



ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA MEDIA CENTRALE DI QUARRATA



| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | RELAZIONE GENERALE | 8 |
| 2 | DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE | 14 |
| 2.1 | Evoluzione storica e documentazione originale reperita..... | 14 |
| 2.2 | Individuazione e controllo degli elementi strutturali e dei dettagli costruttivi..... | 18 |
| 2.3 | Riepilogo delle caratteristiche dei principali elementi strutturali | 26 |
| 2.4 | Livello di conoscenza raggiunto | 27 |
| 2.4.1 | Muratura | 27 |
| 2.4.2 | Cemento armato | 28 |
| 2.5 | Eventuali malfunzionamenti rilevati allo stato attuale | 29 |
| 2.6 | Vulnerabilità secondarie | 29 |
| 3 | ANALISI DEI CARICHI..... | 30 |
| 3.1 | Carichi verticali | 30 |
| 3.1.1 | Solaio piano primo | 30 |
| 3.1.2 | Solaio copertura | 30 |
| 3.2 | Azione sismica (E) | 30 |
| 3.3 | Combinazioni di carico | 32 |
| 4 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI..... | 33 |
| 4.1 | Calcestruzzo della struttura esistente | 33 |
| 4.2 | Barre di armatura della struttura esistente | 33 |
| 4.3 | Murature | 33 |
| 4.4 | Acciaio da carpenteria metallica per le nuove strutture..... | 35 |
| 4.4.1 | Zincatura dell'acciaio da carpenteria | 35 |
| 4.5 | Calcestruzzo per la realizzazione dei plinti di fondazione delle nuove strutture..... | 35 |
| 4.5.1 | Classe di esposizione per i calcestruzzi dei plinti di fondazione | 36 |
| 4.6 | Acciaio per micropali..... | 36 |
| 4.7 | Calcestruzzo per micropali..... | 36 |
| 4.7.1 | Classe di esposizione per i calcestruzzi dei pali di fondazione..... | 36 |
| 4.8 | Acciaio per C.A..... | 37 |
| 4.9 | Bulloni | 37 |
| 4.10 | Resina per ancoraggi chimici | 37 |
| 4.11 | Lastre di cartongesso | 37 |
| 4.12 | Legno lamellare | 38 |
| 4.13 | FRP..... | 38 |
| 4.14 | Elementi dissipativi..... | 38 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 5 | VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE RESISTENTI DEL BLOCCO AULE NELLO STATO DI PROGETTO..... | 40 |
| 5.1 | Caratteristiche del modello analizzato | 40 |
| 5.1.1 | Le caratteristiche del modello per il fabbricato esistente | 42 |
| 5.1.2 | Le caratteristiche del modello per la struttura di rinforzo | 43 |
| 5.1.3 | Definizione delle cerniere plastiche nelle strutture esistenti e di rinforzo al fine di eseguire l'analisi non-lineare per la verifica sismica | 44 |
| 5.2 | Maschi di muratura..... | 44 |
| 5.2.1 | Comportamento a taglio nel piano | 44 |
| 5.2.2 | Comportamento a pressoflessione nel piano | 45 |
| 5.3 | Pannelli composti da murature di differente tipologia | 45 |
| 5.3.1 | Definizione dello spessore equivalente | 46 |
| 5.3.2 | Comportamento a taglio del pannello equivalente..... | 46 |
| 5.3.3 | Comportamento a pressoflessione nel piano del pannello equivalente | 47 |
| 5.4 | Fasce di piano in muratura interne | 48 |
| 5.4.1 | Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a taglio e momento..... | 48 |
| 5.4.2 | Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a momento | 49 |
| 5.5 | Fasce di piano esterne (travi/cordoli in c.a.)..... | 49 |
| 5.6 | Elementi dissipativi | 49 |
| 5.7 | Elementi diagonali delle strutture di rinforzo composti da dissipatore e profilo tubolare | 50 |
| 5.7.1 | Rigidzza equivalente..... | 51 |
| 5.7.2 | Grafico forza-spostamento | 52 |
| 5.8 | Cerniere plastiche degli elementi in acciaio di nuova realizzazione | 53 |
| 5.8.1 | Cerniere plastiche di tipo duttile a momento..... | 53 |
| 5.8.2 | Funzionamento a sforzo normale degli elementi di acciaio | 54 |
| 5.8.3 | Funzionamento a taglio degli elementi di acciaio..... | 54 |
| 5.9 | Cerniere plastiche elementi in C.A. esistenti | 55 |
| 5.9.1 | Cerniere plastiche di tipo duttile a momento..... | 55 |
| 5.9.2 | Funzionamento a taglio dei pilastri..... | 57 |
| 5.10 | Esecuzione dell'analisi statica non lineare (PUSHOVER) | 57 |
| 5.11 | Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica..... | 59 |
| 5.12 | Distribuzione di forze considerate | 59 |
| 5.13 | Procedimento di analisi statica non lineare | 59 |
| 5.13.1 | Costruzione della curva bilineare equivalente | 61 |
| 5.13.2 | Calcolo dello spettro in termini di spostamento | 62 |
| 5.13.3 | Determinazione della domanda in termini di spostamento..... | 62 |
| 5.13.4 | Verifiche da analisi pushover | 63 |
| 5.13.5 | Determinazione dello spettro anelastico ridotto | 63 |
| 6 | ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) DEGLI ALLINEAMENTI IN MURATURA | 64 |

| | | |
|-------------|--|-----------|
| 6.1 | Allineamento 1 | 64 |
| 6.1.1 | Analisi dei carichi..... | 66 |
| 6.1.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 66 |
| 6.1.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 67 |
| 6.2 | Allineamento 2 | 68 |
| 6.2.1 | Analisi dei carichi..... | 69 |
| 6.2.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 70 |
| 6.2.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 71 |
| 6.3 | Allineamento 3 | 71 |
| 6.3.1 | Analisi dei carichi..... | 72 |
| 6.3.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 73 |
| 6.3.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 74 |
| 6.4 | Allineamento 4 | 75 |
| 6.4.1 | Analisi dei carichi..... | 76 |
| 6.4.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 77 |
| 6.4.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 78 |
| 6.5 | Allineamento 5 | 79 |
| 6.5.1 | Analisi dei carichi..... | 79 |
| 6.5.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 80 |
| 6.5.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 81 |
| 6.6 | Allineamento 6 | 82 |
| 6.6.1 | Analisi dei carichi..... | 83 |
| 6.6.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 84 |
| 6.6.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 84 |
| 6.7 | Allineamento 7 | 85 |
| 6.7.1 | Analisi dei carichi..... | 86 |
| 6.7.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 87 |
| 6.7.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 87 |
| 6.8 | Allineamento 8 | 88 |
| 6.8.1 | Analisi dei carichi..... | 89 |
| 6.8.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 90 |
| 6.8.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 91 |
| 6.9 | Allineamento 9 | 92 |
| 6.9.1 | Analisi dei carichi..... | 93 |
| 6.9.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda..... | 94 |
| 6.9.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 94 |
| 6.10 | Allineamento 10A (all.B-C) | 95 |
| 6.10.1 | Analisi dei carichi | 96 |
| 6.10.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda. | 97 |
| 6.10.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 97 |
| 6.11 | Allineamento 10B (all. G-I) | 98 |

| | | |
|-------------|--|------------|
| 6.11.1 | Analisi dei carichi | 99 |
| 6.11.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda. | 100 |
| 6.11.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 100 |
| 6.12 | Allineamento 11-12 | 101 |
| 6.12.1 | Analisi dei carichi | 102 |
| 6.12.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 103 |
| 6.12.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 104 |
| 6.13 | Allineamento A..... | 105 |
| 6.13.1 | Analisi dei carichi | 105 |
| 6.13.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 106 |
| 6.13.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 107 |
| 6.14 | Allineamento C..... | 107 |
| 6.14.1 | Analisi dei carichi | 108 |
| 6.14.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 109 |
| 6.14.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 110 |
| 6.15 | Allineamento D | 111 |
| 6.15.1 | Analisi dei carichi | 111 |
| 6.15.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 112 |
| 6.15.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 113 |
| 6.16 | Allineamento E | 113 |
| 6.16.1 | Analisi dei carichi | 114 |
| 6.16.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 115 |
| 6.16.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 116 |
| 6.17 | Allineamento F | 117 |
| 6.17.1 | Analisi dei carichi | 117 |
| 6.17.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda. | 118 |
| 6.17.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 119 |
| 6.18 | Allineamento G | 120 |
| 6.18.1 | Analisi dei carichi | 120 |
| 6.18.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda. | 121 |
| 6.18.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 122 |
| 6.19 | Allineamento H | 123 |
| 6.19.1 | Analisi dei carichi | 123 |
| 6.19.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda. | 124 |
| 6.19.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 124 |
| 6.20 | Allineamento I..... | 125 |
| 6.20.1 | Analisi dei carichi | 126 |
| 6.20.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 127 |
| 6.20.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 128 |
| 6.21 | Allineamento J..... | 129 |
| 6.21.1 | Analisi dei carichi | 129 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 6.21.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 130 |
| 6.21.3 | Situazione elementi al punto di rottura..... | 131 |
| 7 | AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA IN CORRISPONDENZA DEL PUNTO DI ROTTURA | 133 |
| 8 | VERIFICA DELLE PARETI PER AZIONI ORTOGONALI AL PIANO | 136 |
| 9 | VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEI TRALICCI ALLA STRUTTURA ESISTENTE..... | 139 |
| 9.1 | Verifica del collegamento al cordolo in c.a. | 139 |
| 9.2 | Verifica del cordolo in c.a. | 140 |
| 10 | VERIFICA DELLE FONDAZIONI E DELLE UNIONI RELATIVE | 142 |
| 10.1 | Verifica di capacità portante del micropalo | 142 |
| 10.2 | Verifica dei micropali di fondazione per azioni orizzontali | 143 |
| 10.3 | Verifica dell'ancoraggio del micropalo al plinto di fondazione | 144 |
| 10.4 | Verifica a punzonamento del plinto di fondazione | 144 |
| 10.5 | Verifica dell'armatura del plinto di fondazione | 145 |
| 10.6 | Verifica dell'ancoraggio delle colonne al plinto di fondazione | 146 |
| 10.6.1 | Ancoraggio tramite tirafondi per lo sforzo normale..... | 146 |
| 10.6.2 | Ancoraggio tramite spezzone HE 200 A a taglio | 146 |
| 11 | VERIFICA DELLE PARETI A CARICO VERTICALE..... | 148 |
| 11.1 | Allineamento 1 | 149 |
| 11.2 | Allineamento 2 | 150 |
| 11.3 | Allineamento 3 | 150 |
| 11.4 | Allineamento 4 | 150 |
| 11.5 | Allineamento 5 | 151 |
| 11.6 | Allineamento 6 | 151 |
| 11.7 | Allineamento 7 | 151 |
| 11.8 | Allineamento 8 | 152 |
| 11.9 | Allineamento 9 | 152 |
| 11.10 | Allineamento 10 | 153 |
| 11.11 | Allineamento 11-12 | 153 |
| 11.12 | Allineamento C | 154 |
| 11.13 | Allineamento D | 155 |
| 11.14 | Allineamento E | 156 |
| 11.15 | Allineamento F | 157 |
| 11.16 | Allineamento G | 158 |
| 11.17 | Allineamento H | 158 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 11.18 | Allineamento I..... | 159 |
| 11.19 | Allineamento J..... | 160 |
| 11.20 | Verifica collegamento tra profilo verticale e muratura..... | 161 |
| 12 | VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE RESISTENTI DEL BLOCCO PALESTRA NELLO STATO DI PROGETTO..... | 162 |
| 12.1 | Masse modali | 163 |
| 12.2 | Analisi dei carichi verticali..... | 164 |
| 12.2.1 | Solaio copertura palestra..... | 164 |
| 12.2.2 | Solaio copertura spogliatoi | 165 |
| 12.3 | Azione sismica (E) | 165 |
| 12.4 | Combinazioni di carico..... | 166 |
| 12.5 | Individuazione dei maschi murari..... | 167 |
| 12.6 | Verifica a taglio dei maschi murari | 168 |
| 12.7 | Verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari | 170 |
| 12.8 | Verifica delle fasce di piano..... | 172 |
| 12.9 | Verifica a pressoflessione ortogonale al piano dei maschi murari..... | 173 |
| 12.10 | Verifica a pressoflessione degli elementi in c.a. della palestra..... | 176 |
| 12.10.1 | Pilastri..... | 176 |
| 12.10.2 | Travi..... | 177 |
| 12.11 | Verifica a taglio degli elementi in c.a. della palestra..... | 177 |
| 12.12 | Verifica degli elementi metallici di rinforzo..... | 178 |
| 13 | INTERVENTO ANTI-SFONDELLAMENTO DEL SOLAIO DI PIANO PRIMO..... | 180 |
| 13.1 | Verifica delle guide metalliche di appensione | 180 |
| 13.2 | Verifica dei travetti in legno lamellare..... | 180 |
| 13.3 | Verifica dei profili IPE 240 | 181 |
| 14 | INTERVENTO DI RINFORZO DEL SOLAIO DI COPERTURA..... | 182 |
| 14.1 | Carichi applicati | 182 |
| 14.2 | Verifica dei pannelli in legno | 182 |
| 14.3 | Verifica dei travetti in legno lamellare..... | 182 |
| 14.4 | Verifica dei profili IPE 300 | 183 |
| 14.5 | Verifica dei profili IPE 270 | 183 |

1 RELAZIONE GENERALE

La scuola in esame costituisce un unico complesso scolastico insieme alla vicina scuola Succursale. Ad oggi la scuola centrale risulta costituita dal fabbricato aule e dal fabbricato palestra-spogliatoi mentre nella succursale sono presente unicamente aule. Dal punto di vista delle volumetrie e delle consistenze urbanistiche, si realizzerà un giunto fra il corpo aule ed il fabbricato palestra-spogliatoi della centrale, definendo quindi il complesso scolastico, ad oggi costituito da due fabbricati indipendenti, attraverso tre fabbricati indipendenti.

La Scuola, realizzata agli inizi degli anni 60', si presenta in buone condizioni di manutenzione, per cui l'intervento in esame è principalmente rivolto a far acquisire al fabbricato, sufficienti requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità nel fronteggiare le azioni sismiche previste da normativa, e non a "ripristinare" caratteristiche perdute e/o degradate nel tempo; l'intervento quindi può definirsi di "**rinforzo**" più che di "**recupero**".

Le caratteristiche costruttive dell'esistente sono riportate nel capitolo 2 mentre nel capitolo 3 e 4 sono riportate rispettivamente l'analisi dei carichi e le caratteristiche dei materiali assunte ai fini delle analisi.



La scuola media centrale nello stato di fatto

Nello specifico, gli interventi in progetto che realizzeranno tale adeguamento sismico, risultano:

• **1) INTERVENTO DI RINFORZO DELLE PARETI MURARIE ESTERNE**

L'edificio in esame, presenta normali carenze di rigidezza, resistenza e duttilità per il periodo in cui è stato realizzati, come ampiamente descritto all'interno del capitolo 2.

Per tale motivo, è necessario il rinforzo delle pareti poste sui vari allineamenti.

Ai fini degli interventi di progetto, poiché, per quanto ritrovato, il solaio dell'edificio in esame, non può essere ritenuto "infinitamente rigido", è stato considerato di tipo flessibile, pertanto ciascun allineamento funziona strutturalmente come isolato dai rimanenti, ed essendo la costruzione dotata di "buona scatolarità" fra le pareti, questa ipotesi è certamente la più sfavorevole ai fini delle verifiche delle pareti murarie.

Per i rinforzi, bisogna distinguere fra gli allineamenti interni e quelli esterni:

- gli allineamenti interni, in virtù della loro geometria e consistenza, hanno caratteristiche di resistenza sufficiente agli scopi di progetto
- gli allineamenti esterni, essendo ampiamente finestrati, risultano invece carenti. Su questi ultimi, il rinforzo viene realizzato attraverso la realizzazione di telai in acciaio con dissipatori isteretici, previsti al loro interno in alcuni punti (**intervento 1**). Tali telai "affiancano" in parallelo gli allineamenti esistenti, di fatto consentendo all'unione dei due di avere caratteristiche sufficienti agli scopi di progetto.

• **2) INTERVENTO DI REALIZZAZIONE CORDOLATURE METALLICHE IN CORRISPONDENZA DEI SOLAI DI PIANO**

In corrispondenza degli allineamenti esterni oggetto di rinforzo, si prevede di inserire sulle murature "cordolature" metalliche alle quote dei due solai, cioè in corrispondenza del punto di fissaggio dei tralicci metallici alla struttura esistente. Gli elementi così inseriti svolgono quindi una duplice funzione: da un lato contribuiscono alla resistenza del cordolo per le azioni orizzontali ortogonali alla parete trasmesse dai rinforzi (per tale funzionamento si rimanda al capitolo relativo all'analisi sismica), dall'altra costituiscono un ritegno orizzontale in testa alle specchiature murarie impedendone il ribaltamento.

• **3) RIFACIMENTO PARETI NON PORTANTI IN BLOCCHI POROTON**

L'intervento consiste nella demolizione di alcune porzioni di pareti interne alla scuola, realizzate con blocchi forati, che saranno sostituite da muratura portante in blocchi Poroton, ben ammortati con le restanti pareti portanti.

• **4) INTERVENTO DI PLAFONATURA ALL'INTRADOSSO DEL SOLAIO DI PIANO PRIMO**

La Scuola Centrale, presenta il solaio di piano primo realizzato con travetti in laterizio armato e pignatte; tali solai hanno sufficiente resistenza, per quanto riguarda i carichi verticali, ma essendo stati realizzati ormai da più di cinquanta anni, possono risultare sottoposti al ben noto fenomeno dello “sfondellamento”, per tale motivo si è previsto la loro plafonatura all'intradosso, con un sistema leggero, costituito da lastre in cartongesso e profili metallici fissati allo stesso solaio. Per evitare che, a seguito dello sfondellamento, i profili metallici possano comunque “allentarsi” con possibilità di caduta di elementi in laterizio, si prevede di irrigidirli attraverso un 'orditura costituita da travetti in legno e travi metalliche di sezione opportuna.

Le travi metalliche svolgono poi anche un'altra funzione, ovvero quella di collegare gli allineamenti murari esterni a quelli interni, fungendo quindi da “catene”, ed evitando tale funzione ai solai, visto che per l'epoca in cui sono stati realizzati gli edifici, non sono presenti telai in c.a. nelle due direzioni dello spazio.

L'intervento a fronte di un modesto incremento del carico verticale sulle strutture, non altera la rigidezza di piano, perché i pannelli non risultano fissati alle murature di bordo con elementi capaci di trasferire le azioni che si genererebbero da un comportamento d'insieme a “diaframma rigido”, ma soltanto per il trasferimento del carico verticale.

La funzione di tale pannellatura è quindi soltanto quella di prevenire e trattenere la caduta di elementi del solaio.

• **5) INTERVENTO DI PLAFONATURA ALL'INTRADOSSO DEL SOLAIO DI SOTTOTETTO**

Il solaio posto al piano secondo (sottotetto) della Scuola Centrale è realizzato con travetti in laterizio armato e tavelle in laterizio di collegamento, come ampiamente indicato nel capitolo 2. Tale tecnologia costruttiva, per l'infragilirsi degli elementi strutturali dovuto al tempo, ed al modesto appoggio delle tavelle sui travetti, presenta sotto scuotimento sismico l'inconveniente di poter dar luogo a cadute locali di pezzi ed elementi; per tale motivo tutto il solaio sarà “plafonato” all'intradosso con pannelli in legno, irrigiditi da un'orditura realizzata con travetti in legno e travi metalliche.

Le travi metalliche svolgono poi anche un'altra funzione, ovvero quella di collegare gli allineamenti murari esterni a quelli interni, fungendo quindi da “catene”, ed evitando tale funzione ai solai, visto che per l'epoca in cui sono stati realizzati gli edifici, non sono presenti telai in c.a. nelle due direzioni dello spazio.

L'intervento a fronte di un modesto incremento del carico verticale sulle strutture, non altera la rigidezza di piano, perché i pannelli non risultano fissati alle murature di bordo con elementi capaci di trasferire le azioni che si genererebbero da un comportamento d'insieme a “diaframma rigido”, ma soltanto per il trasferimento del carico verticale.

La funzione di tale pannellatura è quindi soltanto quella di rinforzare il solaio soprastante.

L'appoggio dei pannelli alle estremità, avviene su angolari in acciaio, opportunamente fissati alle murature e posti lungo il perimetro delle stanze; tali angolari oltre alla funzione di appoggio dei pannelli, contribuiscono ovviamente anche ad aumentare la consistenza dei cordoli in c.a. realizzati all'epoca sulle murature.

- **6) INTERVENTO DI RINFORZO LOCALIZZATO SU ELEMENTI IN C.A. CON MATERIALI COMPOSITI .**

All'interno dell'edificio in esame, esistono alcuni elementi isolati in c.a., come pilastri strutture portanti delle scale, etc

Per l'intervento in progetto, tali elementi funzionano praticamente soltanto per carichi verticali; d'altra parte per l'epoca in cui sono stati realizzati, i dettagli delle armature metalliche gli attribuiscono scarse caratteristiche di duttilità; con l'intervento in esame, si intende principalmente migliorare la duttilità di tali elementi, ottenendo nel contempo anche un incremento di rigidezza e resistenza, sebbene, per quanto evidenziato, non necessario al fine di sopportare i soli carichi verticali.

