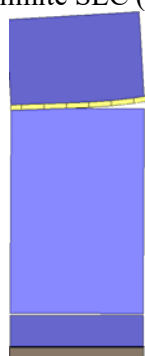
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



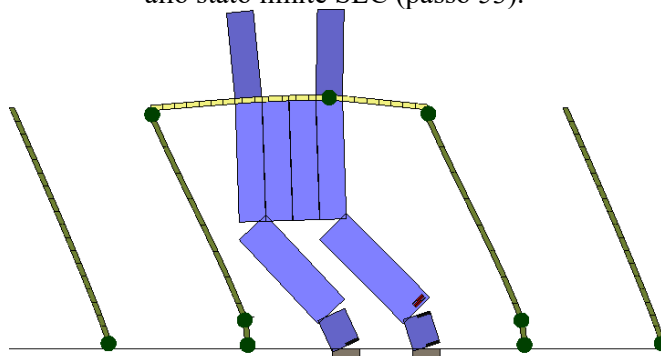
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



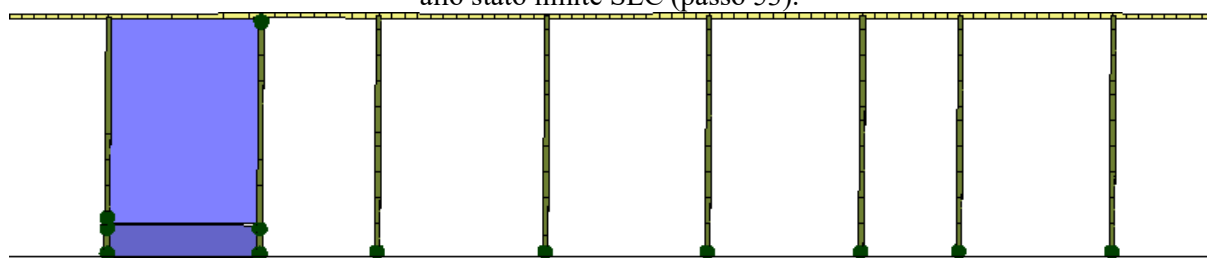
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



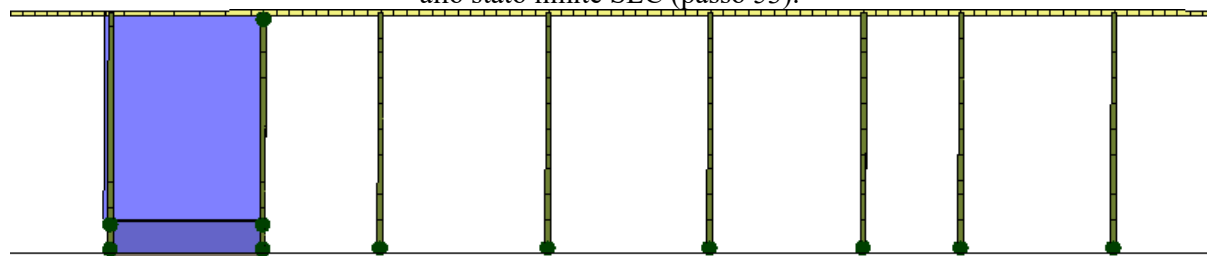
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



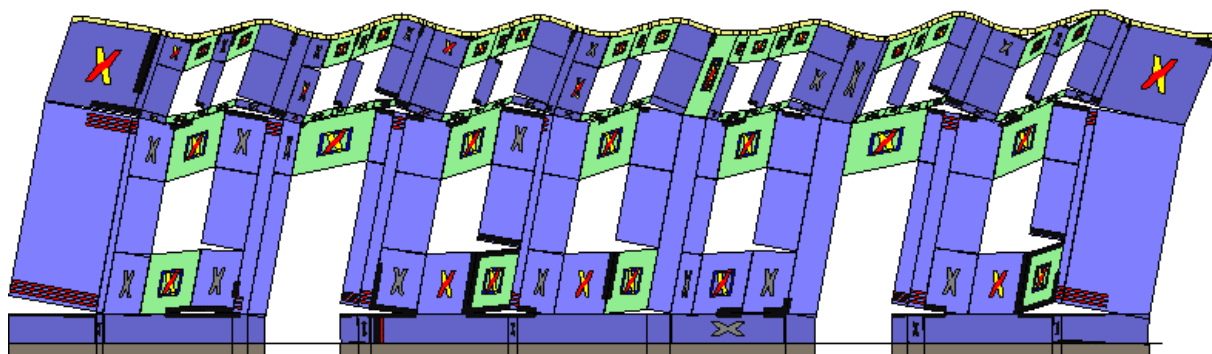
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



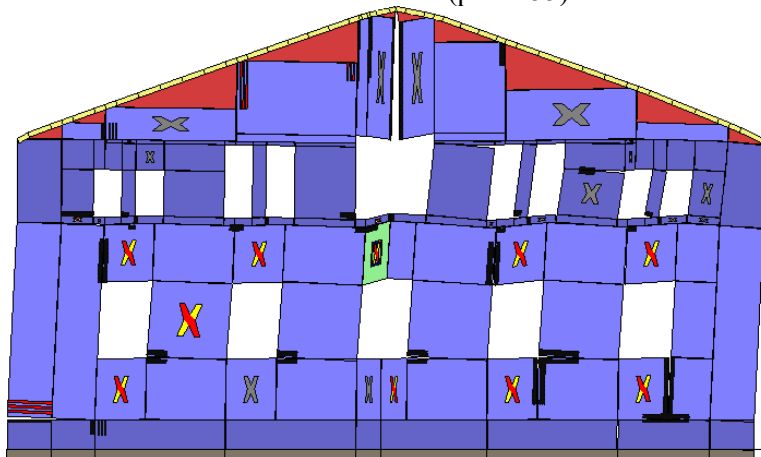
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



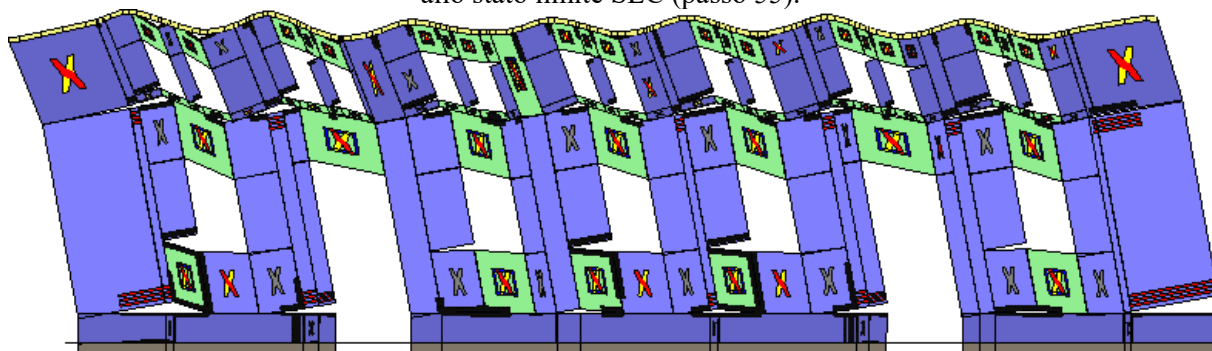
Analisi "Pushover 0.3Ex-Ey Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 53).



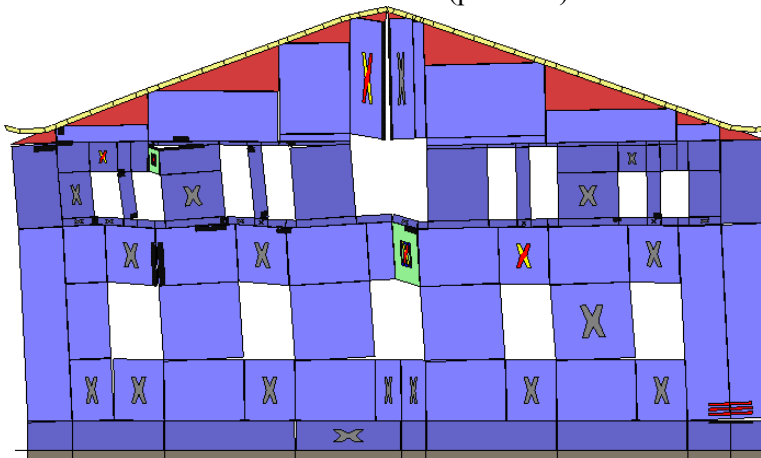
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



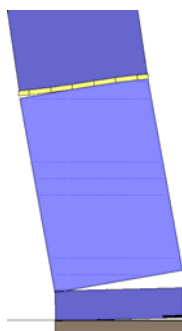
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



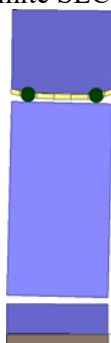
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



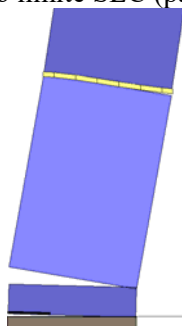
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



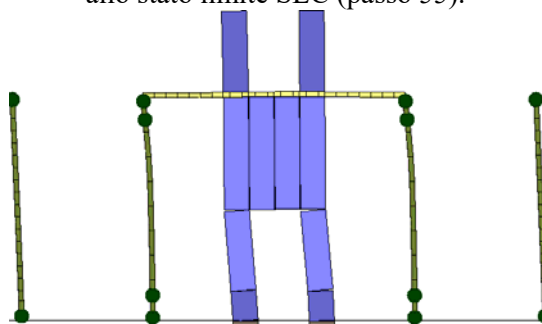
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



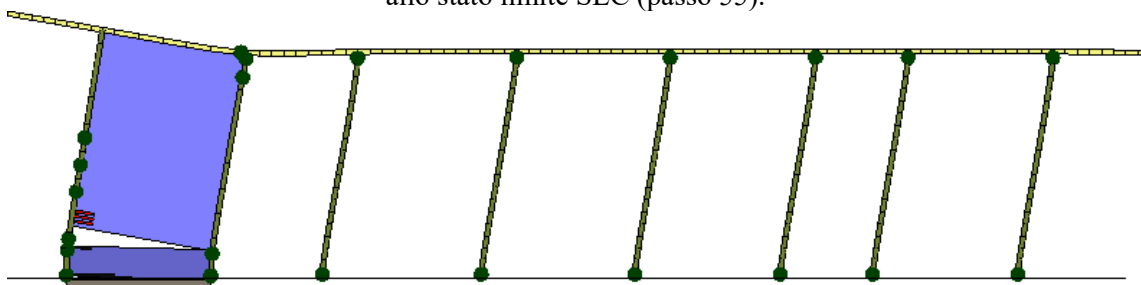
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



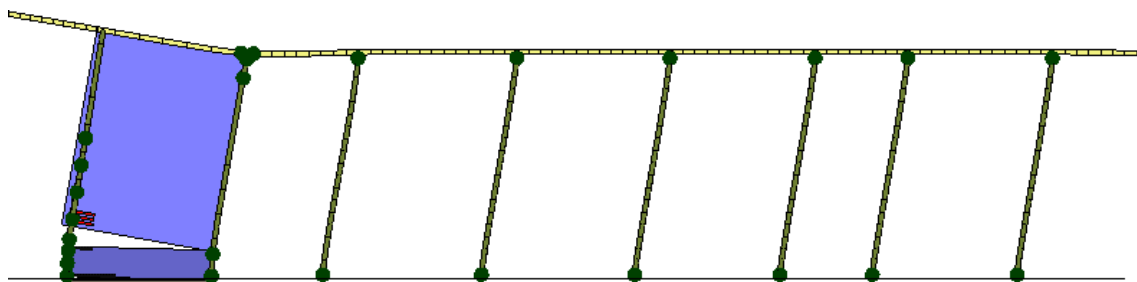
Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 12 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).



Analisi "Pushover Ex-0.3Ey Acc". Configurazione della parete 13 in corrispondenza della capacità relativa allo stato limite SLC (passo 55).

Verifica sismica dell'edificio

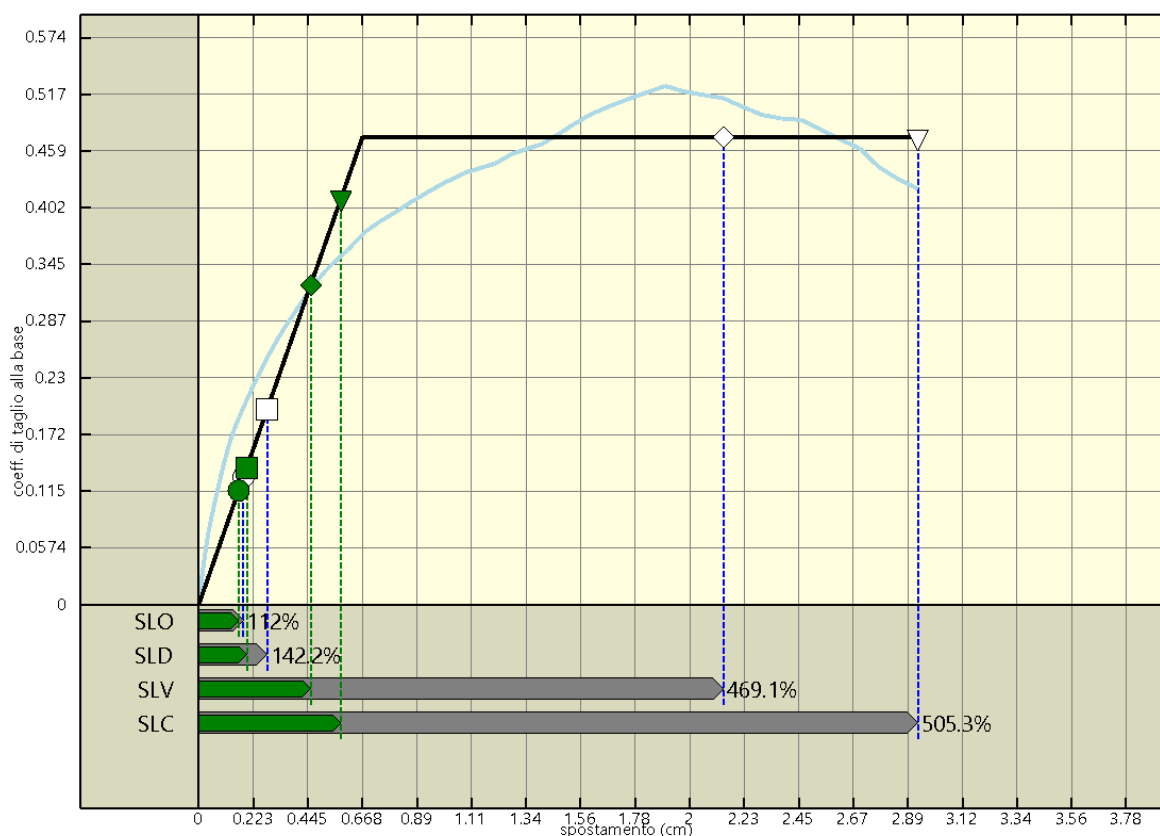
Stima per ciascuna direzione di carico

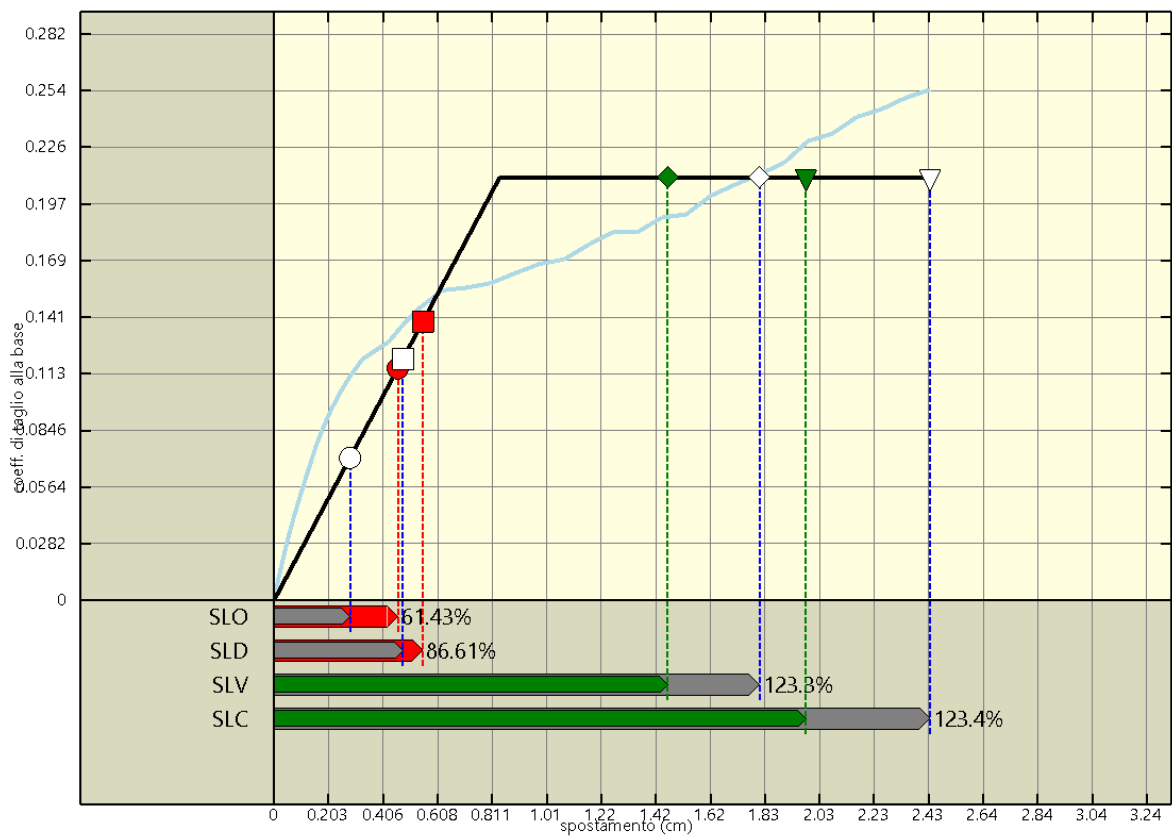
Nel presente paragrafo viene eseguita la verifica sismica della struttura. Tale operazione consiste nel confrontare l'impegno richiesto, in termini di spostamento, dal sisma di progetto con la capacità disponibile della struttura, in corrispondenza del raggiungimento degli stati limite considerati. I dettagli relativi al calcolo della capacità e della domanda di spostamento sono riportati nel capitolo "criteri di verifica".

Nelle figure seguenti vengono riportate, per ciascuna analisi, la curva di push-over del sistema reale, quella del sistema ridotto e la bilatera equivalente.

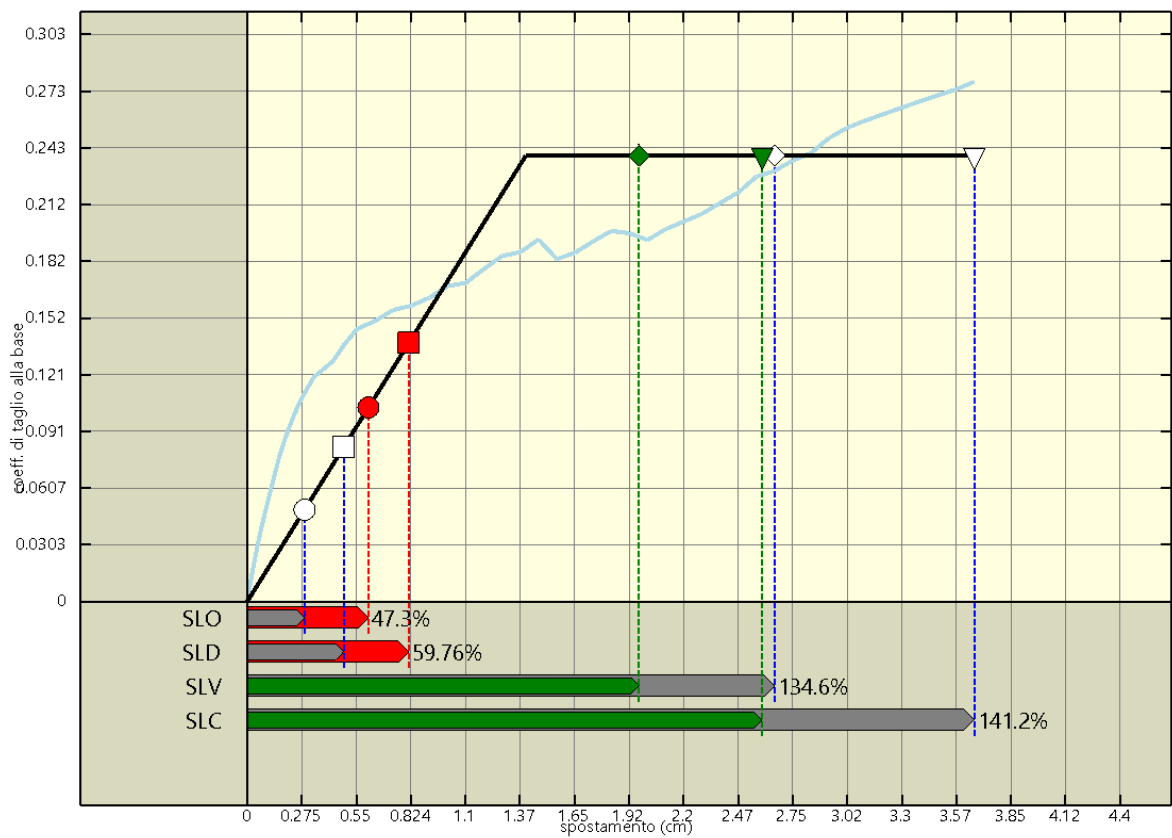
Sono inoltre riportati graficamente, per ciascuno degli stati limite, il confronto - in termini di spostamento - tra capacità e richiesta. Vicino a ognuna di tali linee è riportato un simbolo grafico per indicare a quale stato limite si riferisce. Tale simbolo è di colore grigio in corrispondenza della capacità, di colore verde in corrispondenza della richiesta (se questa è inferiore alla capacità), di colore rosso in corrispondenza della richiesta (se questa è oltre la capacità).

L'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al par. 7.3 delle NTC, con le precisazioni e restrizioni indicate al par. 7.8.1.5. In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo (cfr. C8.7.1.4).

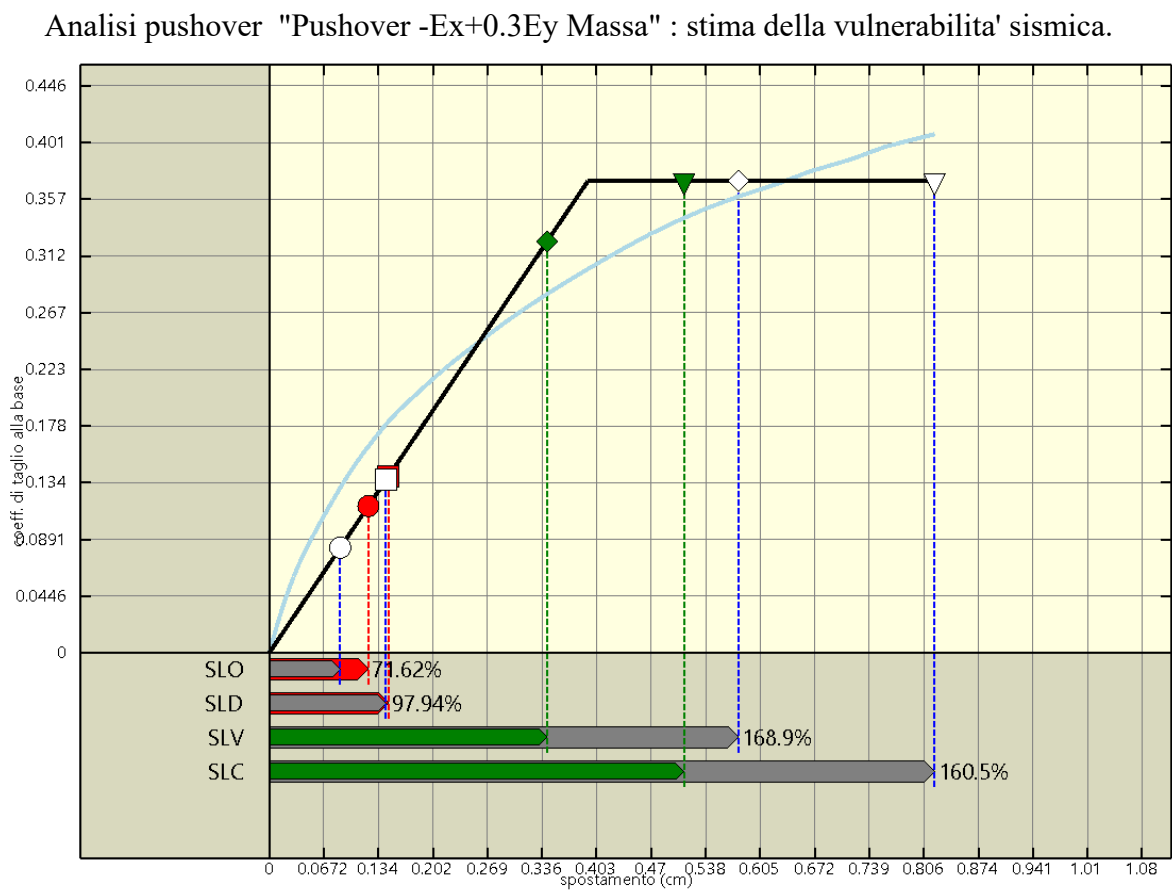
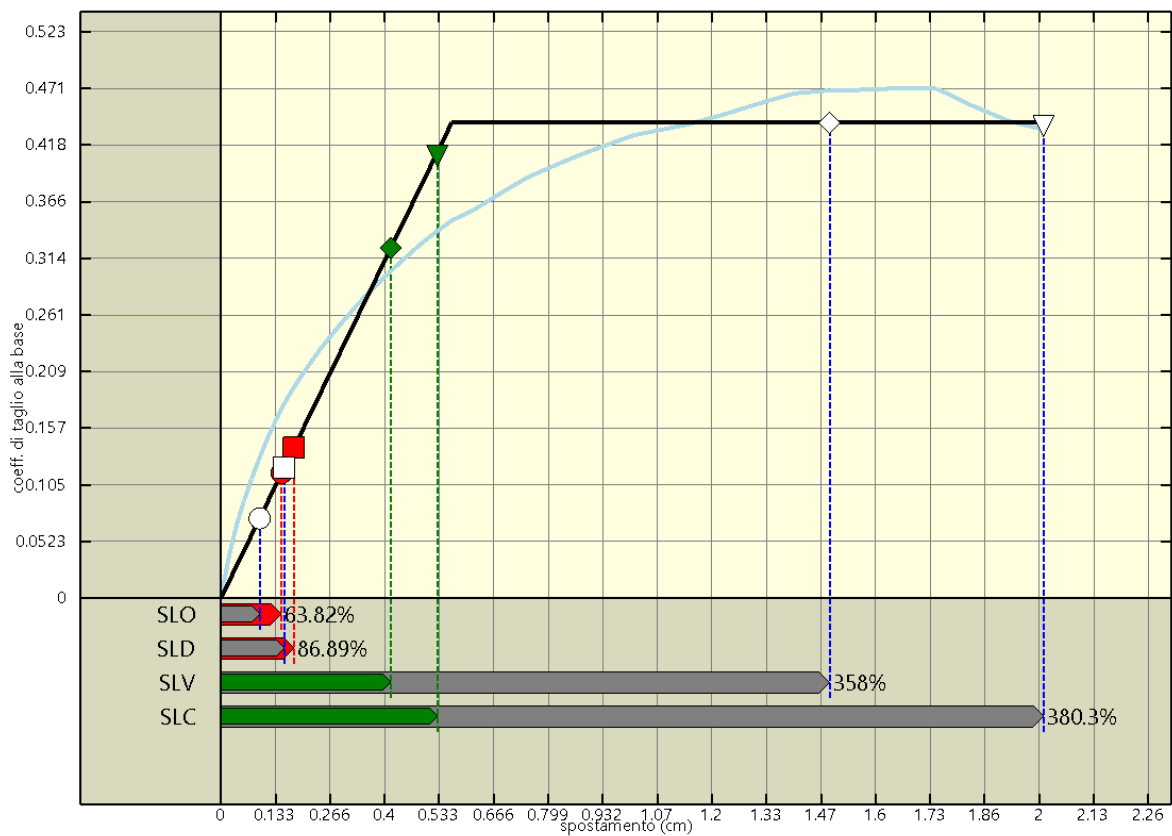


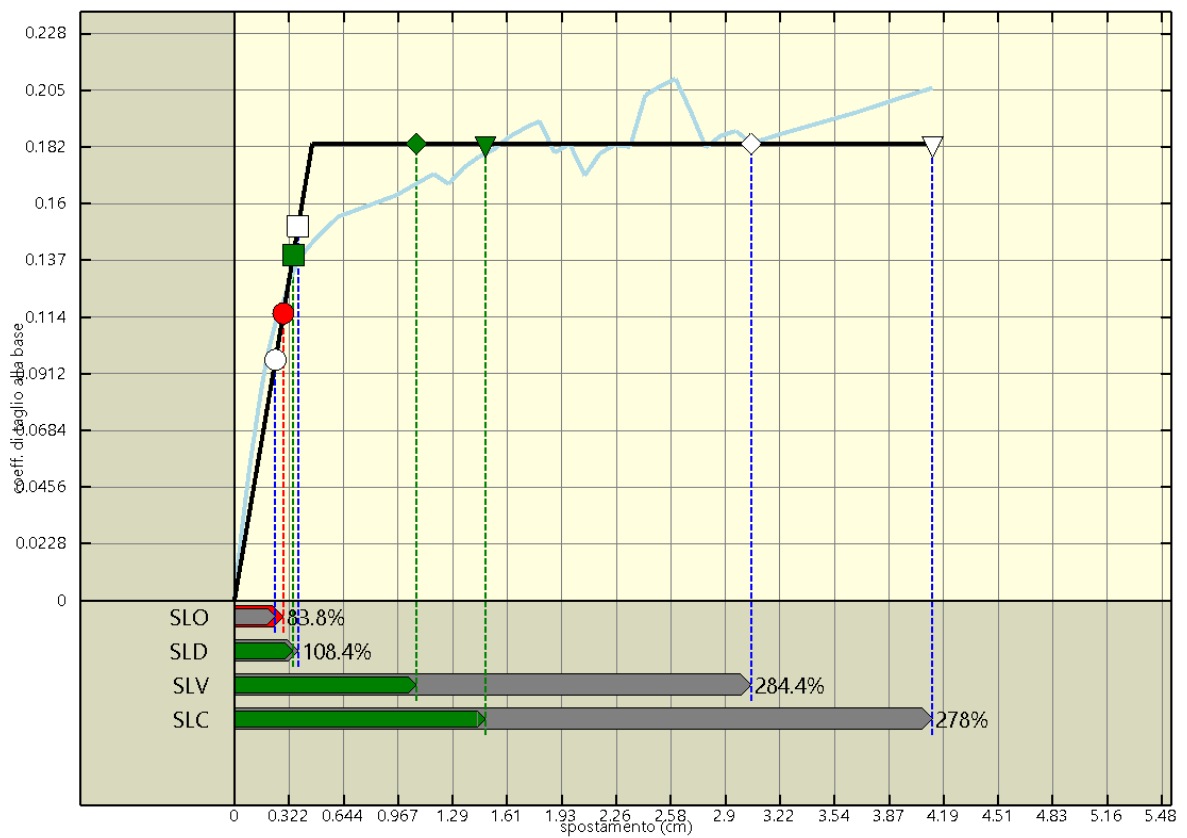
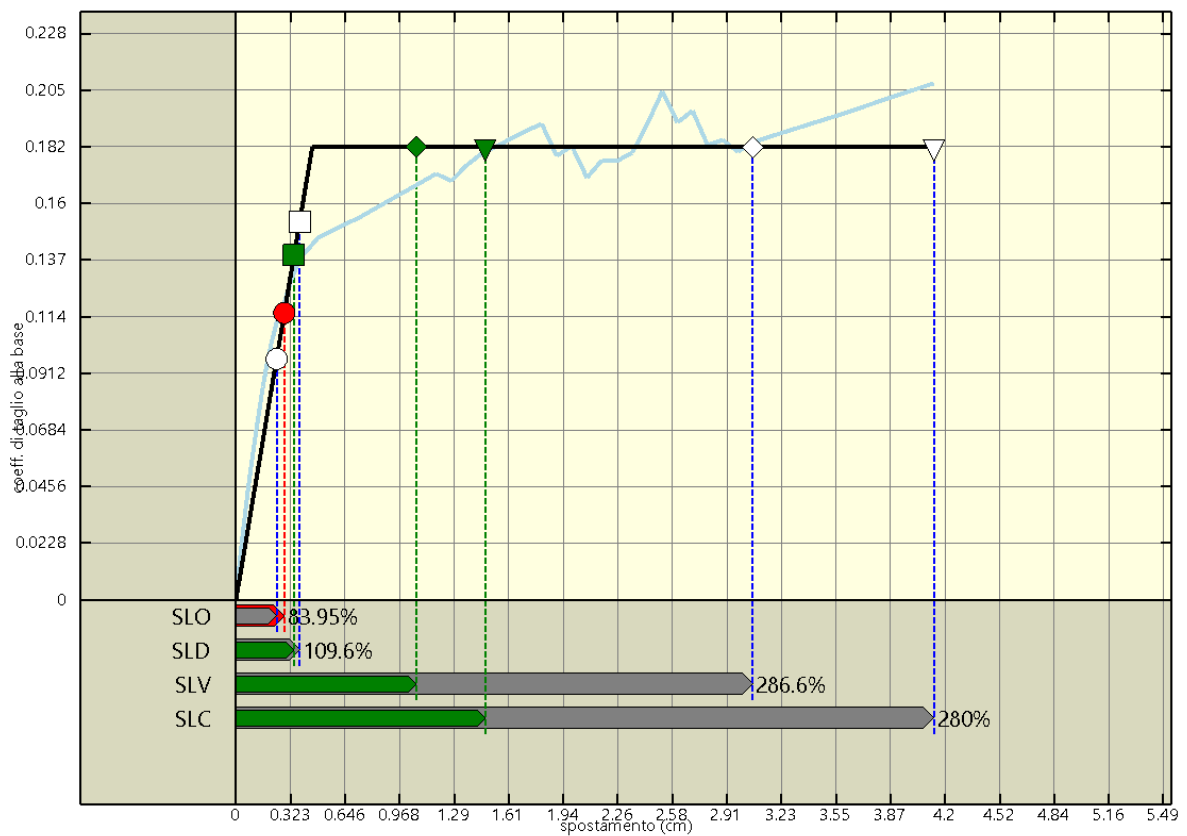


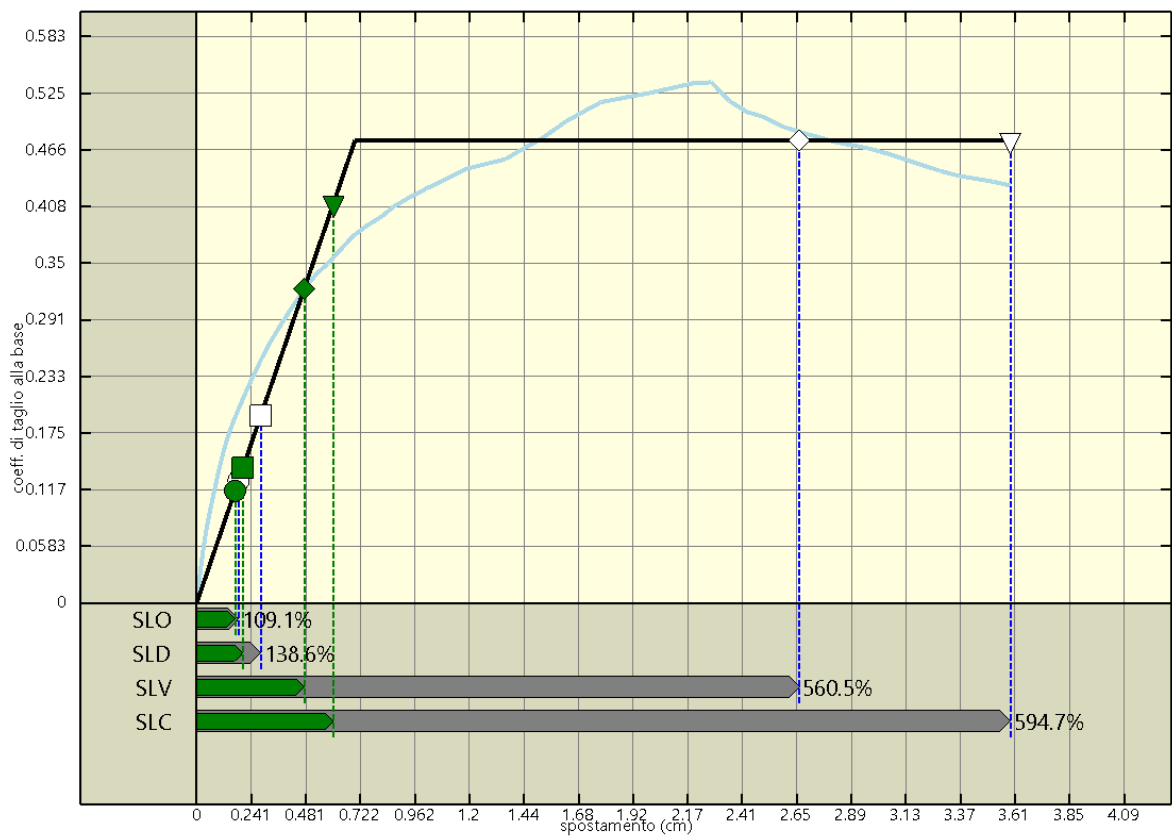
Analisi pushover "Pushover 0.3Ex+Ey Massa" : stima della vulnerabilita' sismica.



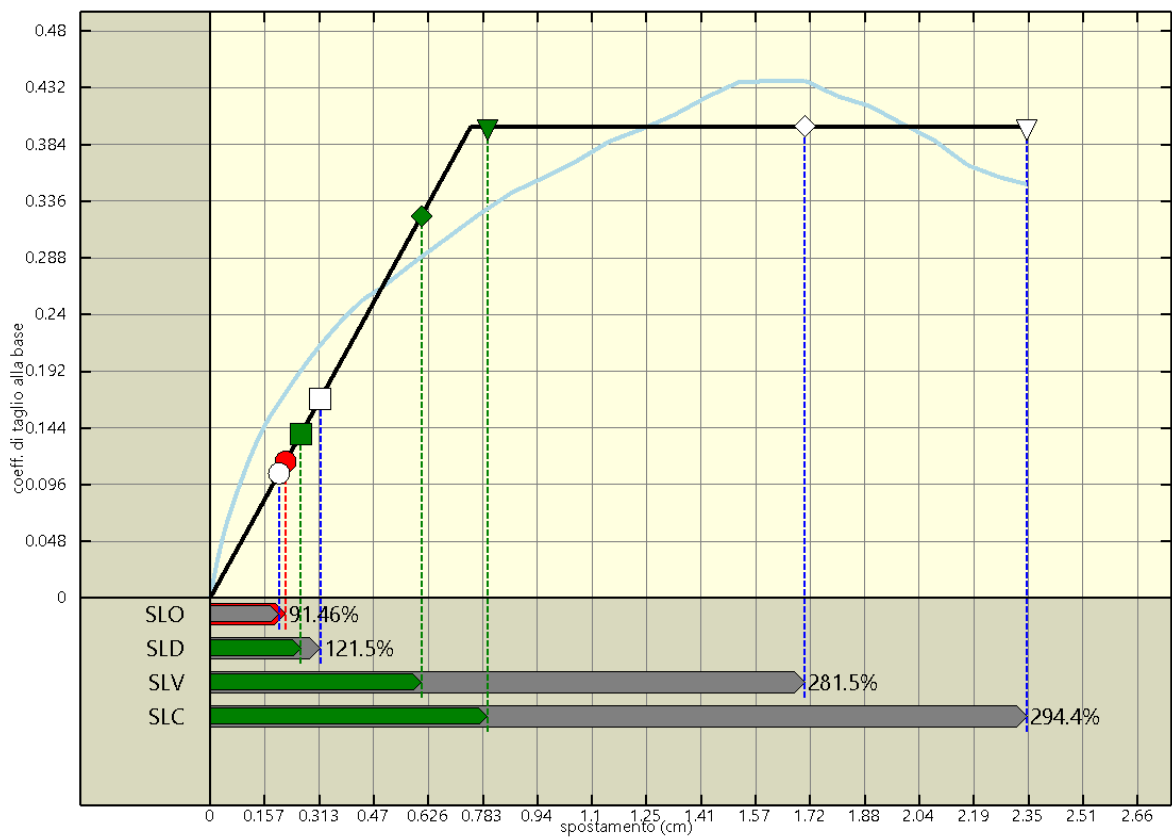
Analisi pushover "Pushover -0.3Ex+Ey Massa" : stima della vulnerabilita' sismica.



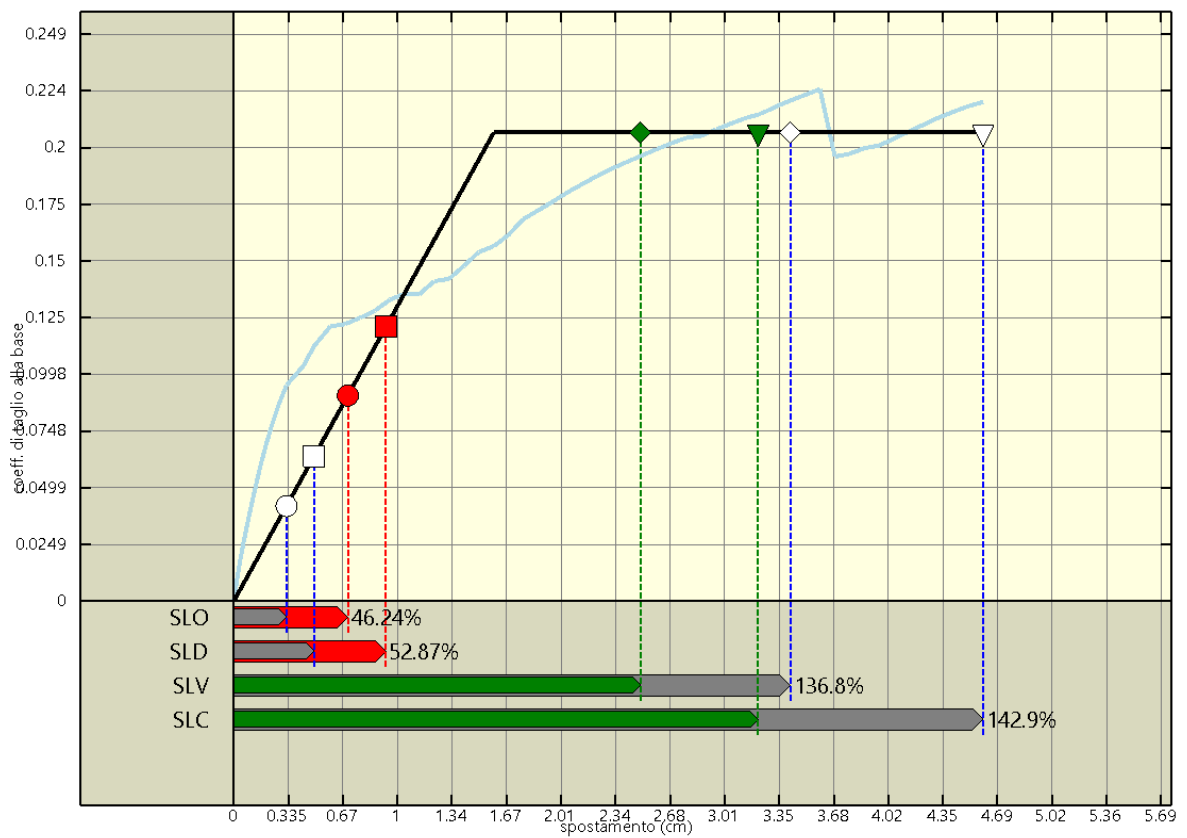
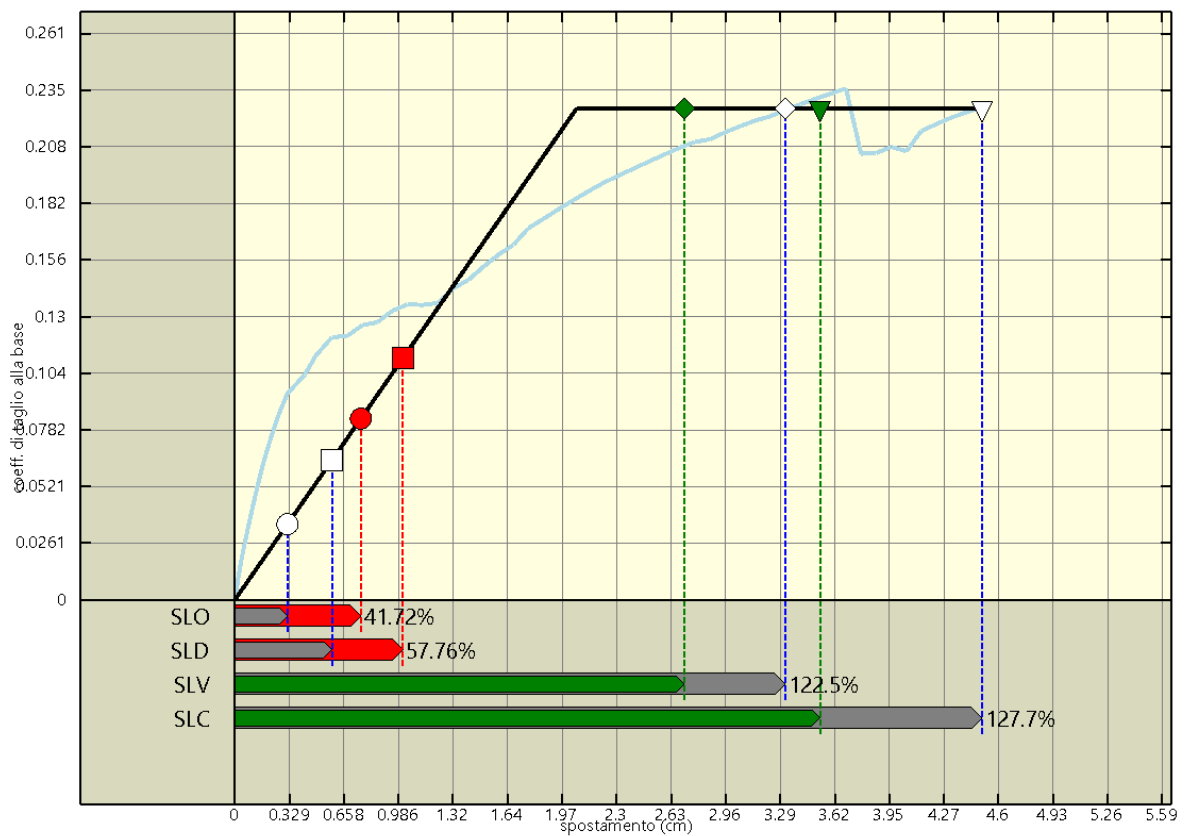


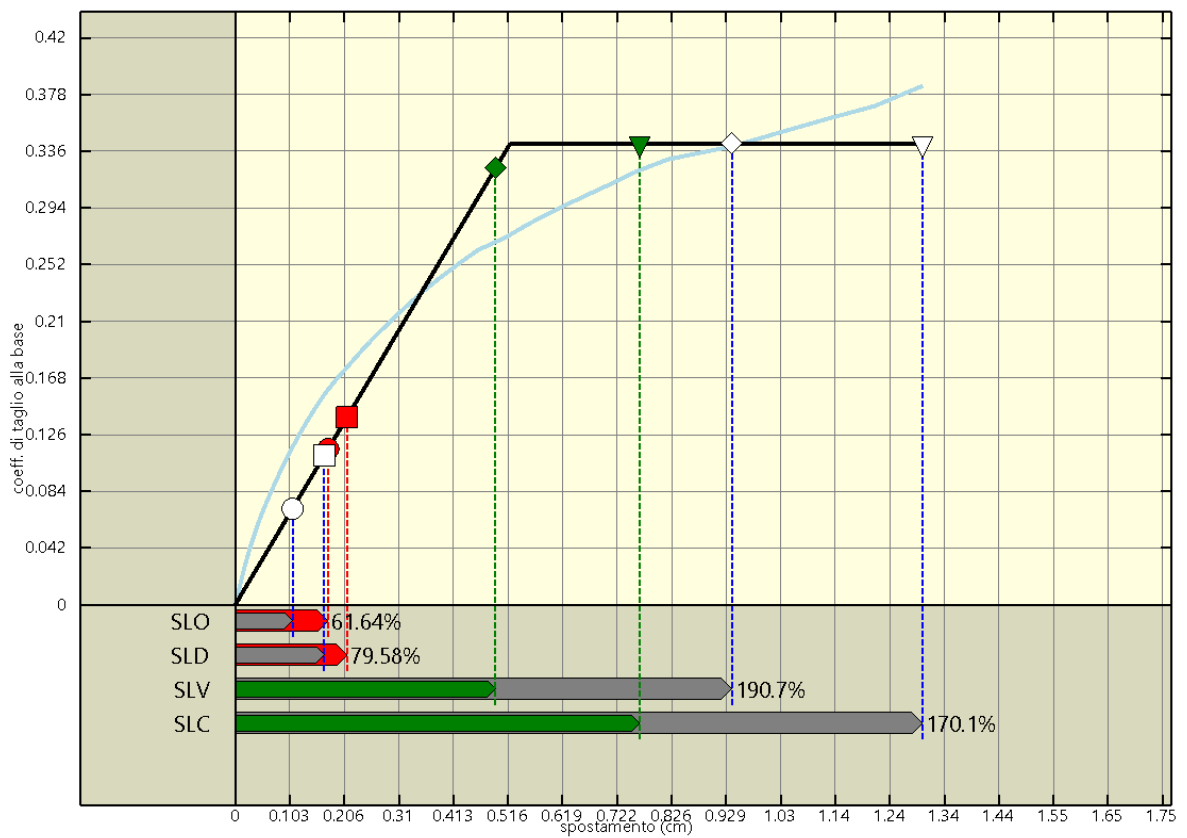
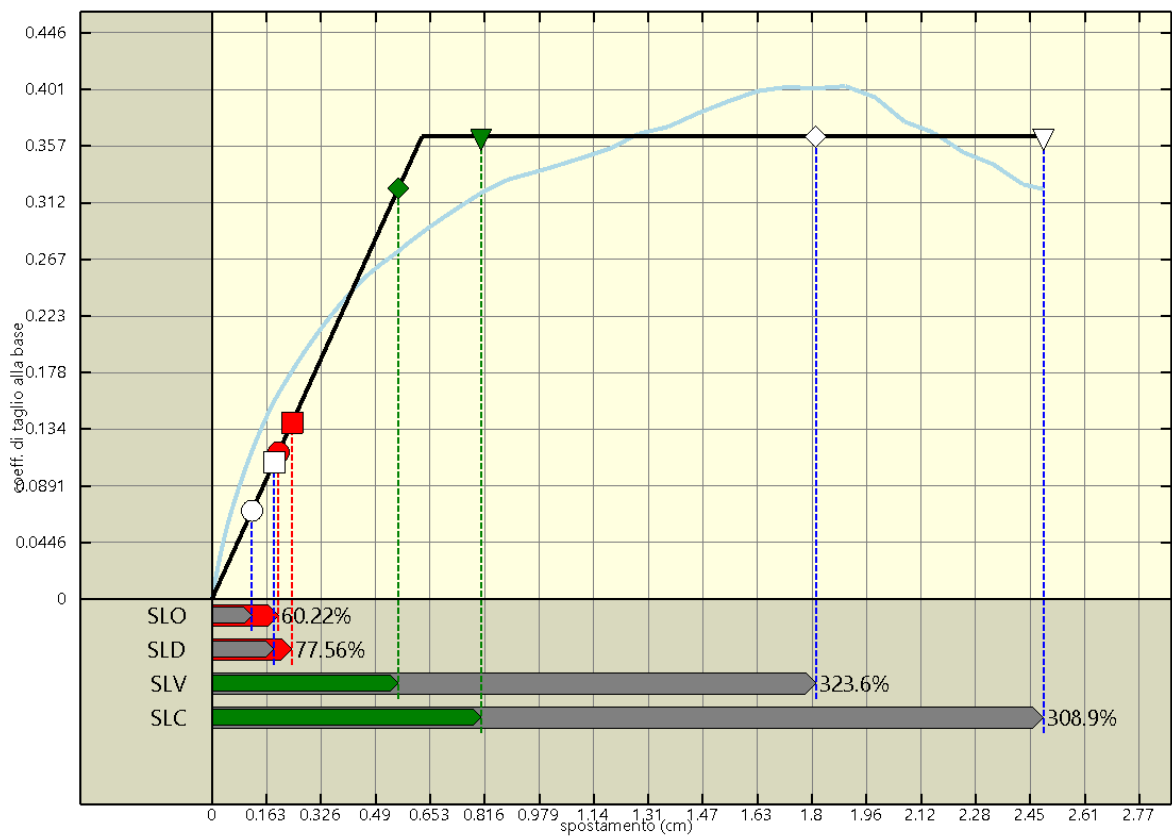


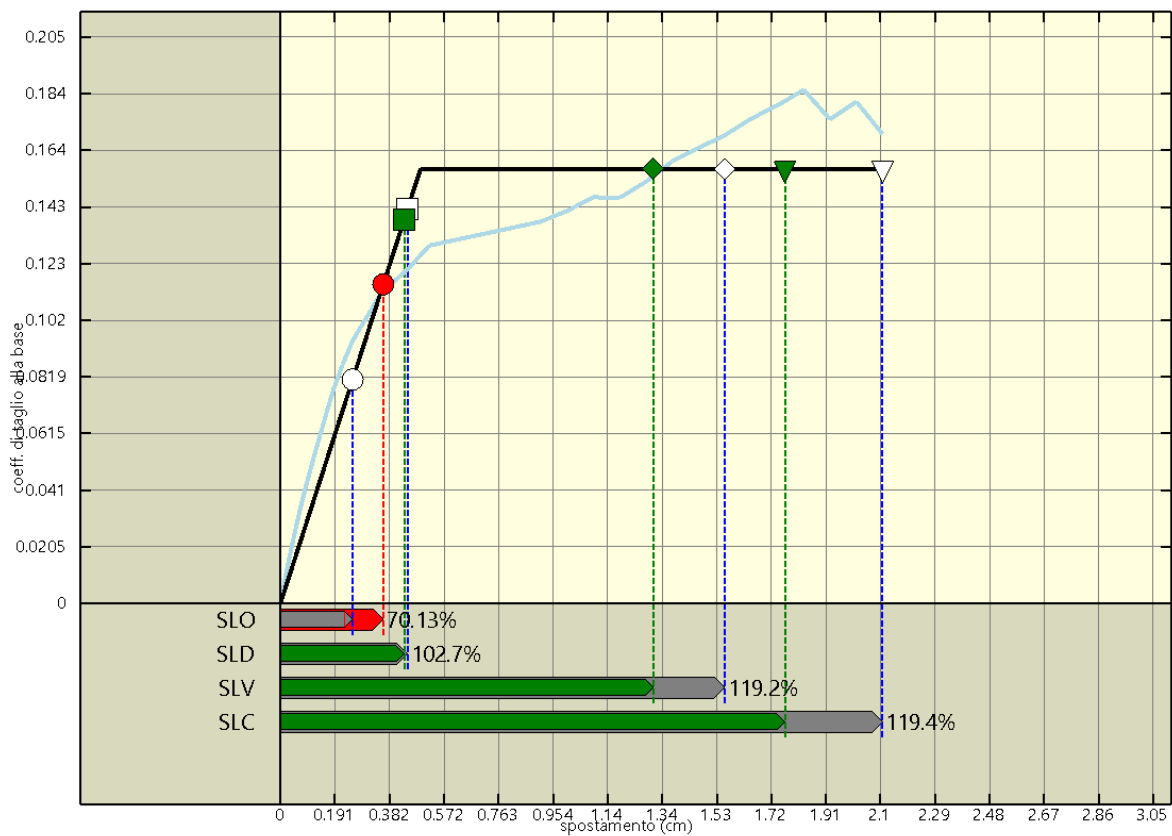
Analisi pushover "Pushover Ex-0.3Ey Massa" : stima della vulnerabilit  sismica.



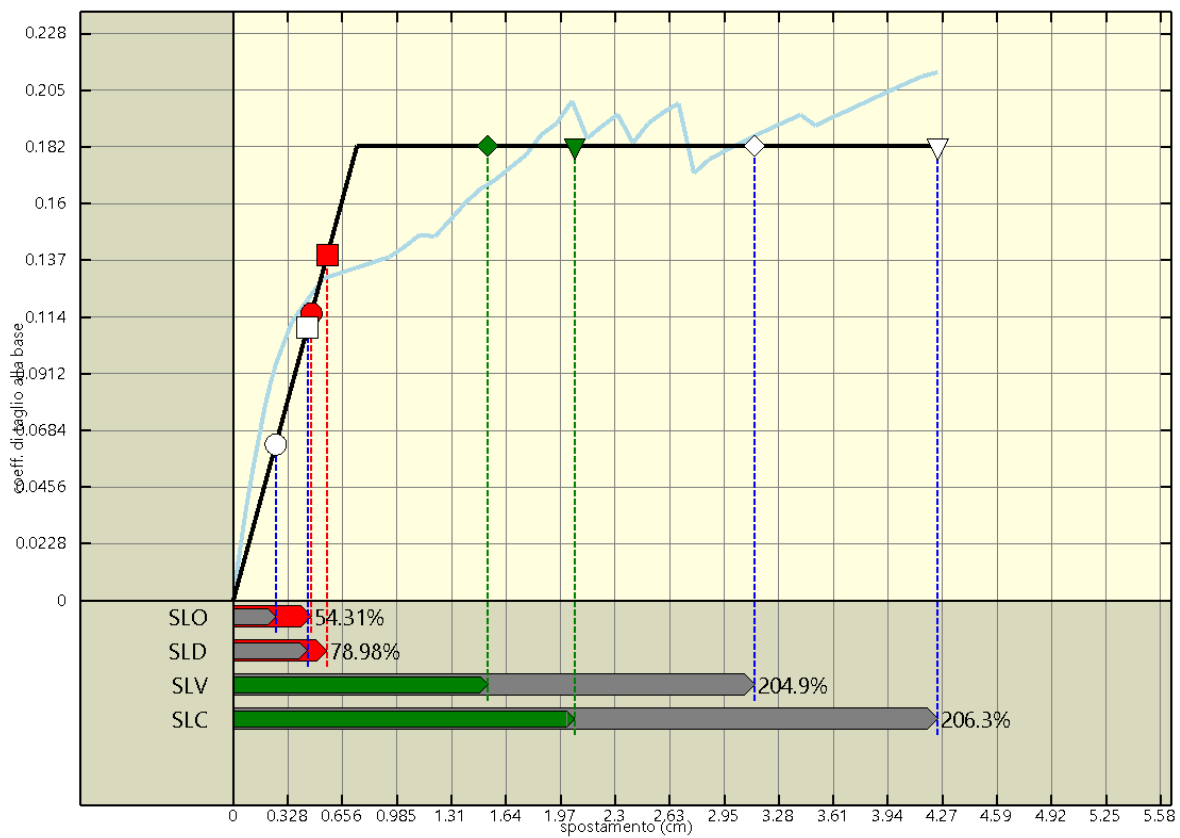
Analisi pushover "Pushover Ex+0.3Ey Acc" : stima della vulnerabilit  sismica.



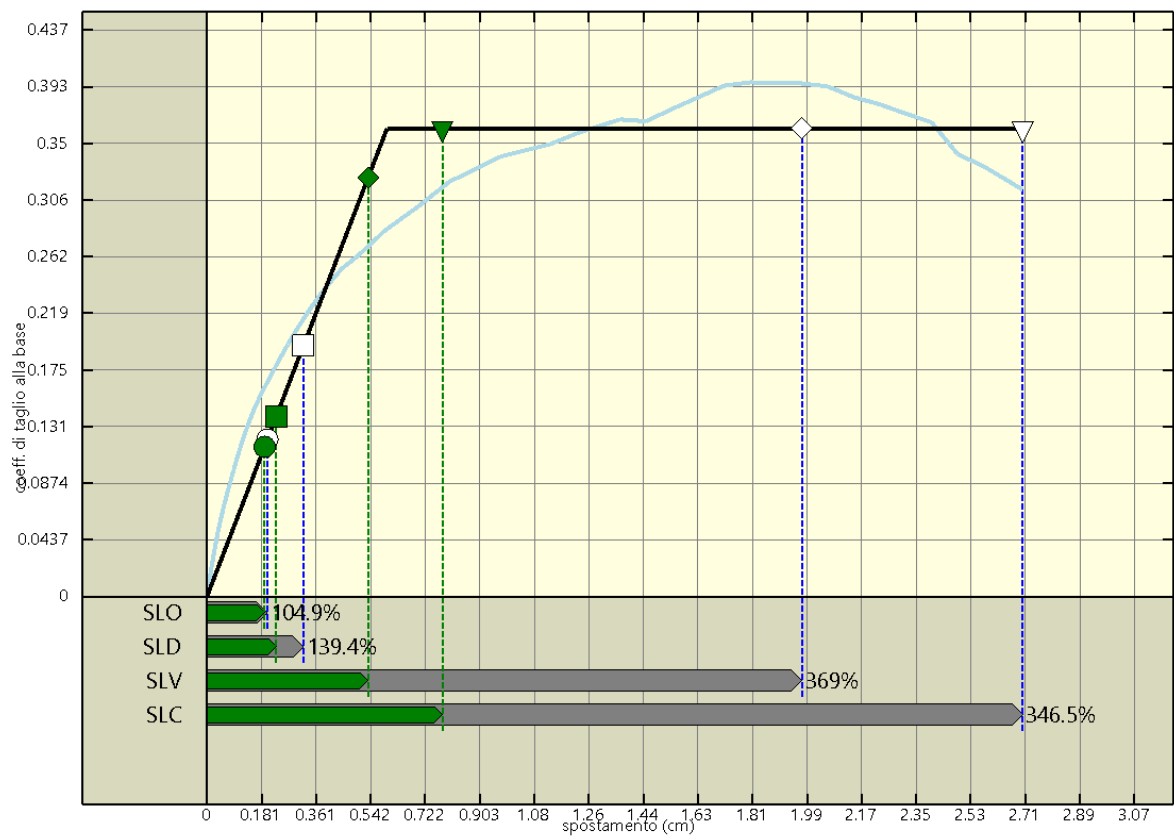




Analisi pushover "Pushover -0.3Ex-Ey Acc" : stima della vulnerabilita' sismica.



Analisi pushover "Pushover 0.3Ex-Ey Acc" : stima della vulnerabilita' sismica.



Analisi pushover "Pushover Ex-0.3Ey Acc" : stima della vulnerabilita' sismica.