- **7) COLLEGAMENTO PILASTRI IN C.A.-MURATURA .**

Le pareti murarie sono realizzate dal punto di vista strutturale in vari modi: alcune interamente di laterizio, altre in laterizio con grossi architravi in c.a., altre ancora attraverso la composizione di pareti in laterizio e pilastri in c.a..

In riferimento a quest'ultimo caso, ai fini dell'intervento di rinforzo gli elementi in c.a. sono resi solidali e collaboranti con le pareti in laterizio, attraverso cuciture armate in modo che i primi risultino parte delle pareti e non funzionino indipendentemente da loro.

Questo intervento, comporta quindi che dove realizzato, non si possa parlare di struttura in c.a., ma di struttura in muratura che tuttalpiù in alcune zone risulta "armata" o potenziata dalla presenza di elementi di c.a. collaboranti.

- **8) COLLEGAMENTO DELLE MURATURE NEGLI ANGOLI .**

Questo intervento è relativo al collegamento, sempre effettuato con cuciture armate, delle murature in corrispondenza degli angoli o in corrispondenza degli incroci a "T". Il collegamento è effettuato con cuciture armate, ovvero con barre in acciaio e resina epossidica, ed il suo obiettivo è evidentemente quello di rendere "scatolare" la struttura in muratura con tutti i ben noti effetti di miglioramento del fabbricato che ne conseguono.

- **9) INTERVENTO SULLE MURATURE NEI TIMPANI PER EVITARNE IL RIBALTAMENTO VERSO L'ESTERNO NELLA SCUOLA CENTRALE**

Si tratta di un intervento che a fronte della rimozione dell'intonaco esistente, prevede la realizzazione di un betoncino leggero con rete in materiale composito e matrice appositata sui timpani a "triangolo" di alcune pareti della Scuola Principale, che ulteriormente saranno trattenute da catene in acciaio, ma che riteniamo in questo modo molto più sicure, nei confronti dell'evento indicato, anche in relazione al fatto che in testa alla muratura esiste un cordolo di modeste dimensioni ed il solaio di copertura è ordito parallelamente alle medesime.

- **10) CREAZIONE DI GIUNTO SISMICO**

Si tratta della realizzazione del giunto fra la zona della palestra ed i relativi servizi-spogliatoi ed il corpo delle aule, all'interno della Scuola Media Principale.

- **11) INTERVENTO DI COPERTURA BLOCCO PALESTRA**

Si tratta della realizzazione di un piano rigido in copertura, attraverso controventi metallici disposti all'intradosso del solaio di copertura, che per sua natura non può essere considerato di tipo rigido, mentre l'attributo di solaio infinitamente rigido, serve per il comportamento sismico del fabbricato, che si esplica in direzione trasversale essenzialmente attraverso i telai in c.a.; in direzione longitudinale attraverso la compartecipazione di telai in c.a. e murature portanti.

- **11') INTERVENTO DI COPERTURA ZONA AD UN PIANO AFFIANCATA ALLA PALESTRA**

La copertura della porzione di edificio a un piano affiancata alla palestra viene consolidata mediante la realizzazione di una soletta in c.a. con cls alleggerito che, a fronte di un modesto incremento dei carichi verticali, conferisce una maggiore scatolarità al fabbricato.

- **12), 13) RINFORZO DEI TELAI INTERNI E DI ESTREMITA' DELLA PALESTRA**

Si tratta del rinforzo per incrementare rigidezza, resistenza e duttilità dei telai intermedi e di estremità della palestra.

Tali telai, sono realizzati con strutture in c.a. di vecchia concezione, pertanto con nodi scarsamente duttili e non sufficientemente resistenti per gli scopi di progetto. I telai interni vengono rinforzati mediante la messa in opera di materiali compositi mentre i telai di estremità, interamente tamponati, vengono rinforzati mediante il collegamento dei pilastri alle murature, la creazione di un'intelaiatura metallica sul lato intero delle pareti e la realizzazione di un betoncino armato sul lato esterno delle stesse.

- **14) RINFORZO DEI TAMPONAMENTO LATERALI DELLA PALESTRA**

Le pareti di tamponamento laterale della palestra vengono consolidate mediante la messa in opera di profili metallici anti-ribaltamento.

Vengono inoltre realizzati due controventi di parete mediante l'inserimento di elementi diagonali, al fine di incrementare la capacità di assorbire azioni sismiche da parte del fabbricato.

- 15) **COLLEGAMENTO CORTINA INTERNA-ESTERNA DELLE MURATURE SUL FRONTE PRINCIPALE DELLA SCUOLA PRINCIPALE.**

Si tratta del collegamento fra lo strato esterno e quello interno della parete, che sono diversi ed in particolare quello esterno da mattoni di basso spessore a faccia vista, quello interno da una muratura di mattoni e malta di tipo tradizionale. Non avendo certezza sui collegamenti realizzati all'epoca, fra i due strati ed in particolare, sul numero e disposizione di questi ultimi, si potenziano al fine di poter contare su una parete monolitica in mattoni e malta di spessore 24cm.

- 16) **AMPLIAMENTO DEL CORDOLO SOPRAFINESTRA**

In corrispondenza di alcuni fissaggi dei tralicci esterni alle murature è necessario ampliare il cordolo soprafinestra, in modo da incrementare la superficie di fissaggio.

2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE

Nel presente capitolo vengono illustrate le caratteristiche strutturali dell'edificio in oggetto analizzandone lo stato attuale dell'opera.

2.1 Evoluzione storica e documentazione originale reperita

L'evoluzione storica dell'opera in esame, così come ricostruita dai documenti in possesso dello scrivente, è riepilogata a seguire.

Lavori di realizzazione: I lotto 1962-1964
II lotto: 1964 (solo opere di sistemazione)

Progettista: Ing. Ennio Gori (II lotto)

Direttore dei lavori: Ing. Ennio Gori

Impresa costruttrice: Aldo Guerri (Firenze)

Progetto e calcoli strutturali: mancanti. Presentazione di calcoli e disegni relativi alle strutture in conglomerato a carico dell'impresa costruttrice, con obbligo di presentazione al direttore dei lavori.

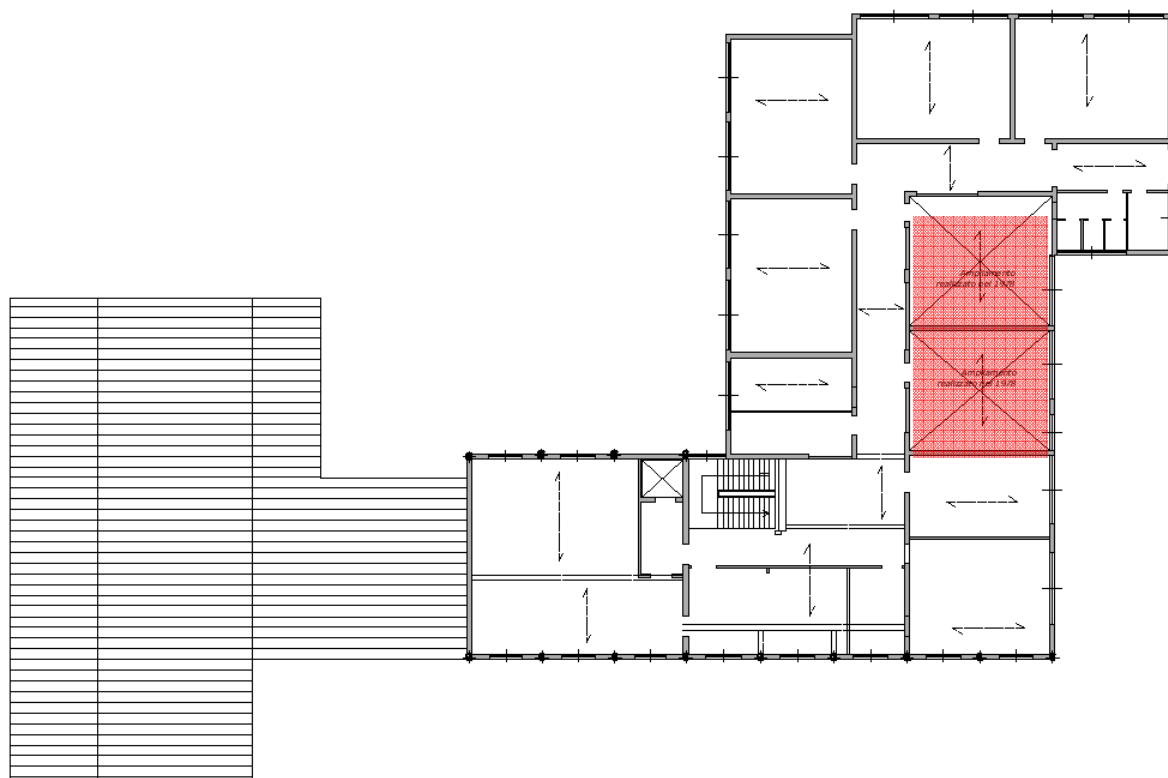
Certificato di collaudo: Assente, a firma dell'Ingegnere Carlo Varrocchi.

Dai documenti in nostro possesso risulta che per poter collaudare le opere vennero richiesti alcuni lavori integrativi. In particolare, gli unici attinenti con le strutture, riguardarono la richiesta da parte del collaudatore di eliminare le infiltrazioni d'acqua dal tetto della palestra, dove questo si innesta con i portali di estremità, ed in particolare in corrispondenza del 3° e 4° portale da sinistra.

Dai documenti, emergono difficoltà di poter eseguire i lavori richiesti per la permanenza degli alunni. Vi è una richiesta dell'Impresa in data 27/5/1968 per prorogare i lavori di ripristino. Il collaudo venne approvato infine il 22/03/1969 con delibera comunale.

Nel 1978 il Comune di Quarrata, su proprio progetto ha provveduto ad un ampliamento della scuola, realizzando altre quattro aule. I lavori sono stati realizzati dall'Impresa Chiti Giancarlo di Quarrata, iniziati il 1/9/1978 e terminati il 13/4/1979. Di tali lavori manca denuncia al Genio Civile, non sono presenti grafici e calcoli strutturali, e neppure una relazione finale sui lavori ed il collaudo.

Nello schema seguente sono evidenziate le nuove aule (piano terra e piano primo).



Il Comune di Quarrata, ha incaricato nel 1988 l'Ing. Alessandro Venturi di redigere una relazione sullo stato di sicurezza della scuola. La relazione datata 10/06/1988 si conclude affermando l'idoneità statica della medesima, e salvo modeste indicazioni con implicazioni di tipo non strutturale, consiglia di prendere in considerazione l'ipotesi di un futuro adeguamento sismico della scuola, viste le caratteristiche, ed il periodo di costruzione.

Il 24/01/1995, il Comune di Quarrata ha incaricato l'Ing. Alessandro Venturi, di eseguire idonea prova di carico, nell'aula d'angolo posta a sud-est del piano primo, a seguito di lesione verificatasi su muro insistente sul solaio di tale aula. La prova di carico viene dichiarata positiva, e la lesione lato muro viene attribuita al fatto che il solaio in corrispondenza di tale muro, era stato ultimato, semplicemente con due tavelline ed interposta camera d'aria, anziché con una pignatta.

Si sottolinea infine che lo scrivente aveva già redatto una relazione di vulnerabilità sismica dell'edificio ai sensi della precedente normativa sismica (D.M. 16/01/1996).

Descrizione dell'edificio

Si riporta di seguito la descrizione delle caratteristiche principali dell'edificio, così come dedotte dagli elaborati progettuali disponibili nonché da saggi in opera, per la descrizione dei quali si rimanda ai paragrafi successivi.

L'edificio in esame presenta forma in pianta irregolare, inscrivibile in un rettangolo di dimensioni massime 68 x 45 m ed è costituito da due piani fuori terra più un sottotetto accessibile per sola manutenzione, ad eccezione della zona adibita a palestra e relativi locali (spogliatoi, etc) che sono costituite da un solo piano fuori terra.

La porzione ad un piano fuori terra è indipendente da quella a due piani fuori terra, in particolare i due fabbricati risulterebbero tra loro giuntati ma le dimensioni del giunto sono nulle e pertanto questo risulta completamente inefficace.

La struttura portante è di tipo "misto" muratura-calcestruzzo armato.

L'edificio principale presenta telai in c.a. in corrispondenza della facciata principale ed in corrispondenza di porzione della facciata retrostante, mentre sugli altri lati di perimetro è realizzato attraverso travi di bordo in c.a., impostate su murature di mattoni pieni. All'interno la struttura portante verticale dell'edificio è realizzata con murature di mattoni pieni, dello spessore di 30cm comprensivi degli intonaci.

In alcuni punti è presente una muratura di rivestimento in mattoncini in faccia vista.

L'edificio della palestra è invece realizzato con portali in c.a. orditi parallelamente in un'unica direzione, con tamponamenti realizzati in murature di mattoni pieni a tutt'altezza, ovvero ad altezza minore a seconda della presenza o meno delle finestrate.

In corrispondenza dei solai di piano terra, di piano primo e di copertura sono presenti cordoli in c.a. di altezza pari allo spessore dei solai e larghezza pari a quella della muratura sottostante incrementata di 10 cm verso l'interno del vano, armati con 4 barre diam. 12 mm e staffe diam. 6 mm/30 cm. Le barre dei cordoli sono state verificate tramite saggi in opera.

I solai di piano dell'edificio sono realizzati con travetti in laterizio armato e soprastante soletta in conglomerato cementizio non armata. Da saggi effettuati sui solai, emerge che lo spessore del solaio è costituito da una parte in laterizio-armato dello spessore di circa 22cm, e da una soletta in conglomerato non armato dello spessore di 5-6cm, per uno spessore complessivo pari a circa 28 cm.

I solai di piano risultano essere dimensionati per un sovraccarico utile di 350 kg/mq oltre il peso proprio, della pavimentazione, dell'intonaco e dei tramezzi. E' stata comunque effettuata una prova di carico a 300 kg/mq, come riportato nei paragrafi a seguire.

Le armature dei travetti risultano essere sufficientemente ammorsate nei cordoli in c.a., sia in base a quanto contenuto nei capitolati (*"i ferri tanto dei travetti quanto quelli delle nervature dovranno sporgere in modo da arrivare a non meno di 5 cm dal filo esterno del muro di appoggio"*) che dai saggi effettuati.

I solai di sottotetto nella zona della zona longitudinale anteriore sono realizzati con tavelline intonacate e travetti in laterizio riempiti di malta cementizia di sostegno. Tali travetti funzionano da catena per eliminare la spinta del soprastante solaio di copertura a capanna, realizzato con travetti in laterizio armato e pignatte, senza la presenza di una soletta superiore in c.a.. Il solaio di sottotetto è appeso a quello di copertura mediante pendini metallici.



Nelle rimanenti aule il solaio di sottotetto e quello di copertura sono realizzati con travetti in laterizio armato e tavelloni.



Il solaio di copertura della palestra, realizzato con travetti in laterizio armato e pignatte,.

Le scale sono realizzate in c.a., in particolare la seconda rampa è realizzata con "intradosso" a greca, a seguire l'andamento degli scalini.

L'edificio della palestra è realizzato con portali in c.a. orditi parallelamente in un'unica direzione e solaio di copertura in travetti di laterizio armato e pignatte senza la presenza

di una soletta superiore. I tamponamenti sono realizzati con murature di mattoni pieni a tutt'altezza, ovvero ad altezza minore a seconda della presenza o meno delle finestrate.

Come già detto, il blocco delle aule e quello della palestra risulterebbero tra loro giuntati sismicamente ma in corrispondenza del giunto risultano giustapposti (dimensione del giunto nulla), rendendoli di fatto non indipendenti l'uno dall'altro con possibilità di martellamento.

2.2 Individuazione e controllo degli elementi strutturali e dei dettagli costruttivi

A completamento della conoscenza dell'edificio, nel corso del rilievo sono stati effettuati alcuni saggi e prove di laboratorio per comprendere il tipo di materiale utilizzato ed i particolari costruttivi caratterizzanti gli elementi strutturali.

Si riassumono i saggi e le indagini di laboratorio effettuati:

| SAGGI EFFETTUATI | |
|------------------|---|
| Saggio 1 | Prelievo per prove di laboratorio 1 spezzone di barra da pilastro in c.a. diam. 22 mm 1 spezzone di barra trave in c.a. diam. 22 mm |
| Saggio 2 | Saggio su cantonale per ammorsamento pareti muratura |
| Saggio 3 | Saggio su ammorsamento travetti del solaio nelle murature d'ambito (barra diam. 12 mm) |
| Saggio 4 | Rimozione copriferro su trave in c.a. Rilevate barre longitudinali 1 Φ 16 e staffe diam.6 mm/10cm |
| Saggio 5 | Rimozione intonaco su muratura in poroton |
| Saggio 6 | Rimozione copriferro su pilastro in c.a. Rilevate barre longitudinali diam. 16 mm e staffe diam.6 mm/20 cm |
| Saggio 7 | Rimozione copriferro su mensola in c.a. Rilevate barre longitudinali inferiori diam. 16 mm e staffe diam.6 mm/15 cm |
| Saggio 8 | Rimozione copriferro su soletta in c.a. Rilevate barre inferiori diam. 10 mm/20 cm |
| Saggio 9 | Rimozione intonaco su muratura in mattoni pieni ampliamento 1978 piano terra |
| Saggio 10 | Rimozione intonaco su muratura interna in mattoni pieni struttura originale |
| Saggio 11 | Rimozione intonaco su muratura esterna in mattoni pieni struttura originale |
| Saggio 12 | Saggio su soletta del solaio di piano primo |

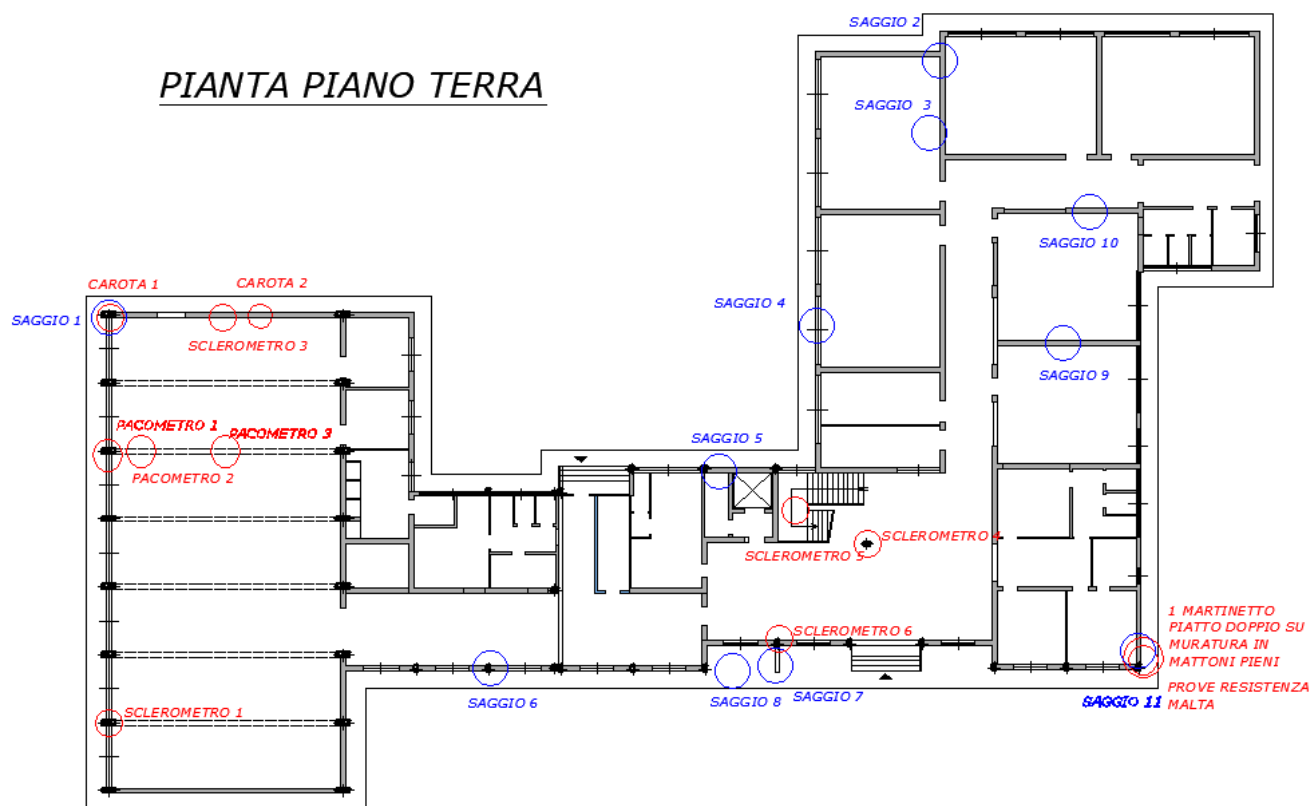
| | |
|-----------|---|
| Saggio 13 | Rimozione intonaco su muratura interna in forati ampliamento 1978 piano primo |
| Saggio 14 | Rimozione copriferro su cordolo in c.a. Rilevate barre longitudinali $\Phi 12$ e staffe diam.6 mm/30cm |

| PROVE DI LABORATORIO EFFETTUATE | |
|--|---|
| Sclerometro 1 | Pilastro in c.a. palestra |
| Sclerometro 2 | Pilastro in c.a. piano primo |
| Sclerometro 3 | Trave in c.a. palestra |
| Sclerometro 4 | Pilastro in c.a. centrale atrio piano terra |
| Sclerometro 5 | Soletta scale |
| Sclerometro 6 | Pilastro in c.a. di bordo atrio piano terra |
| Pacometro 1 | Pilastro in c.a. palestra |
| Pacometro 2 | Trave in c.a. palestra appoggio |
| Pacometro 3 | Trave in c.a. palestra mezzera |
| Prova di laboratorio su n°2 spezzoni di armatura | 1 spezzone di armatura longitudinale trave palestra 1 spezzone di armatura longitudinale pilastro palestra |
| Prova su n°2 carote di cls | 1 carota estratta da un pilastro palestra 1 carota estratta da una trave palestra |
| Prova di carico | Solaio di piano primo 300 kg/mq |