Riepilogo dei risultati e definizione del coefficiente di sicurezza della struttura

Nelle tabelle che seguono viene riportato un riepilogo dei risultati delle stime di vulnerabilità con riferimento ai passaggi fondamentali:

Determinazione del sistema ridotto

| Analisi | Sistema reale | | | Γ | Sistema ridotto | | |
|--------------------------|----------------------|-------------|------------|----------|----------------------|-------------|------------|
| | m | $C_{b,max}$ | δ_u | | m | $C_{b,max}$ | δ_u |
| | kNs ² /cm | | cm | | kNs ² /cm | | cm |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | 4.40 | 0.425 | 3.03 | 1.01 | 3.75 | 0.525 | 2.93 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | 4.40 | 0.257 | 2.67 | 1.01 | 3.75 | 0.254 | 2.44 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Massa | 4.40 | 0.281 | 3.90 | 1.01 | 3.75 | 0.278 | 3.66 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | 4.40 | 0.437 | 2.08 | 1.01 | 3.75 | 0.471 | 2.01 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | 4.40 | 0.412 | 0.76 | 1.01 | 3.75 | 0.408 | 0.82 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | 4.40 | 0.210 | 3.96 | 1.01 | 3.75 | 0.208 | 4.13 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | 4.40 | 0.208 | 3.96 | 1.01 | 3.75 | 0.210 | 4.12 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | 4.40 | 0.434 | 3.57 | 1.01 | 3.75 | 0.536 | 3.59 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | 4.40 | 0.354 | 2.44 | 1.01 | 3.75 | 0.438 | 2.34 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | 4.40 | 0.229 | 4.76 | 1.01 | 3.75 | 0.235 | 4.50 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Acc | 4.40 | 0.222 | 4.85 | 1.01 | 3.75 | 0.225 | 4.60 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | 4.40 | 0.326 | 2.57 | 1.01 | 3.75 | 0.404 | 2.49 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | 4.40 | 0.388 | 1.25 | 1.01 | 3.75 | 0.384 | 1.30 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | 4.40 | 0.171 | 1.92 | 1.01 | 3.75 | 0.186 | 2.11 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | 4.40 | 0.215 | 4.07 | 1.01 | 3.75 | 0.212 | 4.24 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | 4.40 | 0.317 | 2.67 | 1.01 | 3.75 | 0.397 | 2.70 |

Legenda:

- m: massa sismica
- $C_{b,max}$: coefficiente di taglio alla base massimo
- δ_u : spostamento massimo
- Γ : fattore di partecipazione

Determinazione del sistema bilineare equivalente

| Analisi | K* | T* | F _y * | δ _y * | δ _u * | μ* |
|--------------------------|-----------|------|------------------|------------------|------------------|------|
| | kN/m | s | kN | cm | cm | |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | 305481.10 | 0.22 | 2042.14 | 0.67 | 2.93 | 4.39 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | 108205.20 | 0.37 | 908.40 | 0.84 | 2.44 | 2.91 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Massa | 73297.56 | 0.45 | 1029.09 | 1.40 | 3.66 | 2.61 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | 335850.60 | 0.21 | 1892.46 | 0.56 | 2.01 | 3.56 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | 407311.50 | 0.19 | 1599.55 | 0.39 | 0.82 | 2.09 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | 174223.80 | 0.29 | 786.18 | 0.45 | 4.13 | 9.15 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | 172241.60 | 0.29 | 792.37 | 0.46 | 4.12 | 8.96 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | 293971.10 | 0.22 | 2052.54 | 0.70 | 3.59 | 5.14 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | 229846.30 | 0.25 | 1721.23 | 0.75 | 2.34 | 3.13 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | 47314.55 | 0.56 | 975.28 | 2.06 | 4.50 | 2.18 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Acc | 55674.38 | 0.52 | 888.64 | 1.60 | 4.60 | 2.88 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | 249704.10 | 0.24 | 1569.94 | 0.63 | 2.49 | 3.96 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | 283100.70 | 0.23 | 1473.22 | 0.52 | 1.30 | 2.50 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | 138364.70 | 0.33 | 677.98 | 0.49 | 2.11 | 4.30 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | 105867.70 | 0.37 | 788.26 | 0.74 | 4.24 | 5.69 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | 261277.00 | 0.24 | 1557.40 | 0.60 | 2.70 | 4.53 |

Legenda:

- K*: rigidezza elastica
- T*: periodo del sistema
- F_y*: forza di snervamento
- δ_y*: spostamento di snervamento
- δ_u*: spostamento ultimo
- μ*: duttilità ultima del sistema

Stima di vulnerabilità

| Analisi | Stato limite | Richiesta | | | | | | Capacità | | α |
|--------------------------|--------------|-----------|------|------|----------------------|-------------------|------------------|----------|------|----------|
| | | PGAd/g | S | q* | d* _{e, max} | d* _{max} | d _{max} | PGAc/g | dSL | |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.24 | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.04 | 0.18 | 1.12 |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.29 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.06 | 0.28 | 1.42 |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.68 | 0.46 | 0.46 | 0.46 | 0.27 | 2.16 | 4.69 |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 0.87 | 0.58 | 0.58 | 0.59 | 0.34 | 2.96 | 5.05 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.55 | 0.46 | 0.46 | 0.46 | 0.02 | 0.29 | 0.61 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.66 | 0.55 | 0.55 | 0.56 | 0.04 | 0.48 | 0.87 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 1.53 | 1.29 | 1.46 | 1.48 | 0.11 | 1.82 | 1.23 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.95 | 1.64 | 1.98 | 2.00 | 0.15 | 2.46 | 1.23 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 1.00 | 0.61 | 0.61 | 0.62 | 0.01 | 0.29 | 0.47 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 1.00 | 0.81 | 0.81 | 0.82 | 0.02 | 0.49 | 0.60 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 1.35 | 1.90 | 1.97 | 1.99 | 0.13 | 2.68 | 1.35 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.72 | 2.42 | 2.59 | 2.62 | 0.17 | 3.70 | 1.41 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.26 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.02 | 0.10 | 0.64 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.32 | 0.18 | 0.18 | 0.18 | 0.04 | 0.16 | 0.87 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.74 | 0.42 | 0.42 | 0.42 | 0.22 | 1.50 | 3.58 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 0.94 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.27 | 2.03 | 3.80 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.31 | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.03 | 0.09 | 0.72 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.37 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.04 | 0.15 | 0.98 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.87 | 0.34 | 0.34 | 0.35 | 0.13 | 0.58 | 1.69 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.11 | 0.44 | 0.51 | 0.52 | 0.16 | 0.83 | 1.60 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.63 | 0.29 | 0.29 | 0.29 | 0.03 | 0.24 | 0.84 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.76 | 0.34 | 0.34 | 0.35 | 0.05 | 0.38 | 1.10 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 1.77 | 0.80 | 1.07 | 1.08 | 0.23 | 3.09 | 2.87 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 2.26 | 1.02 | 1.47 | 1.49 | 0.30 | 4.17 | 2.80 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.63 | 0.29 | 0.29 | 0.29 | 0.03 | 0.24 | 0.84 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.76 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.05 | 0.38 | 1.08 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 1.76 | 0.81 | 1.07 | 1.08 | 0.23 | 3.08 | 2.84 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 2.24 | 1.03 | 1.48 | 1.50 | 0.30 | 4.16 | 2.78 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.24 | 0.17 | 0.17 | 0.17 | 0.04 | 0.19 | 1.09 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.29 | 0.20 | 0.20 | 0.21 | 0.06 | 0.29 | 1.39 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.68 | 0.47 | 0.47 | 0.48 | 0.31 | 2.68 | 5.60 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | SLC | 0.12 | 1.50 | 0.86 | 0.60 | 0.60 | 0.61 | 0.39 | 3.62 | 5.95 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.29 | 0.22 | 0.22 | 0.22 | 0.03 | 0.20 | 0.91 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.35 | 0.26 | 0.26 | 0.26 | 0.05 | 0.32 | 1.21 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.81 | 0.61 | 0.61 | 0.61 | 0.19 | 1.72 | 2.81 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.03 | 0.77 | 0.80 | 0.80 | 0.24 | 2.37 | 2.94 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 1.00 | 0.76 | 0.76 | 0.77 | 0.01 | 0.32 | 0.42 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 1.00 | 1.01 | 1.01 | 1.02 | 0.02 | 0.59 | 0.58 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 1.00 | 2.71 | 2.71 | 2.74 | 0.12 | 3.35 | 1.22 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.00 | 3.53 | 3.53 | 3.56 | 0.16 | 4.55 | 1.28 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 1.00 | 0.70 | 0.70 | 0.71 | 0.01 | 0.33 | 0.46 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 1.00 | 0.93 | 0.93 | 0.94 | 0.02 | 0.50 | 0.53 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 1.00 | 2.50 | 2.50 | 2.52 | 0.13 | 3.45 | 1.37 |
| Pushover -0.3Ex+Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 2.00 | 3.19 | 3.22 | 3.25 | 0.18 | 4.65 | 1.43 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.32 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.02 | 0.12 | 0.60 |

| Analisi | Stato limite | Richiesta | | | | | | Capacità | | α |
|------------------------|--------------|-----------|------|-------|-----------------|--------------|------------|----------|------|----------|
| | | PGAd/g | S | q^* | $d_{e, \max}^*$ | d_{\max}^* | d_{\max} | PGAc/g | dSL | |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.38 | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 0.03 | 0.19 | 0.78 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.89 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.20 | 1.82 | 3.24 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.13 | 0.71 | 0.81 | 0.81 | 0.26 | 2.51 | 3.09 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.34 | 0.18 | 0.18 | 0.18 | 0.02 | 0.11 | 0.62 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.41 | 0.21 | 0.21 | 0.21 | 0.03 | 0.17 | 0.80 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.95 | 0.49 | 0.49 | 0.50 | 0.14 | 0.95 | 1.91 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.20 | 0.63 | 0.76 | 0.77 | 0.17 | 1.31 | 1.70 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.73 | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 0.02 | 0.25 | 0.70 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.88 | 0.43 | 0.43 | 0.44 | 0.04 | 0.45 | 1.03 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 2.06 | 1.01 | 1.30 | 1.32 | 0.11 | 1.57 | 1.19 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 2.62 | 1.28 | 1.76 | 1.78 | 0.14 | 2.13 | 1.19 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.63 | 0.47 | 0.47 | 0.47 | 0.02 | 0.26 | 0.54 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.76 | 0.57 | 0.57 | 0.57 | 0.03 | 0.45 | 0.79 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 1.77 | 1.32 | 1.53 | 1.55 | 0.18 | 3.17 | 2.05 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 2.25 | 1.68 | 2.05 | 2.07 | 0.24 | 4.28 | 2.06 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | SLO | 0.04 | 1.50 | 0.32 | 0.19 | 0.19 | 0.19 | 0.04 | 0.20 | 1.05 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | SLD | 0.04 | 1.50 | 0.38 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.06 | 0.32 | 1.39 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | SLV | 0.10 | 1.50 | 0.90 | 0.53 | 0.53 | 0.54 | 0.22 | 1.99 | 3.69 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | SLC | 0.12 | 1.50 | 1.14 | 0.68 | 0.78 | 0.79 | 0.28 | 2.73 | 3.47 |

Legenda:

- PGAd: accelerazione di riferimento per il sito di costruzione
- S: coefficiente suolo
- q^* : fattore di struttura
- $d_{e, \max}^*$: massimo spostamento del sistema elastico equivalente
- d_{\max}^* : massimo spostamento del sistema bilineare equivalente
- d_{\max} : massimo spostamento del sistema reale (richiesta di spostamento)
- PGAc: accelerazione di riferimento di capacità
- dSL: capacità di spostamento del sistema reale allo stato limite considerato
- α : coefficiente di sicurezza (d_{SL} / d_{\max})

Verifiche di sicurezza (in termini di forza)

In aggiunta alle verifiche precedenti, nel rispetto del punto 7.8.1.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, affinché la verifica di sicurezza risulti soddisfatta, 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 non deve superare il valore 3 per le verifiche SLV ed il valore 4 per le verifiche SLC, rispettivamente.

Verifiche di sicurezza SLV

| Analisi | $V_{b,agente}$ | $V_{b,resistente}$ | $V_{b,agente}/V_{b,resistente}$ | Fattore di sicurezza |
|---------------------------|----------------|--------------------|---------------------------------|----------------------|
| | kN | kN | | |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | 1394.31 | 2042.14 | $0.6827689 < 3$ | 4.39 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | 1394.31 | 908.40 | $1.534918 < 3$ | 1.95 |
| Pushover -0.3Ex+1Ey Massa | 1394.31 | 1029.09 | $1.354896 < 3$ | 2.21 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | 1394.31 | 1892.46 | $0.7367747 < 3$ | 4.07 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | 1394.31 | 1599.55 | $0.8716924 < 3$ | 3.44 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | 1394.31 | 786.18 | $1.773535 < 3$ | 1.69 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | 1394.31 | 792.37 | $1.759685 < 3$ | 1.70 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | 1394.31 | 2052.54 | $0.6793094 < 3$ | 4.42 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | 1394.31 | 1721.23 | $0.8100674 < 3$ | 3.70 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | 1281.86 | 975.28 | $1.314356 < 3$ | 2.28 |
| Pushover -0.3Ex+1Ey Acc | 1390.50 | 888.64 | $1.564759 < 3$ | 1.92 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | 1394.31 | 1569.94 | $0.6827689 < 3$ | 3.38 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | 1394.31 | 1473.22 | $1.534918 < 3$ | 3.17 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | 1394.31 | 677.98 | $1.354896 < 3$ | 1.46 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | 1394.31 | 788.26 | $0.7367747 < 3$ | 1.70 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | 1394.31 | 1557.40 | $0.8716924 < 3$ | 3.35 |

Verifiche di sicurezza SLC

| Analisi | $V_{b,agente}$ | $V_{b,resistente}$ | $V_{b,agente}/V_{b,resistente}$ | Fattore di sicurezza |
|---------------------------|----------------|--------------------|---------------------------------|----------------------|
| | kN | kN | | |
| Pushover Ex+0.3Ey Massa | 1773.89 | 2042.14 | $0.8686385 < 4$ | 4.60 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Massa | 1773.89 | 908.40 | $1.952767 < 4$ | 2.05 |
| Pushover -0.3Ex+1Ey Massa | 1773.89 | 1029.09 | $1.723738 < 4$ | 2.32 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Massa | 1773.89 | 1892.46 | $0.9373463 < 4$ | 4.27 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Massa | 1773.89 | 1599.55 | $1.108992 < 4$ | 3.61 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Massa | 1773.89 | 786.18 | $2.256343 < 4$ | 1.77 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Massa | 1773.89 | 792.37 | $2.238722 < 4$ | 1.79 |
| Pushover Ex-0.3Ey Massa | 1773.89 | 2052.54 | $0.8642372 < 4$ | 4.63 |
| Pushover Ex+0.3Ey Acc | 1773.89 | 1721.23 | $1.030591 < 4$ | 3.88 |
| Pushover 0.3Ex+Ey Acc | 1668.93 | 975.28 | $1.711243 < 4$ | 2.34 |
| Pushover -0.3Ex+1Ey Acc | 1773.89 | 888.64 | $1.99619 < 4$ | 2.00 |
| Pushover -Ex+0.3Ey Acc | 1773.89 | 1569.94 | $1.129908 < 4$ | 3.54 |
| Pushover -Ex-0.3Ey Acc | 1773.89 | 1473.22 | $1.204085 < 4$ | 3.32 |
| Pushover -0.3Ex-Ey Acc | 1773.89 | 677.98 | $2.616441 < 4$ | 1.53 |
| Pushover 0.3Ex-Ey Acc | 1773.89 | 788.26 | $2.250377 < 4$ | 1.78 |
| Pushover Ex-0.3Ey Acc | 1773.89 | 1557.40 | $1.139006 < 4$ | 3.51 |

Legenda:

- $V_{b, agente}$: taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico
- $V_{b, resistente}$: taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare
- Fattore di sicurezza: rapporto tra il limite superiore al $V_{b, agente}/V_{b, resistente}$ (pari a 3 per le verifiche SLV e 4 per le verifiche SLC) ed il valore stesso del rapporto

Indicatori di rischio

Nel presente paragrafo viene riportata la tabella degli indicatori di rischio, opportunamente divisa in due per comodità di lettura.

Indicatori di rischio (PGA)

| Evento | PGA | PGA_{CLO}/PGA_{DLO} | PGA_{CLD}/PGA_{DLD} | PGA_{CLV}/PGA_{DLV} | PGA_{CLC}/PGA_{DLC} | Analisi | Elemento |
|---|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|--------------|
| | g | | | | | | |
| Rottura a taglio nella muratura | 0.0305 | 0.859 | 0.712 | 0.315 | 0.247 | 0.3Ex+Ey Acc | Pannello 678 |
| Rotazione di snervamento in un'asta | 0.0305 | 0.859 | 0.712 | 0.315 | 0.247 | Ex+0.3Ey Acc | Asta 105 |
| 3/4 della rotazione ultima in un'asta | 0.146 | 4.119 | 3.417 | 1.511 | 1.185 | -Ex-0.3Ey Acc | Asta 103 |
| Rottura a flessione in un'asta | 0.11 | 3.109 | 2.579 | 1.141 | 0.895 | -Ex+0.3Ey Acc | Asta 151 |
| Verifica globale in termini di forza (SLV) | 0.141 | -- | -- | 1.459 | -- | -0.3Ex-Ey Acc | |
| Verifica globale in termini di forza (SLC) | 0.146 | -- | -- | -- | 1.185 | -0.3Ex-Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLO) | 0.0305 | 0.859 | -- | -- | -- | 0.3Ex+Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD) | 0.0305 | -- | 0.712 | -- | -- | -0.3Ex+Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV) | 0.111 | -- | -- | 1.146 | -- | -0.3Ex-Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLC) | 0.144 | -- | -- | -- | 1.166 | -0.3Ex-Ey Acc | |

Legenda:

- Evento: evento di crisi monitorato;
- PGA: accelerazione al suolo;
- PGA_{CLO}/PGA_{DLO} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLO;
- PGA_{CLD}/PGA_{DLD} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLD;
- PGA_{CLV}/PGA_{DLV} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLV;
- PGA_{CLC}/PGA_{DLC} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLC.

Indicatori di rischio (TR)

| Evento | TR | (TR _{CLO} /TR _{DLO}) ^a | (TR _{CLD} /TR _{DLD}) ^a | (TR _{CLV} /TR _{DLV}) ^a | (TR _{CLC} /TR _{DLC}) ^a | Analisi | Elemento |
|---|-------------|--|--|--|--|------------------|--------------|
| | g | | | | | | |
| Rottura a taglio nella muratura | 30 | 0.845 | 0.684 | 0.272 | 0.202 | 0.3Ex+Ey Acc | Pannello 678 |
| Rotazione di snervamento in un'asta | 30 | 0.845 | 0.684 | 0.272 | 0.202 | Ex+0.3Ey Acc | Asta 105 |
| 3/4 della rotazione ultima in un'asta | 2475 | 5.195 | 4.206 | 1.670 | 1.242 | -Ex-0.3Ey Acc | Asta 103 |
| Rottura a flessione in un'asta | 1035 | 3.629 | 2.938 | 1.167 | 0.868 | -Ex+0.3Ey Acc | Asta 151 |
| Verifica globale in termini di forza (SLV) | 2218.5 | -- | -- | 1.596 | -- | -0.3Ex-Ey Acc | |
| Verifica globale in termini di forza (SLC) | 2475 | -- | -- | -- | 1.242 | -0.3Ex-Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLO) | 30 | 0.845 | -- | -- | -- | 0.3Ex+Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD) | 30 | -- | 0.684 | -- | -- | -0.3Ex+Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV) | 1049.3 5 | -- | -- | 1.173 | -- | -0.3Ex-Ey Acc | |
| Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLC) | 2352.2 9 | -- | -- | -- | 1.216 | -0.3Ex-Ey Acc | |

Legenda:

- Evento: evento di crisi monitorato;
- TR: periodo di ritorno
- (TR_{CLO}/TR_{DLO})^a: indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLO;
- (TR_{CLD}/TR_{DLD})^a: indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLD;
- (TR_{CLV}/TR_{DLV})^a: indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLV;
- (TR_{CLC}/TR_{DLC})^a: indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLC;
- a=0.41

Analisi sismica locale delle facciate est e ovest dell'edificio

Si verificano i meccanismi di collasso, in base alle indicazioni del cap. C8.7.1.2 della Circolare 21/02/2019 n°7, seguendo l'approccio cinematico lineare.

Il contributo stabilizzante delle fasciature con fibra in acciaio sono stati calcolati in base alle indicazioni del cap. 4.3 della CNR-DT 215/2018.

ANALISI LINEARE DEI CINEMATISMI DI COLLASSO

Normativa utilizzata: DM 17.01.2018, Circolare 02.02.2009 n°617

Parametri sismici del sito:

| | |
|---|---|
| accelerazione orizzontale massima a_g/g : | 0.095g |
| valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 : | 2.622 |
| periodo di inizio del tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale T_c^* : | 0.345 |
| categoria di sottosuolo C | $S_s=1.5, C_c=1.49$ |
| categoria topografica T1 | $S_t=1$ |
| parametri spettrali: | $S=1.50 \quad T_b=0.17 \text{ s} \quad T_c=0.52 \text{ s} \quad T_d=1.98 \text{ s}$ |
| analisi con accelerazione spettrale calcolata utilizzando il periodo di vibrazione | |
| primo periodo di vibrazione dell'edificio: | 0.26 sec |
| accelerazione spettrale orizzontale S_e : | 0.37g |

Caratteristiche della parete da analizzare:

| | |
|--|------------------------|
| descrizione dell'edificio: | Ex-macello... - Padova |
| descrizione della parete analizzata: | Facciate Est e Ovest |
| livello di conoscenza: | LC1 (FC=1.35) |
| livello di sicurezza richiesto ζ_E : | 1.00 |
| fattore di struttura q: | 2.00 |

Caratteristiche geometriche della parete in muratura:

| piani | tipologia parete | coordinate del baricentro della parete | | | coordinate del vertice A | | | coordinate del vertice B | |
|-------|------------------|--|----------|-------|--------------------------|------------|-------|--------------------------|-------|
| | | X_{Ge} | X_{Gi} | Z_G | X_A | δ_A | Z_A | X_B | Z_B |
| | | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] |
| 1 | monolitica | 0.38 | | 2.26 | 0.00 | 0.05 | 0.00 | 0.62 | 4.61 |
| 2 | monolitica | 0.38 | | 5.34 | 0.06 | 0.05 | 4.61 | 0.62 | 6.07 |

| piani | spessore cortina esterna | spessore sacco | spessore cortina interna | volume cortina esterna | volume sacco | volume cortina interna | densità cortina esterna | densità sacco | densità cortina interna | peso cortina esterna | peso sacco | peso cortina interna |
|-------|--------------------------|----------------|--------------------------|------------------------|--------------|------------------------|-------------------------|---------------|-------------------------|----------------------|------------|----------------------|
| 2 | S_e | S_s | S_i | V_e | V_s | V_i | ρ_e | ρ_s | ρ_i | P_e | P_s | P_i |
| | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [kg/m³] | [kg/m³] | [kg/m³] | [kN] | [kN] | [kN] |
| 1 | 0.25 | | | 26.51 | | | 1800.00 | | | 477.18 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 0.25 | | | 5.69 | | | 1800.00 | | | 102.42 | 0.00 | 0.00 |

Caratteristiche geometriche del timpano:

| coordinate del baricentro del timpano | | coordinate del vertice A | | | coordinate del vertice B | | spessore | volume | densità | peso |
|---------------------------------------|-------|--------------------------|------------|-------|--------------------------|-------|----------|--------|---------|--------|
| X_G | Z_G | X_A | δ_A | Z_A | X_B | Z_B | S | V | ρ | P |
| [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m³] | [kg/m³] | [kN] |
| 0.47 | 7.03 | 0.06 | 0.05 | 6.07 | 0.62 | 8.93 | 0.35 | 6.48 | 1800.00 | 116.64 |

Carichi esterni applicati al piano 1:

| N_{P1} | descrizione | P_x | P_z | X | Z |
|----------|-------------|-------|--------|------|------|
| 3 | | [kN] | [kN] | [m] | [m] |
| 1 | G1 | 0.00 | -55.65 | 0.20 | 4.40 |
| 2 | G2 | 0.00 | -14.84 | 0.20 | 4.40 |
| 3 | Q | 0.00 | -35.62 | 0.20 | 4.40 |

Carichi esterni applicati al piano 2:

| N_{P2} | descrizione | P_x | P_z | X | Z |
|----------|-------------|-------|-------|-----|-----|
| 0 | | [kN] | [kN] | [m] | [m] |

Tiranti applicati al piano 1:

| N_{T1} | descrizione | T | Z |
|----------|---------------|-------|------|
| 1 | | [kN] | [m] |
| 1 | tessuto FRCCM | 14.36 | 4.16 |

Tiranti applicati al piano 2:

| N_{T2} | descrizione | T | Z |
|----------|---------------|-------|------|
| 1 | | [kN] | [m] |
| 1 | tessuto FRCCM | 14.36 | 5.89 |

Carichi esterni applicati sul timpano:

| N_{PT} | descrizione | P_X | P_Z | X | Z |
|----------|-------------|-------|-------|------|------|
| 9 | | [kN] | [kN] | [m] | [m] |
| 1 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 6.69 |
| 2 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 7.25 |
| 3 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 7.81 |
| 4 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 8.37 |
| 5 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 8.93 |
| 6 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 8.37 |
| 7 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 7.81 |
| 8 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 7.25 |
| 9 | G1+G2 | | -2.95 | 0.20 | 6.69 |

Verifiche

| Tipologia ribaltamento | ζ_E |
|---|-----------|
| Ribaltamento di parete ad un piano (2): | 1.22 OK |
| Ribaltamento di parete a due piani (1,2): | 1.28 OK |
| Ribaltamento del timpano | 1.35 OK |

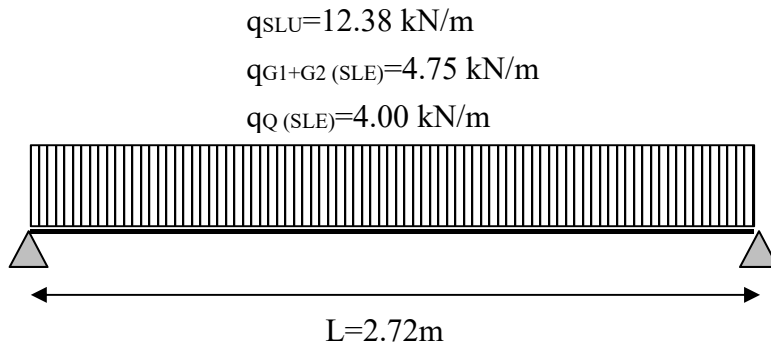
Tiranti applicati sul timpano:

| N_{TT} | descrizione | T | Z |
|----------|-------------|------|-----|
| 0 | | [kN] | [m] |

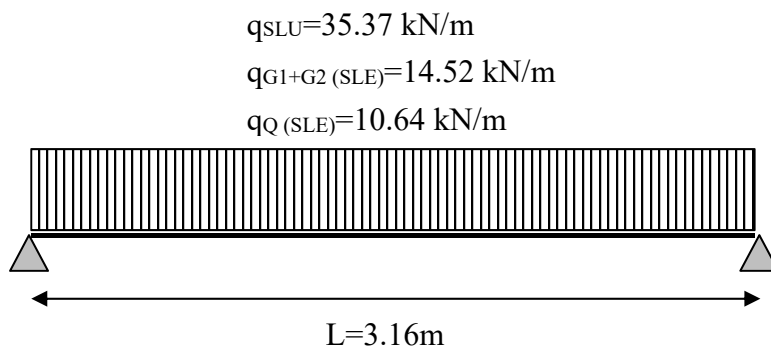
Verifica statica degli elementi strutturali

Si verificano i seguenti elementi strutturali:

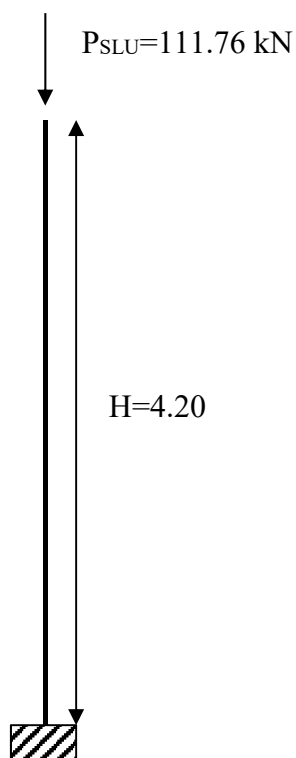
- travi metalliche IPE160



- travi metalliche IPE240



- pilastri in conglomerato cementizio armato



EX-MACELLO PADOVA

VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI - TRAVI IPE160

Tipologia strutturale:

| | | |
|--|------------------------|------|
| lunghezza critica dell'asta - asse locale y | L_{0y} [m] | 2.72 |
| lunghezza critica dell'asta - asse locale z | L_{0z} [m] | 2.72 |
| condizioni di vincolo torsionale dell'asta | estremi liberi | |
| condizioni di vincolo flessionale dell'asta attorno all'asse y | estremi liberi | |
| condizioni di vincolo flessionale dell'asta attorno all'asse z | estremi liberi | |
| andamento del momento flettente M_y | variabile lungo l'asta | |
| andamento del momento flettente M_z | variabile linearmente | |

Parametri geometrici:

| | | |
|--|-----------------------------|---------|
| profilo utilizzato | IPE160 | |
| lunghezza | L [m] | 2.72 |
| altezza | h [mm] | 160 |
| base | b [mm] | 82 |
| rapporto altezza/base | h/b | 1.95 |
| spessore ali | t_f [mm] | 7.40 |
| spessore anima | t_w [mm] | 5.00 |
| raggio di raccordo | r [mm] | 9.00 |
| peso proprio | P [kg/m] | 15.80 |
| area | A [cm ²] | 20.09 |
| area della piattabanda | A_f [cm ²] | 6.07 |
| area a taglio in direzione z | A_{vy} [cm ²] | 12.83 |
| area a taglio in direzione y | A_{vz} [cm ²] | 9.66 |
| modulo di resistenza elastico attorno all'asse y | W_{ey} [cm ³] | 108.70 |
| modulo di resistenza plastico attorno all'asse y | W_{py} [cm ³] | 123.90 |
| momento d'inerzia attorno all'asse y | J_y [cm ⁴] | 869.30 |
| raggio d'inerzia attorno all'asse y | i_y [mm] | 65.80 |
| modulo di resistenza elastico attorno all'asse z | W_{ez} [cm ³] | 16.66 |
| modulo di resistenza plastico attorno all'asse z | W_{pz} [cm ³] | 26.10 |
| momento d'inerzia attorno all'asse z | J_z [cm ⁴] | 68.31 |
| raggio d'inerzia attorno all'asse z | i_z [mm] | 18.40 |
| momento d'inerzia torsionale | J_t [cm ⁴] | 3.60 |
| momento d'inerzia settoriale | J_w [cm ⁶] | 3960.00 |

Parametri meccanici:

acciaio utilizzato:

UNI EN 10025-2 S275

| | |
|----------------|-----------|
| E [Mpa] | 210000.00 |
| G [Mpa] | 80769.23 |
| ν | 0.30 |
| f_{yk} [Mpa] | 275.00 |
| f_{tk} [Mpa] | 430.00 |

Classificazione della sezione:

flessione retta attorno all'asse y

c/t anima: 25.44

α anima: 0.50

c/t ali: 3.99

α ali: 1.00

$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$ 0.92

classificazione anima:

classe 1 25.44 \leq 66.56

classificazione ali:

classe 1 3.99 \leq 8.32

classificazione sezione:

classe 1

Verifiche agli stati limite ultimi:

sforzo normale

N_{Ed} [kN] 0.00

taglio in direzione z

$V_{z,Ed}$ [kN] 16.84

taglio in direzione y

$V_{y,Ed}$ [kN] 0.00

momento torcente

T_{Ed} [kNm] 0.00

momento flettente attorno all'asse y

$M_{y,Ed}$ [kNm] 11.45

momento flettente attorno all'asse z

$M_{z,Ed}$ [kNm] 0.00

coefficienti di sicurezza

γ_{M0} 1.05

γ_{M1} 1.05

γ_{M2} 1.25

Verifica a taglio in direzione z:

taglio agente

$V_{z,Ed}$ [kN] 16.84

taglio resistente

$V_{z,Rd}$ [kN] 146.01

tasso di lavoro

$V_{z,Ed}/V_{z,Rd}$ 0.12

verifica ad instabilità dell'anima: $h_w/t_w \leq 72/\eta \cdot \sqrt{(235/f_{yk})}$, $\eta=1.00$

29.04 \leq 66.56

→ la verifica ad instabilità dell'anima non è necessaria

Verifica a flessione retta attorno all'asse y:

momento flettente agente attorno all'asse y

$M_{y,Ed}$ [kNm] 11.45

poiché il taglio agente è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio:

16.84 \leq 73

→ non occorre considerare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

area dei fori sulla piattabanda

A_{fori} [mm²] 0.00

area della piattabanda al netto dei fori

$A_{f,net}$ [mm²] 606.80

presenza dei fori nella piattabanda, trascurabile se: $0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}/\gamma_{M2} \geq A_f \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$

187.87 \geq 158.92

→ la presenza dei fori nelle piattabande può essere trascurata nel calcolo del momento resistente

momento resistente

$M_{y,Rd}$ [kNm] 32.45

fattore di riduzione del momento resistente $\rho = (2 \cdot V_{z,Ed}/V_{z,Rd})^2$

0.00

momento resistente ridotto

$M_{yV,Rd}$ [kNm] 32.45

tasso di lavoro

$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$ 0.35

Limitazione della snellezza:

| | | |
|--------------------------|------------------|-------------------|
| membratura principale | λ_{\max} | 200 |
| snellezza in direzione y | λ_y | 41.34 \leq 200 |
| snellezza in direzione z | λ_z | 147.83 \leq 200 |

Verifica per instabilità a flessione:

| | | |
|---|------------------|-------|
| momento flettente agente attorno all'asse y | $M_{y,Ed}$ [kNm] | 11.45 |
| coefficiente di lunghezza efficace riferito all'ingobbamento dell'asta | k_w | 1.00 |
| coefficiente di lunghezza efficace riferito alla flessione attorno all'asse z | k_z | 1.00 |

| | | |
|--|-------|-------|
| | C_1 | 1.132 |
| | C_2 | 0.459 |
| | C_3 | 0.525 |

| | | |
|---|---------------------|-------|
| momento critico | M_{cr} [kNm] | 24.42 |
| snellezza adimensionale per l'instabilità flessionale | $\lambda_{LT, ad.}$ | 1.18 |
| coefficiente di imperfezione | α_{LT} | 0.34 |

| | | |
|--|------------------|------|
| | $\lambda_{LT,0}$ | 0.20 |
| | β | 1.00 |
| | Φ_{LT} | 1.36 |

| | | |
|---|-------|-------|
| coefficiente di distribuzione dell'azione flettente | k_c | 0.940 |
| | f | 0.98 |

| | | |
|---|-------------|------|
| coefficiente di riduzione per l'instabilità flessionale | χ_{LT} | 0.50 |
|---|-------------|------|

| | | |
|------------------------------------|------------------|-------|
| momento resistente per instabilità | $M_{b,Rd}$ [kNm] | 16.20 |
|------------------------------------|------------------|-------|

| | | |
|-----------------|-------------------|------|
| tasso di lavoro | $M_{Ed}/M_{b,Rd}$ | 0.71 |
|-----------------|-------------------|------|

Verifiche agli stati limite di esercizio:

| | | |
|---|----------------------|---------|
| spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti | δ_1 [mm] | 1.85 mm |
| spostamento elastico dovuto ai carichi variabili | δ_2 [mm] | 1.56 mm |
| monta iniziale della trave | δ_c [mm] | 0.00 mm |
| spostamento nello stato finale | δ_{\max} [mm] | 3.41 mm |

Verifica della deformabilità:

| | | |
|---|---------|------------------|
| limite superiore per lo spostamento verticale δ_{\max}/L | $L/500$ | 3.41 \leq 5.44 |
| limite superiore per lo spostamento verticale δ_2/L | $L/500$ | 1.56 \leq 5.44 |

EX-MACELLO PADOVA

VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI - TRAVI IPE240

Tipologia strutturale:

| | | |
|--|------------------------|------|
| lunghezza critica dell'asta - asse locale y | L_{0y} [m] | 3.16 |
| lunghezza critica dell'asta - asse locale z | L_{0z} [m] | 3.16 |
| condizioni di vincolo torsionale dell'asta | estremi liberi | |
| condizioni di vincolo flessionale dell'asta attorno all'asse y | estremi liberi | |
| condizioni di vincolo flessionale dell'asta attorno all'asse z | estremi liberi | |
| andamento del momento flettente M_y | variabile lungo l'asta | |
| andamento del momento flettente M_z | variabile linearmente | |

Parametri geometrici:

| | | |
|--|-----------------------------|----------|
| profilo utilizzato | IPE240 | |
| lunghezza | L [m] | 3.16 |
| altezza | h [mm] | 240 |
| base | b [mm] | 120 |
| rapporto altezza/base | h/b | 2.00 |
| spessore ali | t_f [mm] | 9.80 |
| spessore anima | t_w [mm] | 6.20 |
| raggio di raccordo | r [mm] | 15.00 |
| peso proprio | P [kg/m] | 30.70 |
| area | A [cm ²] | 39.12 |
| area della piattabanda | A_f [cm ²] | 11.76 |
| area a taglio in direzione z | A_{vy} [cm ²] | 25.46 |
| area a taglio in direzione y | A_{vz} [cm ²] | 19.15 |
| modulo di resistenza elastico attorno all'asse y | W_{ey} [cm ³] | 324.30 |
| modulo di resistenza plastico attorno all'asse y | W_{py} [cm ³] | 366.60 |
| momento d'inerzia attorno all'asse y | J_y [cm ⁴] | 3892.00 |
| raggio d'inerzia attorno all'asse y | i_y [mm] | 99.70 |
| modulo di resistenza elastico attorno all'asse z | W_{ez} [cm ³] | 47.27 |
| modulo di resistenza plastico attorno all'asse z | W_{pz} [cm ³] | 73.92 |
| momento d'inerzia attorno all'asse z | J_z [cm ⁴] | 283.60 |
| raggio d'inerzia attorno all'asse z | i_z [mm] | 26.90 |
| momento d'inerzia torsionale | J_t [cm ⁴] | 12.88 |
| momento d'inerzia settoriale | J_w [cm ⁶] | 37390.00 |

Parametri meccanici:

acciaio utilizzato:

UNI EN 10025-2 S275

| | |
|----------------|-----------|
| E [Mpa] | 210000.00 |
| G [Mpa] | 80769.23 |
| ν | 0.30 |
| f_{yk} [Mpa] | 275.00 |
| f_{tk} [Mpa] | 430.00 |

Classificazione della sezione:

flessione retta attorno all'asse y

c/t anima: 30.71

α anima: 0.50

c/t ali: 4.28

α ali: 1.00

$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$ 0.92

classificazione anima:

classe 1 30.71 \leq 66.56

classificazione ali:

classe 1 4.28 \leq 8.32

classificazione sezione:

classe 1

Verifiche agli stati limite ultimi:

sforzo normale

N_{Ed} [kN] 0.00

taglio in direzione z

$V_{z,Ed}$ [kN] 55.88

taglio in direzione y

$V_{y,Ed}$ [kN] 0.00

momento torcente

T_{Ed} [kNm] 0.00

momento flettente attorno all'asse y

$M_{y,Ed}$ [kNm] 44.15

momento flettente attorno all'asse z

$M_{z,Ed}$ [kNm] 0.00

coefficienti di sicurezza

γ_{M0} 1.05

γ_{M1} 1.05

γ_{M2} 1.25

Verifica a taglio in direzione z:

taglio agente

$V_{z,Ed}$ [kN] 55.88

taglio resistente

$V_{z,Rd}$ [kN] 289.53

tasso di lavoro

$V_{z,Ed}/V_{z,Rd}$ 0.19

verifica ad instabilità dell'anima: $h_w/t_w \leq 72/\eta \cdot \sqrt{(235/f_{yk})}$, $\eta=1.00$

35.55 \leq 66.56

→ la verifica ad instabilità dell'anima non è necessaria

Verifica a flessione retta attorno all'asse y:

momento flettente agente attorno all'asse y

$M_{y,Ed}$ [kNm] 44.15

poiché il taglio agente è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio:

55.88 \leq 144.77

→ non occorre considerare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

area dei fori sulla piattabanda

A_{fori} [mm²] 0.00

area della piattabanda al netto dei fori

$A_{f,net}$ [mm²] 1176.00

presenza dei fori nella piattabanda, trascurabile se: $0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}/\gamma_{M2} \geq A_f \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$

364.09 \geq 308

→ la presenza dei fori nelle piattabande può essere trascurata nel calcolo del momento resistente

momento resistente

$M_{y,Rd}$ [kNm] 96.01

fattore di riduzione del momento resistente $\rho = (2 \cdot V_{z,Ed}/V_{z,Rd})^2$

0.00

momento resistente ridotto

$M_{yV,Rd}$ [kNm] 96.01

tasso di lavoro

$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$ 0.46

Limitazione della snellezza:

| | | |
|--------------------------|------------------|--------------|
| membratura principale | λ_{\max} | 200 |
| snellezza in direzione y | λ_y | 31.7 ≤ 200 |
| snellezza in direzione z | λ_z | 117.47 ≤ 200 |

Verifica per instabilità a flessione:

| | | |
|---|------------------|-------|
| momento flettente agente attorno all'asse y | $M_{y,Ed}$ [kNm] | 44.15 |
| coefficiente di lunghezza efficace riferito all'ingobbamento dell'asta | k_w | 1.00 |
| coefficiente di lunghezza efficace riferito alla flessione attorno all'asse z | k_z | 1.00 |

| | | |
|--|-------|-------|
| | C_1 | 1.132 |
| | C_2 | 0.459 |
| | C_3 | 0.525 |

| | | |
|-----------------|----------------|-------|
| momento critico | M_{cr} [kNm] | 85.97 |
|-----------------|----------------|-------|

| | | |
|---|---------------------|------|
| snellezza adimensionale per l'instabilità flessionale | $\lambda_{LT, ad.}$ | 1.08 |
|---|---------------------|------|

| | | |
|------------------------------|---------------|------|
| coefficiente di imperfezione | α_{LT} | 0.34 |
|------------------------------|---------------|------|

| | | |
|--|------------------|------|
| | $\lambda_{LT,0}$ | 0.20 |
|--|------------------|------|

| | | |
|--|---------|------|
| | β | 1.00 |
|--|---------|------|

| | | |
|--|-------------|------|
| | Φ_{LT} | 1.24 |
|--|-------------|------|

| | | |
|---|-------|-------|
| coefficiente di distribuzione dell'azione flettente | k_c | 0.940 |
|---|-------|-------|

| | | |
|--|-----|------|
| | f | 0.97 |
|--|-----|------|

| | | |
|---|-------------|------|
| coefficiente di riduzione per l'instabilità flessionale | χ_{LT} | 0.56 |
|---|-------------|------|

| | | |
|------------------------------------|------------------|-------|
| momento resistente per instabilità | $M_{b,Rd}$ [kNm] | 53.73 |
|------------------------------------|------------------|-------|

| | | |
|-----------------|-------------------|------|
| tasso di lavoro | $M_{Ed}/M_{b,Rd}$ | 0.82 |
|-----------------|-------------------|------|

Verifiche agli stati limite di esercizio:

| | | |
|---|-----------------|---------|
| spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti | δ_1 [mm] | 2.31 mm |
|---|-----------------|---------|

| | | |
|--|-----------------|---------|
| spostamento elastico dovuto ai carichi variabili | δ_2 [mm] | 1.69 mm |
|--|-----------------|---------|

| | | |
|----------------------------|-----------------|---------|
| monta iniziale della trave | δ_c [mm] | 0.00 mm |
|----------------------------|-----------------|---------|

| | | |
|--------------------------------|----------------------|---------|
| spostamento nello stato finale | δ_{\max} [mm] | 4.00 mm |
|--------------------------------|----------------------|---------|

Verifica della deformabilità:

| | | |
|---|---------|-------------|
| limite superiore per lo spostamento verticale δ_{\max}/L | $L/500$ | 4.00 ≤ 6.32 |
|---|---------|-------------|

| | | |
|--|---------|-------------|
| limite superiore per lo spostamento verticale δ_2/L | $L/500$ | 1.69 ≤ 6.32 |
|--|---------|-------------|

Verifica dei pilastri in C.A.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastri 25x25

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: $M=e*N$ con $e=H/200 \geq 20\text{mm}$; $H=4200\text{mm}$ quindi $e=21\text{mm}$

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

| N° | x [mm] | y [mm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 0 | 0 |
| 2 | 0 | 250 |
| 3 | 250 | 250 |
| 4 | 250 | 0 |

| N° | As [mm²] | x [mm] | y [mm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 113 | 45 | 45 |
| 2 | 113 | 45 | 205 |
| 3 | 113 | 205 | 205 |
| 4 | 113 | 205 | 45 |

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 111.76 kN
M xEd: 2.35 kNm
M yEd: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [mm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C12/15

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 6.8 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 6
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.4
 τ_{c1} 1.4

M xRd: 24.08 kN m
 σ_c -6.8 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 4.582 ‰
d 205 mm
x 88.77 x/d 0.433
 δ 0.9813

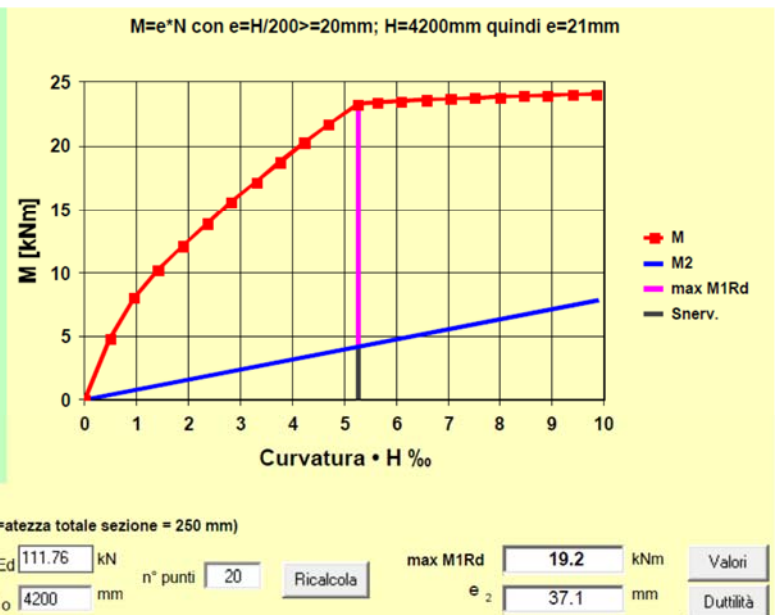
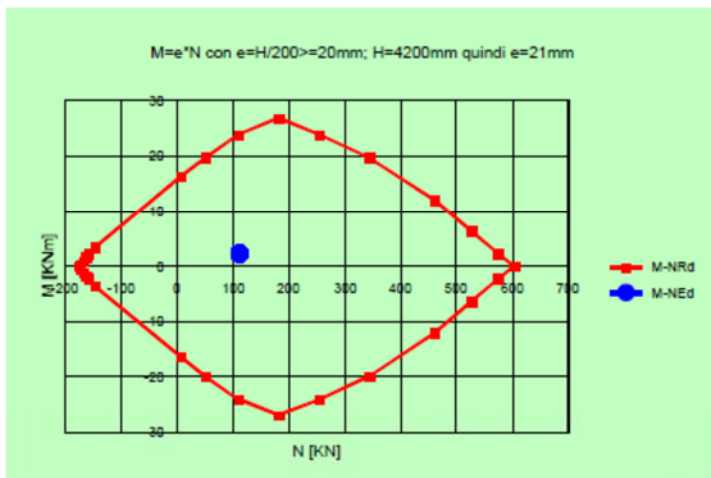
Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 4200 mm Col. modello

Precompresso



Verifica della portanza del terreno

Parametri geometrici e geotecnici caratteristici:

| | |
|---|-----------------------------------|
| condizioni di verifica: | non drenate |
| tipologia della fondazione: | a platea |
| minore dimensione in pianta della platea: | B= 14.56 m |
| profondità del piano di posa delle fondazioni: | D= 0.50 m |
| altezza del terreno sopra il piano di posa: | H= 0.50 m |
| inclinazione del carico: | $\beta = 0.00^\circ$ |
| inclinazione della base della fondazione: | $\alpha = 0.00^\circ$ |
| inclinazione del piano di campagna: | $\omega = 0.00^\circ$ |
| coesione non drenata: | C _{uk} = 50.00 kPa |
| angolo d'attrito interno: | $\phi_{uk} = 0.00^\circ$ |
| profondità del piano della falda freatica: | W= 3.00 m |
| peso dell'unità di volume posto sopra il piano di posa: | $\gamma_1 = 18.00 \text{ kN/m}^3$ |
| peso dell'unità di volume posto sotto il piano di posa: | $\gamma_2 = 18.00 \text{ kN/m}^3$ |
| resistenza di punta alla profondità D+B/2 (prova CPT) | q _c = 1.80 MPa |
| pressione efficace alla profondità D+B/2 | $\sigma'_v = 0.02 \text{ MPa}$ |
| modulo elastico normale del terreno: | E= 5.37 MPa |
| coefficiente di Poisson: | $\nu = 0.5$ |
| modulo elastico tangenziale del terreno: | G= 1.79 MPa |
| indice di rigidezza: | I _r = 35.78 |
| indice di rigidezza critico: | I _{r,crit} = 13.56 |

Verifiche della portanza secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3)

A1: combinazioni dei carichi SLU STR

M1: $\gamma_q=1.00$, $\gamma_c=1.00$, $\gamma_{cu}=1.00$

R3: $\gamma_R=2.30$ ($Q_{Rd}=Q_{lim}/\gamma_R$)

si utilizza la formula generale di Brinch-Hansen: $Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot \psi_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot \psi_q \cdot b_q \cdot g_q$

| | |
|---|---------------------------------|
| coesione non drenata: | C _u = 50.00 kPa |
| angolo d'attrito interno: | $\phi_u = 0.00^\circ$ |
| sovraccarico: | q= 9.00 kPa |
| peso dell'unità di volume posto sotto il piano di posa: | $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ |
| | B= 14.56 m |
| fattori di capacità portante: | N _q = 1.00 |
| | N _c = 5.14 |
| | N _γ = 0.00 |
| fattori di forma della fondazione: | s _q = 1.00 |
| | s _c = 1.00 |
| | s _γ = 1.00 |
| fattori correttivi per la rottura a punzonamento del terreno: | $\psi_q = 1.00$ |
| | $\psi_c = 1.00$ |
| | $\psi_\gamma = 1.00$ |
| fattori correttivi per l'inclinazione del basamento: | b _q = 1.00 |
| | b _c = 1.00 |
| | b _γ = 1.00 |
| fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna: | g _q = 1.00 |
| | g _c = 1.00 |
| | g _γ = 1.00 |
| fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa: | d _q = 1.00 |
| | d _c = 1.00 |

calcolo dei prodotti dei coefficienti:

$$N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma = 0.00$$

$$N_c \cdot s_c \cdot \psi_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c = 5.14$$

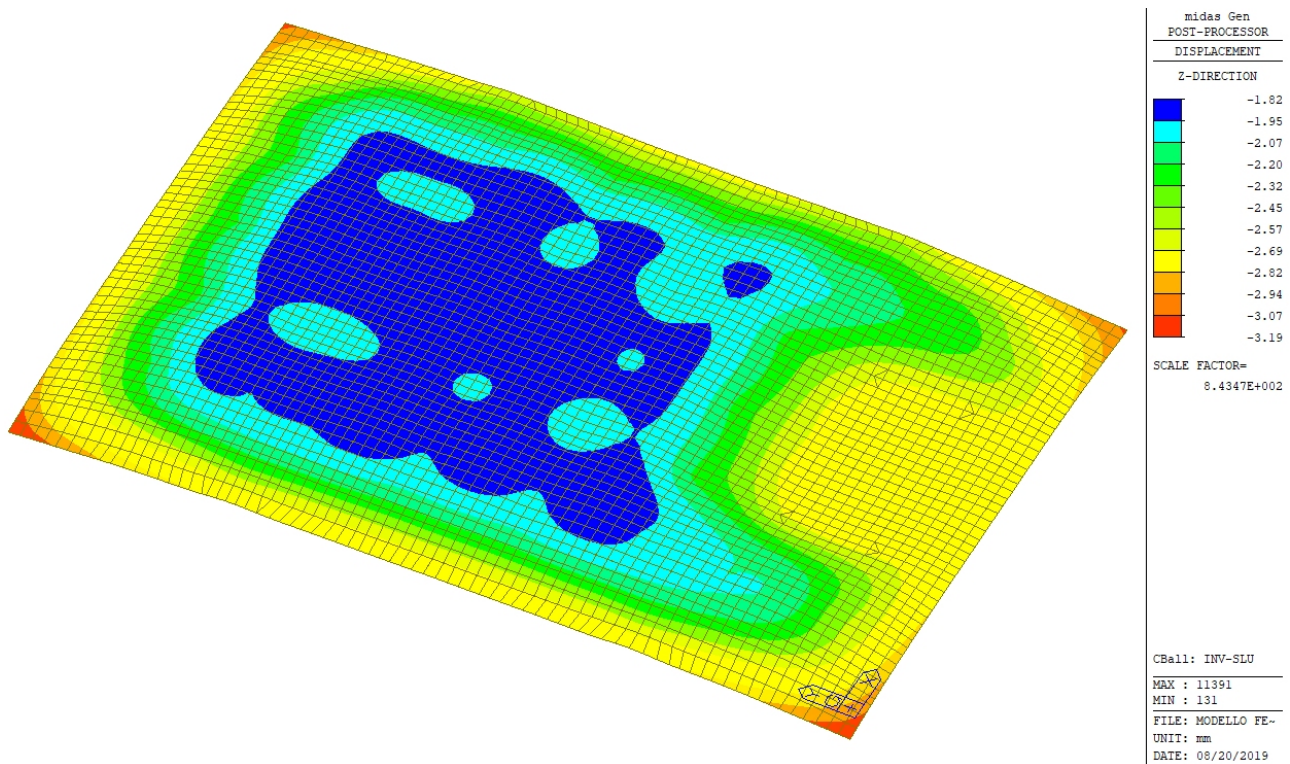
$$N_q \cdot s_q \cdot \psi_q \cdot b_q \cdot g_q = 1.00$$

calcolo della capacità portante limite:

$$Q_{lim} = 266.00 \text{ kPa}$$

calcolo della capacità portante di progetto:

$$Q_{Rd} = 115.65 \text{ kPa}$$



Spostamento dz indotto dalle azioni verticali [mm] involucro combinazioni SLU

la deformazione massima è pari a 3.19 mm; applicando l'equazione di Winkler si ha:

$$q = k_w \cdot w$$

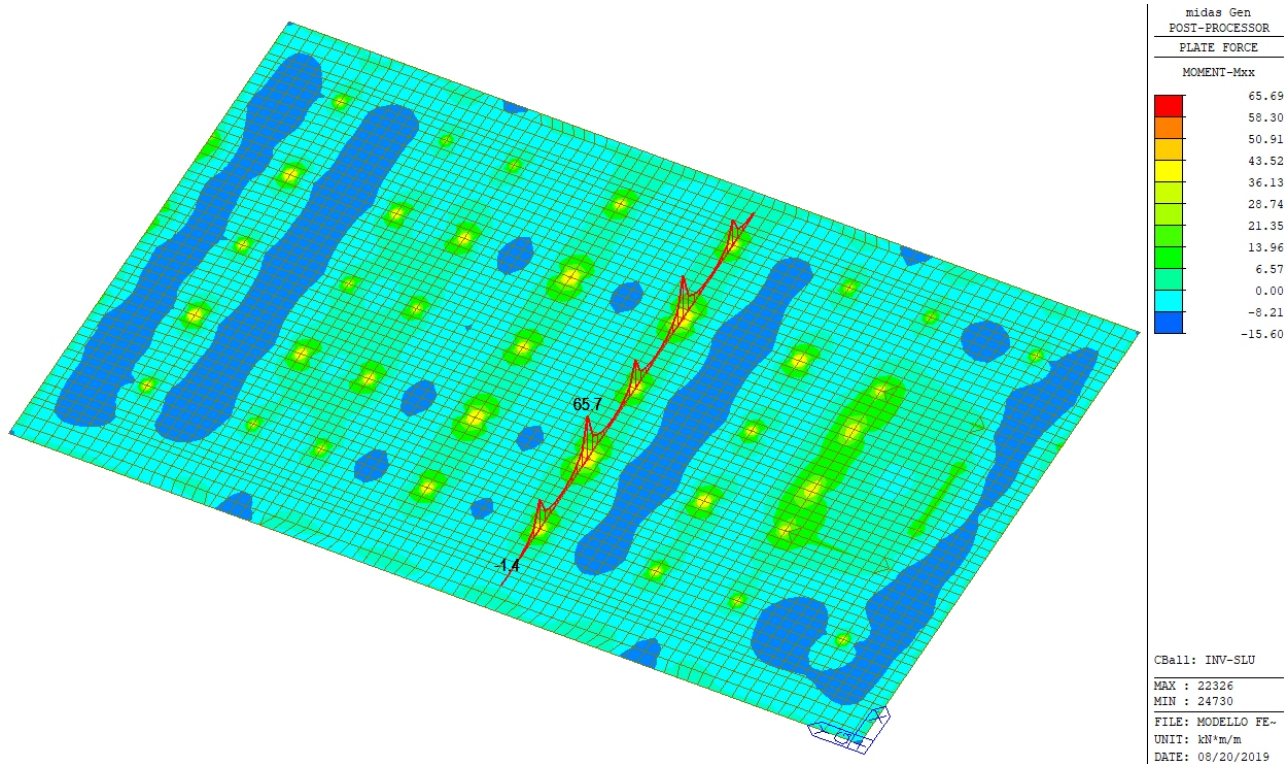
k_w è il modulo di reazione del terreno (coefficiente di Winkler), assunto pari a 15000 kN/m³

w è lo spostamento verticale in un punto, che nel caso in esame è pari a 3.19 mm, quindi:

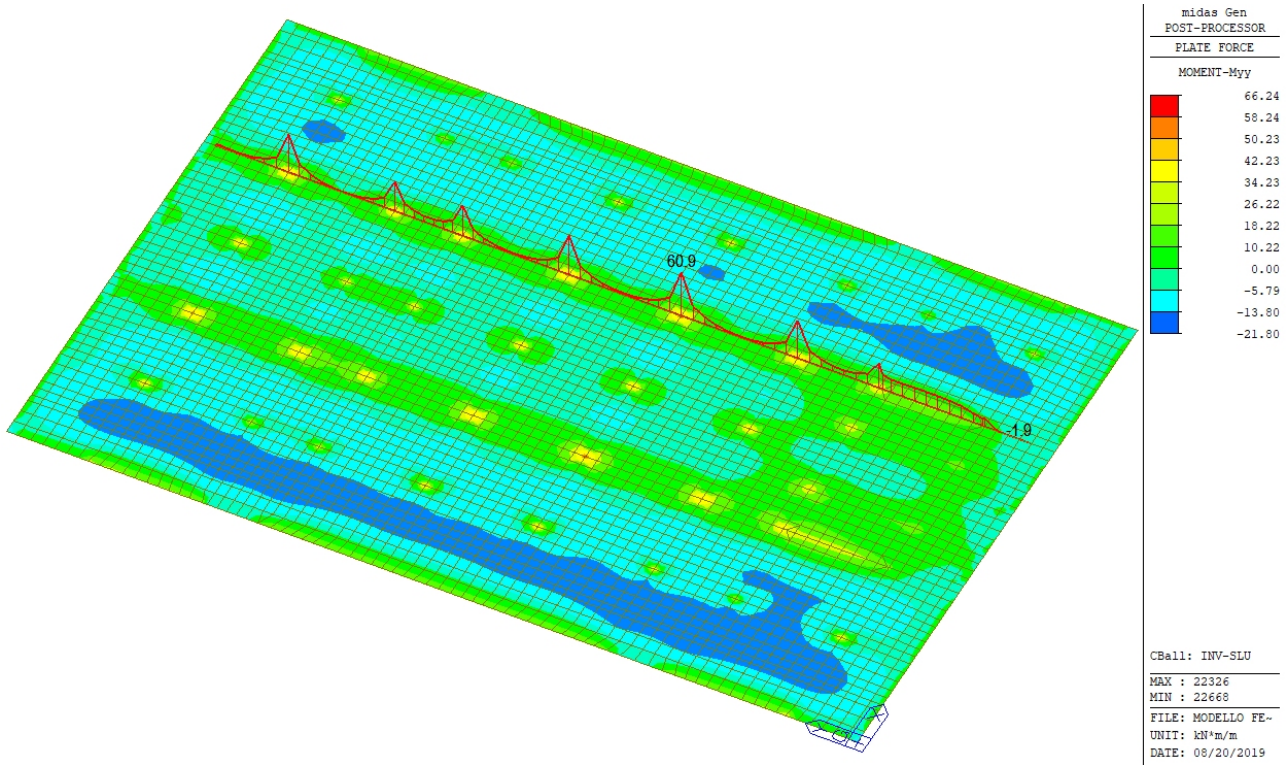
$$q = 15000 \cdot 3.19 \cdot 10^{-3} = 47.85 \text{ kN/m}^2$$

il carico limite è pari a 115.65 kN/m², pertanto $F_s = 115.65 / 47.85 = 2.42$

Verifica della platea di fondazione



Momenti Mxx [kNm/m] involucro combinazioni SLU



Momenti Myy [kNm/m] involucro combinazioni SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Platea

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Platea di fondazione - momento resistente

N° strati barre 4 Zoom

| N° | b [mm] | h [mm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 1000 | 300 |

| N° | As [mm²] | d [mm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 251 | 40 |
| 2 | 452 | 60 |
| 3 | 452 | 240 |
| 4 | 251 | 260 |

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 65.69 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 71.01 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

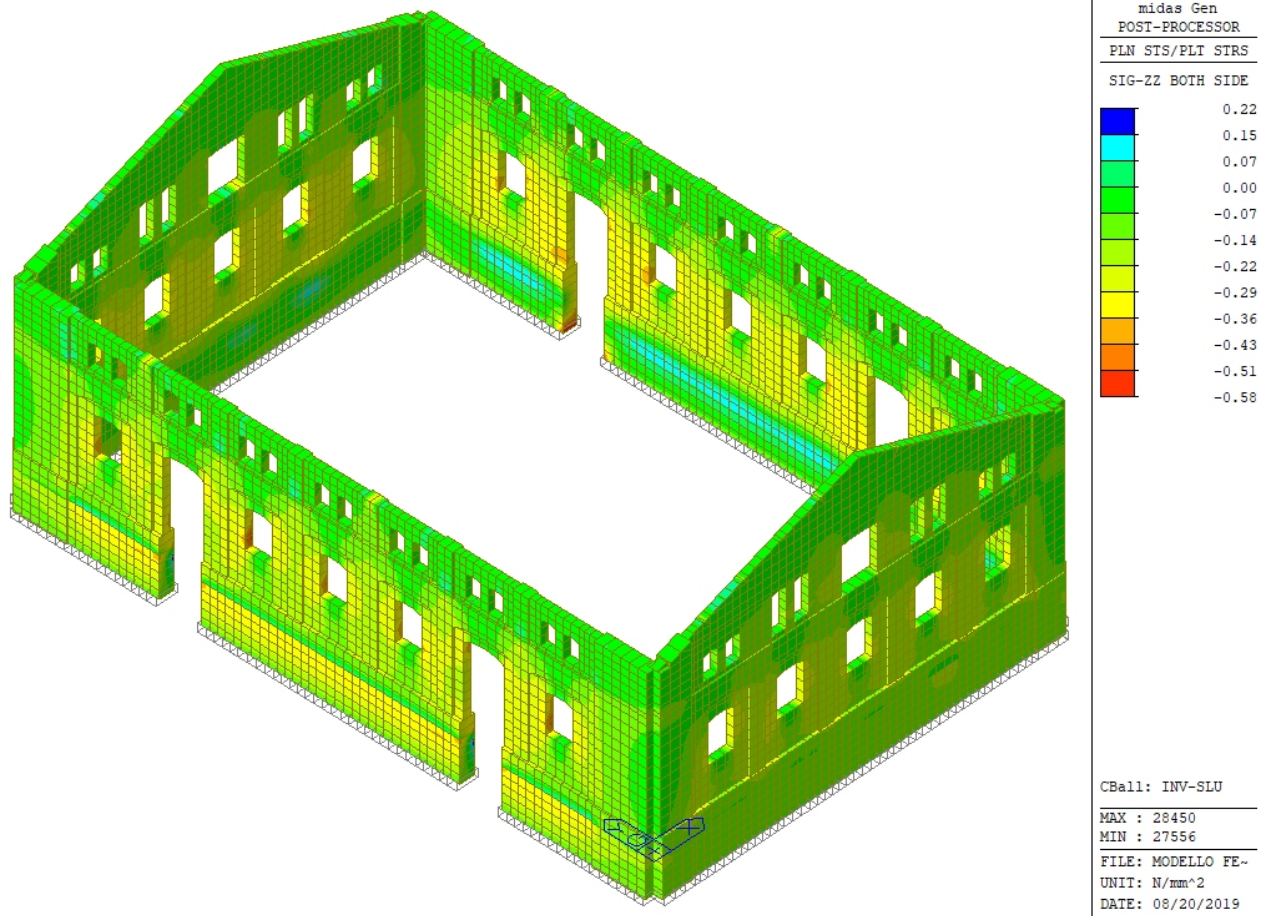
ε_s 19.79 ‰

d 260 mm

x 39.07 x/d 0.1503

δ 0.7

Verifica delle murature



Tensioni verticali nella muratura [MPa] involucro combinazioni SLU

La tensione massima di compressione sulla muratura è pari a 0.58 MPa, minore della resistenza a compressione della muratura soggetta ad azioni statiche (coefficiente di sicurezza $\gamma_m=3$):

$$f_d = f_m / \gamma_m = 2.50 / 3 = 0.83 \text{ MPa}$$

Conclusioni

L'edificio risulta verificato con coefficiente $\zeta_v \geq 1.00$, ossia con le verifiche sempre soddisfatte agli stati limite ultimi SLU relativi alle azioni statiche. Risulta anche verificato con coefficiente $\zeta_E \geq 1.00$, ossia con le verifiche sempre soddisfatte agli stati limite ultimi SLV relativi alle azioni sismiche.

Come già premesso nella “Classificazione dell'intervento”, in base a quanto riportato nel cap. 8.3 del DM 17/01/18, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sono eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi SLU e SLV.

Le verifiche agli stati limite di esercizio per le azioni sismiche (SLO e SLD) sono state comunque eseguite ed hanno dato esito, nelle combinazioni più gravose, rispettivamente, ad un coefficiente ζ pari a 0.48 e 0.53. Le verifiche agli stati limite di esercizio per le azioni statiche (SLE) relative agli elementi strutturali in acciaio sono state eseguite ed hanno avuto esito positivo, con il coefficiente ζ sempre maggiore dell'unità.

L'intervento di consolidamento delle strutture murarie è stato progettato per sanare gli ammaloramenti presenti sulla muratura stessa dovuti al tempo, all'incuria ed all'azione della vegetazione. In particolare la legatura con fibre in acciaio a livello del primo solaio ed al livello di gronda delle pareti longitudinali, la cucitura con barre elicoidali degli angoli del fabbricato ed il consolidamento con intonaco armato dei timpani garantiscono alla struttura muraria un ottimo comportamento nei confronti dei cinatismi di ribaltamento indotti dalle azioni sismiche ed un comportamento scatolare dell'edificio.

L'intervento di consolidamento delle strutture in conglomerato cementizio armato è stato progettato per consentire il raggiungimento di un ottimo grado di sicurezza strutturale con la minore invasività possibile. L'inserimento dei setti in conglomerato cementizio armato, in grado di assorbire le azioni sismiche longitudinali e parzialmente quelle trasversali, ha permesso di recuperare i pilastri ed i relativi plinti, relegandoli alla sola resistenza alle azioni statiche. Le travi metalliche, inserite all'intradosso della soletta e delle travi in conglomerato cementizio armato, sono state progettate per resistere a tutte le azioni alle quali soletta e travi sono sottoposte, garantendo in tal modo la sicurezza statica del solaio.

L'intervento di consolidamento delle fondazioni è stato progettato per garantire un collegamento rigido alla base degli elementi strutturali e per realizzare la fondazione di base dei nuovi setti in conglomerato cementizio armato.

L'intervento di messa in sicurezza dell'edificio ha lo scopo di garantire la sicurezza statica e sismica del fabbricato esistente; la copertura e le scale di accesso al primo solaio non saranno realizzate con questo intervento, ma si riportano comunque nel seguito le caratteristiche strutturali che dovranno avere.