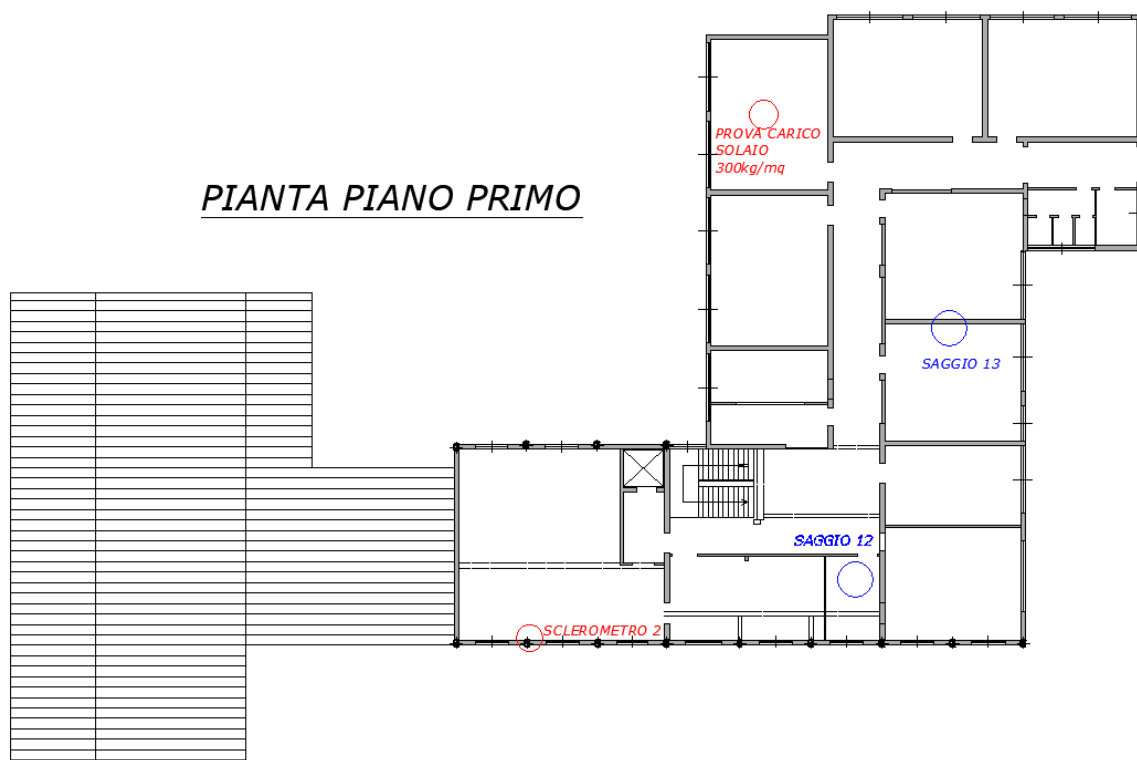
Nelle figure sottostanti si individuano le posizioni dei saggi effettuati e se ne riportano le foto.

Per quanto riguarda i risultati delle indagini di laboratorio di rimanda al relativo allegato.

PIANTA PIANO TERRA



PIANTA PIANO PRIMO





Saggio 2:
ammosamento cantonale



Saggio 3: ammorsamento barre
del solaio nelle murature d'ambito



Saggio 4
armature architrave



Saggio 5: rimozione intonaco



Saggio 6: rilievo armature pilastro



Saggio 7: rilievo armature mensola in c.a.



Saggio 8: rilievo armature soletta in c.a.



Saggio 9
rimozione intonaco



Saggio 10
rimozione intonaco



Saggio 11: rimozione intonaco



Saggio 12: saggio su soletta piano primo



Saggio 13: rimozione intonaco



Saggio 14: saggio su cordolo di piano

2.3 Riepilogo delle caratteristiche dei principali elementi strutturali

Alla luce di quanto emerso nel corso della campagna di indagini eseguita nonché di quella effettuata nell'ambito della precedente vulnerabilità, si riepilogano di seguito le caratteristiche dei principali elementi strutturali così come rilevate e conseguentemente assunte ai fini dei calcoli di verifica sviluppati nei paragrafi successivi.

| Pilastrini in c.a. palestra | |
|-----------------------------|------------------------------------|
| dimensioni | 25x100 in testa 25x60 alla base |
| armatura longitudinale | 4+4 $\Phi 22$ |
| staffe | $\Phi 6/20$ |

| Pilastrini in c.a. zona a un piano | |
|------------------------------------|-------------|
| dimensioni | 25x40 |
| armatura longitudinale | 4 $\Phi 16$ |
| staffe | $\Phi 6/20$ |

| Pilastro in c.a. centrale zona a due piani | |
|--|-------------|
| dimensioni | 25x40 |
| armatura longitudinale | 4 $\Phi 16$ |
| staffe | $\Phi 6/20$ |

| Pilastro in c.a. esterno zona a due piani | |
|---|-------------|
| dimensioni | 25x40 |
| armatura longitudinale | 4 $\Phi 16$ |
| staffe | $\Phi 6/20$ |

| Architrave in c.a. | |
|------------------------|-------------|
| dimensioni | 90x25 |
| armatura longitudinale | 2 $\Phi 14$ |

| | |
|--------|-------|
| staffe | Φ6/10 |
|--------|-------|

| Trave in c.a. copertura palestra | |
|----------------------------------|--|
| dimensioni | 25x100 appoggio 25x50 mezzeria |
| armatura longitudinale | 3Φ22 inferiori appoggio 4Φ22 inferiori mezzeria |
| staffe | Φ10 |

| Mensola piano primo | |
|------------------------|-------------------------------------|
| dimensioni | 25x80 |
| armatura longitudinale | 4Φ16 inferiori + (6+6)Φ16 superiori |
| staffe | Φ6/15 |

| Trave in c.a. porta-scala | |
|---------------------------|----------------|
| dimensioni | 40x37 |
| armatura longitudinale | 2Φ16 inferiori |
| staffe | Φ6/100 |

| Rampa scala in c.a. | |
|------------------------|------------|
| dimensioni | Sp.12 cm |
| armatura longitudinale | 1Φ14/20-25 |
| staffe | -- |

| Cordoli | |
|------------------------|--------|
| dimensioni | 30x20 |
| armatura longitudinale | 2+2Φ12 |
| staffe | Φ6/30 |

2.4 Livello di conoscenza raggiunto

Il livello raggiunto è pari a LC2, come meglio giustificato di seguito.

2.4.1 Muratura

In accordo con il par. C8A.1.A.4 – Circolare 617, nel caso di edifici in muratura il livello di conoscenza LC2 può ritenersi raggiunto nel caso di:

- verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi;
- indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

In particolare, per indagini sui materiali estese, la circolare intende prove con martinetto piatto doppio su ciascuna tipologia muraria, nonché prove di caratterizzazione della malta.

Avendo rilevato che la muratura portante è praticamente interamente realizzata in mattoni pieni e che è costituita dalla medesima tipologia sia per la struttura originaria che per l'ampliamento del 1978, le prove sono state effettuate in un unico punto e le indagini sulle murature possono ritenersi di tipo esteso come prescritto.

Si ricorda che nel caso di LC2 per edifici in muratura, in accordo con il par. C8A.1.A.4, è lecito assumere:

- resistenze: il valore medio degli intervalli riportati nella Tab. C8A.2.1 per la tipologia muraria in esame ($FC=1.2$);
- moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella.

2.4.2 Cemento armato

Analogamente, in accordo con il par. C8A.1.B.3 – Circolare 617, nel caso di edifici in c.a. il livello di conoscenza LC2 può ritenersi raggiunto nel caso di:

- geometria nota da disegni costruttivi originali con rilievo visivo
- estese verifiche in situ
- proprietà dei materiali da estese prove in situ.

In particolare, per verifiche in situ sui dettagli costruttivi di tipo esteso (disponendo di disegni costruttivi incompleti) la circolare intende che la quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi, tenendo conto delle situazioni ripetitive.

Nel caso in esame, è possibile individuare

- 3 tipologie di pilastro (pilastro palestra, pilastro atrio, pilastro zona 1 piano);
- 2 tipologie di travi ricalate (architravi+travi palestra);
- 1 tipologia di trave in spessore;
- 1 tipologia mensola

Considerando i saggi per il rilievo delle armature eseguiti è possibile affermare che il 35% degli elementi, tenendo conto delle situazioni ripetitive.

Per le verifiche estese sulle proprietà dei materiali la circolare intende 2 provini di calcestruzzo ogni 300 mq di piano dell'edificio e 2 campioni di armatura per piano dell'edificio, è consentito sostituire fino al 50% delle prove distruttive con il triplo di prove non distruttive.

Nello specifico caso in esame, trattandosi di un edificio di tipo misto c.a. – muratura, far riferimento all'intera superficie di piano per la stima del numero di prove da condurre appare fin troppo cautelativo.

Per la stima del numero di prove sui materiali è quindi ragionevole far riferimento alla superficie della palestra, interamente realizzata in c.a. (circa 420 mq): una volta stimato il numero di prove necessario, queste verranno distribuite sugli elementi in c.a. dell'intero edificio.

Avendo quindi eseguito:

- n°2 carote + n°6 sclerometri sul calcestruzzo
- n° 2 prove di trazione su spezzoni di barre di armatura

le verifiche condotte sulle proprietà dei materiali possono ritenersi di tipo esteso.

2.5 Eventuali malfunzionamenti rilevati allo stato attuale

Allo stato attuale non si rilevano malfunzionamenti o lesioni particolari.

2.6 Vulnerabilità secondarie

Non si riscontrano elementi secondari che possano collassare in fase di sisma, come elementi appesi, pensiline, camini, etccc .

Si segnala tuttavia che gli armadi e le scaffalature presenti dovranno essere opportunamente staffati al pavimento e alle pareti, essendo ad oggi privi di qualsiasi sistema di fissaggio.

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 Carichi verticali

Ai fini delle analisi i assumono agenti i seguenti carichi

3.1.1 Solaio piano primo

| | |
|--------------|-----------|
| Peso proprio | 2.5 kN/mq |
| Permanenti | 2.0 kN/mq |
| Accidentali | 3 kN/mq |

Si precisa che nel valore dei carichi permanenti è incluso anche il contributo del controsoffitto strutturale inserito in fase di progetto.

Si ha infatti:

| | |
|---------------------------------|-------------|
| - massetto sp. 5-6 cm | 0.8 kN/mq |
| - pavimentazione | 0.3 kN/mq |
| - intonaco | 0.3 kN/mq |
| - lastre di cartongesso sp.15mm | 0.15 kN/mq |
| - guide metalliche | 0.3 kN/mq |
| - travetti in legno | 0.02 kN/mq |
| - profili metallici | 0.05 kN/mq |
| - tot | ≈2.00 kN/mq |

3.1.2 Solaio copertura

| | |
|--------------|-----------|
| Peso proprio | 2.5 kN/mq |
| Permanenti | 1.0 kN/mq |
| Accidentali | 1 kN/mq |

Si precisa che nel valore dei carichi permanenti è incluso anche il contributo del controsoffitto strutturale inserito in fase di progetto e il peso del solaio di sottotetto.

Si ha infatti:

| | |
|---|-------------|
| - solaio con travetti in laterizio armato e tavelline | 0.5 kN/mq |
| - pannelli legno sp. 6 cm | 0.25 kN/mq |
| - profili metallici e travetti in legno | 0.05 kN/mq |
| - manto di copertura in ondulato | 0.2 kN/mq |
| - tot | ≈1.00 kN/mq |

Per il valore dei pesi propri dei materiali strutturali si rimanda al capitolo sui materiali.

3.2 Azione sismica (E)

Per quanto concerne la definizione dell'input sismico sono stati assunti i seguenti dati:

Vita nominale $V_N = 50$ anni;

Classe d'uso III, con coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

In conseguenza alle assunzioni dette, il periodo di riferimento V_R della struttura è **75 anni**.

La categoria di sottosuolo e la categoria topografica sono invece assunte coerentemente con quanto riportato nella Relazione Geologica allegata alla presente a firma dello Studio Associato di Geologia Applicata di Benedetti & Carmignani.

In particolare si ha:

categoria di sottosuolo: E

categoria topografica T1.

Si riportano di seguito i valori principali ed il grafico dello spettro elastico considerato ai fini delle verifiche.

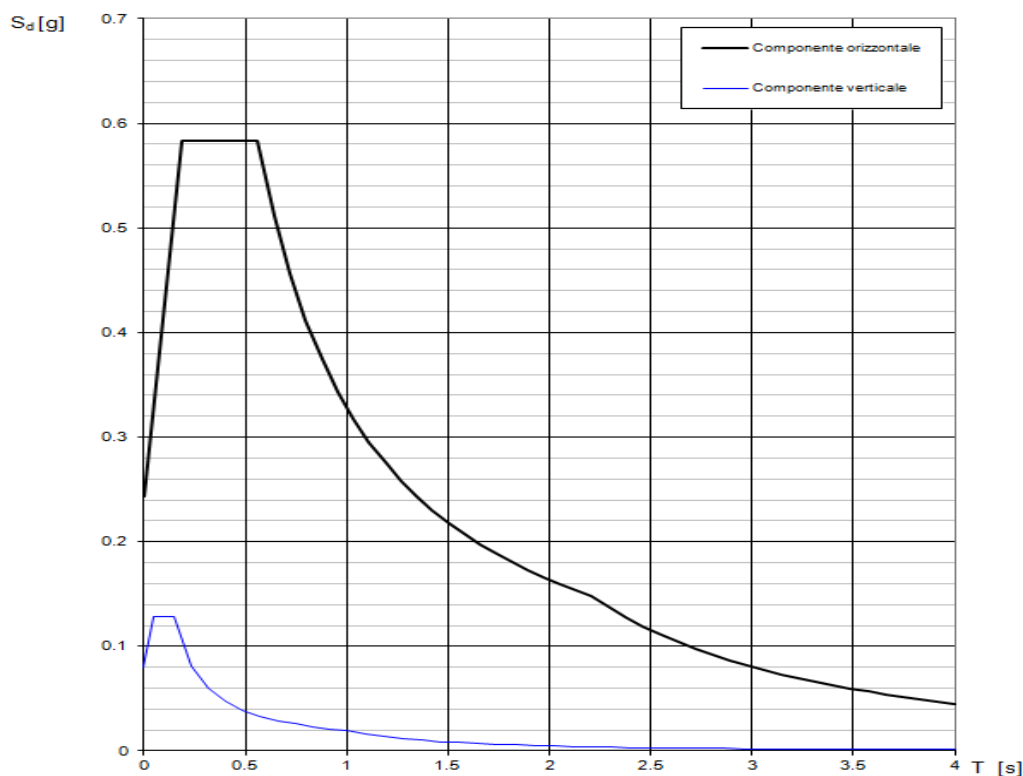
Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_n | 0.152 g |
| F_n | 2.397 |
| T_c^* | 0.303 s |
| S_s | 1.598 |
| C_c | 1.855 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1.598 |
| η | 1.000 |
| T_B | 0.187 s |
| T_C | 0.562 s |
| T_D | 2.209 s |

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



3.3 Combinazioni di carico

I carichi sopra riportati sono stati combinati seguendo le combinazioni previste dalle **NTC-18** al **§ 2.5.3**.

Per la valutazione degli stati limite ultimi strutturali è stata utilizzata la [2.5.5] (combinazione per le verifiche in condizioni sismiche).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali, secondo la seguente formulazione (**v. § 2.5.7 NTC-18**):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella **Tabella 2.5.I** delle **NTC-18**, in particolare si ha

$\psi_2 = 0.6$ piano primo

$\psi_2 = 0.0$ copertura

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Calcestruzzo della struttura esistente

In base alla documentazione in nostro possesso, alle prove e ai rilievi effettuati si è ritenuto corretto assumere un *livello di conoscenza LC* pari a **2** (FC=1.2).

Questo livello di conoscenza è stato scelto basandosi su quanto riportato al paragrafo **§C8A.1.B.3 – Circ. n. 617** “Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza”.

Per il calcestruzzo esistente, dalle due carote testate si ottengono valori molto diversi tra loro e comunque molto elevati. Si sceglie quindi, a favore di sicurezza, di assumere come valore medio delle prove di schiacciamento effettuate lo stesso valore assunto per l'adiacente scuola succursale, realizzata comunque con le medesime tecnologie adottate per l'edificio in esame e indicativamente negli stessi anni. Tale valore è peraltro confermato dai risultati delle battute sclerometriche. Pertanto si ha:

$$f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2,$$

$$FC = 1.2$$

$$\gamma = 1.5$$

$$f_{cd} = f_{cm} / (\gamma \times FC) = 18.3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi fragili}$$

$$f_{cd} = f_{cm} / (FC) = 27.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi duttili}$$

Il modulo di rigidezza elastico ottenuto del c.a. è $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$.

4.2 Barre di armatura della struttura esistente

In base alla documentazione in nostro possesso, alle prove e ai rilievi effettuati si è ritenuto corretto assumere un *livello di conoscenza LC* pari a **2** (FC=1.2).

Questo livello di conoscenza è stato scelto basandosi su quanto riportato al paragrafo **§C8A.1.B.3 – Circ. n. 617** “Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza”.

Per le barre di armatura del c.a. esistente si assume una classe di resistenza FeB32k ed un livello di conoscenza LC2, pertanto si ha:

$$f_{ym} = 330 \text{ N/mm}^2$$

$$FC = 1.2$$

$$\gamma = 1.15$$

$$f_{yd} = f_{ym} / (\gamma \times FC) = 239 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi fragili}$$

$$f_{yd} = f_{ym} / (FC) = 275 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi duttili}$$

4.3 Murature

I materiali utilizzati sono riportati nelle tabelle a seguire.

Anche in questo caso si assume un livello di conoscenza LC2. I valori assunti sono quelli di tabella C8A.2.1- Circ. 617 del 02/02/2009 (valori medi).

Sono state effettuate inoltre le seguenti assunzioni:

- è stato applicato il coefficiente migliorativo legato alla presenza di malta con buone caratteristiche meccaniche, così come rilevato dalle prove di laboratorio effettuate (si vedano le prove di resistenza sulla malta effettuate ed il valore del modulo elastico risultante dal martinetto piatto);
- per la parete di primo piano realizzata allo stato attuale in blocchi forati si assumono i valori dimezzati delle caratteristiche meccaniche fornite dalla tabella C8A.2.1 per i mattoni semipieni, per tener conto della maggiore percentuale di foratura. Ciò è stato effettuato in analogia con le proporzioni presenti tra le caratteristiche fornite nella stessa tabella per blocchi in calcestruzzo con percentuale di foratura < 45% e tra 45 e 65%. Si applica un livello di conoscenza LC1;
- nello stato di progetto la parete di cui al punto precedente viene demolita e ricostruita in blocchi Poroton. Trattandosi di un nuovo materiale non si applica il fattore di confidenza. Si considera $f_{bk} = 8 \text{ N/mm}^2$ e malta M5

| Materiale 1 - Mattoni pieni esistenti con malta buona (LC2) | |
|---|---|
| Peso specifico | $W = 18 \text{ kN/m}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica | $f_{mk} = 3.2 \cdot 1.5 = 4.8 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio caratteristica | $T_{ok} = 0.076 \cdot 1.5 = 0.114 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico fessurato | $E_{fess} = 1500 \cdot 1.5/2 = 1125 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di taglio fessurato | $G_{fess} = 500 \cdot 1.5/2 = 375 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_{md} = 2.0 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio di calcolo | $T_{od} = 0.0475 \text{ N/mm}^2$ |

| Materiale 2 – Muratura in mattoni forati (LC1) | |
|--|---|
| Peso specifico | $W = 12 \text{ kN/m}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica | $f_{mk} = 2 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio caratteristica | $T_{ok} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico fessurato | $E_{fess} = 2250/2 = 1125 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di taglio fessurato | $G_{fess} = 675/2 = 337.5 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_{md} = 0.74 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio di calcolo | $T_{od} = 0.055 \text{ N/mm}^2$ |

| Materiale 3 – Muratura di nuova realizzazione in blocchi Poroton | |
|--|---|
| Peso specifico | $W = 12 \text{ kN/m}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica | $f_k = 4.1 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio caratteristica | $f_{vk0} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico fessurato | $E_{fess} = 4100/2 = 2050 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di taglio fessurato | $G_{fess} = 1640/2 = 820 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_d = 2.05 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio di calcolo | $T_{od} = 0.1 \text{ N/mm}^2$ |

4.4 Acciaio da carpenteria metallica per le nuove strutture

Le caratteristiche meccaniche degli acciai da carpenteria metallica impiegati per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al **§4.2.1.1** delle **NTC-18**. Inoltre la presenza di giunzioni saldate richiede che gli acciai abbiano una composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui al §4.2.1.3.