Scale:

- dovranno essere progettate per il sovraccarico degli ambienti suscettibili di affollamento in categoria C2, ossia con $Q=4.00 \text{ kN/m}^2$;
- dovranno essere realizzate in conglomerato cementizio armato per ambienti con esposizione al

fuoco R60;

- le rampe di accesso saranno tre, poste attorno al vano ascensore. La prima e la terza rampa sfrutteranno i setti S1, S2 e le pareti del vano ascensore, mentre la seconda rampa sarà rampante tra i setti S1 ed S2.

Copertura:

- dovrà essere progettata per un carico neve pari a $N=0.80 \text{ kN/m}^2$;
- lo schema strutturale è formato da 8 coppie di puntoni lignei, poggianti su bielle lignee, con l'esclusione delle prime due coppie di puntoni, dal lato del vano scale, che non avranno le bielle per l'interferenza con scale e vano ascensore;
- i vincoli dei puntoni in corrispondenza delle murature longitudinali dovranno essere dei carrelli monodirezionali (scorrevoli trasversalmente all'edificio) al fine di non trasmettere azioni orizzontali (spinte statiche e azione sismica orizzontale) alle pareti longitudinali;
- la struttura andrà opportunamente controventata, al fine di non trasmettere azioni orizzontali (azione sismica orizzontale) alle pareti trasversali;
- gli elementi lignei principali (puntoni, bielle, arcarecci e relative connessioni) dovranno essere progettati per ambienti con esposizione al fuoco R60.

Sant'Elena, 22 agosto 2019

Ing. Alessandro Zamboni



Alessandro Zamboni

Intervento n° 2970/PD eseguito in data 12 giugno 2018

Committente: Comune di Padova

Ubicazione: Ex Macello in via Cornaro a Padova



| | | | | | |
|-------------------|---|-----------------------------------|------------------|-----------|--------------|
| Commissionato da | Comune di Padova – Settore Edilizia Pubblica e Impianti | | | | |
| | Via N. Tommaseo, 60 - 35131 Padova | | | | |
| | C.F. 00644060287 | | | | |
| Archivio | Lavoro 2018/2970 Comune di Padova - ex Macello | | | | |
| Revisione/Data | Rev.0 | | | | |
| Offerta/data | 73-2018 del 12 giugno 2018 | | | | |
| Ordine / data | Atto di Cottimo – Registro n°19 delibera 2015/0499 | | | | |
| Eseguito in data | 12/06/2018 | | | | |
| Impaginato il | 19/06/2018 | Codici delle tipologie d'indagine | | | |
| Operatori: EG, PG | | CAROT, LAB | | | |
| Redatto | Geom. A. Zago | Verif. | Dott. L. Vettore | Approvato | Ezio Giuffrè |
| | | | | | |

METRALAB s.r.l.

Sede legale e operativa: Viale Spagna, 16 – 35020 Ponte San Nicolò - Padova – Tel. 049 723 018 – Fax 049 856 08 46
C.F. – P.IVA – Reg. Impr. Padova n° 04513960288 – REA 395909 – e.mail: padova@metralab.com
capitale sociale € 20.000,00 i.v.

INDICE GENERALE

| | |
|---|-----------|
| 1. Premessa | 3 |
| 2. Descrizione delle prove..... | 3 |
| 3. Descrizione delle metodologie di indagine | 4 |
| 3.1. Prelievo di campione di calcestruzzo | 4 |
| 3.2. Prove di carbonatazione | 4 |
| 3.3. Ultrasuoni..... | 5 |
| 4. Ubicazione prove | 6 |
| 5. Risultati | 7 |
| 5.1. Prove di carbonatazione su cls | 7 |
| 5.2. Ultrasuoni su carote | 7 |
| 5.3. Prove di laboratorio su cls – Certificati..... | 8 |
| 5.4. Rilievo solaio | 11 |
| 6. Immagini fotografiche..... | 12 |
| 7. Descrizione della strumentazione..... | 13 |
| 7.1. “Carotatrice DD 120”..... | 13 |
| 7.2. “Concrete Test CLS 101 DL” | 14 |

1. Premessa

Il giorno 12 giugno 2018, presso l' **ex Macello in Via Cornaro a Padova** ed alla presenza dei signori:

- | | |
|-----------------------|---------------------------------|
| - Loris Andrea Ragona | Ingegnere – Comune di Padova; |
| - Ezio Giuffrè | Dir. Tecnico - Metralab s.r.l.; |
| - Pietro Giuffrè | App. Tecnico - Metralab s.r.l.; |

Metralab s.r.l., incaricata da **Comune di Padova**, ha effettuato una campagna di indagini sperimentali presso la struttura in esame.

Attraverso queste indagini, si è inteso incrementare il livello di conoscenza delle strutture e delle caratteristiche meccaniche dei materiali. La scelta degli elementi strutturali da sottoporre a verifica e le modalità di indagine sono stati preventivamente concordati con il tecnico incaricato.

Il presente rapporto tecnico è composto di n° **14 (quattordici)** pagine ed è formato da un indice generale, una premessa, una descrizione delle strutture indagate, la descrizione di ognuna delle indagini effettuate e la sintesi generale dei risultati. Eventuali disegni, grafici e gli elaborati relativi ad ognuna delle prove sono inseriti nel gruppo degli allegati e precedono eventuali stampati originali.

Nota Generale – *Metralab s.r.l.* si assume le responsabilità per la precisione delle rilevazioni effettuate e garantisce che tutta l'attrezzatura di misura è periodicamente verificata. L'elaborazione dei dati rappresenta un sussidio al tecnico incaricato.

Copie di questo documento si trovano nell'archivio cartaceo ed elettronico di *Metralab s.r.l.* con il nome di “2970 Comune di Padova - ex Macello” e saranno conservate per almeno 10 anni.

2. Descrizione delle prove

Nell'ambito della verifica strutturale dell'edificio in oggetto, sono state condotte le seguenti indagini sperimentali:

- **N° 2 prelievi di campioni cilindrici di calcestruzzo** e prove di laboratorio;
- **Indagini Ultrasoniche su carote;**
- **Rilievo spessore e tipologia solaio.**

3. Descrizione delle metodologie di indagine

3.1. Prelievo di campione di calcestruzzo

I prelievi di campioni cilindrici avviene mediante carotaggio ad acqua.

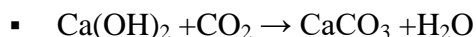
Il diametro dei provini è pari a 100 mm, la lunghezza è ove possibile di 200mm.

I provini ottenuti sono stati sottoposti, dopo opportuna preparazione delle superfici, a prova di compressione a rottura in laboratorio certificato.

3.2. Prove di carbonatazione

La **carbonatazione** è un processo chimico, naturale o artificiale, per cui una sostanza, in presenza di anidride carbonica, dà luogo alla formazione di carbonati.

Tale fenomeno è frequente nei materiali edili come i leganti (cemento, calce, ecc.) dove l'idrossido di calcio, naturalmente presente in essi, reagisce con l'anidride carbonica con conseguente formazione di carbonato di calcio secondo la seguente reazione:



La carbonatazione può avere effetti positivi o negativi.

Nel calcestruzzo armato la carbonatazione ha un effetto negativo e rappresenta una delle principali cause di degrado del materiale.

In realtà questo fenomeno non è pericoloso per il calcestruzzo non armato, poiché non provoca danni di tipo meccanico e chimico, né danneggia direttamente i ferri di armatura del calcestruzzo armato; tuttavia, in questo caso, la carbonatazione crea le condizioni favorevoli all'innesco della corrosione dei tondini.

Infatti, l'idratazione del cemento produce una certa quantità di idrossido di calcio.

La presenza di Ca(OH)_2 fa sì che il pH del calcestruzzo giovane sia di circa 12,5÷13.

In questo ambiente fortemente alcalino (campo di immunità del ferro) lo strato di ossidi che ricopre le armature risulta compatto e aderente alla superficie del tondino, per cui i ferri di armatura risultano protetti (passivati) poiché la patina di ossido impedisce sia all'ossigeno che all'umidità di arrivare a contatto con il metallo trasformandolo in ossido di ferro.

Quando però l'anidride carbonica dell'aria riesce a diffondersi dall'esterno nei pori della pietra cementizia si innesca il processo di carbonatazione che modifica le proprietà alcaline del conglomerato cementizio poiché la conseguente riduzione dell'idrossido di calcio, determina un abbassamento del pH della pasta cementizia (per un calcestruzzo completamente carbonatato, scende a circa 8,5).

L'abbassamento del pH avviene ovviamente prima nelle zone corticali del materiale e solo successivamente in quelle più interne in funzione della porosità e/o del grado fessurativo del calcestruzzo.

Nei calcestruzzi densi e compatti la carbonatazione interessa di norma solamente i primi millimetri, ma in quelli porosi e/o fessurati può penetrare in profondità fino ad attraversare il copriferro e raggiungere le armature, annullare la passivazione e creare le condizioni per la corrosione.

La corrosione dei ferri si manifesta con la comparsa inizialmente di macchie di ruggine in corrispondenza delle fessure, successivamente tali fessure nel tempo aumenteranno la loro ampiezza e infine si potrà avere il distacco del copriferro.

La determinazione in cantiere dello strato carbonatato di un calcestruzzo, normalmente viene effettuata utilizzando una soluzione alcolica di fenolftaleina (*test colorimetrico della fenolftaleina*) che viene spruzzata sulla superficie di calcestruzzo da testare preventivamente messa a nudo mediante la rimozione del conglomerato sovrastante.

Il test colorimetrico della fenolftaleina può essere effettuato anche su carote di calcestruzzo prelevate da una membratura, spalmando la soluzione sulla superficie esterna della carota stessa subito dopo il suo prelievo (per evitare la carbonatazione per contatto diretto con l'aria).

Nelle zone a pH superiore a 9 (ricche di calce) la soluzione fa assumere alla matrice cementizia una colorazione rosastra tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre lascia incolori quelle a pH inferiore (calcestruzzo carbonatato).

La prova deve essere effettuata subito dopo la rimozione del calcestruzzo sovrastante in quanto nel tempo lo strato superficiale del conglomerato tende a carbonatarsi a seguito del contatto con la CO₂ presente nell'aria.

3.3. Ultrasuoni

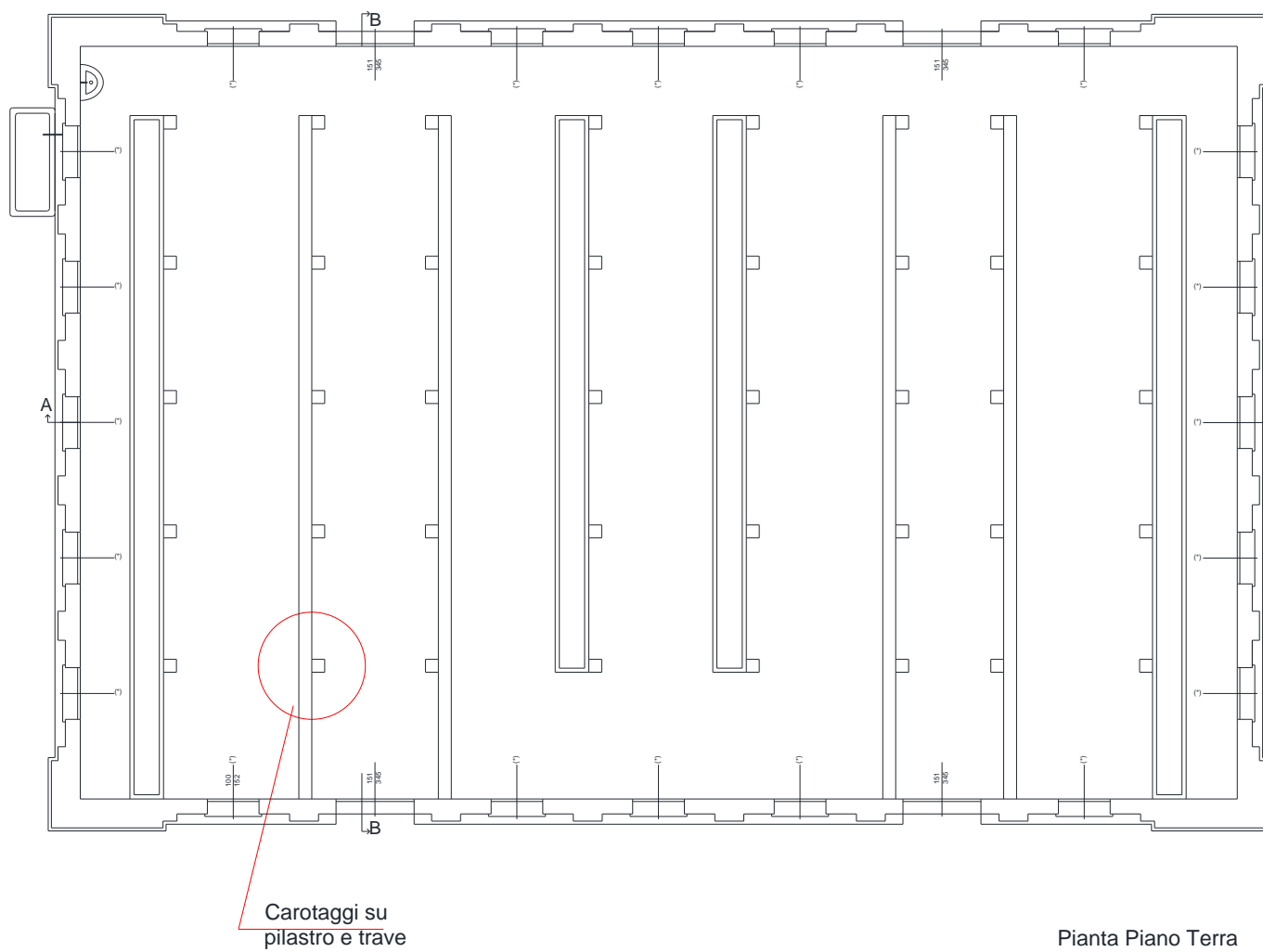
Attraverso una strumentazione ad emissioni di ultrasuoni si possono stimare le caratteristiche meccaniche del CLS.

La sua utilizzazione fondamentale consiste nella valutazione dell'omogeneità del materiale di un elemento strutturale indagato.

Per l'esecuzione della prova si utilizza una sonda ultrasonica emittente e una sonda ricevente poste a cavallo dell'elemento da indagare.

La sonda emittente produce onde elastiche longitudinali, che, attraverso il materiale, sono captate dalla sonda ricevente e registrate dall'apparecchiatura. Si misura il tempo di transito delle onde da una sonda all'altra e si calcola la velocità in base alla distanza tra le sonde.

4. Ubicazione prove



5. Risultati

5.1. Prove di carbonatazione su cls



Carotaggio Pilastrino – completamente carbonatato



Carotaggio Trave – completamente carbonatato

5.2. Ultrasuoni su carote

| SIGLA | ELEMENTO | VELOCITA' (m/s) | TEMPO (μs) | DISTANZA (mm) |
|-------|-----------------|-----------------|------------|---------------|
| CP | PILASTRO/INIZIO | 2978 | 32.9 | 98 |
| CP | PILASTRO/CENTRO | 2934 | 33.4 | 98 |
| CT | TRAVE/INIZIO | 3319 | 29.5 | 98 |
| CT | TRAVE/CENTRO | 3377 | 29.0 | 98 |

5.3. Prove di laboratorio su cls – Certificati



GEOCONSULTING
LABORATORIO ANALISI MATERIALI

Geo Consulting s.n.c.
Via Gaspare Campo, 127/A - 45100 Rovigo RC
Tel: +39 0425 30257 | Fax: +39 0425 419 106
E-mail: info@geoconsultingitalia.com
Web: www.geoconsultingitalia.com

Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con D.M. 3696 del 22/03/2012
ad effettuare prove sui materiali da costruzione ai sensi dell'art. 20 Legge 1086/71

RAPPORTO DI PROVA

Verbale di Accettazione n°: 2561
Data di Accettazione: 21/06/2018
Commessa: 1388
R.P.M.: MBR606

Rapporto di Prova n°: 10049 Rev.0
Data di emissione: 03/07/2018

Intestatario: Metralab Srl
Viale Spagna, 16
35020 Ponte San Nicolò PD

Richiedente: Metralab Srl
Viale Spagna, 16
Impresa esecutrice: -

Cantiere / Opere: Ex Macello

Località cantiere: Via Alvise Cornaro, 1 - 35128 Padova PD

Committente: Comune di Padova

Direttore dei Lavori: -

Oggetto: Prove su calcestruzzo e acciaio in opera.

Questo Rapporto di Prova consta di n° pagine: 3

I risultati contenuti nel presente Rapporto di Prova si riferiscono esclusivamente ai campioni sottoposti a prova.

Il presente Rapporto di Prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla Legge 1086/71.

Il Direttore del Laboratorio

Ing. Nicola Canistro





GEOCONSULTING
LABORATORIO ANALISI MATERIALI

Geo Consulting s.n.c.
Via Gaspare Campo, 127/A - 45100 Rovigo RO
Tel: +39 0425 30257 | Fax: +39 0425 419 106
E-mail: info@geoconsultingitalia.com
Web: www.geoconsultingitalia.com

Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con D.M. 3696 del 22/03/2012
ad effettuare prove sui materiali da costruzione ai sensi dell'art. 20 Legge 1086/71

Verbale di Accettazione n°: 2561
Data di Accettazione: 21/06/2018

Rapporto di Prova n°: 10049 Rev.0
Data di emissione: 03/07/2018

Intestatario: Metralab Srl
Viale Spagna, 16
35020 Ponte San Nicolò PD

Richiedente: Metralab Srl

Impresa esecutrice: -

Cantiere / Opere: Ex Macello

Località cantiere: Via Alvise Cornaro, 1 - 35128 Padova PD

Committente: Comune di Padova

Direttore dei Lavori: -

**RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA
MASSA VOLUMICA DEL CALCESTRUZZO INDURITO**

Prova in accordo con: UNI EN 12390-3:2009, D.M. 17/01/2018, UNI EN 12504-1:2009, UNI EN 12390-7:2009

Apparecchiatura: Macchina per prova di compressione classe 1 TECNOTEST 3000 kN, mod. KE 300/CE, matr. N° 2649 (cod. PRES03LAB)
Bilancia elettronica industriale AND mod. HW 60KGV, matr. N° 311058/10 (cod. BIL07LAB)
Calibro a corsoio digitale HOREX 300 mm / 0,01 mm, matr. N° 091061012 (cod. CAL01LAB)
Macchina rettificatrice spianatrice CONTROLS, mod. 55-C0201/B, matr. N° 10003816 (cod. SPIRET01LAB)

| DATI DICHIARATI DAL CLIENTE | | | | | | RISULTATI DI PROVA | | | | | | | | |
|-----------------------------|---|---------------------|---------------------------|---------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------|---------|--------------|-----------------------|-------------------|--|--|------------------------|
| N° | Identificazione campione / Posizione struttura (1) | Data di Prelievo | Verbale di Prelievo | Data Prova | Lunghezza del campione | Rettifica provino (2) | Dimensioni provino | | Rapp. l/d | Sezione | Massa volumica | Carico di rottura a compress. F kN | Resistenza a compress. f _c MPa | Tipo rottura (3) |
| | | | | | | | l mm | d mm | | Ac mm ² | kg/m ³ | | | |
| 1 | carota P / pilastro | 12/06/18 | - | 02/07/18 | 230 | SI | 191 | 95 | 2,0 | 7088 | 2070 | 98 | 13,8 | S |
| 2 | carota T / trave | 12/06/18 | - | 02/07/18 | 250 | SI | 84 | 94 | 0,9 | 6940 | 2200 | 133 | 19,2 | S |

(1) Il prelievo dei campioni di calcestruzzo dalla struttura esistente è stato eseguito ad opera del cliente.

(2) Rettifica provino: SI: rettificato, NO: non rettificato perché risultato conforme alla norma secondo la UNI EN 12390-1:2012

(3) Tipo di rottura: S: soddisfacente, NS: non soddisfacente secondo la norma UNI EN 12390-3:2009

I risultati contenuti nel presente Rapporto di Prova si riferiscono esclusivamente ai campioni sottoposti a prova.

Il presente Rapporto di Prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla Legge 1086/71.

Lo Sperimentatore
Dott. Matteo Brugiato

Il Direttore del Laboratorio
Ing. Nicola Canistro

PR-11-DAT-3 rev.00

GEO CONSULTING s.n.c.

E' vietata la riproduzione anche parziale del presente Certificato di Prova senza l'autorizzazione della GEO CONSULTING s.n.c.



GEOCONSULTING
LABORATORIO ANALISI MATERIALI

Geo Consulting s.n.
Via Gaspare Campo, 127/A - 45100 Rovigo (R)
Tel: +39 0425 30257 | Fax: +39 0425 419 10
E-mail: info@geoconsultingitalia.co
Web: www.geoconsultingitalia.co

Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con D.M. 3696 del 22/03/2012
ad effettuare prove sui materiali da costruzione ai sensi dell'art. 20 Legge 1086/71

Verbale di Accettazione n°: 2561
Data di Accettazione: 21/06/2018

Rapporto di Prova n°: 10049 Rev.0
Data di emissione: 03/07/2018

Intestatario: Metralab Srl
Viale Spagna, 16
35020 Ponte San Nicolò PD

Richiedente: Metralab Srl
Impresa esecutrice: -
Cantiere / Opere: Ex Macello

Località cantiere: Via Alvise Cornaro, 1 - 35128 Padova PD

Committente: Comune di Padova

Direttore dei Lavori: -

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA CILINDRICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

In accordo con: Metodo A.C.I. (America Concrete Institute) 214.4-R03

| DATI DICHIARATI DAL CLIENTE | | | | | RISULTATI DI PROVA | | | | | | |
|-----------------------------|--|------------------|---------------------|------------|------------------------------------|---|--|---|--|--|---|
| N° | Identificazione campione / Posizione struttura (1) | Data di Prelievo | Verbale di Prelievo | Data Prova | Dimensioni provino l d mm mm | Resistenza a compr. della carota f_{core} MPa | Correzione per forma e umidità del provino (2) F_{fd} | Correzione per diametro della carota F_{dia} | Correzione per umidità (3) F_{mc} | Correzione per disturbo del provino F_D | Resistenza cilindrica a compr. in opera (4) f_c MPa |
| 1 | carota P / pilastro | 12/06/18 | - | 02/07/18 | 191 95 | 13,8 | 1,00 | 1,01 | 1,00 | 1,06 | 14,7 |
| 2 | carota T / trave | 12/06/18 | - | 02/07/18 | 84 94 | 19,2 | 0,85 | 1,01 | 1,00 | 1,06 | 17,4 |

(1) Il prelievo dei campioni di calcestruzzo dalla struttura esistente è stato eseguito ad opera del cliente.

(2) Correzione per forma e umidità del provino: per umidità del provino come prelevato risulta pari a $1 - (0,130 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$, con α pari a $4,3 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^2/\text{N}$.

(3) Correzione per umidità: per umidità pari alla condizione di prelievo.

(4) Resistenza a compressione in opera: è data dalla seguente relazione $f_c = f_{core} \cdot F_{fd} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_D$

I risultati contenuti nel presente Rapporto di Prova si riferiscono esclusivamente ai campioni sottoposti a prova.

Il presente Rapporto di Prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla Legge 1086/71.

Il Direttore del Laboratorio

Ing. Nicola Canistro

PRG 13/11/13, 2.463.00

GEO CONSULTING s.n.c.

E' vietata la riproduzione anche parziale del presente Certificato di Prova senza l'autorizzazione della GEO CONSULTING s.n.c.

Pagina 3 di 3

5.4. Rilievo solaio

Solaio soletta piena spessore = 14,5 cm



6. Immagini fotografiche



Carotaggio pilastro



Carotaggio trave

7. Descrizione della strumentazione

7.1. “Carotatrice DD 120”

L'apparecchiatura è indicata per l'esecuzione di:

- fori passanti e ciechi su calcestruzzo e pietra naturale;
- fori per palizzate, barriere, lavori autostradali;
- sondaggi, provini asfalto;
- fori per passaggio tubature.



Alcune caratteristiche tecniche:

| | |
|--|--------------------|
| Potenza nominale | 1600 W |
| 1a Velocità | 650 giri/min. |
| 2a Velocità | 1380 giri/min. |
| Gamma di foratura a secco | 16 mm – 162 mm |
| Gamma di foratura ad acqua (a telaio) | 16 mm – 162 mm |
| Gamma di foratura ad acqua (a telaio) - ottimale | 37 mm – 122 mm |
| Lunghezza corona | 320 mm |
| Taglio ad acqua o a secco | Acqua -secco |
| Sistema recupero acqua | Sì |
| Carotatrice a binario/supporto | Tassello |
| Diametro minimo delle corone | 25 mm |
| Denominazione d'ordine | DD 120 |
| Peso motore carotatrice e colonna | 9.8 kg |
| Dimensioni | 600 X 147 X 330 mm |
| Salvavita PRCD | SI |

7.2. “Concrete Test CLS 101 DL”

Il Concrete Test CLS 101 DL è particolarmente indicato per il controllo del calcestruzzo indurito. Esso permette di determinare la resistenza meccanica del calcestruzzo in qualsiasi punto accessibile di una struttura in c.a. c.a.p..

Trattandosi di uno strumento ad ultrasuoni, nella misura è interessato tutto lo spessore del calcestruzzo indagato e non solo a livello corticale.

Esso è composto da:

- unità di emissione US a microprocessore;
- sonde piezoelettriche da 40 kHz.

Il Concrete Test CLS 101 DL progettato per il rilievo microsismico su strutture in calcestruzzo conforme alle norme UNI 9524 può essere utilizzato per determinare in sito:

- la resistenza meccanica del calcestruzzo;
- la profondità di fessure;
- l'uniformità di un getto;
- la degradazione superficiale e profonda in strutture sottoposte a cicli di gelo e disgelo, terremoti, incendio, stress a fatica, urti, aggressioni da agenti corrosivi;
- la presenza di entità di vuoti interni ad un manufatto;
- la maturazione del calcestruzzo nel tempo;
- determinazione del modulo di elasticità dinamico e statico.

Inoltre:

- è di supporto nella valutazione delle proprietà meccaniche ed elastiche del legno;
- è di supporto nel controllo dell'omogeneità ed assenza di difetti in blocchi di marmo provenienti dalle cave.

Vista dello strumento in fase di lettura.



REGIONE VENETO PROVINCIA DI PADOVA
COMUNE DI PADOVA

Indagini presso l'ex macello di Padova

RELAZIONE TECNICA SULLE INDAGINI ESEGUITE

| | |
|--------------------|------------------------------------|
| <i>Committente</i> | Comune di Padova |
| <i>Ubicazione</i> | Via Cornaro Padova (PD) |
| <i>Data</i> | 10 Ottobre 2018 |

Dott. Geol. Francesco Morbin



Rif. ID Commessa: C4392

Sede legale

Via S. Francesco, 6 – 35010 Curtarolo (PD)
C.F. e P. I.V.A. 03769050281
R.E.A. 335843

Sede operativa

Via Busiago, 106/2 – 35010 Campo San Martino
Tel: 049 9620033 - Fax: 049 7350216
e-mail: info@servizigeologici.it
www.servizigeologici.it

SOMMARIO

| | |
|---|----|
| PREMESSA..... | 3 |
| INQUADRAMENTO DELL'AREA | 4 |
| INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO | 5 |
| Prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU)..... | 5 |
| Immagine satellitare con ubicazione delle indagini eseguite | 6 |
| Ricostruzione stratigrafica | 7 |
| INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA | 8 |
| INDAGINI SISMICHE MASW E REMI..... | 11 |
| Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves) | 11 |
| Indagini sismiche ReMi (Refraction Microtremors) | 12 |
| Risultati dell'indagine..... | 13 |
| CLASSIFICAZIONE SISMICA..... | 15 |
| DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | 16 |

Allegati

Allegato 1: Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU

Allegato 2: Indagine sismica a stazione singola

Allegato 3: indagine sismica con metodologia MASW - ReMi

PREMESSA

Per incarico della Committenza è stata eseguita un'indagine penetrometrica al fine di valutare la situazione stratigrafica in un'area in Via Cornaro, in Comune di Padova (PD).

Le indagini geognostiche in sito, che si sono svolte con le seguenti modalità:

- esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) spinte fino alla profondità di -15,00 m da p.c.; è stato utilizzato un Penetrometro Statico PAGANI modello TG63-200 cingolato;
- rilievo della falda freatica;
- esecuzione di n. 1 indagine sismica a stazione singola con tomografo digitale (SP1);

Al fine di definire nel dettaglio la classe sismica viene presa in considerazione una indagine sismica con metodologia MASW – ReMi, eseguita per il comune di Padova nella golena San Massimo, nelle immediate vicinanze del sito indagato.

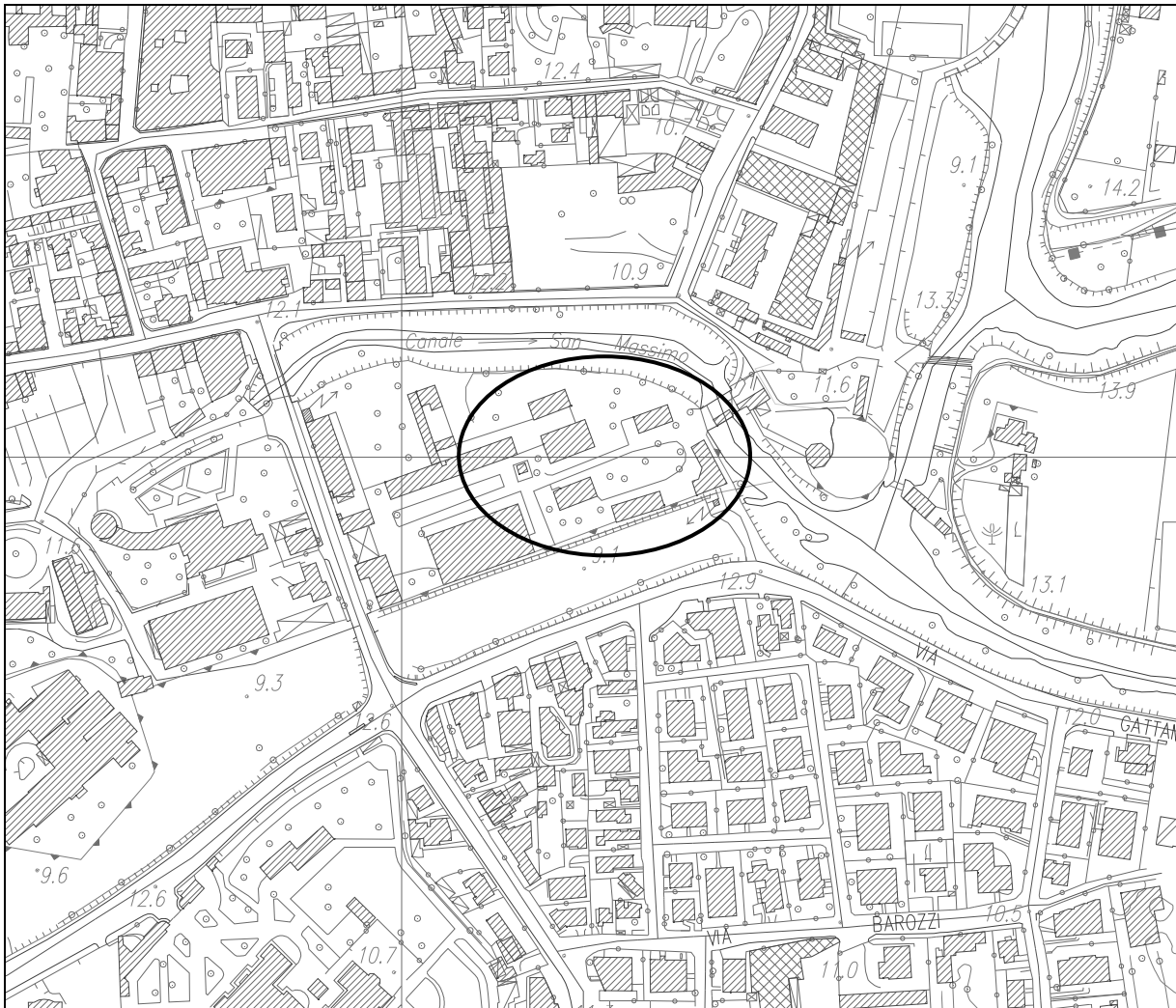
L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire la caratterizzazione stratigrafica dei terreni ai fini geotecnici.

Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia:

- D.M. 14.01.08 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.
- Circ. Min. LL.PP. 2 febbraio 2009, n. 617 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" DI CUI AL D.M. 14 GENNAIO 2008.

INQUADRAMENTO DELL'AREA

L'area oggetto d'intervento è ubicata nel settore centrale del comune di Padova, il territorio è pressoché pianeggiante con quote comprese tra 9 m e 10 m s.l.m. e privo di elementi morfologici di particolare rilievo.



INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

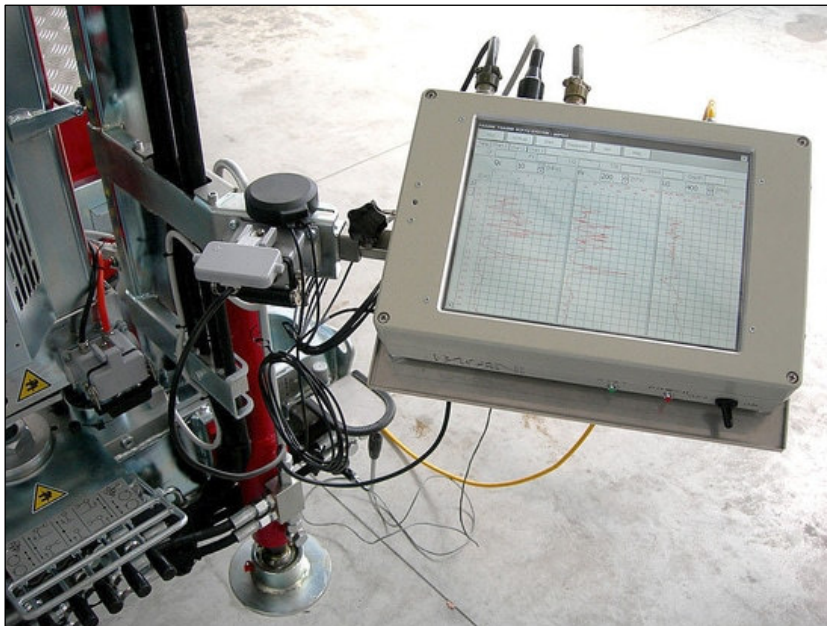
Prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU)

La prova C.P.T.U. consiste nell'infingere nel terreno una punta strumentata elettricamente e dotata di un sensore per la misura della pressione dell'acqua nei pori del terreno (piezocono), ad una velocità costante di avanzamento pari a 2 cm/s, per mezzo di un dispositivo di spinta munito di un sistema automatico di acquisizione dati. Utilizzando il piezocono per prove CPTU è possibile acquisire ad ogni centimetro di profondità, durante il movimento continuo di spinta, i seguenti parametri principali:

q_c = resistenza di punta

f_s = attrito laterale

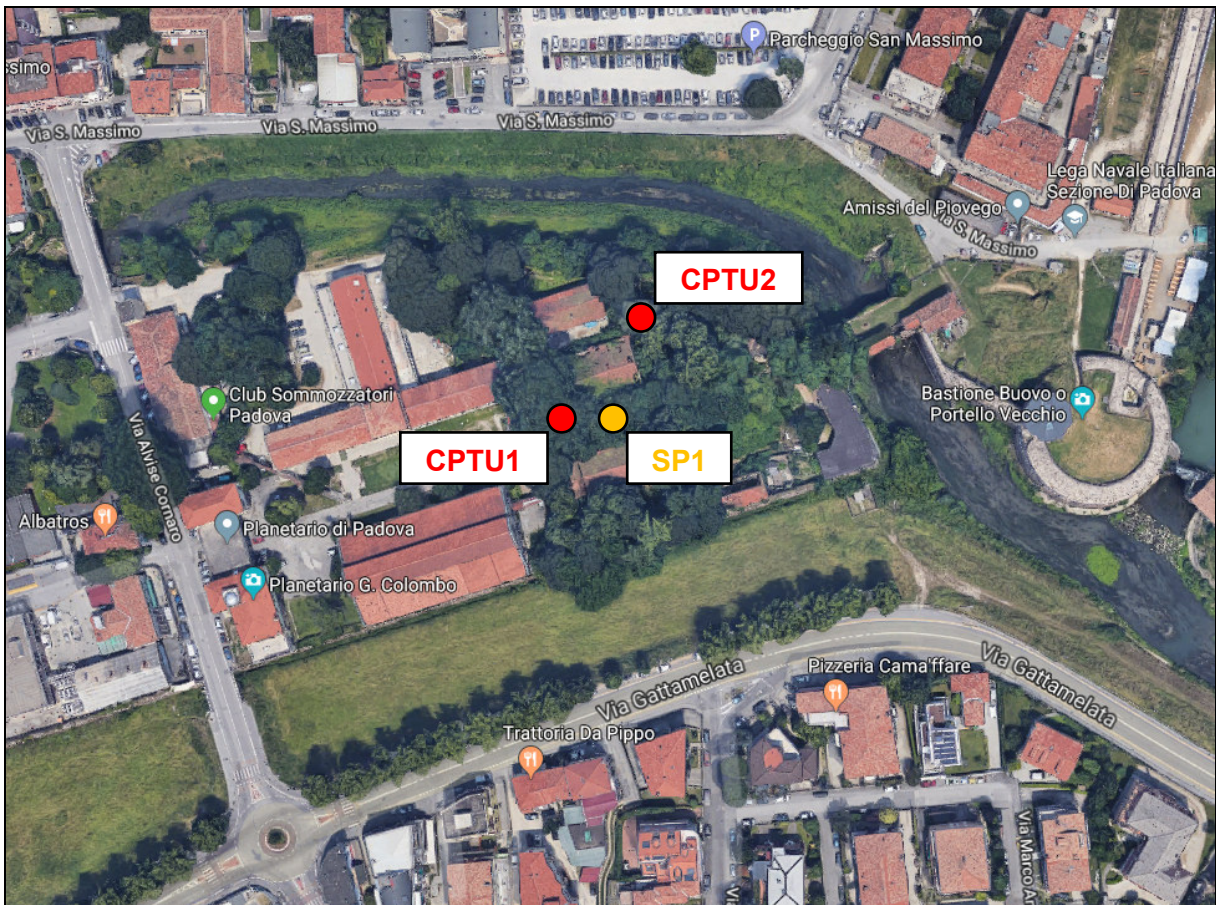
U = pressione interstiziale



Il piezocono utilizzato è caratterizzato da un'area di base del cono pari a 10 cmq; mentre l'area laterale del manicotto di attrito è pari a 150 cmq, il filtro in metallo sinterizzato per la misura della pressione interstiziale è posizionato immediatamente al di sopra della base del cono. Tali caratteristiche

costruttive rispondono a quanto riportato nelle normative internazionali. Il sistema automatico di acquisizione dati installato sul penetrometro impiegato per l'esecuzione delle prove è costituito da una centralina di misura (TGAS08), alimentata elettricamente dalla batteria del penetrometro stesso, a cui sono collegato un computer appositamente realizzato per la misura della profondità e della velocità di infissione e in cui è installato un software che acquisisce e visualizza i dati in tempo reale. Nei certificati vengono presentate le elaborazioni grafiche delle prove CPTU, nei quali è inserito anche il certificato di taratura in corso di validità della punta elettrica utilizzata (Codice MKJ400).

Immagine satellitare con ubicazione delle indagini eseguite



Ricostruzione stratigrafica

Le tabelle che seguono riportano l'interpretazione litologica ed i parametri geotecnici stimati dalle prove eseguite in sito. I parametri geotecnici forniti sono da considerarsi come dati medi, stimati sulla base delle elaborazioni eseguite e sulle conoscenze dei terreni dell'area.

Per un maggior dettaglio si rimanda alle elaborazioni fornite in Allegato 1.

CPTU1

| Profondità da p.c. [m] | Litologia | Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI] | Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²] |
|---------------------------|--------------------------------|--|---|
| 0,00 – 0,60 | Prescavo | - | - |
| 0,60 – 2,00 | Argilla e limo | - | 0,8 |
| 2,00 – 4,50 | Sabbia moderatamente addensata | 31 | - |
| 4,50 – 5,90 | Sabbia addensata | 32 – 33 | - |
| 5,90 – 6,60 | Sabbia limosa | 31 | - |
| 6,60 – 10,90 | Sabbia addensata | 32-33 | - |
| 10,90 – 13,00 | Argilla | - | 0,5 – 0,6 |
| 13,00 – 15,00 | Sabbia addensata | 35 | - |

CPTU2

| Profondità da p.c. [m] | Litologia | Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI] | Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²] |
|---------------------------|--------------------------------|--|---|
| 0,00 – 0,50 | Prescavo | - | - |
| 0,50 – 2,10 | Argilla | - | 0,5 |
| 2,10 – 3,70 | Sabbia limosa | 27 – 28 | - |
| 3,70 – 5,50 | Argilla e limo | - | 0,7 |
| 5,50 – 8,50 | Sabbia addensata | 35 | - |
| 8,50 – 11,20 | Sabbia moderatamente addensata | 32 | - |
| 11,20 – 13,60 | Argilla | - | 0,5 – 0,6 |
| 13,60 – 15,00 | Sabbia addensata | 35 | - |

Al termine delle prove penetrometriche è stata rilevata l'acqua nel foro di indagine mediante una sonda freaticometrica; essa è stata intercettata ad una profondità di circa -3,00 m dal piano campagna locale.

INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Come indicato dal vigente D.M. 17 gennaio 2018, al fine di definire le caratteristiche sismiche e stratigrafiche dell'area in questione, è stato utilizzato un tromografo digitale (mod. Tromino ®) che permette di indagare il sottosuolo in modo non invasivo e senza le difficoltà della sismica classica. Le caratteristiche principali della strumentazione utilizzata sono riportati nella tabella seguente.

PRINCIPALI CARATTERISTICHE TECNICHE DELLA STRUMENTAZIONE

| | |
|--|---|
| Numero di canali | 3+1 analogici |
| Amplificatori | tutti canali con input differenziali |
| Rumore | < 0.5 μ V r.m.s. @128 Hz sampling |
| Impedenza dell'input | 10 ⁶ Ohm |
| Range di frequenze | DC - 360 Hz |
| Frequenza di campionamento | 16384 Hz per canale |
| Frequenze di sovracampionamento | 32x, 64x, 128x |
| Conversione A/D | equivalente a 24 bit |
| Massimo input analogico | 51.2 mV (781 nV/digit) |
| Display grafico | grafico, 128 x 64 pixel, retroilluminato |
| Livella | a bolla d'aria, elevata precisione orizzontale, sensibilità 5' d'arco (0.083°) |
| Conessioni | porta USB, tipo B |
| Registrazione dati | memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb |
| Accoppiamento col terreno | su punte e cuscinetto reologico |
| Sensori | 3 velocimetri elettrodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione |

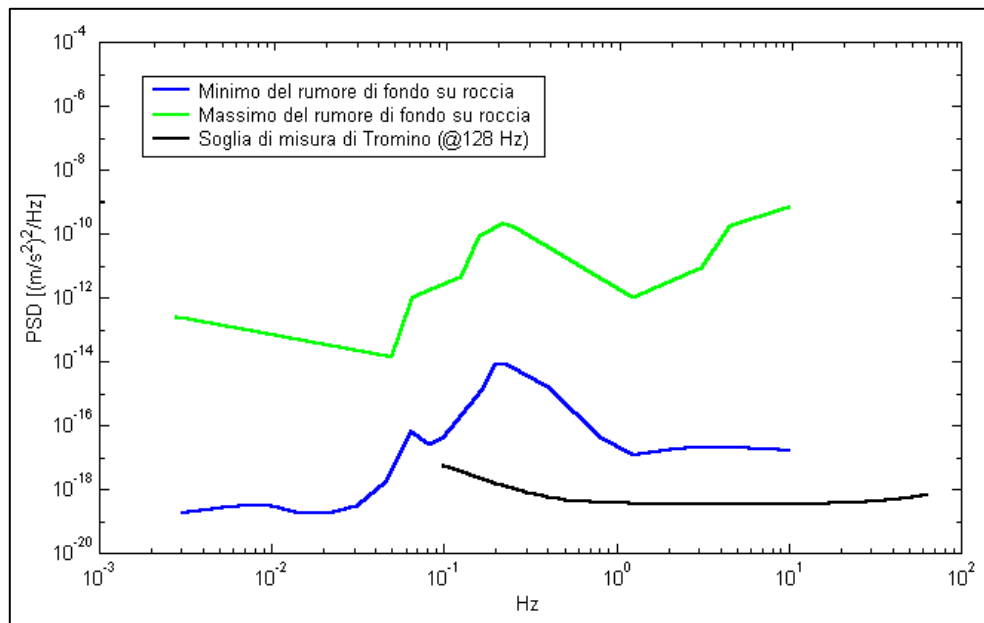
Il metodo si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, che risulta prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica.

Viene chiamato generalmente microtremore perché riguarda oscillazioni molto piccole, inferiori di diversi ordini di grandezza rispetto a quelle indotte dai terremoti.

I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono passivi in quanto il "rumore" non viene appositamente generato, come avviene invece nel caso della sismica

attiva, ma si utilizza appunto il rumore sismico ambientale, sempre presente naturalmente ovunque.

Lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso pianeggiante presenta dei picchi a 0.14 e 0.07 Hz, comunemente interpretati come originati dalle onde oceaniche (vedi figura seguente).



Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. La linea nera indica la sensibilità strumentale. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

Tali componenti spettrali vengono attenuate molto poco anche dopo tragitti di migliaia di chilometri per effetto di guida d'onda. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ma anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.

Il rumore di fondo agisce da funzione di eccitazione per le risonanze specifiche sia degli edifici che del sottosuolo.

Pertanto il suo utilizzo per identificare in maniera passiva, non intrusiva e la stratigrafia e la frequenza di risonanza del sottosuolo, nonché le frequenze di risonanza degli edifici, risulta interessante e appropriato alle esigenze di caratterizzazione del sottosuolo richieste dalla nuova normativa.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazione.

Questa informazione è però sepolta all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

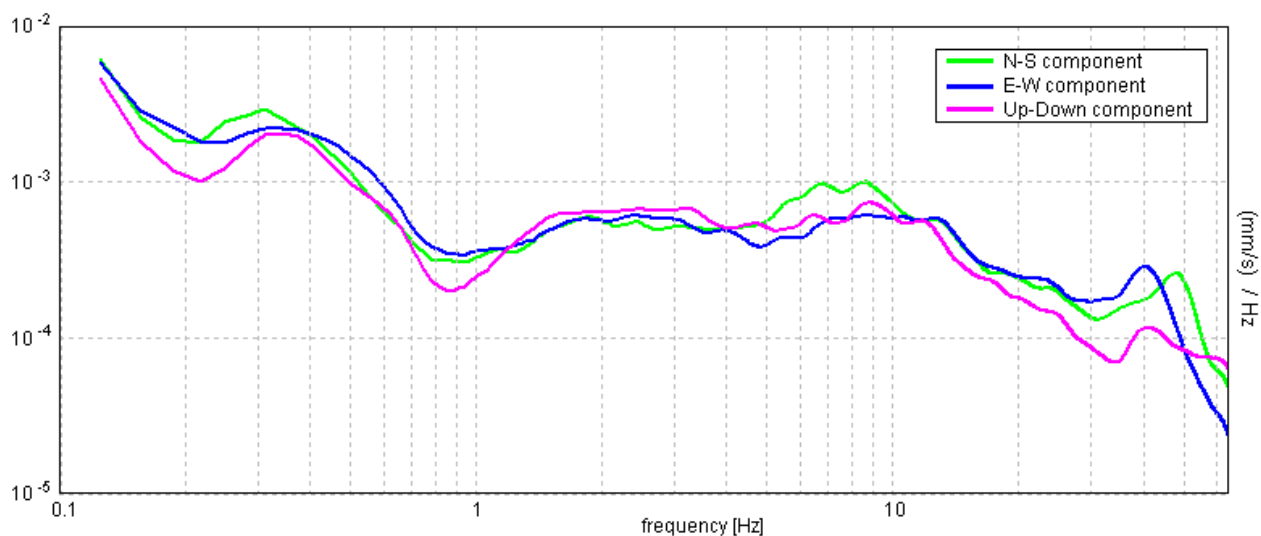
La verifica della presenza di frequenze di risonanza e dell'amplificazione del sottosuolo oggetto di intervento risulta molto importante. Infatti, nel caso che la risonanza del suolo di fondazione coincida o sia prossima a quella della struttura si ha una situazione cui porre attenzione dal punto di vista della vulnerabilità sismica, ovvero sostanzialmente un'amplificazione delle sollecitazioni per "doppia risonanza".

La condizione ideale corrisponde ad un edificio dotato di frequenza di risonanza minore di quella del sottosuolo.

Analisi della misura eseguita

E' stata eseguita n. 1 misura ubicata come da planimetria alle pagine precedenti; il report è riportato in Allegato 2.

SINGLE COMPONENT SPECTRA



INDAGINI SISMICHE MASW E REMI

Si considera l'indagine sismica MASW – ReMi eseguita per conto del comune di Padova presso la golena San Massimo, posta nelle immediate vicinanze del sito indagato.

Si riporta in Allegato 3 il report completo dell'indagine e l'immagine con la traccia dello stendimento.

Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s).

Tramite l'analisi della velocità di propagazione delle onde di superficie, si determina un profilo di rigidezza del sito che consente di stimare indirettamente la distribuzione delle V_s .

La prova consiste nel produrre in superficie del terreno una sollecitazione dinamica verticale e nel registrare le vibrazioni prodotte, in superficie, a distanze note e prefissate.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di rigidezza può scomporsi in due fasi fondamentali:

- deduzione della curva di dispersione (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) caratteristica del sito in esame;
- processo di inversione, finalizzato a ottenere partendo dalla curva suddetta una stima del profilo di rigidezza a essa associato.

Ai fini di questa prova, di tutte le componenti di moto prodotte nel terreno dalla sorgente, interessano quelle che si trasmettono lungo la superficie (onde superficiali) e di queste quelle di Rayleigh, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti sia longitudinali sia trasversali.

Tali onde si propagano lungo fronti d'onda cilindrici, coassiali rispetto alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della radice di r (dove r è la distanza dalla sorgente); poichè l'attenuazione delle onde di volume è proporzionale a $1/r$, a distanze non molto grandi le onde di superficie tendono a prevalere nettamente su quelle di volume.

La velocità V_R risulta sperimentalmente assai prossima a quella delle onde di taglio V_s (variando in funzione del coefficiente di Poisson tra 0.86 e 0.95).

La configurazione utilizzata per l'esecuzione delle MASW era composta di 12 geofoni con spaziatura geofonica di 5 m e punto di energizzazione delle onde sismiche a 5 m dal primo geofono; la sorgente sismica utilizzata è stata una massa battente di 8kg.

I dati sono stati elaborati tramite il software "Easy MASW" prodotto da Geostru.

Indagini sismiche ReMi (Refraction Microtremors)

Le tecnica ReMi è una derivazione delle tecniche SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) che si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (onde di Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio. La VS viene stimata sulla base della relazione analitica $V_S = 0.9 \cdot V_{RAYLEIGH}$

Il metodo ReMi combina la semplicità operativa del SASW con l'elevata risoluzione nei terreni più superficiali propria del MASW.

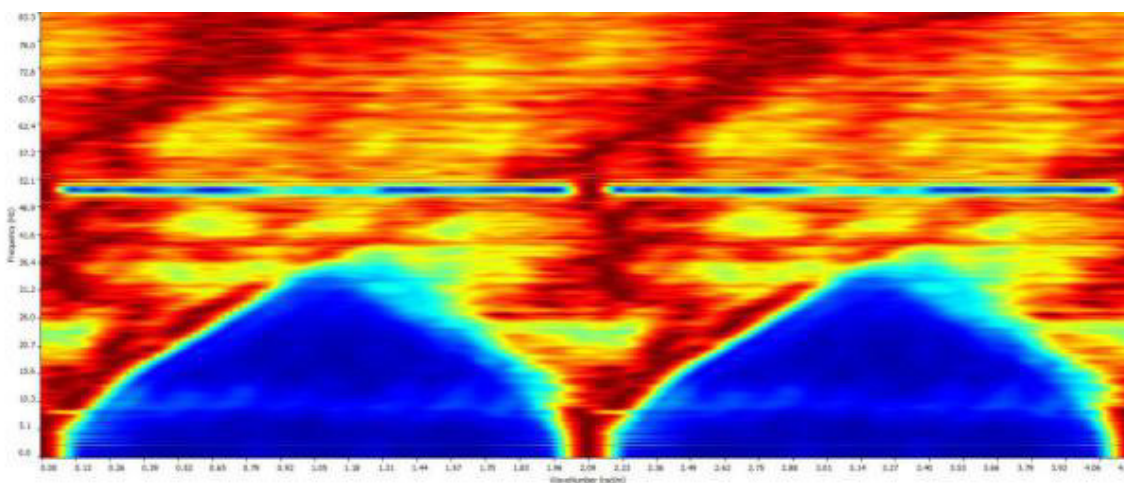


Figura-Esempio di Spettro f-k di onde di superficie

I microtremori vengono generalmente registrati mediante uno stendimento lineare da 12 o più geofoni a bassa frequenza senza la necessità di dover operare con un sorgente attiva. I dati vengono acquisiti mediante la classica strumentazione impiegata per i rilievi a rifrazione. Generalmente si impiegano geofoni con frequenza variabile da 4 a 14 Hz e tempi di registrazione di 15-30 s. L'impiego di campionatori di elevata dinamica (cioè superiori a 144 dB) consente poi di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni.

È quindi teoricamente possibile registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza è compreso nell'intervallo tra 2 Hz e 25-30 Hz. Questo intervallo di frequenza, in condizioni ottimali, può consentire di stimare, con buon dettaglio, il profilo della VS nei primi cento metri di profondità.

Il rumore registrato viene convertito dal dominio x-t al dominio - fk nel quale viene rappresentato lo spettro di potenza delle onde di superficie ed individuata la curva di dispersione.

In corrispondenza della stazione ReMi sono state acquisite 10 sessioni di registrazione, con controllo in tempo reale dei dati. I dati di scarsa qualità oppure quelli caratterizzati dalla presenza di rumore polarizzato sono stati scartati direttamente in campo. Le singole sessioni di registrazione, sono state quindi aggregate in uno spettro medio.

La pre-elaborazione di campo ed il controllo di qualità in tempo reale sono di estrema importanza in questo tipo di misure in quanto qualora il modo fondamentale delle onde si superficie non venga campionato correttamente risulta impossibile stimare la curva di dispersione e costruire il modello verticale di velocità delle onde si taglio (VS).

I dati sono stati elaborati mediante il software commerciale “SWAN – Surface Waves Analysis” prodotto dal Geostudi Astier srl.

Risultati dell'indagine

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come riportato nel vigente D.M. 17 gennaio 2018), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In mancanza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, viene valutato il parametro denominato “Velocità Equivalente”, calcolata in modo analogo alla precedente $V_{s,30}$, che invece di estendere la media pesata fino ai 30 m di profondità, viene valutata entro una profondità H (pari a 30 m o inferiore). La discriminante della profondità H è il raggiungimento del “substrato” caratterizzato da velocità superiori agli 800 m/s.

I valori di V_s sono quindi ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono stati valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito.

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore h (strato) e dalla velocità delle onde S V_s (strato).

Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Dalla modellazione diretta della curva di dispersione dei due profili sismici, acquisiti con la tecnica MASW e ReMi, è stato possibile stimare il profilo verticale della VS nel sito di indagine. In particolare sono state analizzate le caratteristiche della stratificazione elastico-acustica del sottosuolo nei primi 30 m di profondità.

In tutti i casi al fine di ottenere una maggiore rappresentatività dei dati sono stati sommati gli spettri delle diverse registrazioni effettuate per il sito per ottenere uno spettro medio. Nella fase di stima della curva di dispersione si è scelto cautelativamente di sottostimare leggermente la VS il cui valore medio sui 30 m di profondità.

Il valore medio del parametro $V_{s,eq}$, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, è risultato pari:

| | |
|-------------|------------------------------|
| MASW | $V_{s,eq}$ |
| | 230 m/s |

Il valore medio del parametro $V_{s,eq}$, determinato con l'elaborazione dei dati ReMi, è risultato pari:

| | |
|-------------|------------------------------|
| ReMi | $V_{s,eq}$ |
| | 289 m/s |

Dall'analisi dei profili dei modelli ottenuti con le due tipologie di indagine sismica, è possibile verificare quanto segue le velocità medie $V_{s,eq}$ risultano dello stesso ordine di grandezza.

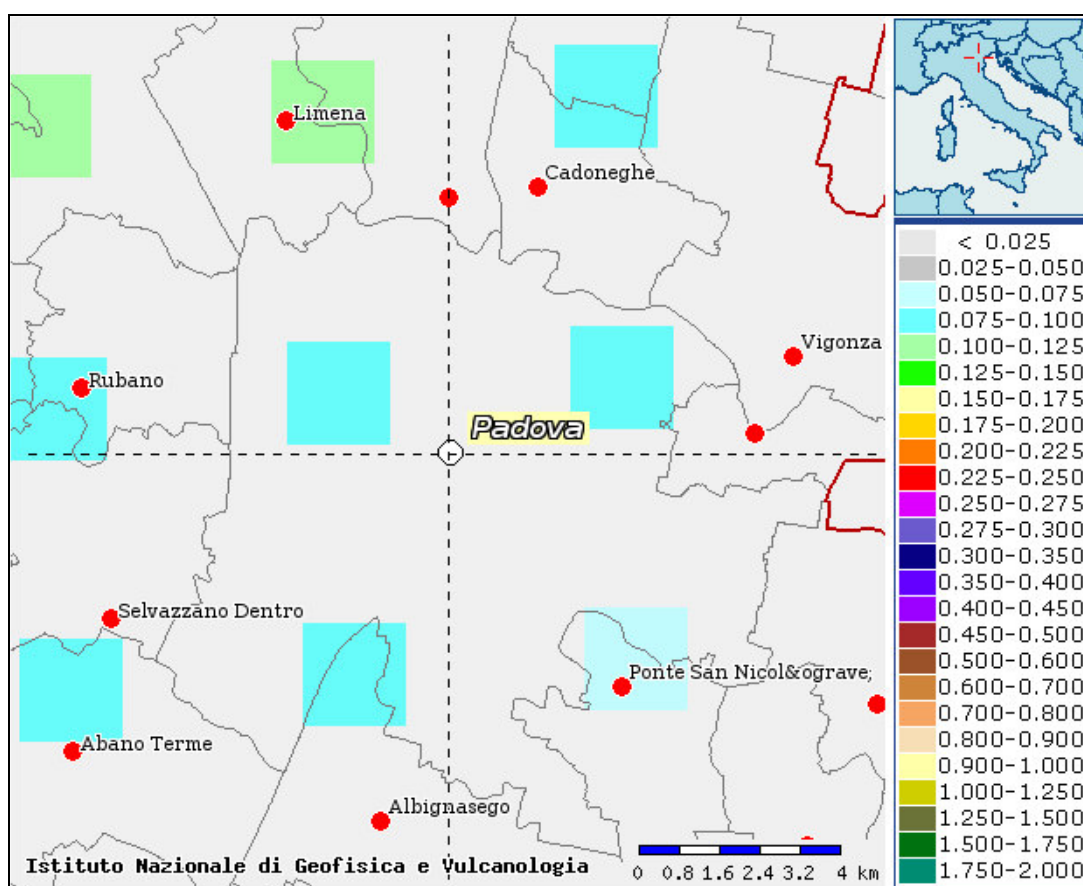
Dall'analisi dei risultati ottenuti con i due stendimenti Masw ReMi, ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 17.01.2018) e alla luce di quanto sopra è possibile verificare come il suolo di fondazione del sito, oggetto di studio, vada a ricadere in **categoria sismica C**.

A tale categoria appartengono *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.

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 20 Marzo 2003 n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di Normative per le costruzioni in zona sismica", il Comune di Padova (PD) ricade in **zona sismica 4**.

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519 l'area in esame è caratterizzata da valori di accelerazione massima al suolo a_g , (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s) compresi fra 0,075 e 0,100 g.



Estratto mappa sismica (OPCM 3519/2006)

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: Esecuzione prova CPTU1



Foto 2: Esecuzione prova CPTU2



Foto 3: Esecuzione prova sismica a stazione singola

Allegato 1

*Prove penetrometriche statiche con
piezocono (CPTU)*



PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO

COMMITTENTE: Comune di Padova

CANTIERE: Via Cornaro

PROVA N°: CPTU1

DATA: 02/10/2018

Operatore M. Mengato

Punta Piezocono

Quota p.c.: 0,00 m.s.l.m.