In particolare “Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), [...] recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1” (**NTC-18**). In particolare per i profili in acciaio laminati e il piastrame si prescrive un acciaio S355 conforme alla UNI EN 10025-2. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e rottura f_{tk} adottate in progetto.

| Tipo | Rif. Normativo | t<40 mm | t<40 mm | 40mm<t<80mm | 40mm<t<80mm |
|------|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | $f_{y\ nom}$ | $f_{t\ nom}$ | $f_{y\ nom}$ | $f_{t\ nom}$ |
| S355 | UNI EN 10025-2 | 355 N/mm ² | 510 N/mm ² | 335 N/mm ² | 470 N/mm ² |

4.4.1 Zincatura dell'acciaio da carpenteria

L'acciaio da carpenteria dei tralicci dovrà essere di tipo zincato.

La zincatura dovrà essere eseguita in conformità con quanto prescritto dalla UNI EN ISO 14713-1:2017, in riferimento alla classe di corrosività e alla durabilità richieste per la struttura in esame.

La scelta del sistema di protezione da utilizzare dovrà quindi essere effettuata fra i sistemi che offrono la durabilità richiesta per l'ambiente in cui si colloca il manufatto.

4.5 Calcestruzzo per la realizzazione dei plinti di fondazione delle nuove strutture

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegato per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al **§4.1.2.1** delle **NTC-18**.

In particolare per i plinti si prescrive un calcestruzzo C25/30 conforme alla UNI EN 206 e UNI11104. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | R_{ck} | f_{ck} | f_{cd} | f_{ctd} | E |
|--------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| - | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² |
| C25/30 | 30 | 24.9 | 14.11 | 1.19 | 31447 |

4.5.1 Classe di esposizione per i calcestruzzi dei plinti di fondazione

Secondo quanto indicato sulla UNI EN206-1, la UNI11104 e l'Eurocodice 2 Sezione 4 si individuano le classi di esposizione ambientale delle strutture in C.A..

La classe di esposizione corrispondente alla corrosione da carbonatazione è la classe XC.

Per definizione i plinti di fondazione ricadono nella classe XC2, cioè un "Ambiente bagnato, raramente asciutto" tipico di strutture di fondazione o interrate.

Una volta definita la classe XC, la norma UNI11104 - prospetto 4 individua la classe minima prescritta per il calcestruzzo.

Nel caso in esame, per la classe XC2:

- classe minima prescritta è la C25/30,
- rapporto acqua/cemento massimo di 0.6
- contenuto minimo in cemento pari a 300 kg/m³.

In funzione della classe XC, tramite l'Eurocodice 2 viene stabilito anche il minimo spessore di copriferro.

In questo caso per strutture in C.A. con classe XC2, il copriferro minimo prescritto è $c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$ (tolleranza di posizionamento delle armature) = 35 mm.

In funzione poi della tipologia strutturale in esame si definisce anche la consistenza che deve avere il calcestruzzo secondo la classe di abbassamento al cono S (slump).

In particolare per fondazioni a plinto si deve avere una classe S4, cioè un abbassamento del cono da 160 a 210 mm.

4.6 Acciaio per micropali

Per i micropali si prescrive un acciaio tipo S355, per le cui caratteristiche meccaniche si rimanda al precedente paragrafo sull'acciaio dei tralicci.

4.7 Calcestruzzo per micropali

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegato per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §4.1.2.1 delle NTC-18.

In particolare per i plinti si prescrive un calcestruzzo C25/30 conforme alla UNI EN 206 e UNI11104. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | R_{ck} | f_{ck} | f_{cd} | f_{ctd} | E |
|--------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| - | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² |
| C25/30 | 30 | 24.9 | 14.11 | 1.19 | 31447 |

4.7.1 Classe di esposizione per i calcestruzzi dei pali di fondazione

Secondo quanto indicato sulla UNI EN206-1, la UNI11104 e l'Eurocodice 2 Sezione 4 si individuano le classi di esposizione ambientale delle strutture in C.A..

Per la corrosione da carbonatazione si ha la classe XC.

Per definizione i pali di fondazione ricadono nella classe XC2, cioè un “Ambiente bagnato, raramente asciutto” tipico di strutture di fondazione o interrate.

Una volta definita la classe XC, la norma UNI11104 - prospetto 4 individua la classe minima prescritta per il calcestruzzo.

Nel caso in esame, per la classe XC2:

- classe minima prescritta è la C25/30,
- rapporto acqua/cemento massimo di 0.6
- contenuto minimo in cemento pari a 300 kg/m³.

4.8 Acciaio per C.A.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da C.A. impiegato per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §4.1.2.1.1.3 delle **NTC-18**.

In particolare si prescrive un acciaio da armatura B450C conforme alla UNI EN 206 e UNI11104. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | $f_{y\ nom}$ | $f_{t\ nom}$ | f_{yd} | E |
|--------|--------------|--------------|----------|--------|
| - | N/mm2 | N/mm2 | N/mm2 | N/mm2 |
| B450C | 450 | 540 | 391.3 | 210000 |

4.9 Bulloni

Le caratteristiche meccaniche dei bulloni impiegati per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §11.3.4.6.1 delle **NTC-18**.

In particolare per i bulloni si prescrive una classe 8.8 conforme alla UNI EN 15048-1.

Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | f_{yb} | f_{tb} |
|--------|----------|----------|
| - | N/mm2 | N/mm2 |
| 8.8 | 640 | 800 |

4.10 Resina per ancoraggi chimici

Resina tipo Hilti HY-200

4.11 Lastre di cartongesso

Lastre di cartongesso ad elevata densità tipo Diamant”, con peso specifico non minore di 1000 kg/mc.

4.12 Legno lamellare

Legno di abete lamellare GL24H

classe di servizio 2

$$k_{\text{mod}} = 1$$

$$k_{\text{def}} = 0.8$$

$$\gamma_M = 1.45$$

$$f_{\text{mk}} = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{vk}} = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{t},90,\text{k}} = 0.4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{md}} = 16.6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{vd}} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,\text{mean}} = 11600 \text{ N/mm}^2 - \text{carichi istantanei}$$

$$E_{0,\text{mean}} = 6445 \text{ N/mm}^2 - \text{carichi di durata permanente}$$

$$\rho_{\text{g},\text{k}} = 380 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{\text{g},\text{m}} = 420 \text{ kg/m}^3$$

4.13 FRP

- Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio per rinforzo degli elementi in c.a.:
peso 300 g/m², sp. 0.160 mm, modulo elastico a trazione >240 GPa,
carico di rottura a trazione > 3000 N/mm²
- Resina epossidica bicomponente per l'applicazione di tessuti in fibra di carbonio:
resistenza a trazione >40 MPa

4.14 Elementi dissipativi

Il dispositivo scelto è costituito da una singola o da una coppia di piastre di coprighiunto collegate ad attrito all'estremo dell'asta di controvento. Le piastre sono opportunamente progettate e lavorate per concentrare le deformazioni anelastiche in apposite zone dissipando energia.

Questi elementi sono realizzati da SOMMA International e sono la tipologia denominata HBF. Questi elementi sono realizzati con piastre terminali particolari a risposta isteretica con funzioni dissipative. La sigla identificativa degli elementi è di tipo HBF195/30, dove 195 rappresenta la forza assiale massima supportata dal dispositivo e 30 è lo spostamento massimo assunto come +/- 15 mm.

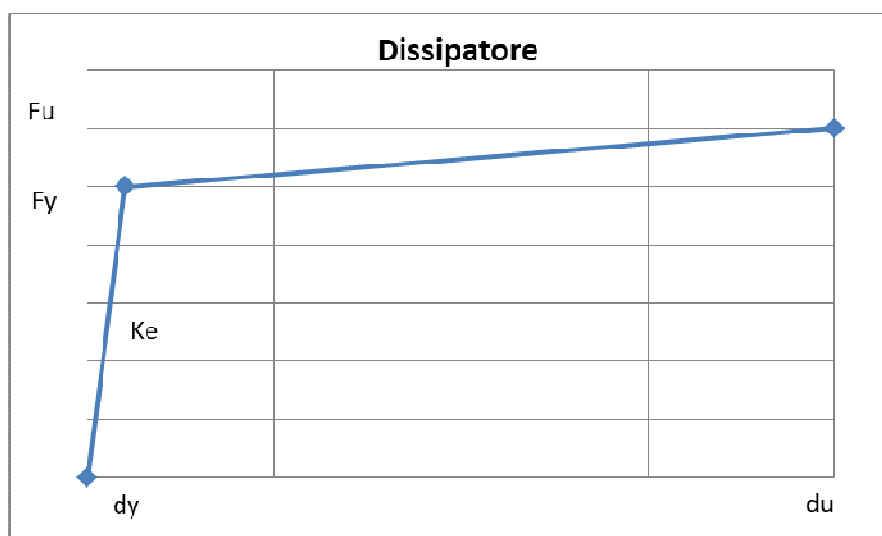
Questi elementi sono realizzati con acciaio EN10025 e trattamento anticorrosivo tramite zincatura a caldo.

Si riporta di seguito una immagine della tipologia HBF di dissipatori.



Immagine tipo elementi HBF da scheda tecnica di Somma International

Nel caso specifico gli elementi dissipativi sono inseriti nelle diagonali dei tralicci verticali di rinforzo e sono caratterizzati dal seguente legame forza-spostamento.



Tipica curva forza-spostamento per i dissipatori

F_y =forza di snervamento, F_u =forza a rottura, d_y =spostamento di snervamento, d_u =spostamento a rottura K_e =rigidezza del tratto elastico.

Le caratteristiche degli elementi utilizzati nel presente progetto sono riportate nelle tabelle seguenti.

| ELEMENTO HBF 195/30 | | | | | |
|---------------------|-------|-------|-------|--------|-------|
| F_y | d_y | F_u | d_u | K_e | K_p |
| kN | mm | kN | mm | kN/m | kN/m |
| 191 | 0.85 | 195 | 30 | 223000 | 282.8 |

Valori caratteristici per elementi dissipativi

5 VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE RESISTENTI DEL BLOCCO AULE NELLO STATO DI PROGETTO

La verifica sismica delle strutture resistenti del fabbricato, è condotta facendo riferimento alle due caratteristiche fondamentali del fabbricato in questione:

- I solai non possono essere considerati come infinitamente rigidi.
- Le strutture resistenti del fabbricato, sono realizzate in molti casi da pannelli murari connessi fra loro (principalmente gli allineamenti interni), ovvero da telai in c.a. collaboranti staticamente con pannelli in muratura (principalmente gli allineamenti esterni con grandi finestrate)

Queste due caratteristiche, comportano come immediata conseguenza che :

- Si valuti la resistenza sismica di ogni singolo allineamento indipendentemente dagli altri.
- Si debba utilizzare un'analisi statica non-lineare per ogni singolo allineamento per poter cogliere correttamente il contributo alla resistenza, fornito da una struttura mista muratura c.a., o mista muratura-c.a.-acciaio dove presente un telaio in acciaio di rinforzo esterno.

I due punti, sono perfettamente indicati all'interno della vigente normativa NTC 2018, in particolare:

- “Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti oppure appartenenti alla stessa parete.[...] Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente” (§7.8.5.1.2-NTC2018)
- “Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidità, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra loro” (§C7.8.4-Circ. n°617 del 02/02/2009)

5.1 Caratteristiche del modello analizzato

Il modello agli elementi finiti è stato analizzato tramite il programma SAP2000 versione 14.0.0



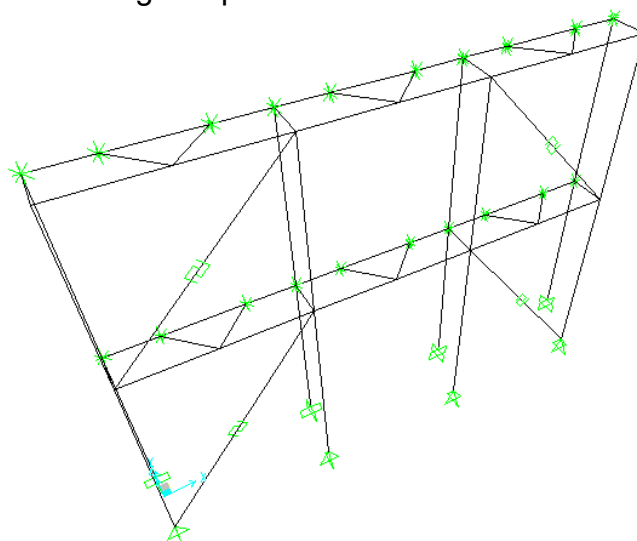
SAP2000 Advanced 14.0.0
Programma di Analisi Strutturale
Copyright 1976-2009 Computers and Structures, Inc.
Un prodotto di:
Computers and Structures, Inc.
1995 University Ave.
Berkeley, CA 94704
tel: 510-649-2200 fax: 510-649-2299
email: info@csiberkeley.com

Nel modello sono stati considerati tutti gli elementi in C.A. e muratura esistenti del fabbricato e tutti gli elementi in acciaio del sistema di rinforzo.

Come già detto, i solai dell'edificio esistente non possono essere considerati infinitamente rigidi, dunque ipotizzando che i solai siano di tipo deformabile si sono analizzati i singoli allineamenti indipendentemente l'uno dall'altro.

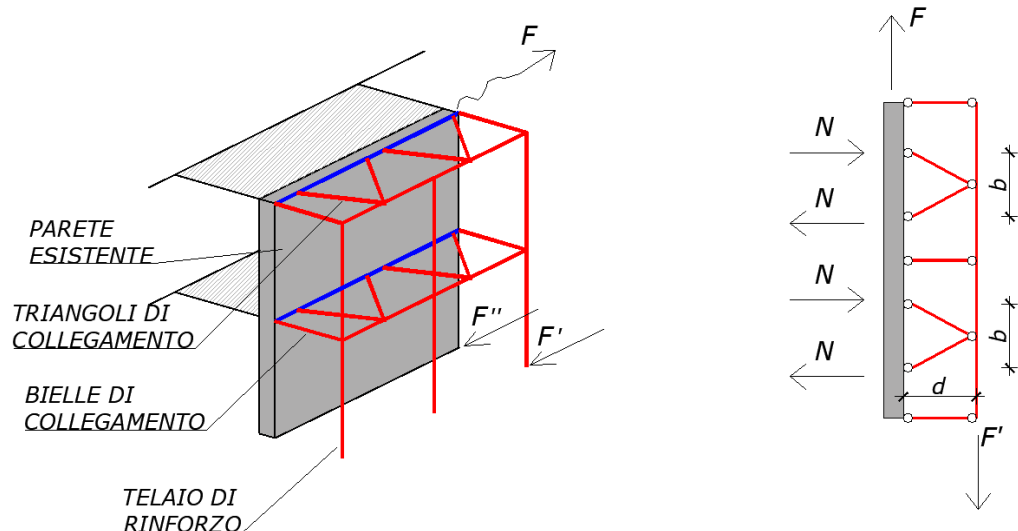
Inoltre su alcuni allineamenti esterni è previsto il sistema di rinforzo di progetto che sarà illustrato successivamente.

Si riporta di seguito una immagine tipo del modello tridimensionale analizzato.



Modello tridimensionale analizzato tipo

A seguire, l'immagine del singolo allineamento rinforzato con il telaio in acciaio esterno, con esemplificazione del funzionamento strutturale: in sostanza le azioni sismiche nascono sulla parete in muratura a causa delle masse qui presenti; la parete in muratura risulta rinforzata dal telaio esterno che assorbe quota parte delle azioni sismiche, che non può traslare rispetto alla parete e per il fatto di essere eccentrico da origine ad azioni "trasversali di ancoraggio" trasmesse alla parete in muratura-solaio attraverso opportuni elementi in acciaio.



F = azione sismica che nasce sull'allineamento parete in virtù della sua massa

$F' + F''$

F = taglio sismico totale

F' = parte di F che viene assorbita dal telaio in acciaio

F'' = parte di F che viene assorbita dalla parete esistente

$N = F'd/(2b)$ = azioni sulla muratura dovute all'eccentricità del telaio di acciaio

F'' impegna la parete esistente come azione nel piano, N se è di compressione è trasmesso dal cordolo al solaio, se è di trazione, ipotizzando che i travetti del solaio non funzionino a trazione, è assorbita dal cordolo in c.a..

5.1.1 Le caratteristiche del modello per il fabbricato esistente

La struttura relativa al fabbricato esistente è stata modellata con elementi di tipo frame.

In particolare le ipotesi assunte per la definizione del modello esistente sono le seguenti:

- Piano deformabile di copertura e di piano primo
- Il piano sottotetto è stato modellato unicamente come carico applicato
- Si ipotizza un comportamento plastico degli elementi con plasticità concentrata alle estremità, mediante cerniere plastiche di tipo duttile (momento) e fragile (taglio)
- I carichi sono stati applicati nei nodi dei pilastri in funzione della loro larghezza di influenza e delle analisi dei carichi
- I pilastri sono stati considerati vincolati con incastri alla base.

5.1.2 Le caratteristiche del modello per la struttura di rinforzo

La struttura in acciaio di rinforzo è stata modellata con elementi di tipo frame.

Le ipotesi assunte per la definizione del modello del sistema di rinforzo sono le seguenti:

- Gli elementi frame verticali e orizzontali del sistema di rinforzo schematizzano elementi in acciaio, collegati con continuità fra di loro.
- Gli elementi diagonali del sistema di rinforzo trasmettono solo sforzo normale avendo rilascio di momento flettente e taglio alle estremità, sono elementi non lineari, ottenuti considerando la combinazione in serie di un elemento non lineare che schematizza il dissipatore e di un elemento elastico-lineare che schematizza la parte rimanente dell'asta. I diagonali sono costituiti da elementi dissipativo tipo HBF 195/30 e tubi Ø159mm sp 16 mm di diverse lunghezze.
- L'elemento finito impiegato per modellare i diagonali è un elemento tipo "Plastic – Wen", caratterizzato da una legge elasto-plastica monoassiale.
Le grandezze che caratterizzano la legge di comportamento dell'elemento Wen sono:
 - rigidezza tratto elastico (definita nella tabella seguente)
 - forza al limite elastico (coincidente con la forza di snervamento del dissipatore)
 - rapporto tra rigidezza del ramo elastico e rigidezza del ramo plastico
 - esponente (assunto pari a 20) che definisce l'acutezza nel passaggio tra il primo e il secondo ramo della bilatera.

| Dissipatore | Rigidezza dissipatore | | Forza al limite elastico |
|-------------|-----------------------|-------------------|--------------------------|
| | Elastica k_{e1} | Plastica k_{p1} | F_y |
| | kN/m | kN/m | kN |
| HBF195/30 | 223000 | 282.8 | 191 |

- Le rigidzze equivalenti dei diagonali saranno riportate nei capitoli successivi.
- Alle estremità di tutte le aste in acciaio, là dove esse risultino effettivamente continue con altre convergenti nelle stesse estremità, sono state applicate cerniere plastiche a comportamento duttile (momento e sforzo normale) e fragile (taglio), del tipo "hinge"
- La struttura di rinforzo , è costruttivamente connessa all'esistente, attraverso un sistema che evita che essa sia sottoposta ad azioni ortogonali al proprio piano medio; in sostanza le strutture poste secondo una direzione dello spazio sono sollecitate solo secondo quella direzione. Questa caratteristica costruttiva, viene replicata nel modello, collegando la struttura di rinforzo all'esistente, attraverso "bielle" che per definizione trasferiscono solo sforzo normale, ma non taglio e momento.

5.1.3 Definizione delle cerniere plastiche nelle strutture esistenti e di rinforzo al fine di eseguire l'analisi non-lineare per la verifica sismica

Il comportamento non lineare delle strutture esistenti e di rinforzo, è schematizzato attraverso un modello a plasticità concentrata con cerniere plastiche imposte all'estremità degli elementi.

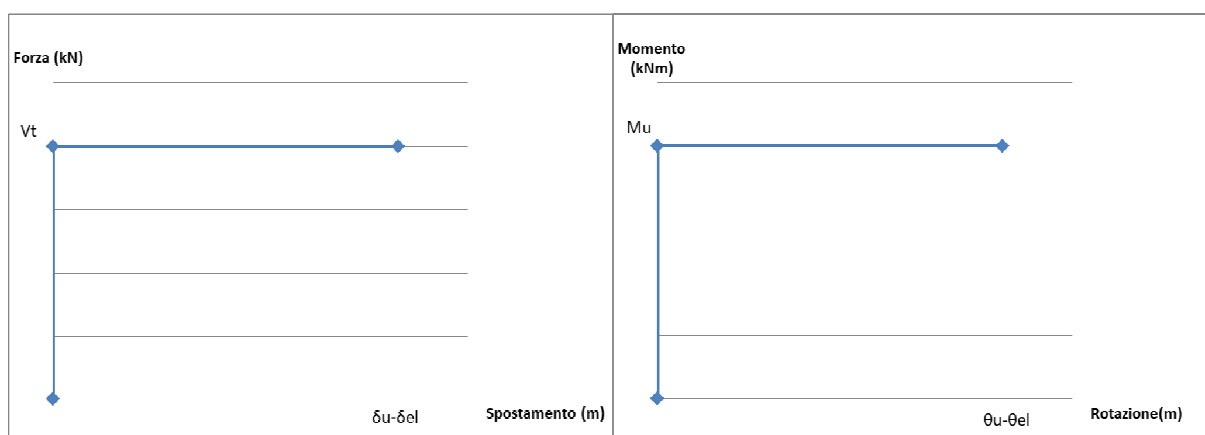
5.2 Maschi di muratura

I maschi in muratura sono caratterizzati da una resistenza a taglio ed una resistenza a pressoflessione nel piano. Dunque si dovrà determinare la resistenza dei maschi secondo quanto indicato sulle NTC2018.

Le resistenze del pannello sono determinate in funzione dello sforzo normale per carichi verticali in combinazione sismica.

Lo spostamento e la rotazione ultime della cerniera plastica è determinata considerando il suo valore decurtato della parte elastica.

Si riporta di seguito un grafico delle cerniere plastiche sugli elementi in muratura.



Cerniere plastiche a taglio e momento per i maschi in muratura

5.2.1 Comportamento a taglio nel piano

Il taglio resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$V_t = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

h = altezza pannello

$b = h/l$ con $1 \leq b \leq 1,5$ coefficiente correttivo per tenere conto della snellezza della parete

σ_0 = tensione normale media sul pannello

τ_{0d} = resistenza a taglio di calcolo della muratura determinata prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del taglio resistente si procede a calcolare lo spostamento elastico massimo secondo la seguente espressione.

$$\delta_{el} = \frac{V_t}{GA} h$$

Questo spostamento sarà decurtato dallo spostamento limite imposto dalle NTC2018 e pari a $0.005h$, ridotto del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.2.2 Comportamento a pressoflessione nel piano

Il momento resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

$f_d = \frac{f_k}{FC \gamma_m}$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura determinato

prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del momento resistente si procede a calcolare la rotazione elastica massimo secondo la seguente espressione.

$$\vartheta_{el} = \frac{M_u}{EJ} h$$

dove $J = t^3 l^3 / 12$

Questa rotazione sarà decurtata dalla rotazione limite imposta dalle NTC2018 e pari a $\arctan(0.01h/h)$, ridotta del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.3 Pannelli composti da murature di differente tipologia

Negli allineamenti sono presenti alcuni pannelli di muratura realizzati con murature di tipologia diversa. Ciò accade principalmente in allineamenti interni (all. G, all. 4, all.8) in cui, rispetto alla configurazione originaria, è stata variata la configurazione delle aperture presenti. Laddove sono state chiuse aperture esistenti, queste sono state tamponate generalmente in blocchi forati, nello stato di progetto si precede di sostituirli con murature in blocchi Poroton opportunamente collegate alle murature esistenti in mattoni pieni adiacenti.

Per analizzare il pannello composto, ci si riporta ad un pannello di muratura con caratteristiche equivalenti, come meglio descritto a seguire.

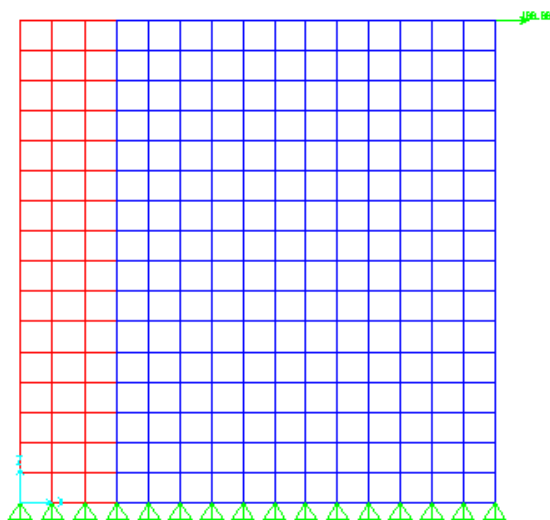
5.3.1 Definizione dello spessore equivalente

Per definire lo spessore equivalente della parete per avere la stessa rigidezza del pannello composto, si realizzano modelli agli elementi finiti piani, così da determinare lo spessore equivalente tale da ripristinare la rigidezza dei pannelli collegati.

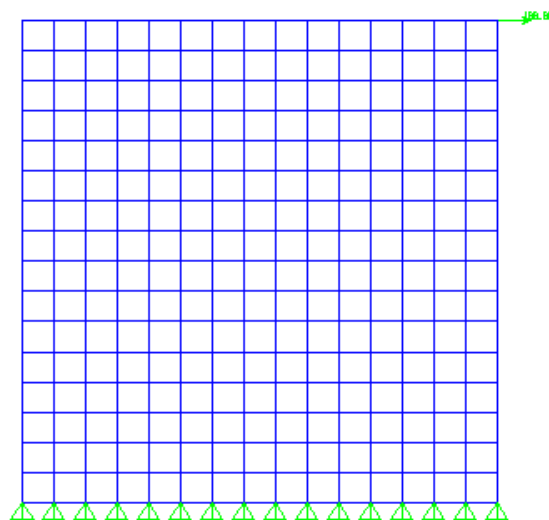
La rigidezza è determinata applicando una forza in testa al pannello e valutandone lo spostamento del pannello composto e del pannello equivalente.

Al pannello equivalente si ipotizza di assegnare le caratteristiche meccaniche della muratura in mattoni pieni definita nei capitoli successivi.

Si riporta un esempio dei due modelli analizzati.



*Modello agli elementi finiti
del pannello composto*



*Modello agli elementi finiti
del pannello equivalente*

5.3.2 Comportamento a taglio del pannello equivalente

La resistenza a taglio del pannello composto è determinata sommando le singole resistenze a taglio dei maschi che compongono il pannello. Si utilizzano le stesse formule dei maschi singoli riportate precedentemente.

Il taglio resistente del singolo maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$V_t = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

h = altezza pannello

$b = h/l$ con $1 \leq b \leq 1,5$ coefficiente correttivo per tenere conto della snellezza della parete

σ_0 = tensione normale media sul pannello

τ_{0d} = resistenza a taglio di calcolo della muratura determinata prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del taglio resistente dei singoli pannelli si determina il taglio resistente totale:

$$V_{Rd} = \sum V_{Rdi}$$

Una volta determinato il taglio resistente totale si procede a calcolare lo spostamento elastico massimo secondo la seguente espressione.

$$\delta_{el} = V_t / (GA') \times h$$

Dove $A' = A/1.2$ è determinato dalla lunghezza totale del pannello composto e dallo spessore equivalente e G è il modulo di taglio della muratura utilizzata per definire l'elemento frame equivalente del modello (in questo caso si è sempre utilizzato il modulo di taglio della muratura in mattoni pieni).

Questo spostamento sarà decurtato dallo spostamento limite imposto dalle NTC2018 e pari a $0.005h$, ridotto del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.3.3 Comportamento a pressoflessione nel piano del pannello equivalente

La resistenza a pressoflessione nel piano del pannello composto è determinata analizzando un maschio in muratura di spessore pari allo spessore minimo delle parti che lo compongono e da una lunghezza pari alla lunghezza totale del pannello composto. Si utilizzano le stesse formule dei maschi singoli riportate precedentemente.

Il momento resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

l = lunghezza del pannello composto

t = spessore minimo dei pannelli

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area della sezione calcolata con lunghezza totale del pannello e spessore minimo dei vari pannelli

$f_d = \frac{f_k}{FC \gamma_m}$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura in mattoni pieni

determinato prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del momento resistente del pannello composto si procede a calcolare la rotazione elastica massimo secondo la seguente espressione.

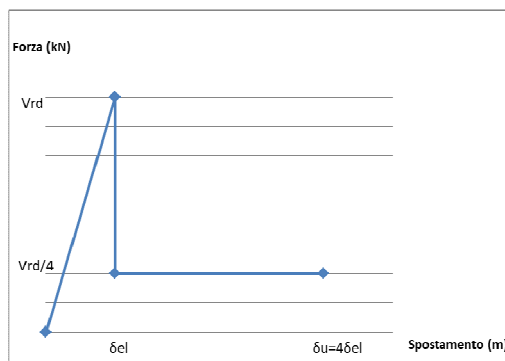
$$\vartheta_{el} = \frac{M_u}{EJ} h$$

dove $J = t^3 l^3 / 12$

Questa rotazione sarà decurtata dalla rotazione limite imposta dalle NTC2018 e pari a $0.01h/h$, ridotta del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.4 Fasce di piano in muratura interne

Nel caso di fasce di piano in muratura, si considera che queste siano soggette ad una rottura a taglio o flessione; per il taglio la cerniera plastica che si introduce è la seguente, per la rottura a flessione si veda quanto riportato a seguire.



Cerniere plastiche a taglio per le fasce in muratura

5.4.1 Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a taglio e momento

La resistenza a taglio della muratura della fascia di piano è determinata secondo le formule della NTC2018.

La resistenza a taglio V_t viene calcolata con:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd}$$

Si determina dunque la resistenza a trazione del cordolo in c.a. posto all'interno della fascia, armato con 4 ferri diam.12mm, pari a $H_p = 124$ kN.

La resistenza a compressione necessaria per il calcolo del momento resistente flessionale è pari a:

$$H_p = 0.4 \cdot h \cdot t \cdot f_{hd}$$

dove si ipotizza che f_{hd} , la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione perpendicolare, sia pari a $f_{hd} = f_{vd}/3$.

Si prende dunque il minimo tra questi due valori di H_p .

Si determina dunque il valore del momento resistente flessionale della fascia di piano secondo la seguente espressione:

$$M_u = H_p \cdot h / 2 \left[1 - H_p / (0.85 f_{hd} \cdot h \cdot t) \right]$$

Si determina dunque secondo le NTC2018 il seguente valore del taglio resistente corrispondente alla rottura a flessione della fascia:

$$V_u = 2 M_u / l$$

Dove l = lunghezza della fascia di piano.

Come valore del taglio resistente ultimo della muratura V_{Rd} si assume il minimo tra V_t e V_u .

Dai risultati ottenuti si evidenzia che il valore minimo è sempre quello derivante dalla resistenza a taglio della fascia di piano calcolato secondo la prima espressione, cioè V_t .

A questo valore viene sommata la resistenza a taglio dell'elemento in C.A. presente nella fascia di piano (cordolo in C.A. 25x25 armato con 4 ferri Ø12mm).

Una volta determinato il taglio ultimo si procede alla determinazione dello spostamento elastico secondo la seguente espressione:

$$\delta_{el} = \frac{V_{Rd}}{GA} l$$

Dove l =lunghezza della fascia di piano, A' =area della sezione della fascia di piano/1.2.

5.4.2 Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a momento

La resistenza a momento è determinata secondo le formule della NTC2018 per le travi in C.A. e per le fasce in muratura.

Si ha sempre sugli allineamenti interni un cordolo in C.A. 25x25 armato con 4 ferri Ø12mm.

Per il calcolo del momento resistente della fascia in muratura si fa riferimento alle formule del paragrafo precedente per M_u .

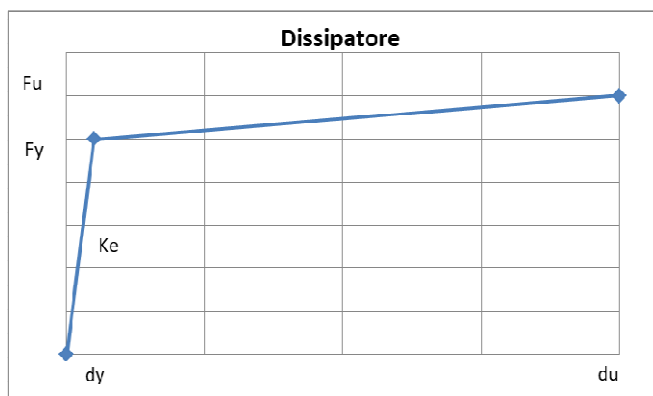
5.5 Fasce di piano esterne (travi/cordoli in c.a.)

Nel caso di murature esterne, la fascia di piano è costituita sempre da travi ricalate o da cordoli in c.a.. Per la determinazione delle relative cerniere plastiche si rimanda quindi ai successivi paragrafi relativi agli elementi in c.a..

Nel caso di cordoli esterni in c.a., collegati a profili di rinforzo in acciaio, come resistenza totale degli elementi, si considera la somma delle resistenze dei due componenti.

5.6 Elementi dissipativi

Gli elementi dissipativi sono inseriti nelle diagonali dei tralicci verticali di rinforzo e sono caratterizzati dal seguente legame forza-spostamento.



Tipica curva forza-spostamento per i dissipatori

F_y =forza di snervamento, F_u =forza a rottura, d_y =spostamento di snervamento, d_u =spostamento a rottura e K_e =rigidezza del tratto elastico.

Le caratteristiche degli elementi utilizzati nel progetto in esame sono riportate nelle tabelle seguenti.

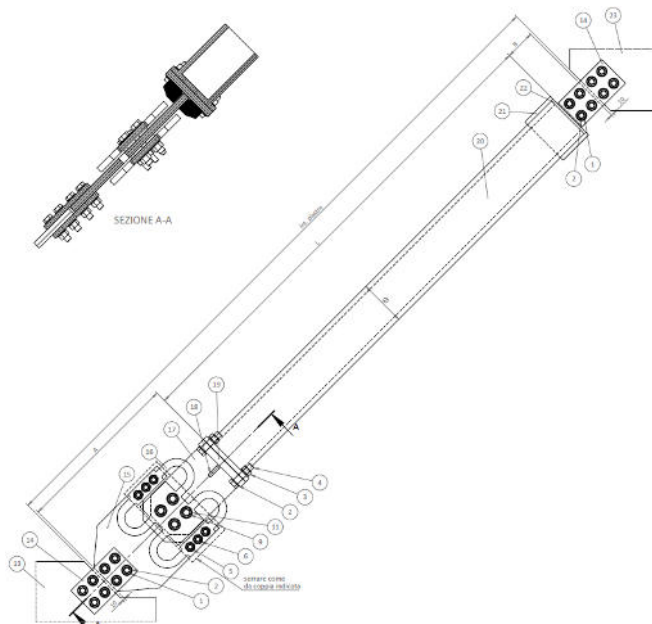
| ELEMENTO HBF 195/30 | | | | |
|---------------------|-------|-------|-------|--------|
| F_y | d_y | F_u | d_u | K_e |
| kN | mm | kN | mm | kN/m |
| 191 | 0.86 | 195 | 15 | 223000 |

Valori caratteristici per elementi dissipativi nei tralicci

5.7 Elementi diagonali delle strutture di rinforzo composti da dissipatore e profilo tubolare

Gli elementi diagonali del sistema di rinforzo, sono realizzati con i dissipatori indicati, in serie a profili tubolari di opportuna sezione, collegati fra loro con continuità;

Per congruenza lo spostamento totale dell'elemento è la somma dei singoli spostamenti, mentre evidentemente la sollecitazione cui sono sottoposti è la medesima.

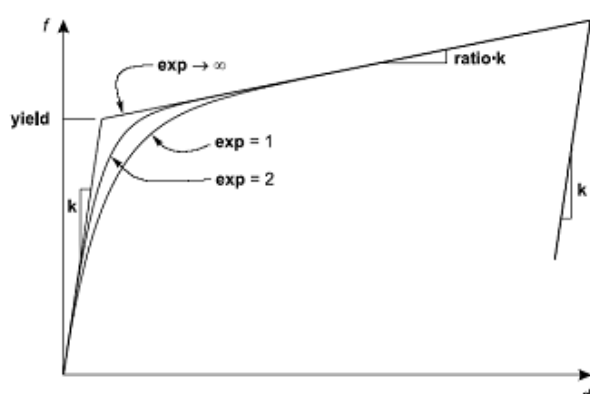


L'elemento finito impiegato per modellare i diagonali è un elemento tipo "Plastic – Wen", caratterizzato da una legge elasto-plastica monoassiale.

Le grandezze che caratterizzano la legge di comportamento dell'elemento Wen sono:

- rigidezza tratto elastico
- forza al limite elastico
- rapporto tra rigidezza del ramo elastico e rigidezza del ramo plastico
- esponente (assunto pari a $n=20$) che definisce l'acutezza nel passaggio tra il primo e il secondo ramo della bilatera

Si riporta di seguito un grafico del modello di Wen.



Yield=Forza di snervamento F_y
Ratio=rapporto tra rigidezze= k_p/k_e
 k =rigidezza elastica= k_e
exp=parametro n

Comportamento plastico secondo il modello di Wen

E' opportuno sottolineare che l'elemento wen utilizzato nel modello agli elementi finiti è caratterizzato da un punto di snervamento e dalla pendenza del ramo plastico, non è possibile definire il punto di rottura ed il grafico prosegue con la pendenza del tratto plastico senza un limite. Al contrario, nel comportamento effettivo della struttura di rinforzo, una volta superato un determinato valore di forza (coincidente con la forza di rottura del dissipatore), l'elemento diagonale perde completamente di rigidezza ed il traliccio di rinforzo assume un comportamento a telaio privo dei diagonali.

Per ovviare a tale incongruenza tra il modello agli elementi finiti si assume come punto di rottura della curva pushover il valore corrispondente alla rottura dell'elemento di rinforzo.

Nel caso in esame l'elemento Wen deve simulare l'asta composta da dissipatore e tubolare, le grandezze di riferimento sono quindi ottenute considerando i suddetti elementi in serie.

5.7.1 Rigidezza equivalente

La rigidezza dell'elemento Wen, sia per il tratto elastico che per il tratto plastico, è determinata attraverso le seguenti espressioni

$$\frac{1}{k_e} = \frac{1}{k_{e1}} + \frac{1}{k_{e2}} \qquad \frac{1}{k_p} = \frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}}$$

essendo k_{e1} , k_{p1} le rigidezze elastica e plastica del sistema 1 (dissipatore) e k_{e2} , k_{p2} quelle del sistema 2 (profilo tubolare).

Le rigidezze del dissipatore vengono fornite dal produttore stesso.

| HBF 195/30 | | |
|------------|--------|-------|
| Fy | ke1 | kp1 |
| kN | kN/m | kN/m |
| 191 | 223000 | 282.8 |

Dissipatore del traliccio

Per quanto riguarda il tubolare, come condizione di progetto si impone che il profilo rimanga sempre elastico, si ottiene quindi che la rigidezza elastica coincide con quella plastica e corrisponde alla rigidezza assiale del profilo scatolare determinata secondo la seguente espressione.

$$k_{e2} = k_{p2} = \frac{E_s A}{l_d}$$

Dove E_s =modulo elastico dell'acciaio, A =area della sezione profilo tubolare e l_d =lunghezza del profilo tubolare.

I tubolari che si sono utilizzati sono i seguenti:

Traliccio = profilo tubolare Ø159 sp.16mm;

Per la definizione del diagonale del traliccio di rinforzo, questo giunge a snervamento o a rottura quando il dissipatore raggiunge tali stadi.

Le corrispondenti forze vengono quindi assunte coincidenti con le relative grandezze del dissipatore.

5.7.2 Grafico forza-spostamento

Le grandezze riportate nella tabella precedente sono riportate nel grafico seguente in cui si evidenzia il comportamento dei singoli elementi e del diagonale equivalente utilizzato per la definizione dell'elemento non lineare equivalente Wen.