Coordinate X

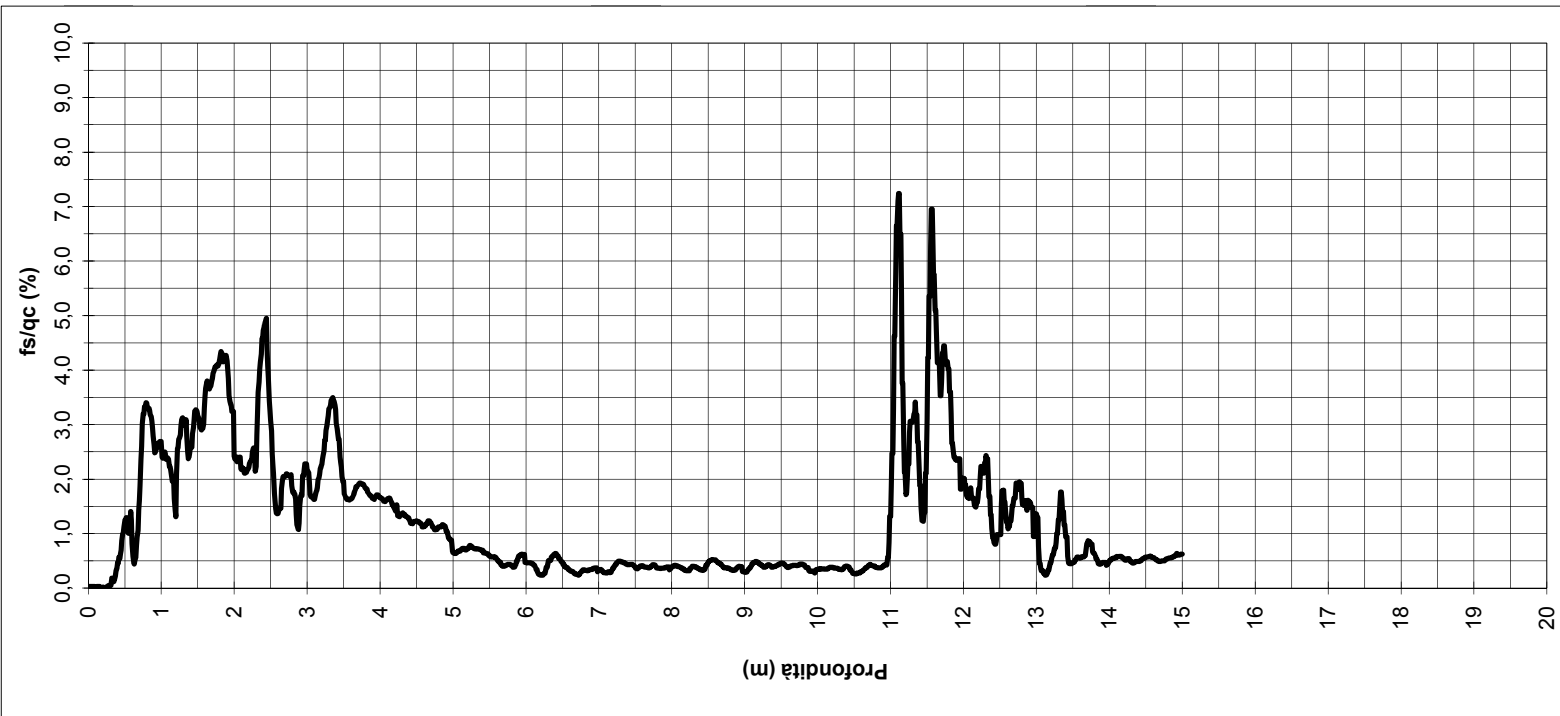
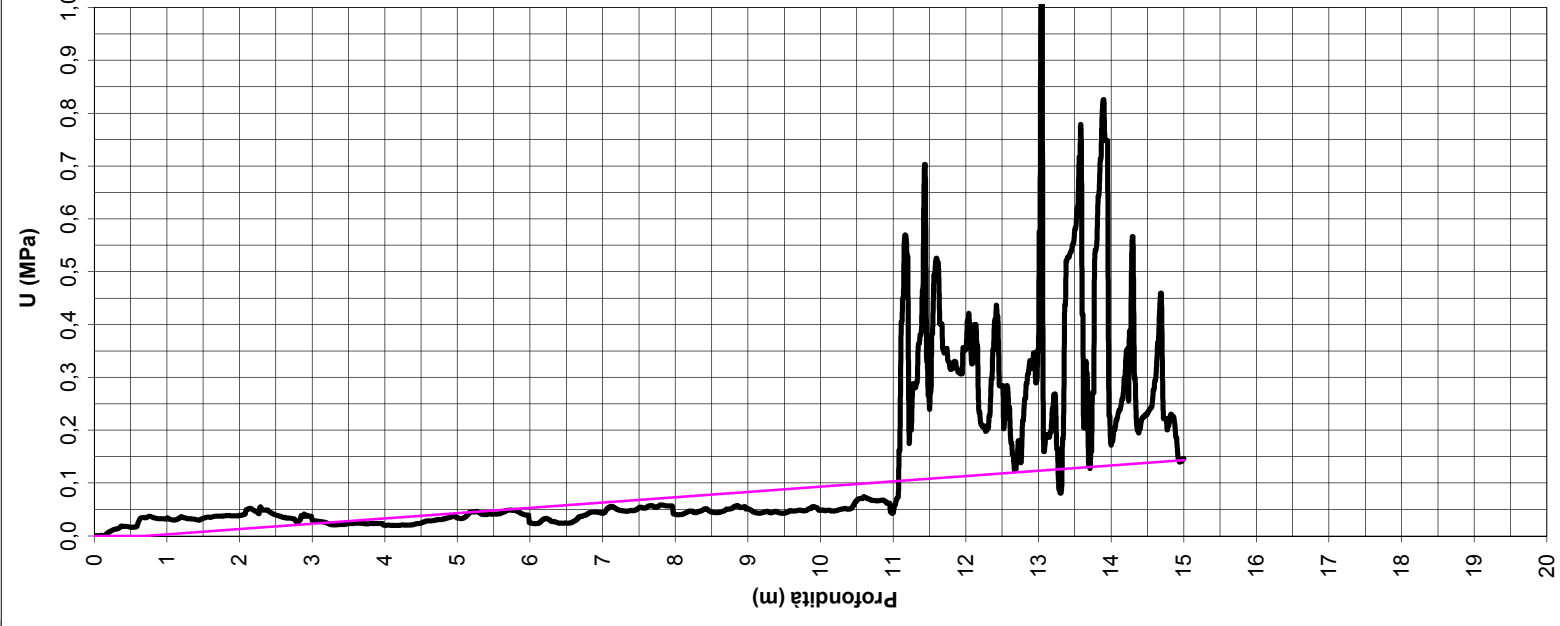
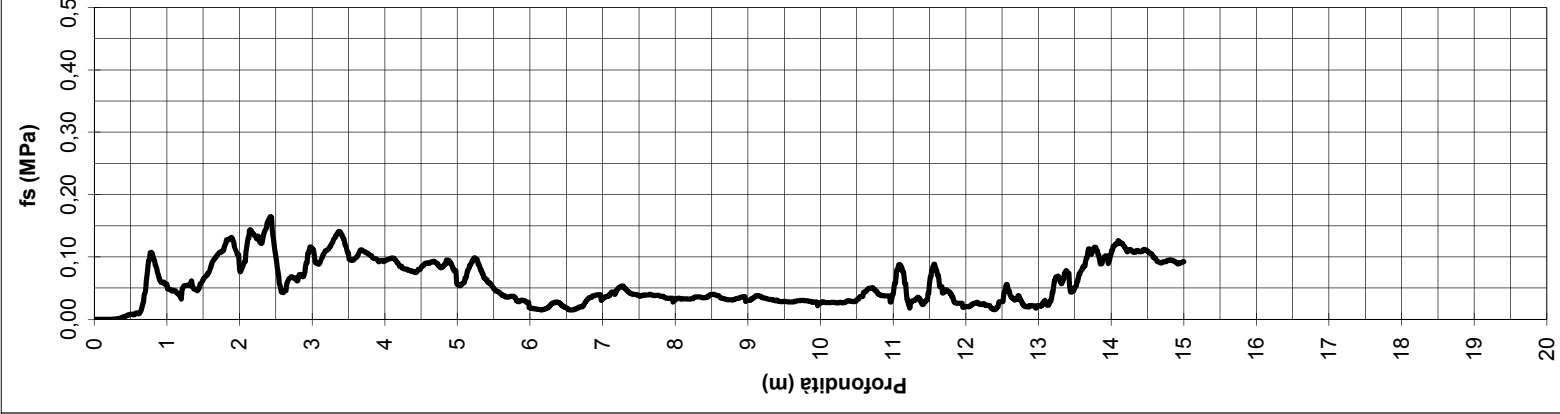
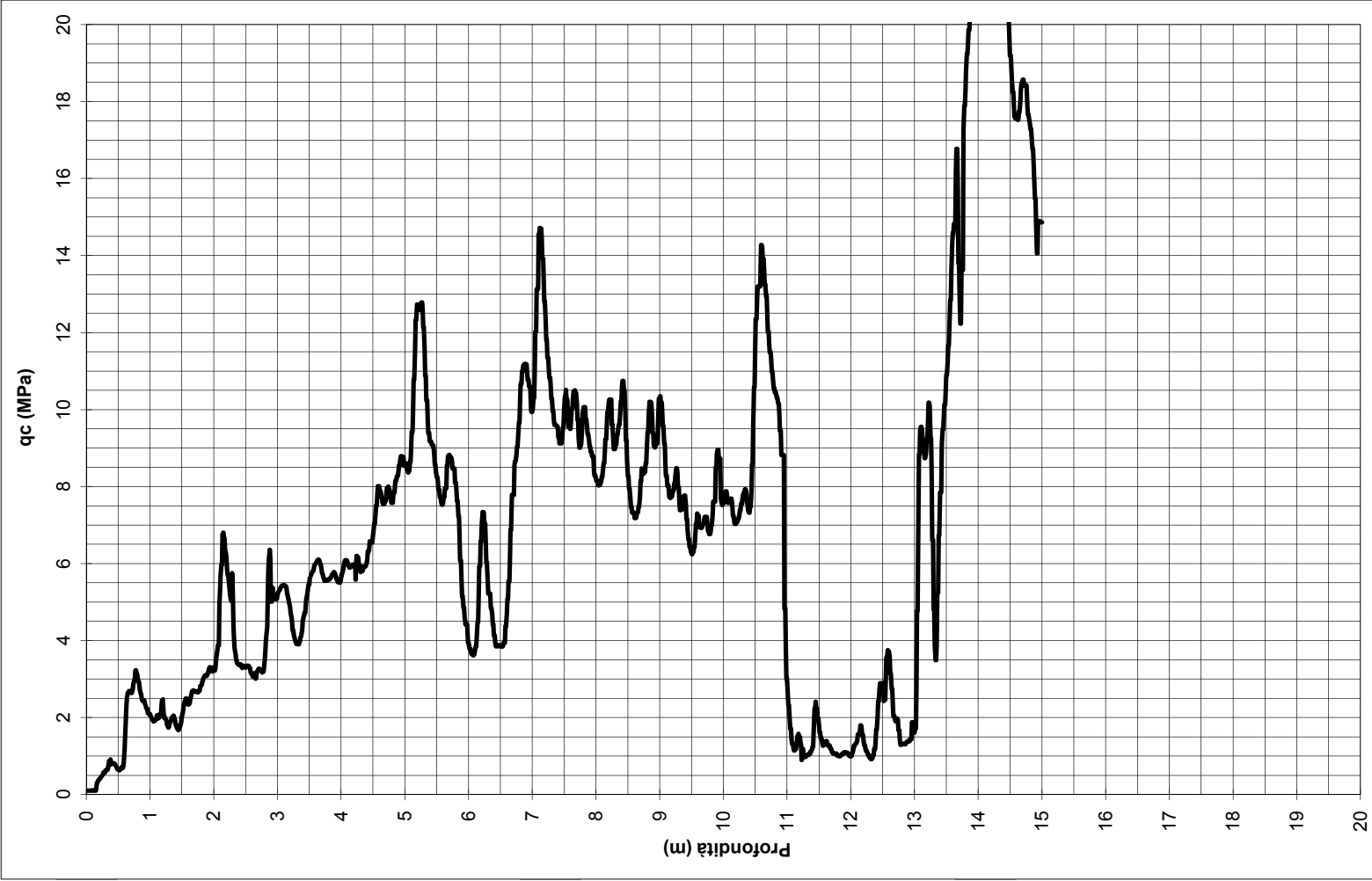
Y

Preforo 0,00 m

Livello acqua 3,00 m da p.c.

Profondità finale 15,00 m da p.c.

NOTE





PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO

COMMITTENTE: Comune di Padova

CANTIERE: Via Cornaro

PROVA N°: CPTU2

DATA: 02/10/2018

Operatore M. Mengato

Punta Piezocono

Quota p.c.: 0,00 m.s.l.m.

Coordinate X

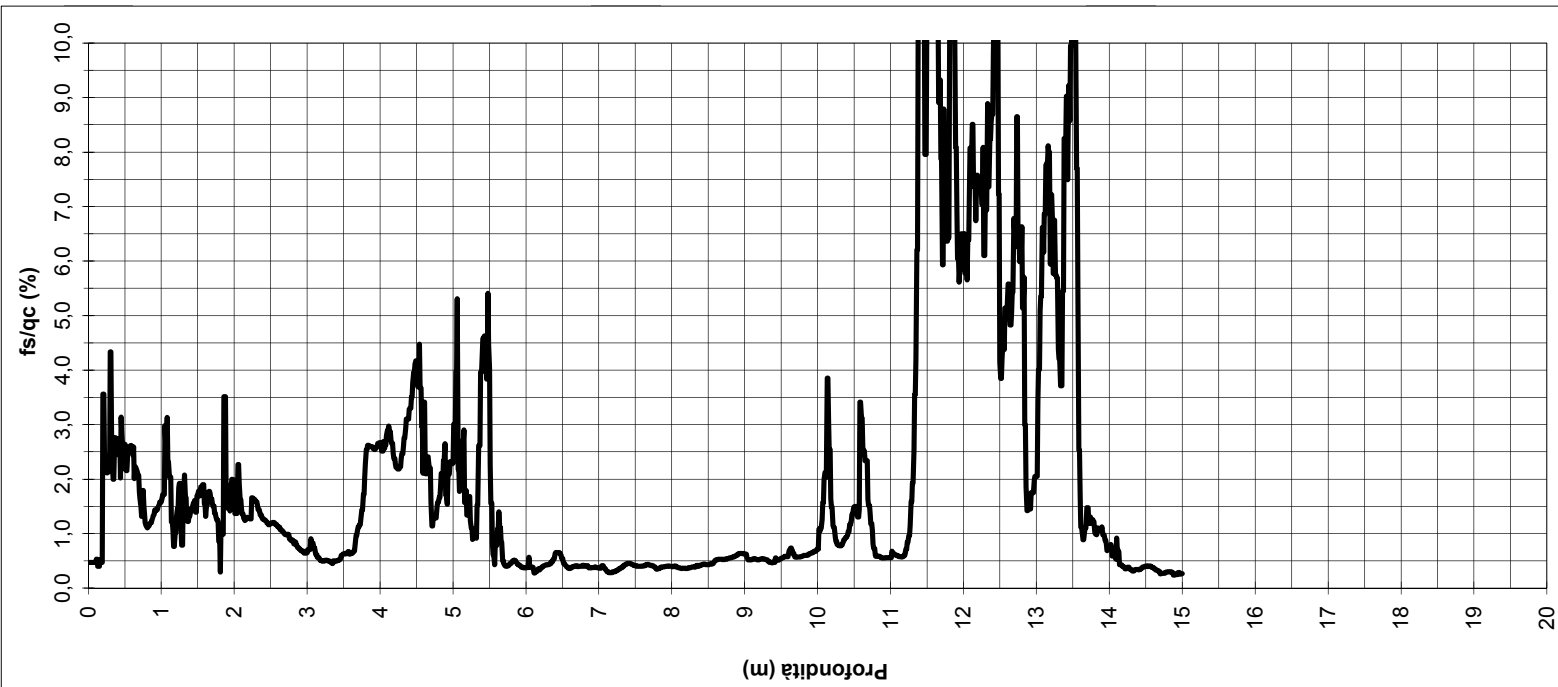
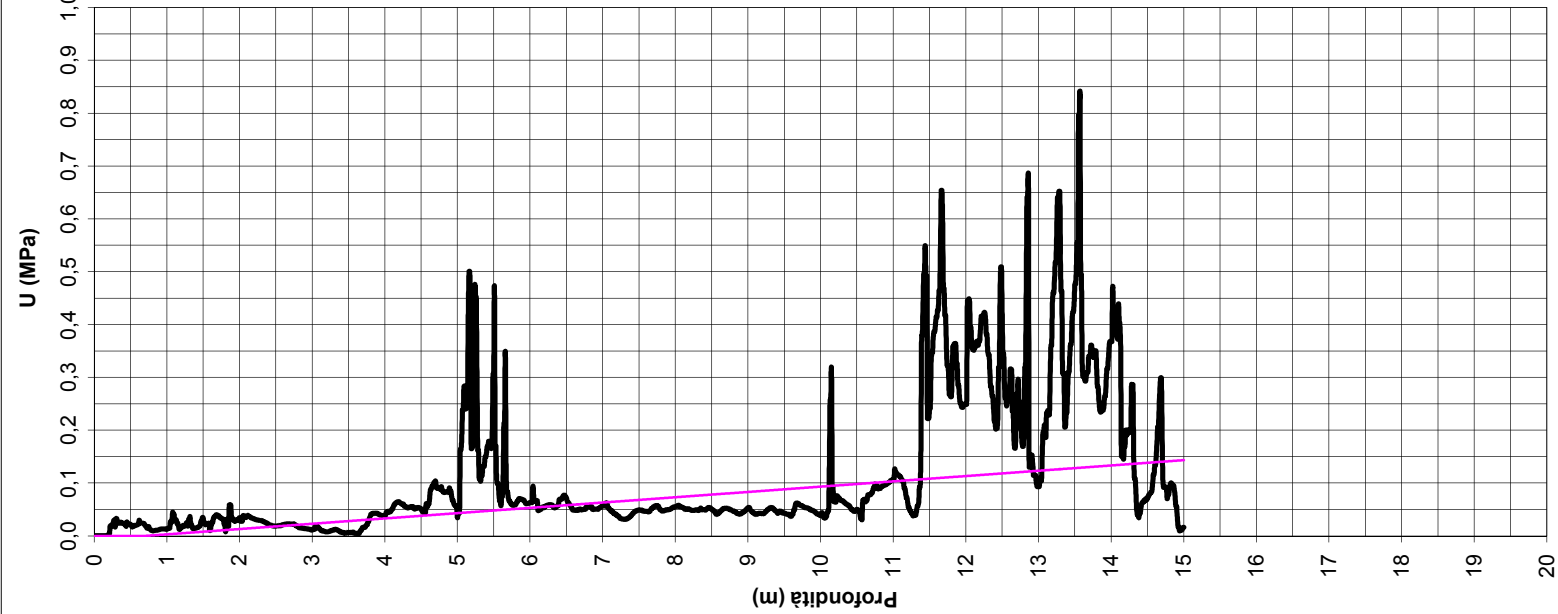
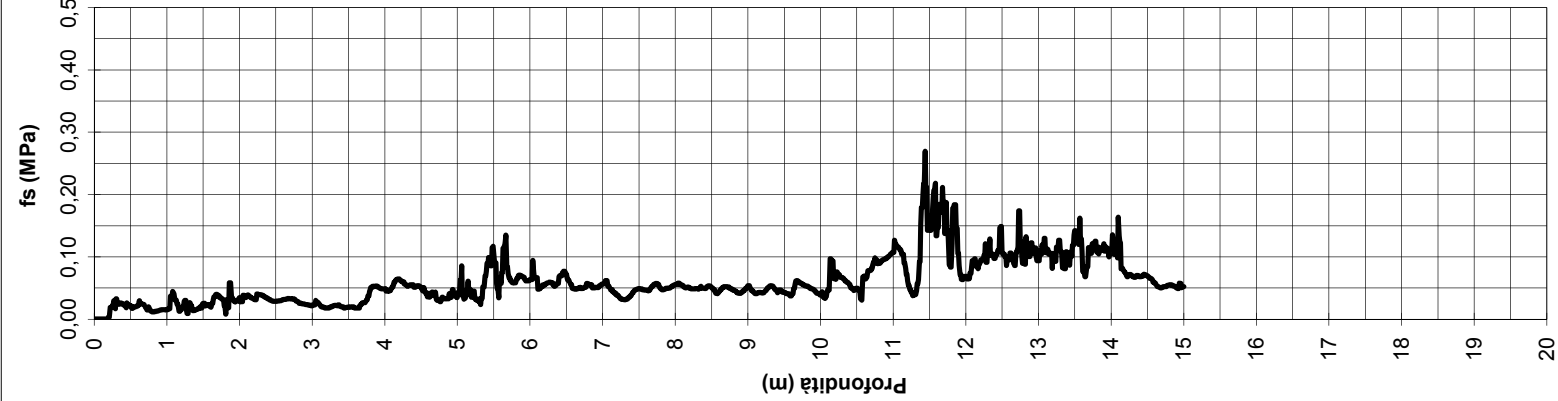
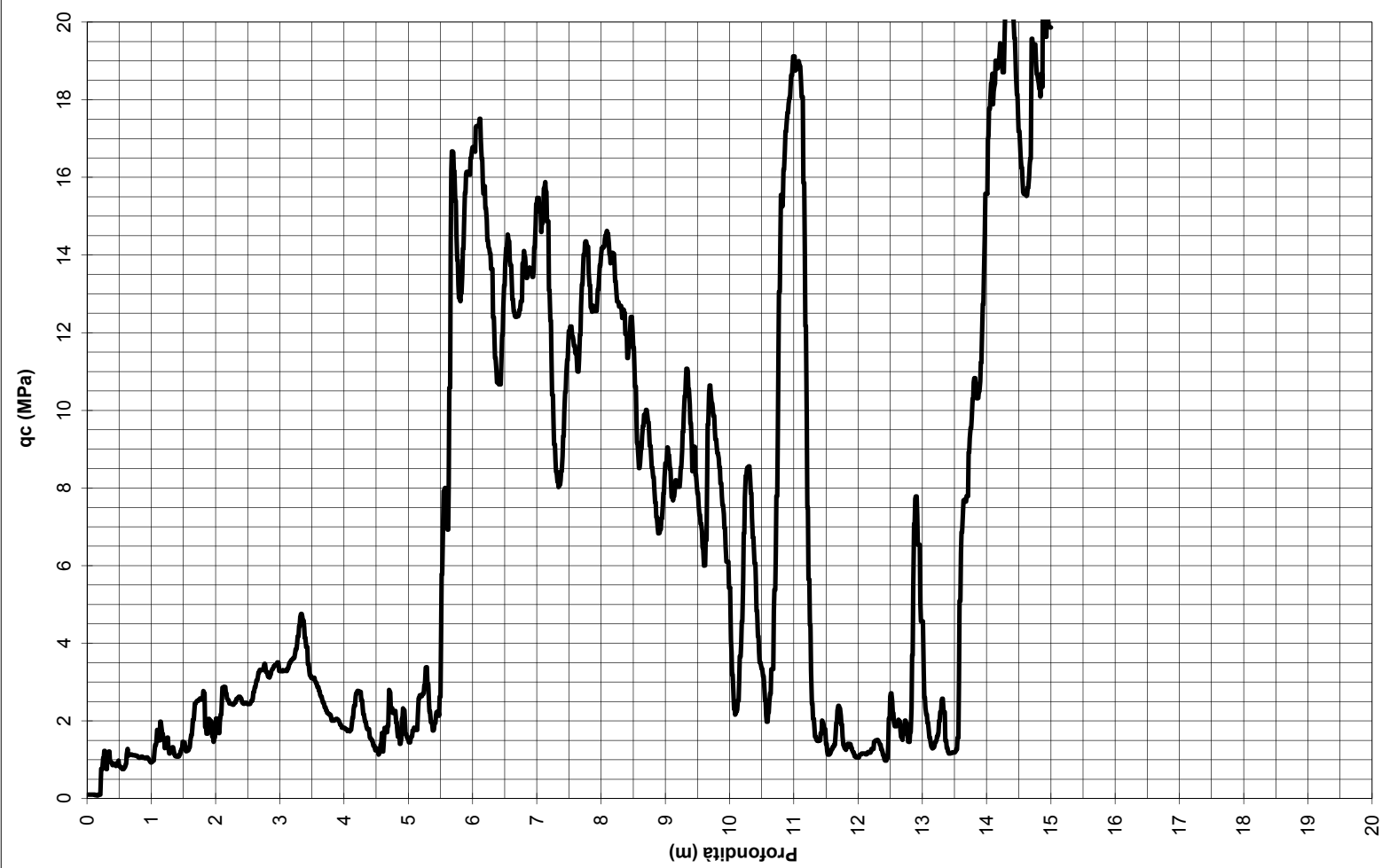
Y

Preforo 0,00 m

Livello acqua 3,00 m da p.c.

Profondità finale 15,00 m da p.c.

NOTE



Allegato 2

*Report dell'indagine sismica con stazione
singola*

C4392, PADOVA VIA CORNARO

Instrument: TRZ-0027/01-09

Start recording: 02/10/18 15:04:30 End recording: 02/10/18 15:24:30

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling rate: 128 Hz

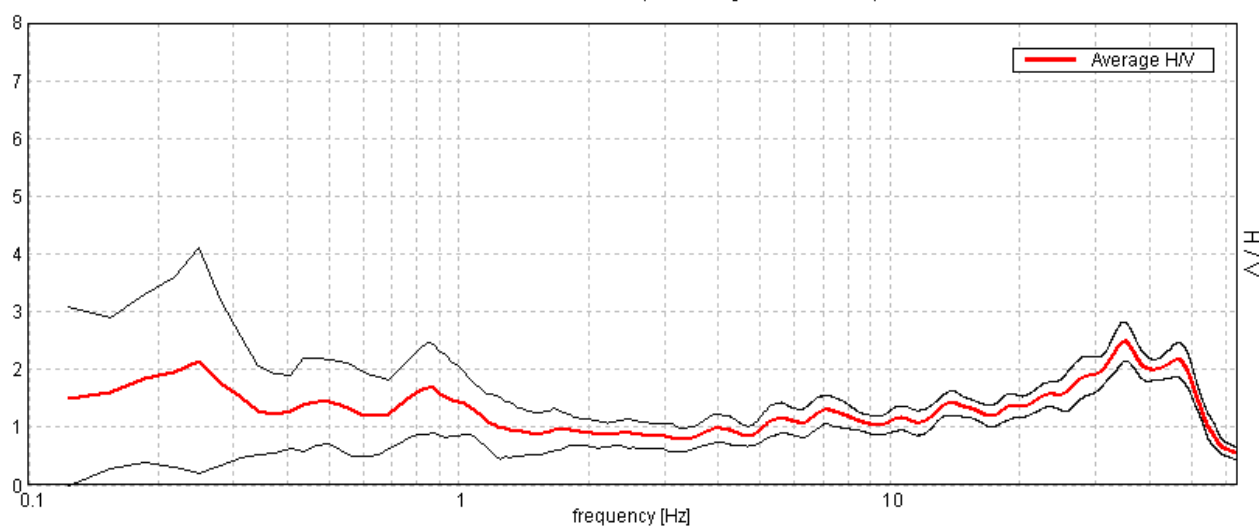
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

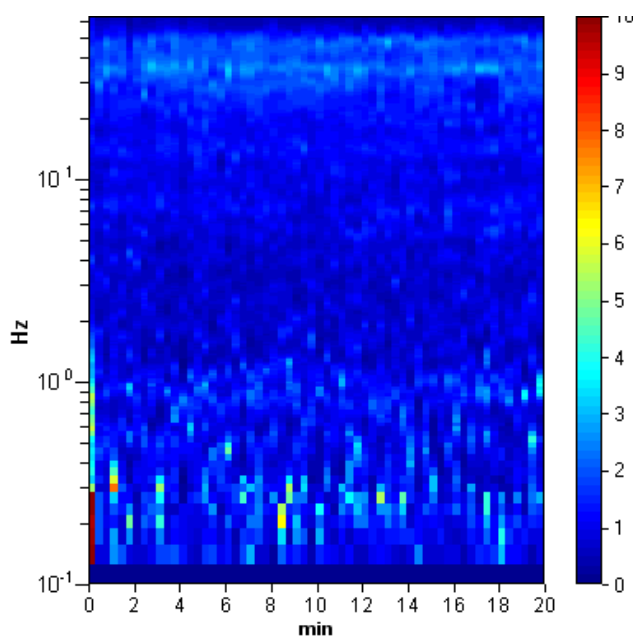
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

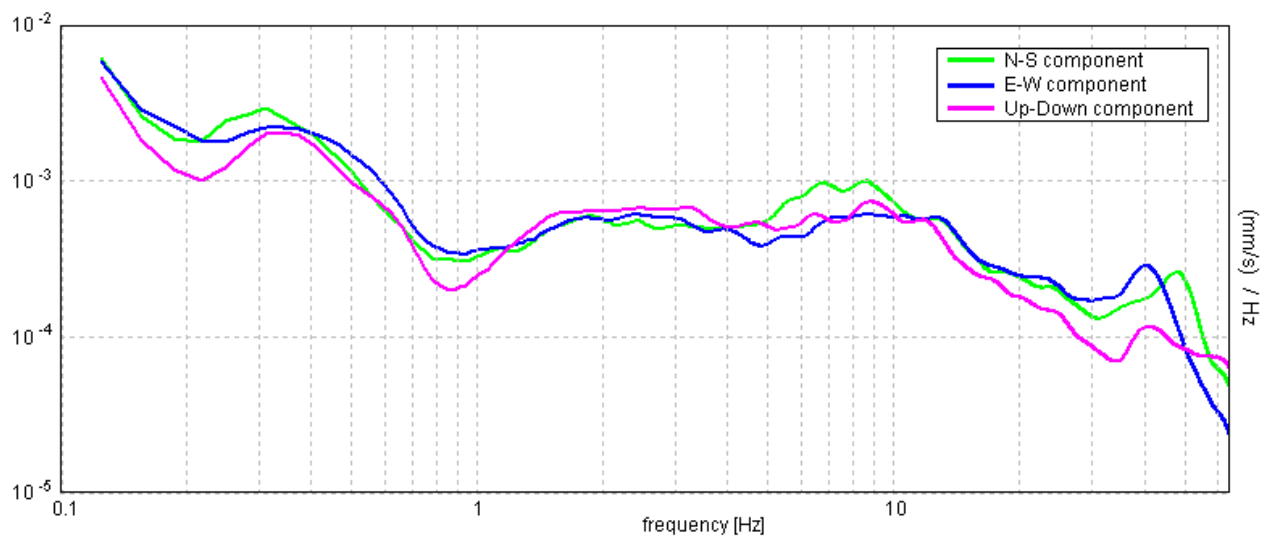
Max. H/V at 35.0 ± 4.82 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



H/V TIME HISTORY



SINGLE COMPONENT SPECTRA



Allegato 3

Report dell'indagine sismica MASW - ReMi

INTRODUZIONE

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- P-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- S-Trasversale: onda profonda di taglio;
- L-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- R-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Strumentazione di acquisizione

Per l'acquisizione del dato MASW e ReMi, è stato utilizzato il sismografo MAE - Sysmatrack a 24 canali (risoluzione a 24 bit), equipaggiato con 24 geofoni a frequenza naturale 4.5 Hz.



Figura-Sismografo MAE-Sysmatrack

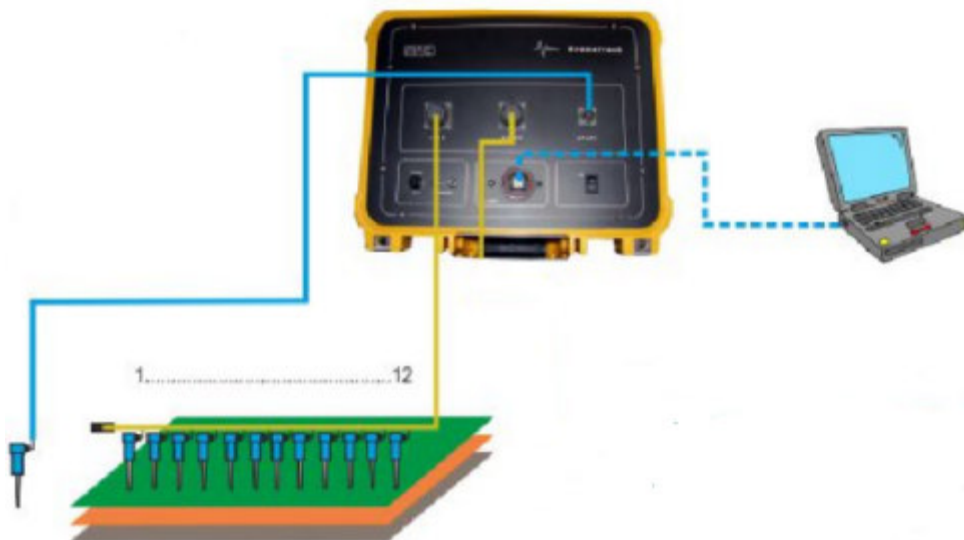


Figura-Schematizzazione della strumentazione di acquisizione

Indagini sismiche Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s).

Tramite l'analisi della velocità di propagazione delle onde di superficie, si determina un profilo di rigidezza del sito che consente di stimare indirettamente la distribuzione delle V_s .

La prova consiste nel produrre in superficie del terreno una sollecitazione dinamica verticale e nel registrare le vibrazioni prodotte, in superficie, a distanze note e prefissate.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di rigidezza può scomporsi in due fasi fondamentali:

- deduzione della curva di dispersione (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) caratteristica del sito in esame;
- processo di inversione, finalizzato a ottenere partendo dalla curva suddetta una stima del profilo di rigidezza a essa associato.

Ai fini di questa prova, di tutte le componenti di moto prodotte nel terreno dalla sorgente, interessano quelle che si trasmettono lungo la superficie (onde superficiali) e di queste quelle di Rayleigh, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti sia longitudinali sia trasversali.

Tali onde si propagano lungo fronti d'onda cilindrici, coassiali rispetto alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della radice di r (dove r è la distanza dalla sorgente); poichè l'attenuazione delle onde di volume è proporzionale a $1/r$, a distanze non molto grandi le onde di superficie tendono a prevalere nettamente su quelle di volume.

La velocità V_R risulta sperimentalmente assai prossima a quella delle onde di taglio V_s (variando in funzione del coefficiente di Poisson tra 0.86 e 0.95).

La configurazione utilizzata per l'esecuzione delle MASW era composta di 24 geofoni con spaziatura geofonica di 3 m e punto di energizzazione delle onde sismiche a 5 m dal primo geofono; la sorgente sismica utilizzata è stata una massa battente di 8kg.

I dati sono stati elaborati tramite il software "Easy MASW" prodotto da Geostru.

Indagini sismiche ReMi (Refraction Microtremors)

Le tecnica ReMi è una derivazione delle tecniche SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) che si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (onde di Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio. La VS viene stimata sulla base della relazione analitica $VS = 0.9 * V_{RAYLEIGH}$

Il metodo ReMi combina la semplicità operativa del SASW con l'elevata risoluzione nei terreni più superficiali propria del MASW.

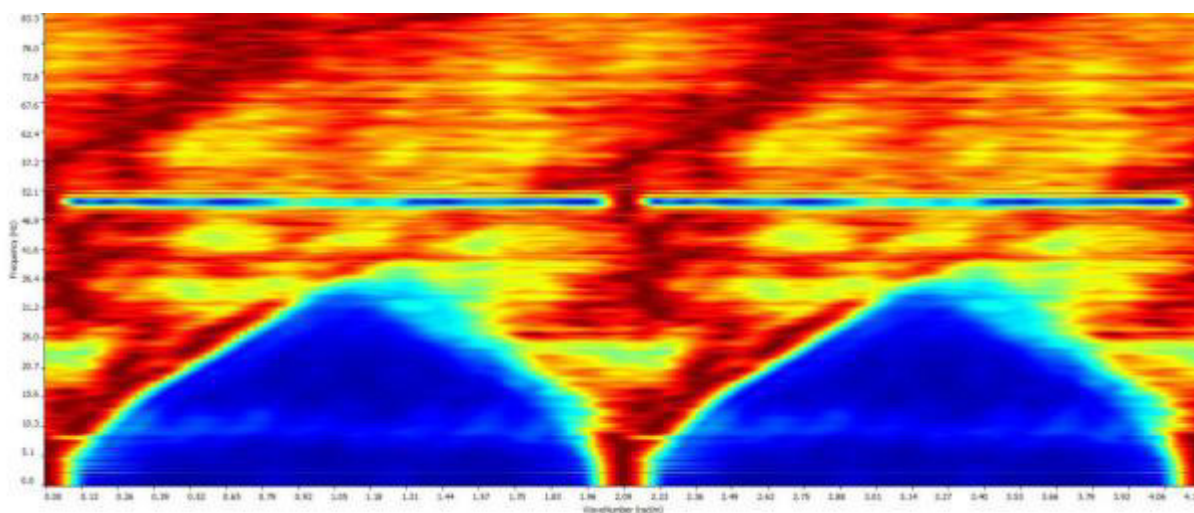


Figura-Esempio di Spettro f-k di onde di superficie

I microtremori vengono generalmente registrati mediante uno stendimento lineare da 12 o più geofoni a bassa frequenza senza la necessità di dover operare con un sorgente attiva. I dati vengono acquisiti mediante la classica strumentazione impiegata per i rilievi a rifrazione.

Generalmente si impiegano geofoni con frequenza variabile da 4 a 14 Hz e tempi di registrazione di 15-30 s. L'impiego di campionatori di elevata dinamica (cioè superiori a 144 dB) consente poi di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni.

È quindi teoricamente possibile registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza è compreso nell'intervallo tra 2 Hz e 25-30 Hz. Questo intervallo di frequenza, in condizioni ottimali, può consentire di stimare, con buon dettaglio, il profilo della VS nei primi cento metri di profondità.

Il rumore registrato viene convertito dal dominio x-t al dominio -fk nel quale viene rappresentato lo spettro di potenza delle onde di superficie ed individuata la curva di dispersione.