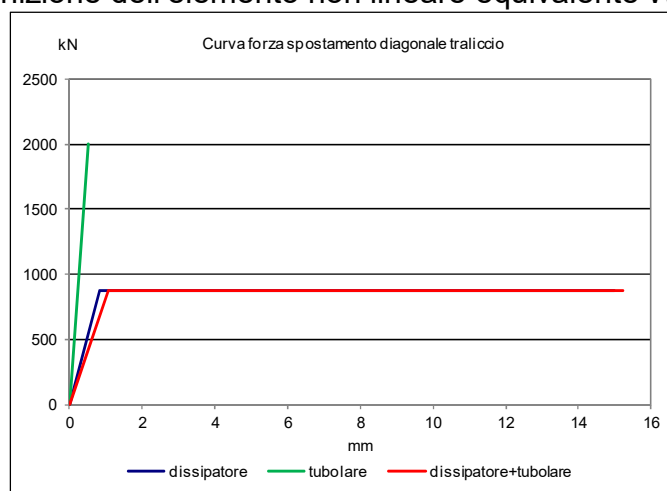
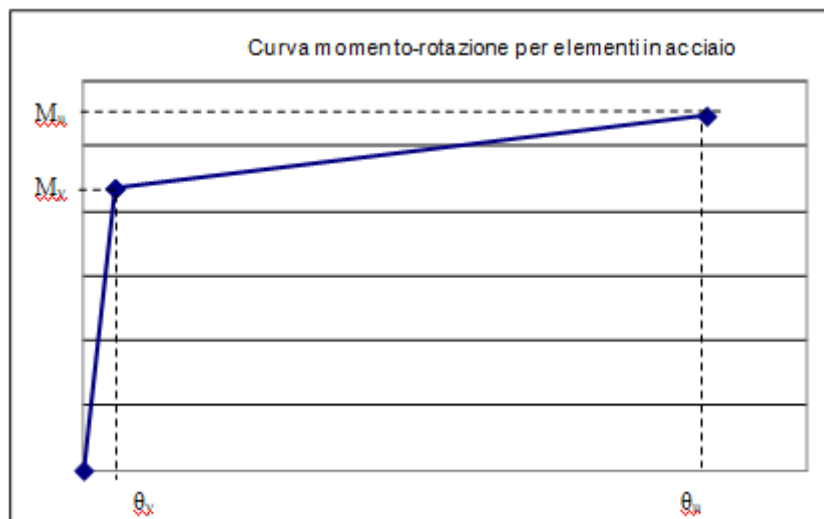


Grafico forza spostamento tipo degli elementi diagonalali

5.8 Cerniere plastiche degli elementi in acciaio di nuova realizzazione

5.8.1 Cerniere plastiche di tipo duttile a momento

Le cerniere plastiche di tipo duttile a momento per gli elementi in acciaio dei tralicci di rinforzo (travi e pilastri) sono caratterizzate dal grafico momento – rotazione del tipo riportato nel grafico seguente.



Tipica curva momento-rotazione utilizzata per schematizzare i tratti terminali degli elementi finiti

Per ciascuna direzione, il comportamento è simmetrico nei due versi dell'azione.

Le grandezze riportate nel grafico sono determinate nel modo seguente:

5.8.1.1 Momento di snervamento M_y

Rappresenta il momento al limite elastico della sezione in acciaio, determinato utilizzando il modulo di resistenza elastico della sezione e la tensione di snervamento dell'acciaio.

La resistenza caratteristica del materiale per la determinazione del momenti della cerniera è divisa per il coefficiente $\gamma_m=1.05$.

5.8.1.2 Momento ultimo M_u

Rappresenta il momento ultimo della sezione in acciaio, determinato utilizzando il modulo di resistenza plastico della sezione e la tensione di snervamento dell'acciaio.

La resistenza caratteristica del materiale per la determinazione del momenti della cerniera è divisa per il coefficiente $\gamma_m=1.05$.

5.8.1.3 Rotazione a snervamento θ_y

Il valore della rotazione a snervamento viene desunto dal **Prospetto B6 dell'EC8 Parte 3 Adeguamento edifici § B.5.2**.

Nell'ipotesi di connessioni del tipo “*IWUFCs - Improved welded unreinforced flange connections*” come nel caso in esame, il valore della rotazione a snervamento, corrispondente allo stato limite considerato, risulta pari a $\theta_y=0.013$ rad

5.8.1.4 Rotazione a rottura θ_u

Il valore a rottura viene desunto dal Prospetto B6 dell'EC8 Parte 3 Adeguamento edifici § B.5.2.

Nell'ipotesi di connessioni del tipo “*IWUFCs - Improved welded unreinforced flange connections*” come nel caso in esame, il valore della rotazione a snervamento, corrispondente allo stato limite considerato, risulta pari a $\theta_u=0.05$ rad

5.8.2 Funzionamento a sforzo normale degli elementi di acciaio

Il comportamento per sforzo normale degli elementi finiti schematizzanti gli elementi del traliccio è controllato attraverso una proprietà attribuita assegnata all'elemento frame (hinge).

In particolare si considera un legame forza-spostamento di tipo bi-lineare in trazione e lineare in compressione, con comportamento non simmetrico a compressione e a trazione a causa di fenomeni di instabilità.

Le grandezze che caratterizzano tale andamento sono riportate di seguito

Forza di snervamento a trazione

$$F_{y+}=A \cdot f_{yk}/1.05 \quad \text{forza di snervamento a trazione}$$

Spostamento di snervamento a trazione

$$d_{y+} = F_{y+}/(EA) \cdot l \quad \text{spostamento a snervamento a trazione}$$

Forza di rottura a trazione

$$F_{u+}=0.9 \cdot A \cdot f_{tk}/1.25 \quad \text{forza ultima a trazione}$$

Spostamento di rottura a trazione

$$d_{u+} = F_{u+}/(EA) \cdot l \quad \text{spostamento ultimo a trazione}$$

Forza di snervamento a compressione

$$F_{y-}=N_{b,Rd} \quad \text{forza di snervamento a compressione (coincidente con la resistenza a stabilità)}$$

Nel ramo della compressione il comportamento dell'elemento è di tipo fragile e il punto di snervamento e rottura coincidono e corrispondono all'instabilità del profilo.

5.8.3 Funzionamento a taglio degli elementi di acciaio

Analogamente a quanto effettuato per i pilastri in c.a., anche il comportamento a taglio degli elementi finiti schematizzanti le aste metalliche è controllato attraverso una proprietà attribuita assegnata all'elemento frame (hinge) che considera che l'elemento

giunga a rottura allorché si raggiunge valore di taglio massimo sopportabile dalla sezione resistente determinato secondo le indicazioni delle NTC2018.

Le resistenze caratteristiche dell'acciaio sono divise per il coefficiente sui materiali $\gamma_m=1.05$.

5.9 Cerniere plastiche elementi in C.A. esistenti

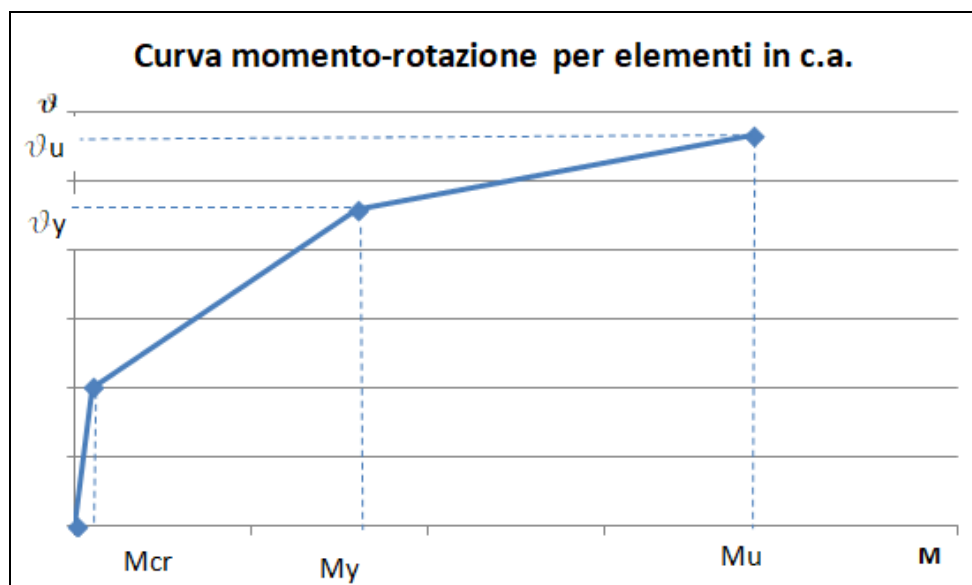
5.9.1 Cerniere plastiche di tipo duttile a momento

Le cerniere plastiche di tipo duttile per gli elementi in C.A. sono caratterizzate da un diagramma Momento-Rotazione definito in accordo con EC8.

Le resistenze caratteristiche di calcestruzzo e acciaio da armatura per determinare le cerniere sono divise per il fattore di confidenza FC riportato nei capitoli precedenti, il tutto con riferimento alla Circolare esplicativa n.617, paragrafo §C8.7.2.4, tabella C8.4.

Nel caso dei pilastri, i diagrammi momento-curvatura sono tracciati mettendo in conto lo sforzo normale nella sezione. Il valore dello sforzo normale è quello riferito alla combinazione sismica.

Si riporta di seguito una curva tipica momento-rotazione per gli elementi in C.A.



Tipica curva momento-rotazione utilizzata per schematizzare i tratti terminali degli elementi finiti.

Nel programma agli elementi finiti, per la definizione della curva sopra riportata, il primo ramo (elastico) viene automaticamente considerato dal programma in base alla definizione delle sezioni stesse, pertanto nella definizione del diagramma, alle capacità di rotazione alla corda totali ϑ_u e ϑ_y specificate dalla Norma, si è sottratta la capacità di rotazione elastica alla corda dovuta all'elasticità dell'elemento, che è già tenuta di conto, appunto, dal programma a seguito della modellazione effettuata, indipendentemente dall'inserimento della cerniera plastica. Nel grafico le grandezze riportate sono determinate nel modo seguente:

5.9.1.1 Momento di prima fessurazione M_{cr}

Momento sollecitante che nella sezione genera una tensione pari alla resistenza a trazione del calcestruzzo pari a $f_{ctm}=2.63 \text{ N/mm}^2$.

5.9.1.2 Momento ultimo M_u

Momento resistente della sezione in C.A., determinato secondo le indicazioni del capitolo NTC2018.

5.9.1.3 Rotazione alla corda a snervamento θ_y

Rotazione alla corda a snervamento della sezione in C.A., determinata in accordo con il paragrafo §C8.7.2.5 della Circ. n. 617 "Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato" secondo la seguente espressione:

$$\vartheta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}}$$

$$\theta_{y'} = \theta_y - \theta_e$$

Dove ϕ_y = curvatura a snervamento della sezione in C.A., L_v =rappresenta la luce di taglio pari al rapporto tra momento sollecitante e taglio sollecitante (per i pilastri è pari all'altezza del pilastro stesso.), h =lunghezza dell'elemento in C.A., d_b =diametro medio delle barre longitudinali, f_{yk} =resistenza caratteristica delle barre in acciaio e f_{ck} =resistenza caratteristica del calcestruzzo (le resistenze caratteristiche sono divise per il fattore di confidenza FC elencato nei capitoli precedenti).

5.9.1.4 Rotazione alla corda a rottura θ_u

Rotazione alla corda a rottura della sezione in C.A., determinata a partire dalla capacità rotazionale allo stato limite di collasso (§C8.7.2.5 della Circ. n. 617 "Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato") secondo la seguente espressione

$$\theta_{SLV} = \frac{3}{4} \theta_u$$

La capacità rotazionale a collasso è determinata in accordo con il paragrafo §C8A.6.1 della Circ. n. 617 "Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in calcestruzzo armato e in acciaio" secondo la seguente espressione:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\vartheta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

$$\theta_{u'} = \theta_u - \theta_e$$

Dove ϕ_y = curvatura a snervamento della sezione in C.A., ϕ_u = curvatura a rottura della sezione in C.A., L_v =rappresenta la luce di taglio pari al rapporto tra momento sollecitante e taglio sollecitante (per i pilastri è pari all'altezza del pilastro stesso.) e $\gamma_{el}=1.5$ per gli elementi primari.

Inoltre L_{pl} =lunghezza di cerniera plastica determinato secondo la seguente espressione:

$$L_{pl} = 0.1 L_v + 0.17 h + 0.24 \frac{d_b f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}}$$

Dove L_v =rappresenta la luce di taglio pari al rapporto tra momento sollecitante e taglio sollecitante (per i pilastri è pari all'altezza del pilastro stesso.), h =lunghezza dell'elemento in C.A., d_b =diametro medio delle barre longitudinali, f_{yk} =resistenza caratteristica delle barre in acciaio e f_{ck} =resistenza caratteristica del calcestruzzo (le resistenze caratteristiche sono divise per il fattore di confidenza FC elencato nei capitoli precedenti).

5.9.1.5 Rotazione alla corda elastica θ_e

Tenendo conto che le cerniere plastiche sono concentrate nelle sezioni iniziali e finali degli elementi, ed indicando con L_v la luce di taglio, la rotazione alla corda dovuta alla modellazione elastica dell'elemento, in corrispondenza del momento M_{cr} , è:

$$\theta_e = M_{cr}/L_v \left(L_v^2/3EI + \chi/GA \right)$$

La curva di funzionamento della cerniera plastica inserita nel programma di calcolo agli elementi finiti è una approssimazione della curva reale ed è anch'essa riportata nel soprastante grafico.

5.9.2 Funzionamento a taglio dei pilastri

Analogamente a quanto effettuato per lo sforzo normale, anche il comportamento a taglio degli elementi finiti schematizzanti i pilastri è controllato attraverso una proprietà attribuita assegnata all'elemento frame (hinge) che considera che l'elemento giunga a rottura allorché si raggiunga il valore di taglio massimo sopportabile dalla sezione determinato secondo le indicazioni delle NTC2018.

Si determinano le cerniere per le due direzioni di applicazione del taglio sollecitante, ricordando che trattandosi di elementi esistenti, il taglio resistente è determinato come somma dei contributi di trave non armata a taglio e di quello dovuto all'armatura a taglio disposta nella trave. Le resistenze caratteristiche di calcestruzzo e acciaio da armatura sono divise per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente sui materiali γ_m .

5.10 Esecuzione dell'analisi statica non lineare (PUSHOVER)

La struttura del fabbricato esistente e quella complessiva costituita dalla esistente e da quella di rinforzo, sono state sottoposte ad una analisi statica non lineare di tipo pushover.

L'analisi consiste nell'applicare una forza orizzontale secondo una certa direzione in corrispondenza di un punto di controllo (nel nostro caso un punto in sommità del singolo allineamento) e controllare la risposta della struttura al crescere della forza stessa, coerentemente con quanto riportato al §7.3.4.2-NTC 2018.

La risposta della struttura si arresta in corrispondenza del primo elemento strutturale che va a rottura secondo le caratteristiche di comportamento non-lineare per gli elementi descritte in precedenza.

Al sistema strutturale reale viene quindi associato un sistema strutturale equivalente non lineare ad un grado di libertà. Si ottiene in questo modo un diagramma $F_b - d_c$ (taglio alla base – spostamento orizzontale del punto di controllo), che rappresenta la curva di capacità della struttura.

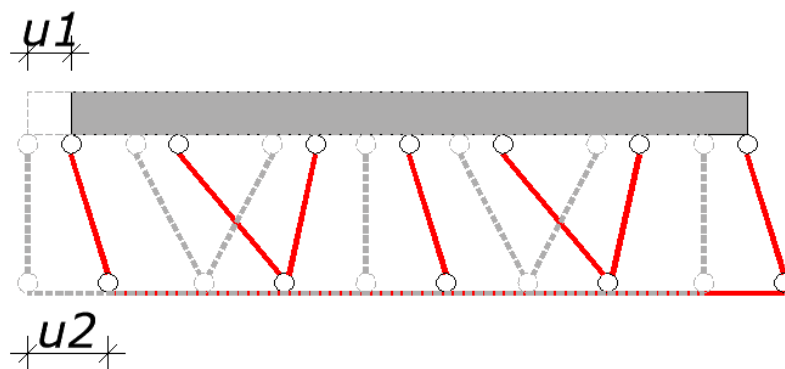
Le strutture da indagare con analisi push-over come indicato, sono i singoli allineamenti; risultano rispettati i requisiti normativi per poter effettuare l'analisi push-over.

In accordo con quanto richiesto al §7.8.1.6-NTC2018:

- la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2 e al §7.8.1.6 stesso;
- si verifica che nessuno degli elementi strutturali modellati sia collassato in corrispondenza del punto di rottura;
- la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare (q^*), ecceda il valore 4.0.

Nel particolare caso in esame, la domanda in spostamento utilizzata ai fini delle verifiche deve essere amplificata attraverso un coefficiente correttivo che tiene conto dell'eccentricità tra il punto di applicazione della forza e il sistema di rinforzo resistente alle azioni orizzontali.

Coerentemente con la trattazione "The extension of the N2 method to asymmetric buildings", Fajfar P., Kilar V. et al., il coefficiente amplificativo viene determinato a partire dalla stima degli spostamenti ricavati dall'analisi dinamica lineare dei singoli allineamenti, come mostrato in via esemplificativa di seguito.



u_1 = spostamento orizzontale della parete in muratura da analisi dinamica lineare
 u_2 = spostamento orizzontale del telaio in acciaio da analisi dinamica lineare
coefficiente correttivo = $u_2/u_1 > 1$

5.11 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica

Al **§7.3.5-NTC 2018** viene prescritto che, nel caso di analisi dinamica o statica, lineare o non lineare, la risposta sia calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione $1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$

In particolare gli effetti più gravosi devono ricavarsi dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

Nel particolare caso in esame:

- la componente verticale dell'azione sismica può non essere considerata, non sussistendo le condizioni del **§7.2.2-NTC 2018** (presenza di elementi orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, costruzioni con isolamento)
- i solai di tipo deformabile rendono indipendenti gli allineamenti che dunque risultano essere interessati da azioni orizzontali solo secondo la loro direzione principale, pertanto l'influenza del 30% dell'azione nell'altra direzione risulta irrisoria.

Inoltre, essendo la struttura rinforzata non simmetrica come anche le pareti sul fabbricato, l'analisi è condotta, considerando entrambi i possibili versi dell'azione applicata. I risultati ottenuti sono sostanzialmente analoghi, non differendo di molto il comportamento del traliccio con diagonale sottoposto a trazione o a compressione.

5.12 Distribuzione di forze considerate

Ai sensi di quanto riportato al **§7.3.4.2-NTC 2018** "*Analisi non lineare statica*", per sviluppare un'analisi statica non lineare devono essere considerate almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

In particolare, il gruppo 1 prevede l'applicazione di una forza a livello di ciascun piano, con distribuzione proporzionale alle forze statiche e il gruppo 2 prevede l'applicazione di una forza a livello di ciascun piano con distribuzione costante lungo l'altezza dell'edificio.

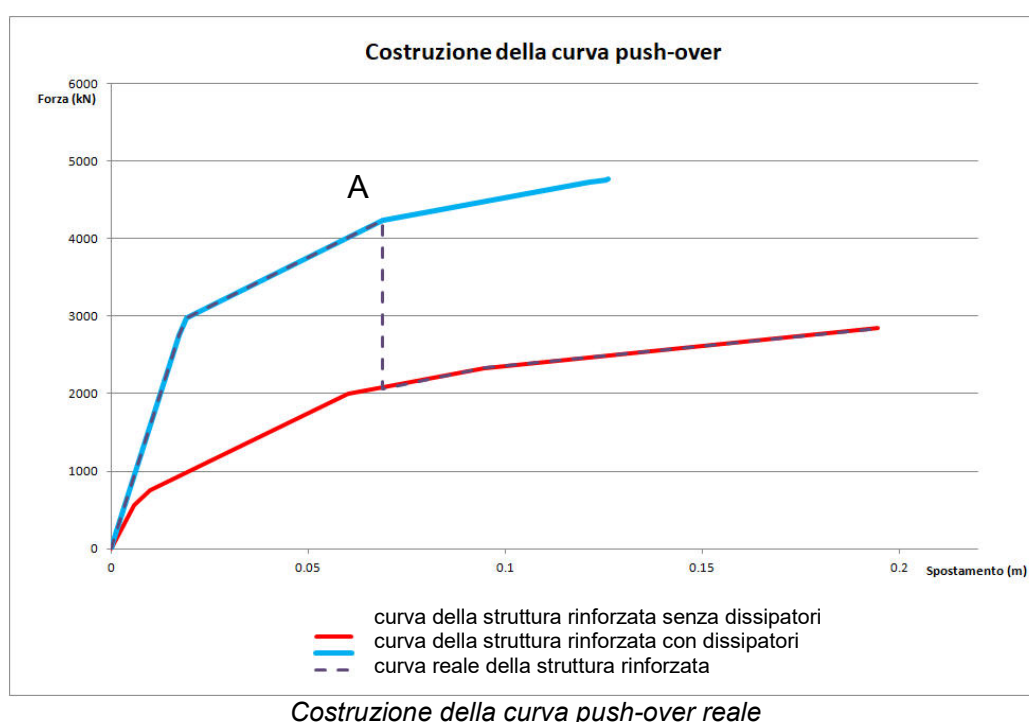
5.13 Procedimento di analisi statica non lineare

Nei dettagli, l'applicazione del procedimento precedente, si è sviluppata secondo le seguenti fasi:

- 1) Analisi statica sulla struttura per carichi gravitazionali.
- 2) Analisi di "spinta" sulla struttura rinforzata, fino a rottura, registrandone la risposta in termini di spostamento secondo i due gruppi di carico considerati agenti in senso positivo e negativo rispetto alla direzione principale della parete.

L'analisi condotta sulla struttura esistente rinforzata, mostra che di solito i primi elementi strutturali a rompersi, sono o i dissipatori nelle diagonali o i pannelli di muratura equivalente: una volta raggiunto tale limite, la struttura esistente in serie a quella di rinforzo ha ancora capacità di spostamento, ma naturalmente per forze minori e dunque si interrompe l'analisi.

La curva pushover della struttura rinforzata è ottenuta a partire da quella della struttura con i diagonali fino al punto di rottura di questi ultimi (nel caso sia il dissipatore il primo elemento a rompersi), se invece l'allineamento è sprovvisto di un sistema di rinforzo o se non è il dissipatore il primo elemento ad entrare in crisi, la curva pushover si spinge fino a raggiungere il punto di rottura di uno degli elementi esistenti.



Ai fini delle verifiche normative, relative al presente progetto, visto che trattasi appunto del progetto di rinforzo di una struttura esistente, e non di indagare il suo esatto comportamento fino a rottura, si trascura a vantaggio di sicurezza, la fase di comportamento oltre il punto **A**, ovvero si ammette come rottura della struttura, la situazione in cui il primo elemento arriva a rottura.

Una volta determinato il grafico di forza-spostamento completo, si può procedere con il procedimento dell'analisi statica non lineare di tipo pushover:

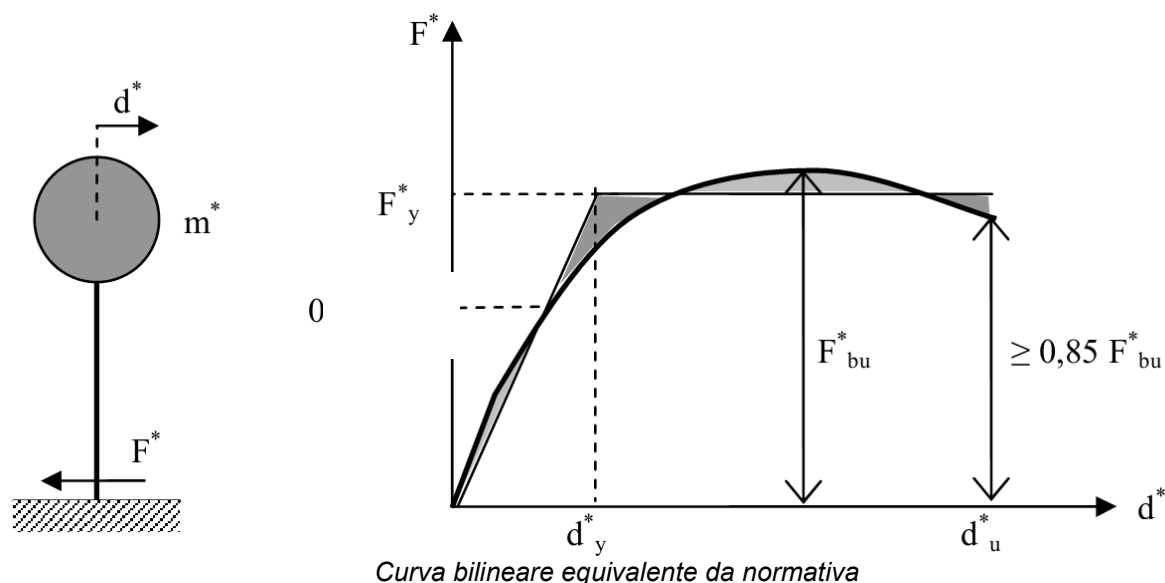
- Si costruisce la curva con andamento bilineare equivalente per il sistema secondo quanto riportato nella **§C7.3.4.1-Circ. n. 617**;
- La curva determinata deve essere opportunamente divisa per la massa totale dell'allineamento per determinarne la curva bilineare accelerazione-spostamento;

- Si procede al calcolo dello spettro elastico in termini di spostamento a partire dallo spettro elastico ridotto in termini di accelerazioni agli SLV come riportato al **§3.2.3.2.3-NTC2018**;
- Si confrontano lo spettro elastico in termini di spostamento (curva di domanda) con la curva bilineare accelerazione-spostamento (curva di capacità).
- Si incrementa lo spostamento massimo richiesto di un coefficiente che tiene conto dell'eccentricità dei telai di rinforzo rispetto all'allineamento, questo coefficiente è rappresentato dal rapporto tra lo spostamento della struttura esistente e della struttura di rinforzo determinato da una analisi modale del modello tridimensionale. Si veda quanto riportato precedentemente sulle condizioni generali di verifica.

5.13.1 Costruzione della curva bilineare equivalente

A partire dalla grafico forza-spostamento del sistema reale, ricavato dall'analisi Push-Over si passa alla curva equivalente del sistema a un grado di libertà, secondo le indicazioni contenute al **§C7.3.4.1-Circ. n. 617**.

Si richiede dunque che al sistema reale sia associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.



Dove F^* e d^* (forza e spostamenti del sistema equivalente) sono determinati da quelli del sistema reale F e d (forza e spostamenti del sistema reale).

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

Dove Γ è il fattore di partecipazione modale.

Il fattore di partecipazione modale è definito dalla seguente espressione.

$$\Gamma = \frac{d \cdot U_x}{ModalMass}$$

Le grandezze per definire questo coefficiente sono determinate a partire dall'analisi modale della struttura con il modello agli elementi finiti, da cui si determina lo spostamento massimo d , il fattore di partecipazione dell'analisi modale del modello agli elementi finiti U_x e il fattore di scala $ModalMass$.

La curva bilineare equivalente è ricavata da quella reale (con ramo discendente interrotto al valore $0.85 F_{bu}$, dove F_{bu} =forza massima del sistema reale).

Si determina dunque il valore di F_y e d_y mediante le seguenti ipotesi:

- pendenza del tratto lineare $k^*=F_y/d_y$
- passaggio del tratto elastico dal punto $0.7F_{bu}^*$
- spostamento ultimo coincidente con quello della curva reale con ramo discendente interrotto al valore $0.85F_{bu}$
- coincidenza delle aree sottese dalle due curve.

5.13.2 Calcolo dello spettro in termini di spostamento

Lo spettro in termini di spostamento è determinato secondo quanto riportato nella NTC2018 al paragrafo §3.2.3.2.3.

Lo spettro in termini di spostamento è determinato secondo la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_E(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Dove $S_E(T)$ = spettro elastico in termini di accelerazioni e T =periodo.

Questo valore è determinato con lo spettro elastico in termini di accelerazioni opportunamente ridotto tramite il coefficiente di smorzamento in termini dissipativi determinato secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti.

5.13.3 Determinazione della domanda in termini di spostamento

Per determinare la domanda in termini di spostamento anelastica si distinguono due casi:

- Se $T^* > T_c$, lo spostamento anelastico coincide con lo spostamento elastico per $T=T^*$, cioè per lo spostamento al limite elastico della curva bilineare equivalente $d_{e,max}$.
- Se $T^* < T_c$, si deve determinare lo spostamento anelastico secondo la seguente espressione:

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

Dove q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. ($q^* = S_{e,max} * massa / F_y^*$).

5.13.4 Verifiche da analisi pushover

Una volta determinato la domanda in termini di spostamento, si verifica che questa sia inferiore allo spostamento ultimo della curva bilineare equivalente.

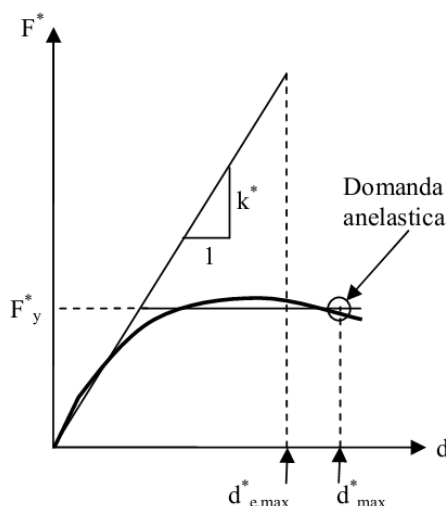
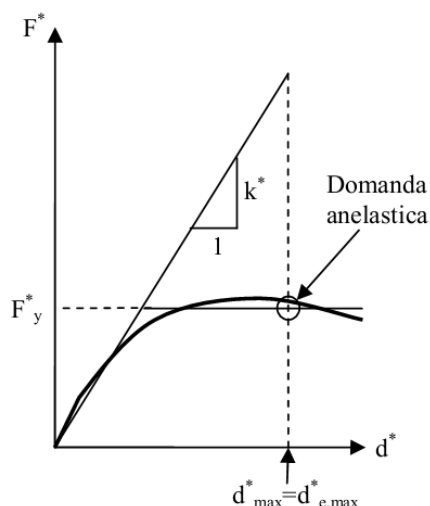


Figura C7.3.2a – Spostamento di riferimento per $T > T_c$ **Figura C7.3.2b** – Spostamento di riferimento per $T \leq T_c$
Procedimento grafico verifica analisi pushover

Inoltre si deve verificare che il valore di q^* sia inferiore a 4.

5.13.5 Determinazione dello spettro anelastico ridotto

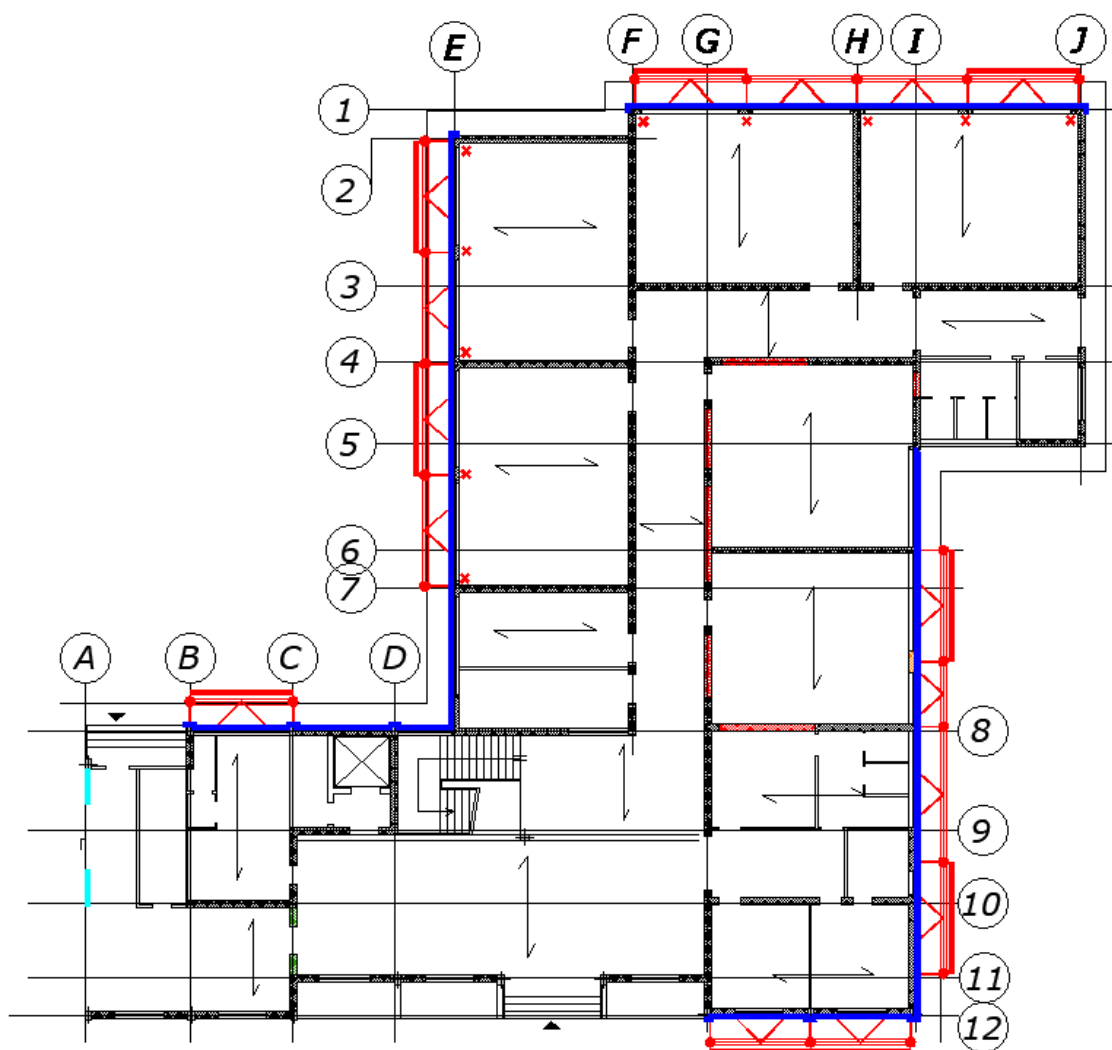
Una volta effettuata la verifica si determina lo smorzamento necessario per avere che lo spettro anelastico ridotto intercetti la curva di capacità in corrispondenza dello spostamento massimo determinato in precedenza.

Per determinare lo spettro anelastico ridotto a partire dallo spettro elastico si applica la seguente riduzione:

- Ordinate (accelerazioni) sono ridotte dividendole per il valore del fattore di riduzione determinato secondo le espressioni precedenti;
- Ascisse (spostamenti) sono ridotti dividendole per il valore del fattore di riduzione determinato secondo le espressioni precedenti e moltiplicandole per la duttilità in termini di spostamento.

6 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) DEGLI ALLINEAMENTI IN MURATURA

Si riporta a seguire la planimetria della porzione di edificio relativa al blocco aule, con indicazione degli allineamenti verificati a seguire.



A seguire sono riportati i principali risultati delle push-over; per la definizione delle cerniere plastiche, la costruzione delle curve push over e la definizione dei relativi punti caratteristici si rimanda al relativo elaborato allegato.

6.1 Allineamento 1

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.
La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a $7/2=3.50\text{m}$.

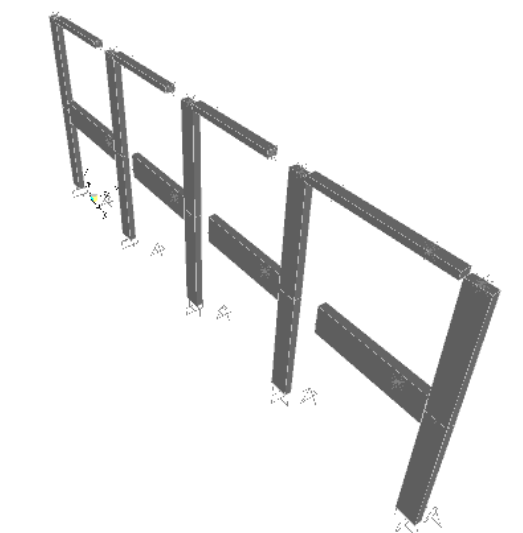
Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente, a livello di piano primo è presente una trave in c.a. di dimensioni 90x25 armata con 2+2 Φ 14, a livello di copertura è invece presente un cordolo in c.a. 30x20 armato con 2+2 Φ 12.

Nella situazione di progetto il cordolo è affiancato da 1 profili UPN160.

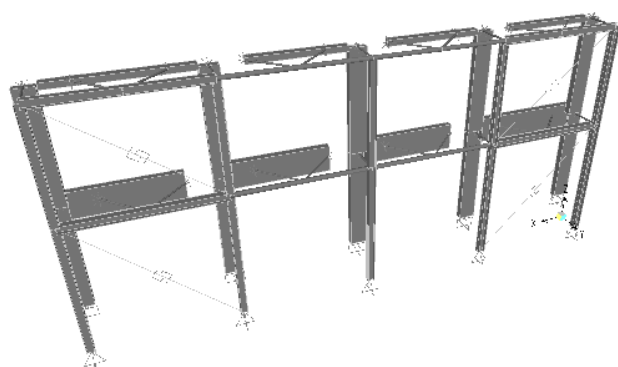
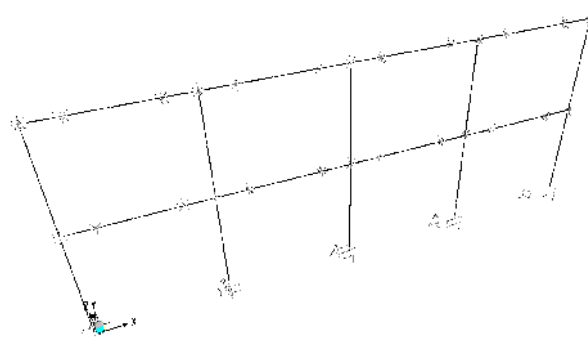
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo “Plastic – Wen”.

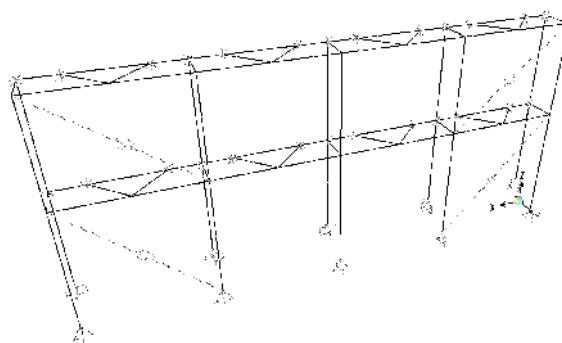
Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei “bracci” di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto



6.1.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$= 3.5 \cdot 18.80 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 1.7 \cdot (0.5 + 4 \cdot 0.6) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 252 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$= 3.5 \cdot 18.80 \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 1.7 \cdot (0.5 + 4 \cdot 0.6) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 436 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale: } 688 \text{ kN} = 68800 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 54%

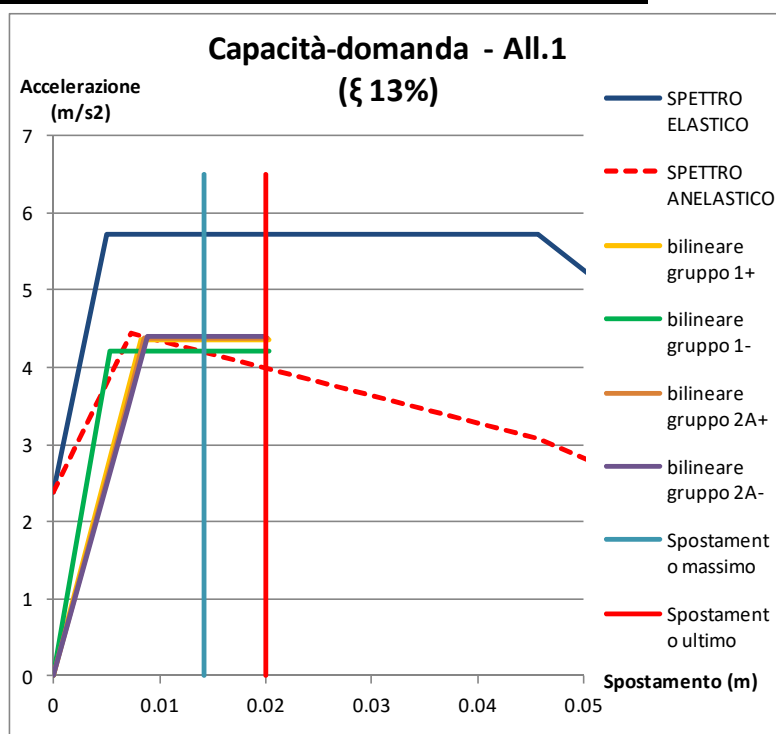
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 46%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 401 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 216 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 185 \text{ kN}$

6.1.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 13%

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.316 | <4 |
| d*max | 0.014 | mm |
| d ultimo | 0.020 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.360 | <4 |
| d*max | 0.010 | mm |
| d ultimo | 0.020 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.306 | <4 |
| d*max | 0.014 | mm |
| d ultimo | 0.020 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.302 | <4 |
| d*max | 0.014 | mm |
| d ultimo | 0.020 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

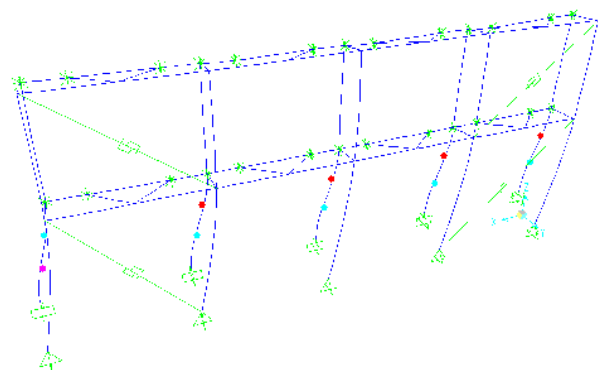
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=1.43
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=2.94

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_r=1.43**

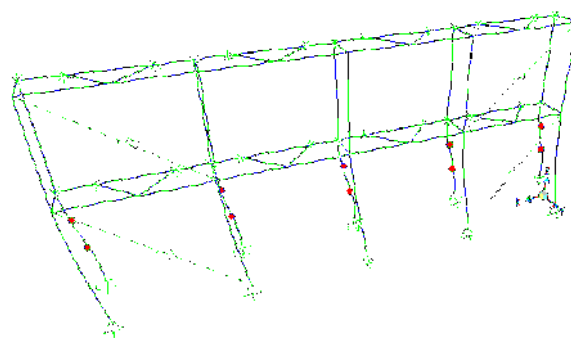
6.1.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



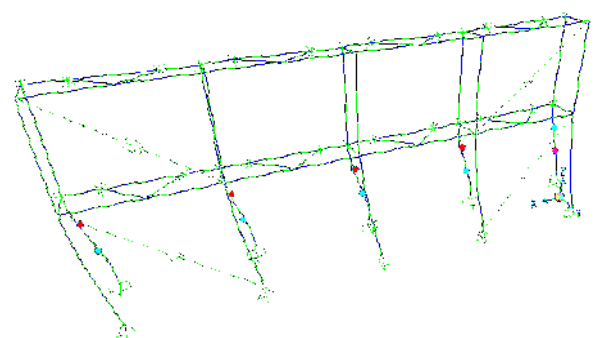
Deformata a rottura – Passo 3
Gruppo 1+

Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano
Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 4
Gruppo 1-

Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano
Elementi HBF snervati

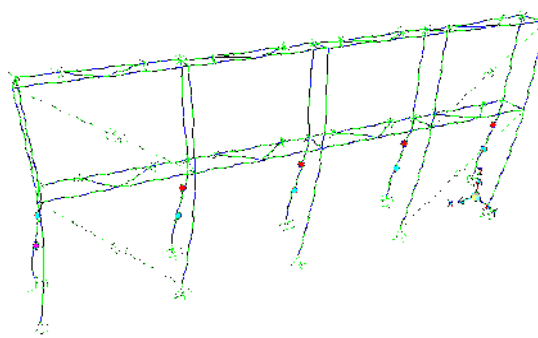


Deformata a rottura- Passo 3

Gruppo 2A+

*Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*

Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 3

Gruppo 2A-

*Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*

Elementi HBF snervati

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1+:

Azione massima di trazione: $N_{+max} = +303 \text{ kN}$

Azione massima di compressione: $N_{-max} = -290 \text{ kN}$

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 249 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=4)

Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 144 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=4)

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{max,es} = 62 \text{ kN}$

Struttura di rinforzo: $T_{max,acc} = 294 \text{ kN}$

6.2 Allineamento 2

L'allineamento è caratterizzato da una parete in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

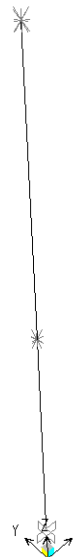
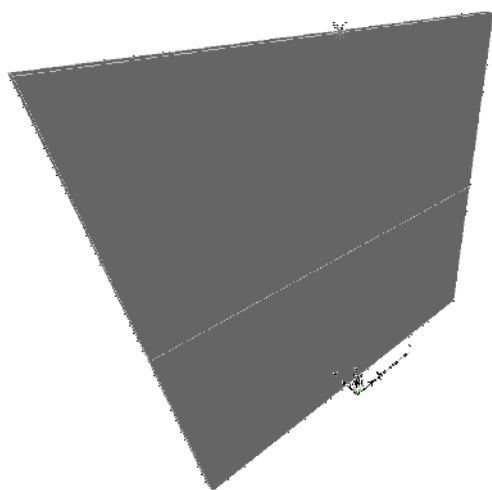
La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo a livello di piano primo e di copertura di dimensioni 30x20 armato con 2+2Φ12.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità.