In corrispondenza della stazione ReMi sono state acquisite 10 sessioni di registrazione, con controllo in tempo reale dei dati. I dati di scarsa qualità oppure quelli caratterizzati dalla presenza di rumore polarizzato sono stati scartati direttamente in campo. Le singole sessioni di registrazione, sono state quindi aggregate in uno spettro medio.

La pre-elaborazione di campo ed il controllo di qualità in tempo reale sono di estrema importanza in questo tipo di misure in quanto qualora il modo fondamentale delle onde si superficie non venga campionato correttamente risulta impossibile stimare la curva di dispersione e costruire il modello verticale di velocità delle onde si taglio (VS).

I dati sono stati elaborati mediante il software commerciale “SWAN – Surface Waves Analysis” prodotto dal Geostudi Astier srl.

Dati generali

| | |
|---------------------|------------------------|
| Località | Padova |
| Operatore | Dott.ssa Matilde Carta |
| Responsabile | Dott. Lorenzo Facco |
| Data | 14/03/2018 03:29 |



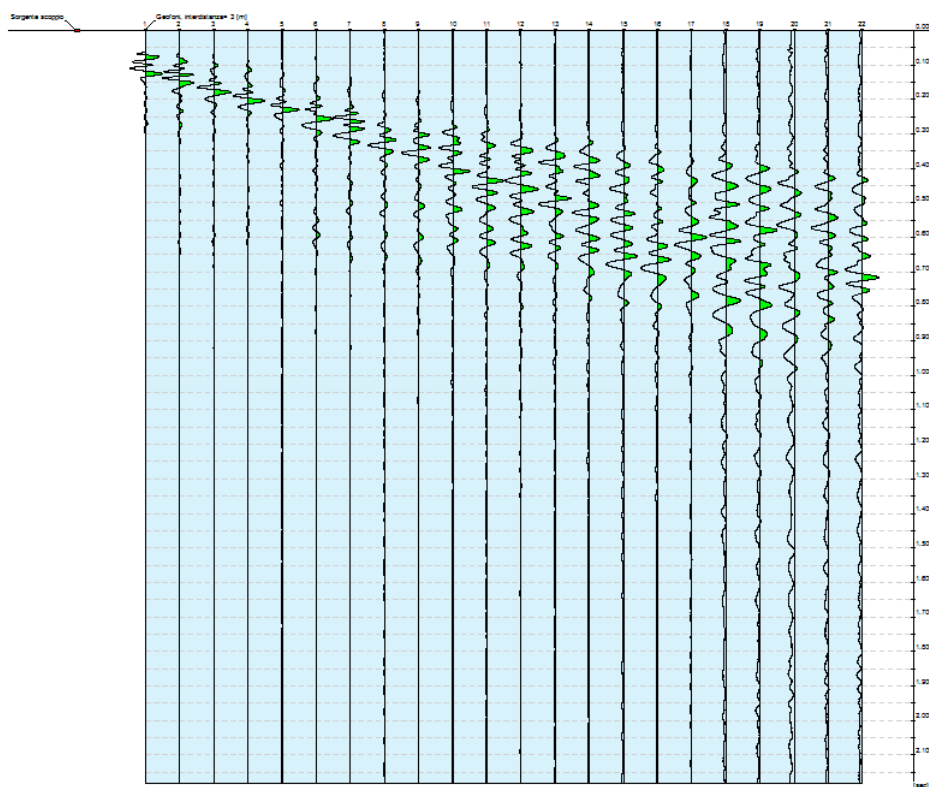
Figura-Ubicazione delle indagini Masw e ReMi a 24 canali (Rosso)

Dati Masw-Report

Tracce

| | |
|------------------------------------|--------|
| N. tracce | 24 |
| Durata acquisizione [msec] | 2179.1 |
| Interdistanza geofoni [m] | 3 |
| Periodo di campionamento [msec] | 0.133 |

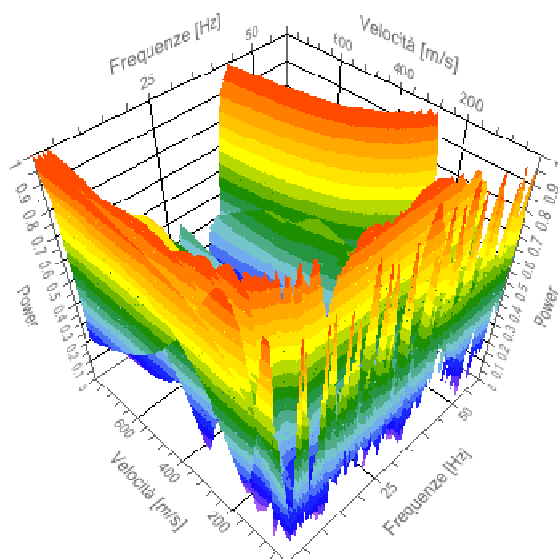
Località: Padova
Operatore: Dott.ssa Matilde Carta
Responsabile: Dott. Lorenzo Facco
Data: 14/03/2018



Analisi spettrale

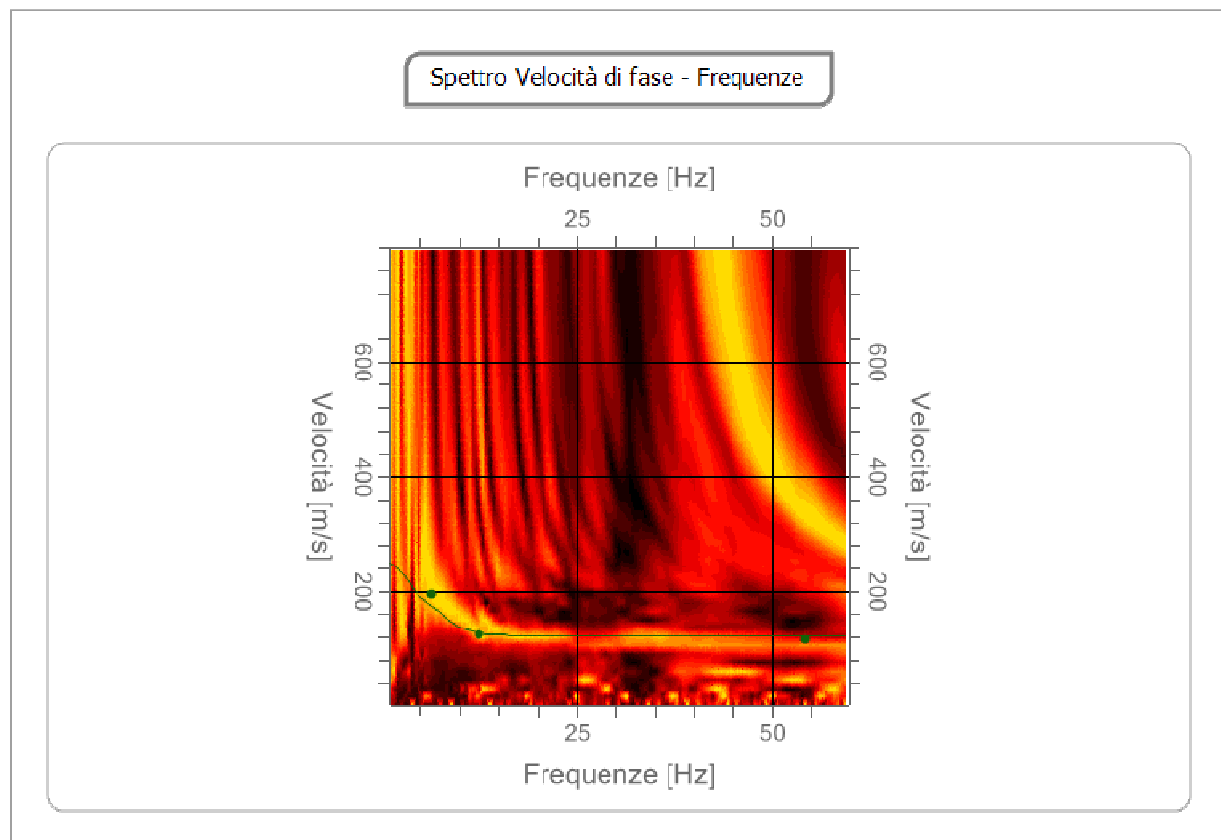
| | |
|--|-----|
| Frequenza minima di elaborazione [Hz] | 1 |
| Frequenza massima di elaborazione [Hz] | 60 |
| Velocità minima di elaborazione [m/sec] | 1 |
| Velocità massima di elaborazione [m/sec] | 800 |
| Intervallo velocità [m/sec] | 1 |

Spettro Velocità di fase - Frequenze



Curva di dispersione

| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|----|-------------------|---------------------|------|
| 1 | 8.3 | 176.6 | 0 |
| 2 | 12.6 | 129.8 | 0 |
| 3 | 21.4 | 115.1 | 0 |
| 4 | 58.2 | 109.3 | 0 |

**Inversione**

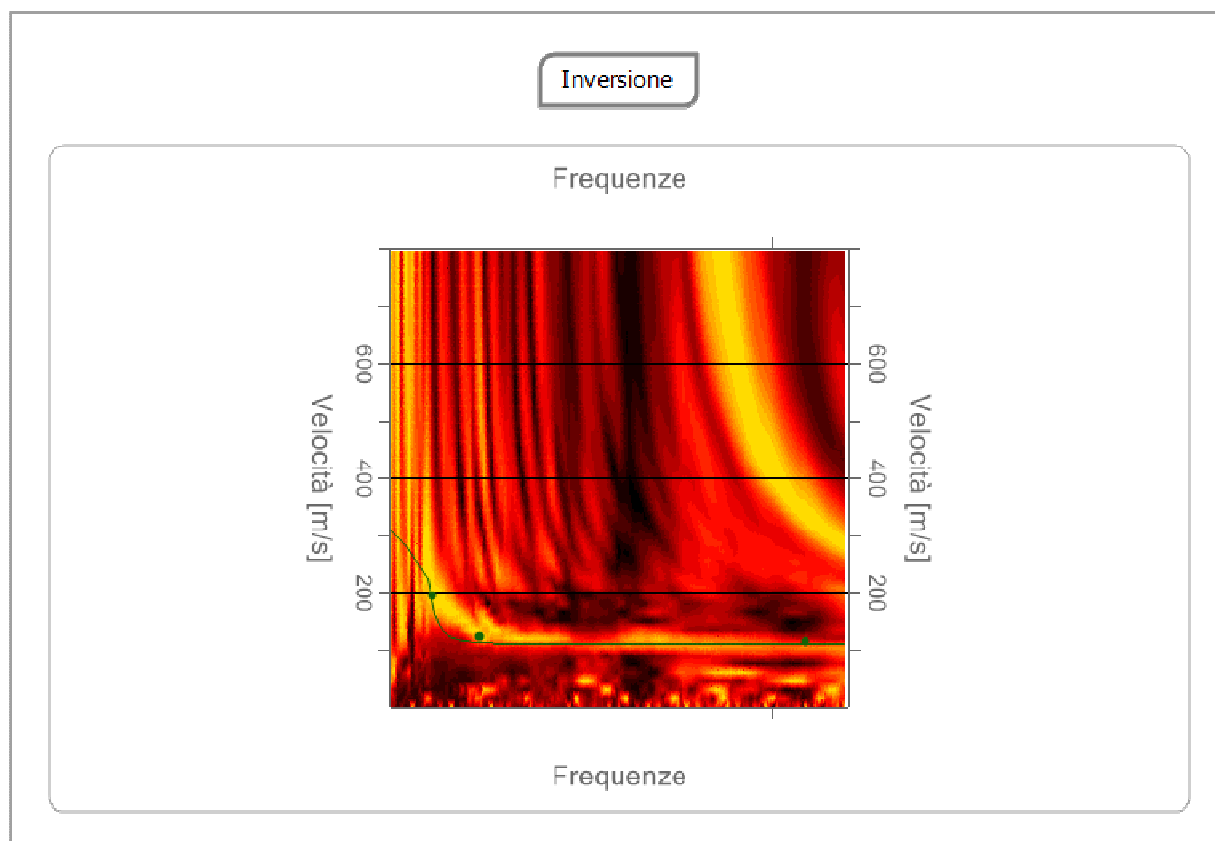
| n. | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|----|-------------------|-----------------|---------------------------------|-------------------------|-------|---------------|---------------|
| 1 | 7.51 | 7.51 | 1800.0 | 0.3 | No | 222.0 | 118.7 |
| 2 | 15.70 | 8.19 | 1800.0 | 0.3 | No | 620.3 | 331.5 |
| 3 | 22.44 | 6.75 | 1800.0 | 0.3 | No | 617.5 | 330.1 |
| 4 | ∞ | ∞ | 1800.0 | 0.3 | No | 642.4 | 343.4 |

Percentuale di errore

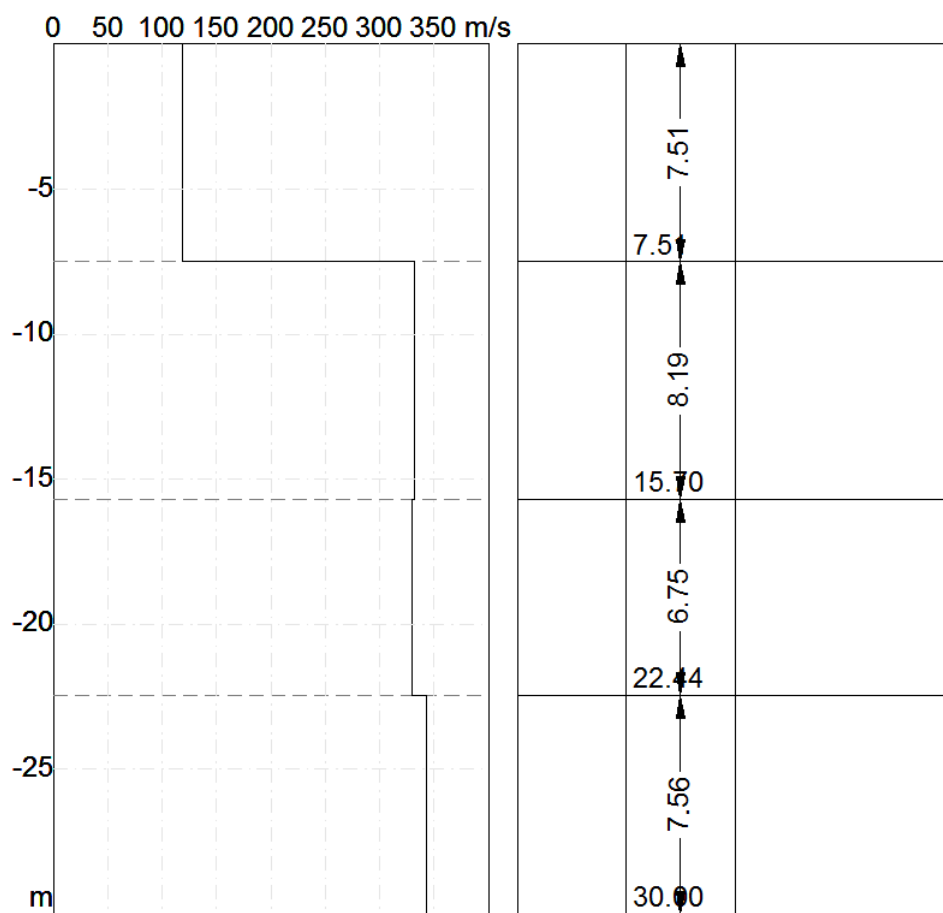
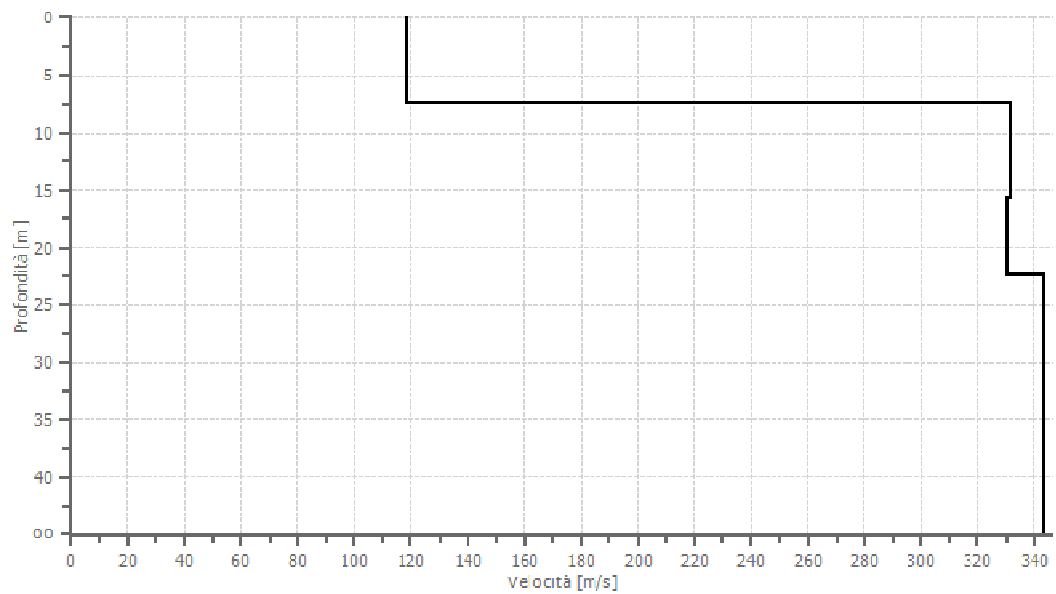
0.200 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.05 %



Profilo di velocità



Risultati

| | |
|---|--------|
| Profondità piano di posa [m] | 0.00 |
| Vs30 [m/sec] | 230.03 |
| Categoria del suolo | C |

Altri parametri geotecnici

| n. | Prof [m] | Spess [m] | Vs [m/s] | Vp [m/s] | Densità [kg/mc] | Coeff Poisson | G0 [MPa] | Ed [MPa] | M0 [MPa] | Ey [MPa] | NSPT | Qc [kPa] |
|----|-------------|--------------|-------------|-------------|--------------------|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------|-------------|
| 1 | 7.51 | 7.51 | 118.6 | 222.0 | 1800.00 | 0.30 | 25.3 | 88.7 | 54.9 | 65.9 | 6 | 55.17 |
| 2 | 15.70 | 8.19 | 331.5 | 620.3 | 1800.00 | 0.30 | 197.8 | 692.5 | 428.7 | 514.4 | N/A | N/A |
| 3 | 22.44 | 6.75 | 330.1 | 617.5 | 1800.00 | 0.30 | 196.1 | 686.4 | 424.9 | 509.9 | N/A | N/A |
| 4 | oo | oo | 343.4 | 642.4 | 1800.00 | 0.30 | 212.2 | 742.8 | 459.8 | 551.8 | 0 | N/A |

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

Dati ReMi-Report

La prima fase di elaborazione del dato ReMi è semiautomatica e l'analista inserisce i parametri geometrici e decide la frequenza massima da indagare, la velocità di fase minima di partenza ed il numero di vettori "slowness" ($np=2*n$ geofoni). Questi ultimi tre parametri, opportunamente scelti, concorrono ad aumentare il dettaglio dello spettro ed a renderlo più adatto ad una campionatura meno ambigua della curva di dispersione.

La fase successiva consiste nella stima della curva di dispersione. A parità di frequenza la velocità scelta non deve essere quella coincidente con il picco massimo di intensità del segnale, come accade nel MASW, bensì quella più bassa prossima al confine tra incoerenza propria del rumore e segnale.

Questo è determinato dal fatto che i microtremori non provengono da un'unica sorgente e che l'energia del rumore che attraversa obliquamente lo stendimento appare nell'immagine f-k con una velocità apparente (V_a) più elevata di quella reale (V_r) osservabile in linea.

Al fine di incrementare la qualità dell'immagine spettrale i piani di migliore qualità sono stati combinati per costruire uno spettro medio.

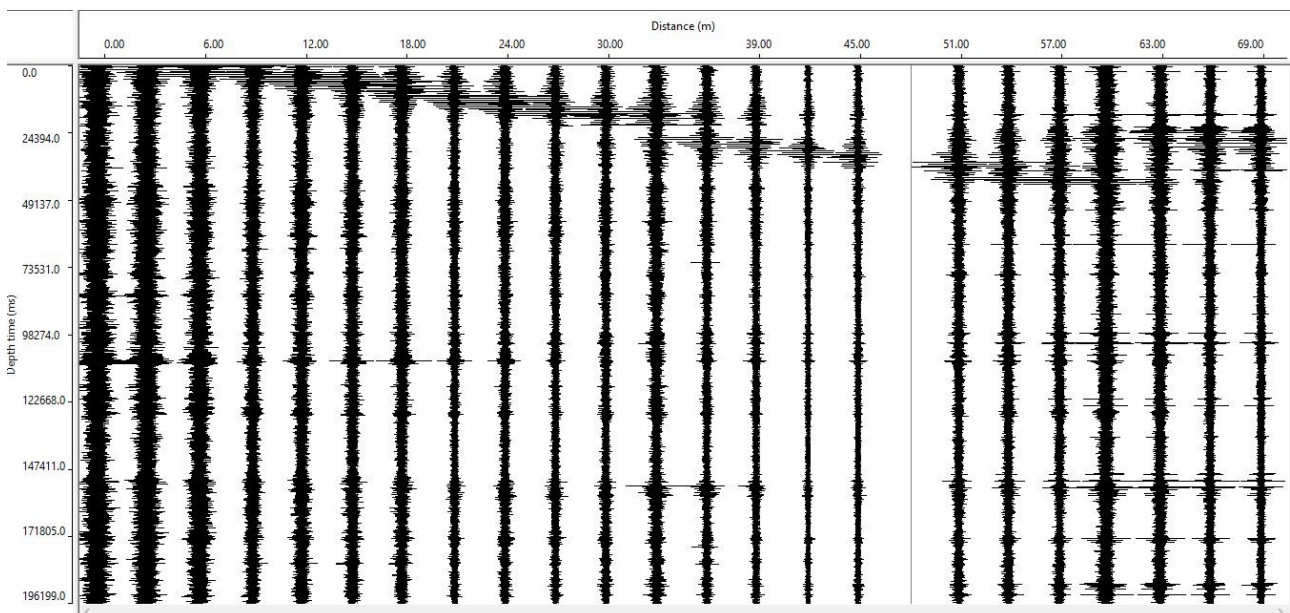


Figura- Sismogramma medio

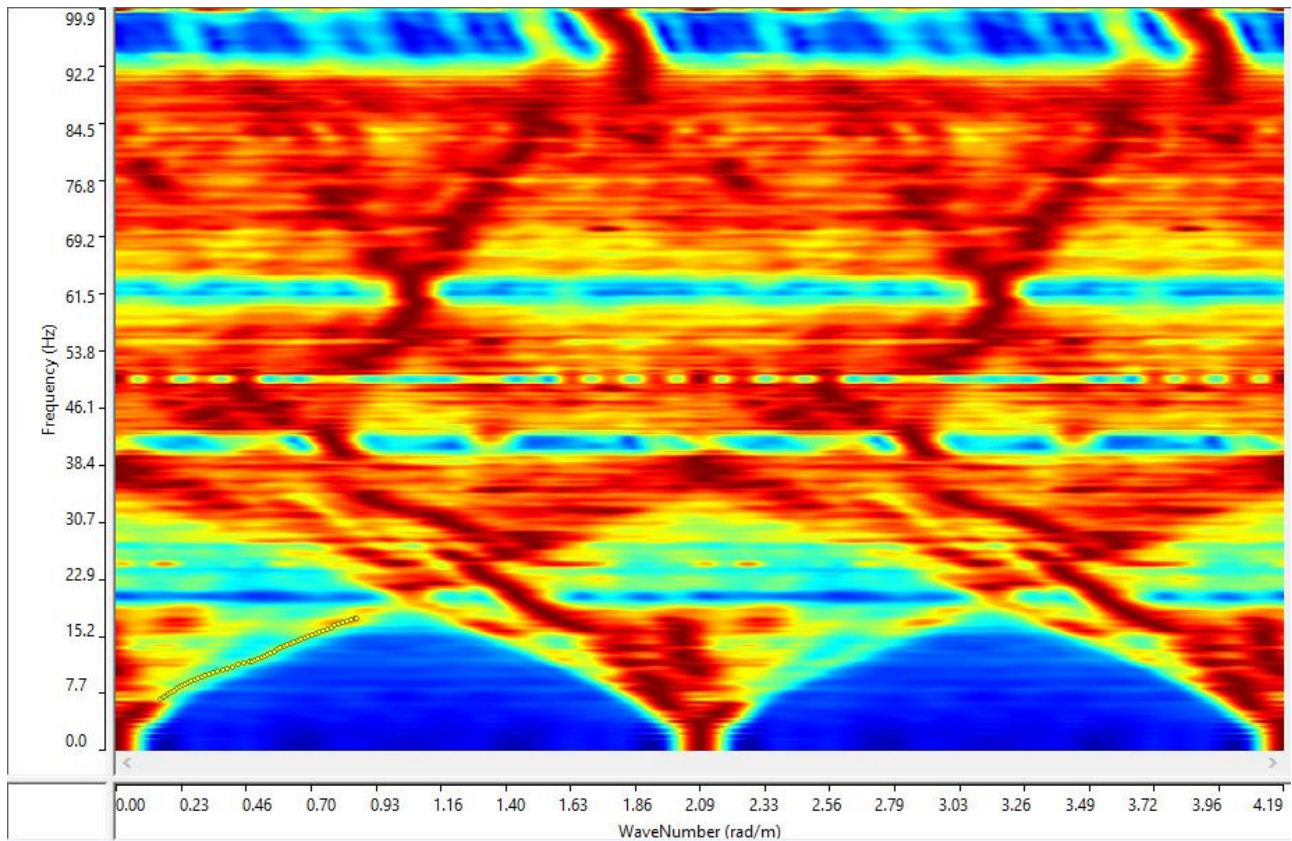


Figura-Spettro f-k

I dati selezionati dall'immagine f-k vengono riportati su un diagramma nel quale compare anche una curva di dispersione calcolata a partire da un modello di VS che è modificabile dall'analista.

Variando numero di strati, spessore e velocità di ciascuno strato del modello è possibile adattare la curva calcolata a quella sperimentale ottenuta mediante l'analisi spettrale.

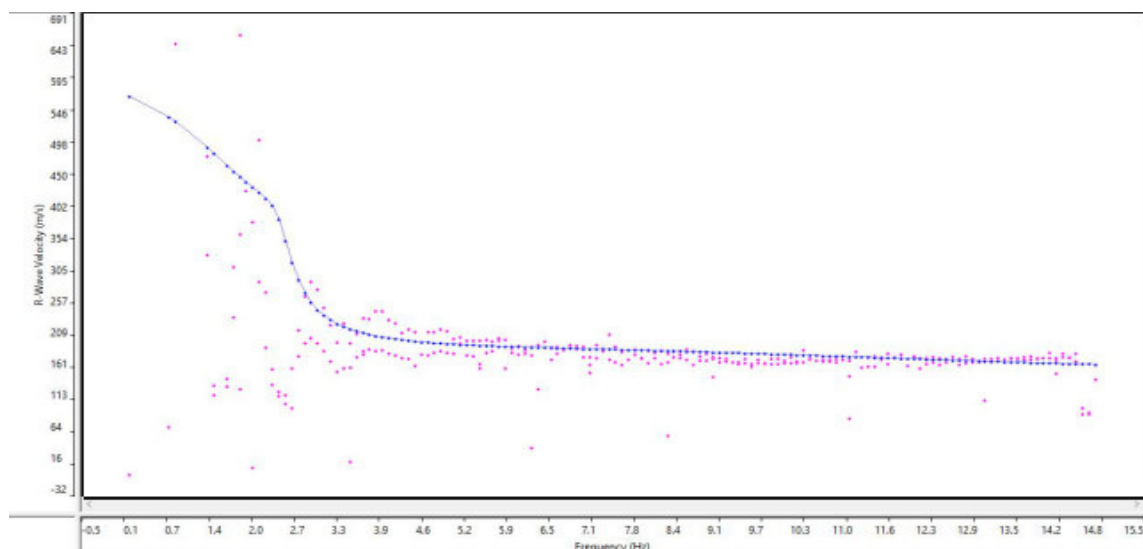


Figura-Curva di dispersione

In questo tipo di approccio (modellazione diretta) sono ovviamente insite delle ambiguità interpretative nel senso che, valendo un principio di equivalenza, lo stesso risultato può essere ottenuto con diverse coppie “spessore-velocità”. Questa ambiguità non sussiste più qualora la determinazione riguardi non tanto la VS del singolo strato ma il valore medio della VS su un certo numero di strati (sino a 30 m di profondità) come peraltro indicato nella normativa.

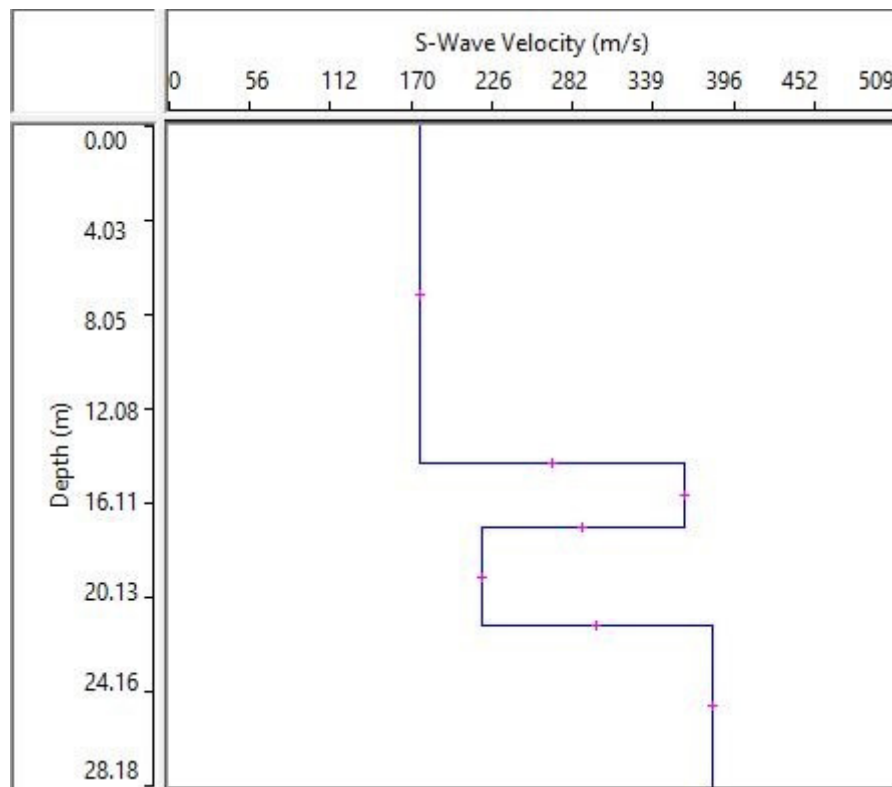


Figura-Profilo Vs30

| | Thickness | Depth | Vs | Vp | Poisson | Density |
|---------|-----------|-------|-----|-----|---------|---------|
| Layer 1 | 14.39 | 0.00 | 175 | 350 | 0.333 | 1.800 |
| Layer 2 | 2.75 | 14.39 | 361 | 721 | 0.333 | 1.800 |
| Layer 3 | 4.19 | 17.14 | 219 | 438 | 0.333 | 1.800 |
| Layer 4 | INF | 21.33 | 381 | 761 | 0.333 | 1.800 |

Figura-Profilo Vs30



Figura-Vs30 ReMi

RISULTATI INDAGINE MASW E REMI

Dalla modellazione diretta della curva di dispersione dei due profili sismici, acquisiti con la tecnica MASW e ReMi, è stato possibile stimare il profilo verticale della VS nel sito di indagine. In particolare sono state analizzate le caratteristiche della stratificazione elastico-acustica del sottosuolo nei primi 30 m di profondità.

In tutti i casi al fine di ottenere una maggiore rappresentatività dei dati sono stati sommati gli spettri delle diverse registrazioni effettuate per il sito per ottenere uno spettro medio. Nella fase di stima della curva di dispersione si è scelto cautelativamente di sottostimare leggermente la VS il cui valore medio sui 30 m di profondità.

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, è risultato pari:

| MASW | Vs30 |
|------|---------|
| | 230 m/s |

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati ReMi, è risultato pari:

| ReMi | Vs30 |
|------|---------|
| | 228 m/s |

Dall'analisi dei profili dei modelli ottenuti con le due tipologie di indagine sismica, è possibile verificare quanto segue le velocità medie Vs30 risultano dello stesso ordine di grandezza.

Dall'analisi dei risultati ottenuti con i due stendimenti Masw ReMi, ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 14.01.2008) e alla luce di quanto sopra è possibile verificare come il suolo di fondazione del sito, oggetto di studio, vada a ricadere in **Categoria di Suolo C.**

ALLEGATO
ATLANTE FOTOGRAFICO



Figura-Stendimento Masw-ReMi con 24 canali



Figura-Geofoni da 4.5 Hz impiegati



Figura-Strumentazione di acquisizione



Figura-Stendimento Masw-Remi canali 13-24



Figura-Stendimento Masw-Remi canali 1-12