In questo caso il modello dello stato di progetto coincide con quello dello stato esistente.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente

6.2.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$=0.5 \cdot 7.6 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 3.5 \cdot 7.6 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 128 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$=0.5 \cdot 7.6 \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \cdot 7.6 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 139 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale:} \quad 267 \text{ kN} = 26700 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 65%

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 35%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:

$$F_h = 156 \text{ kN}$$

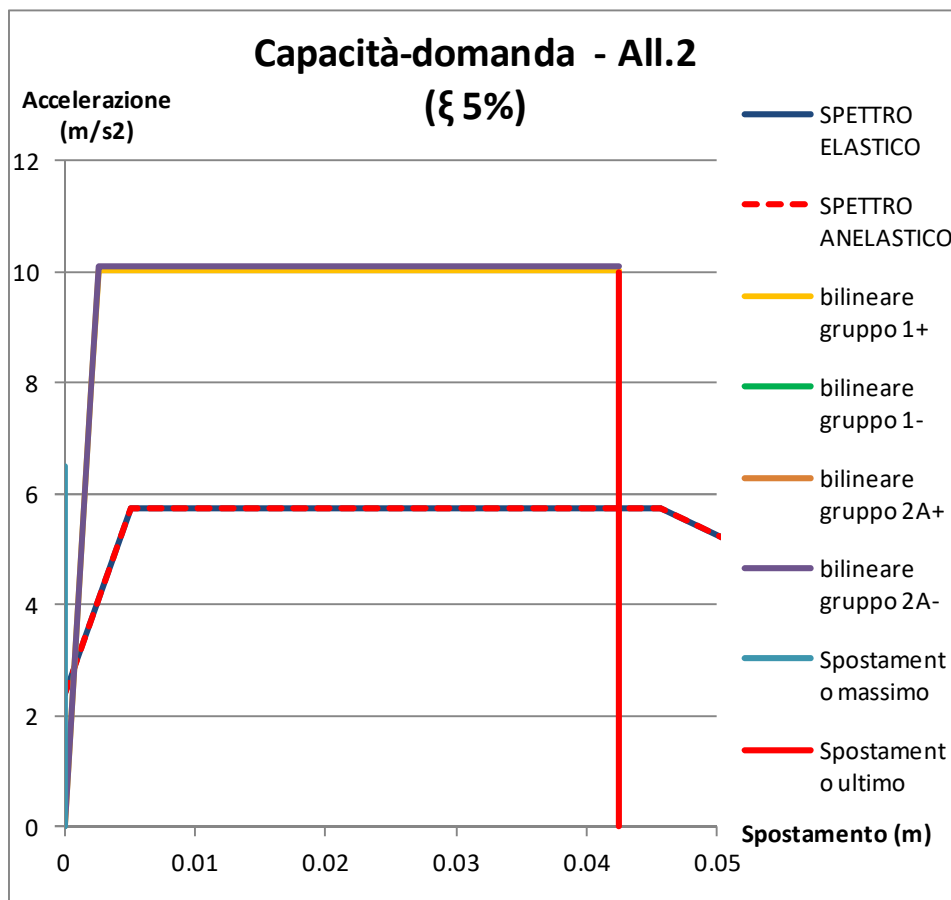
Azione orizzontale a livello di piano secondo

$$F_{h2} = 101 \text{ kN}$$

Azione orizzontale a livello di piano primo

$$F_{h1} = 55 \text{ kN}$$

6.2.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico (essendo la struttura simmetrica, le curve 1- e 2A- coincidono rispettivamente con 1+ e 2A+ pertanto non sono riportate).

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.571 | <4 |
| d^*_{max} | 0.002 | mm |
| d_{ultimo} | 0.042 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.567 | <4 |
| d^*_{max} | 0.002 | mm |
| d_{ultimo} | 0.042 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

Si ottiene quindi:

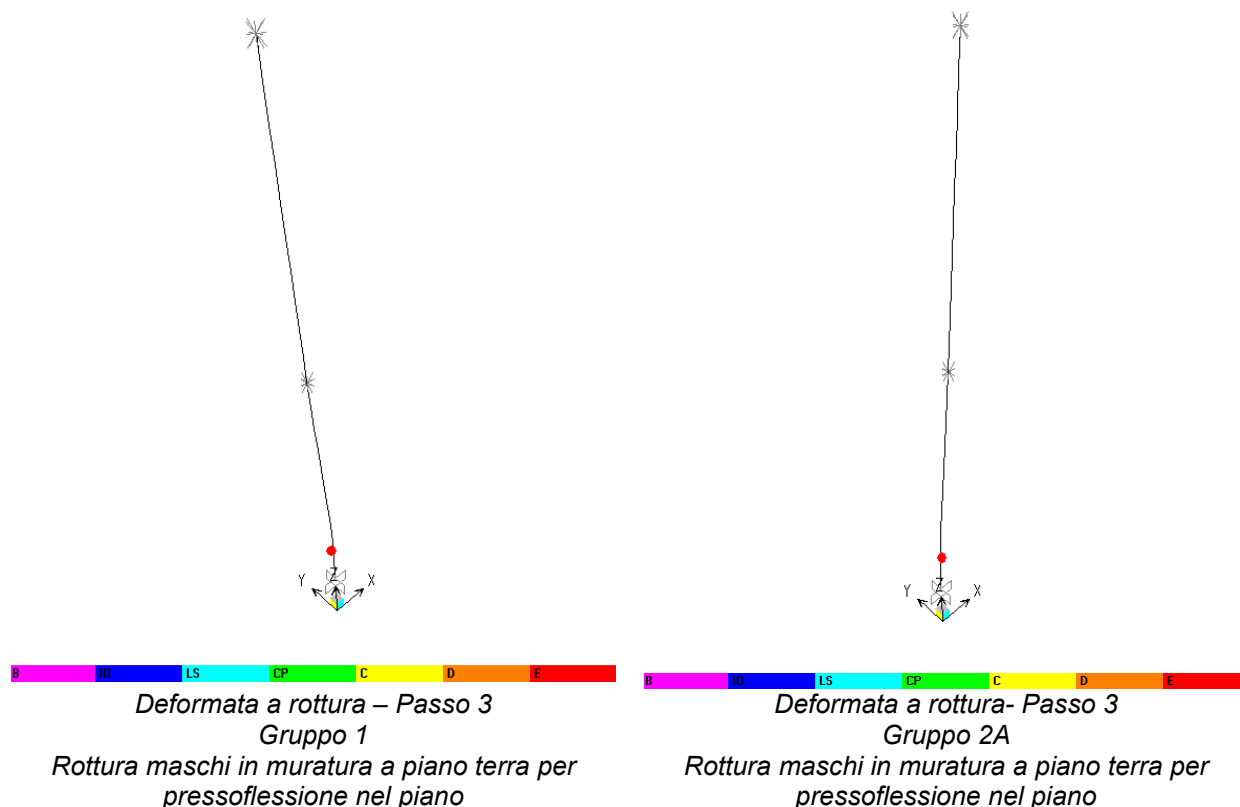
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=21
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: CS=7

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a:

$$CS_r=7$$

6.2.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{max,es} = 164 \text{ kN}$

6.3 Allineamento 3

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ed è un allineamento interno.

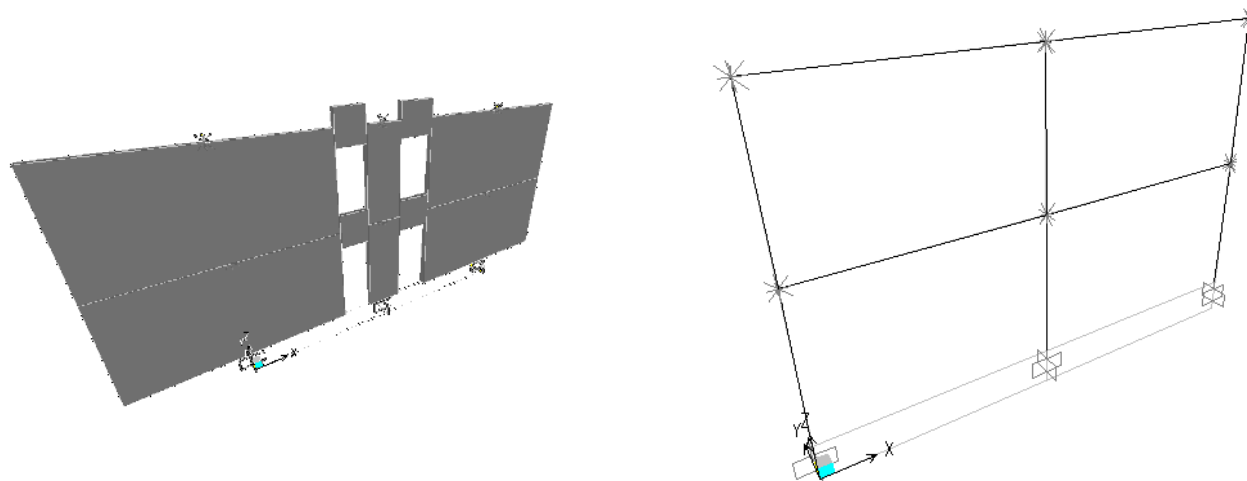
I maschi murari sono collegati tra loro mediante una fascia di piano in muratura, di dimensioni 130x14 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a;

- $7/2 = 3.5 \text{ m}$ per un tratto;
- $(7+2.8)/2 = 4.9 \text{ m}$ per la restante parte

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento, nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.3.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$=(3.5 \cdot 7.10 + 4.9 \cdot 12) \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + (7.5 \cdot 2 \cdot 3.5 + 1.45 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 533 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$=(3.5 \cdot 7.10 + 4.9 \cdot 12) \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + (7.5 \cdot 2 \cdot 3.5 + 1.45 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 766 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale:} \quad 1300 \text{ kN} = 130000 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 58%

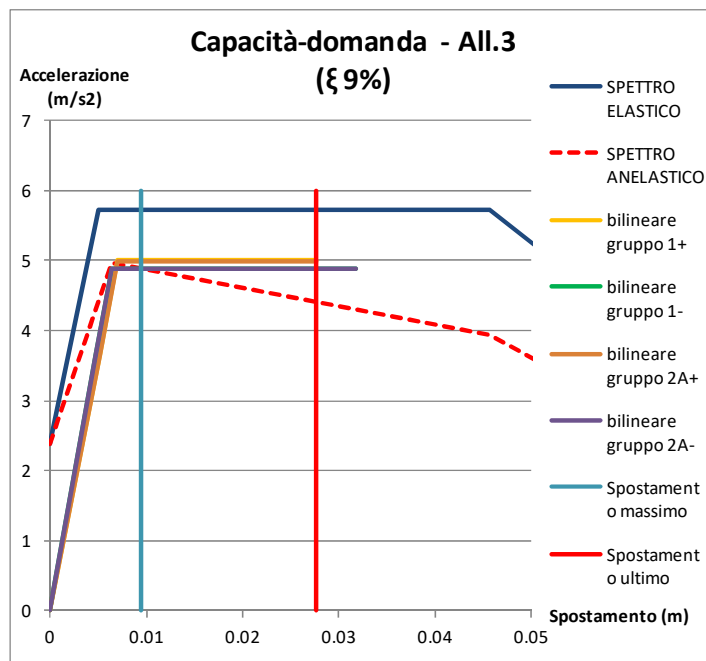
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 42%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 758 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 440 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 318 \text{ kN}$

6.3.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 9%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 9%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.145 | <4 |
| d*max | 0.010 | mm |
| d ultimo | 0.028 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.171 | <4 |
| d*max | 0.009 | mm |
| d ultimo | 0.032 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.147 | <4 |
| d*max | 0.009 | mm |
| d ultimo | 0.028 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.171 | <4 |
| d*max | 0.009 | mm |
| d ultimo | 0.032 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

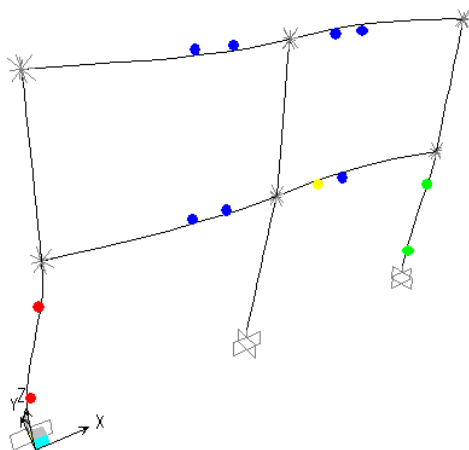
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=2.8
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=3.4

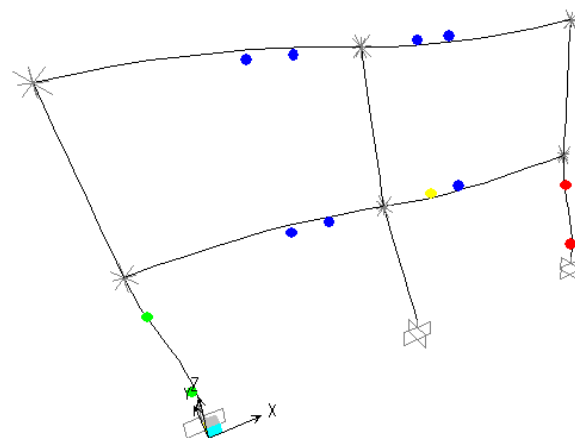
Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=2.8**

6.3.3 Situazione elementi al punto di rottura

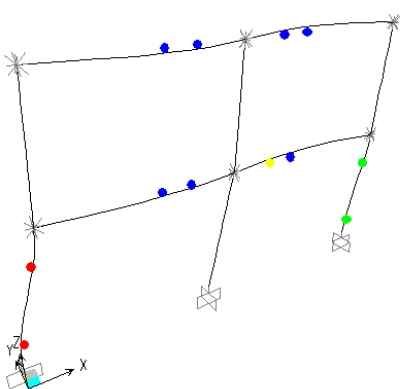
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



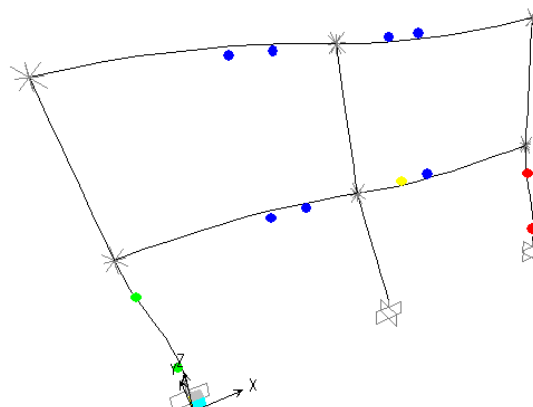
*Deformata a rottura – Passo 7
Gruppo 1+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 8
Gruppo 1-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 7
Gruppo 2A+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 8
Gruppo 2A-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 946 \text{ kN}$

6.4 Allineamento 4

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ed è un allineamento interno.

Allo stato attuale un'apertura pre-esistente è stata tamponata con blocchi forati, nello stato di progetto si prevede il rifacimento di tale porzione mediante blocchi Poroton efficacemente ammortati nella muratura esistente in mattoni pieni ai lati della vecchia apertura.

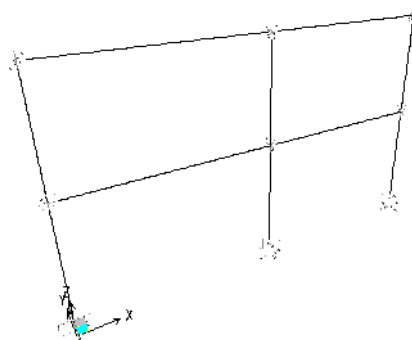
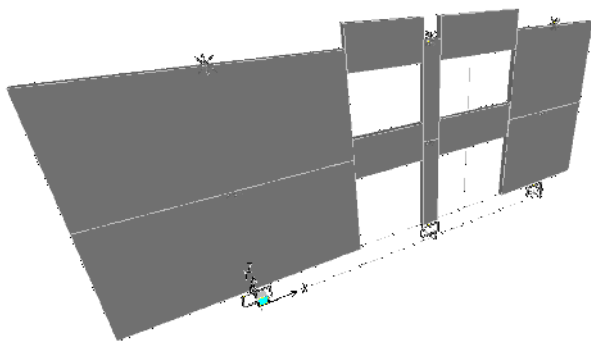
I maschi murari sono collegati tra loro a entrambi i livelli mediante una fascia di piano in muratura, di dimensioni 130x14 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a;

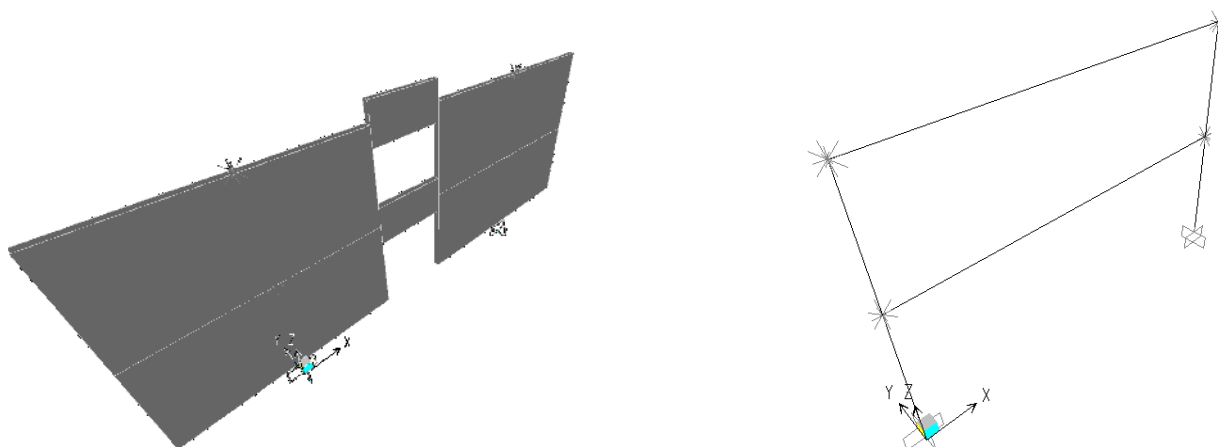
- 0.5 m per un tratto;
- $(7.5+2.8)/2 = 5.15 \text{ m}$ per la restante parte

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento, nello stato esistente e nello stato di progetto..

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura di progetto

6.4.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo (z=7m):

$$=(0.5 \cdot 7.60 + 5.15 \cdot 8.9) \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + (7.6 + 8.9) \cdot 3.50 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 423 \text{ kN}$$

Carichi piano primo (z=3.5m)

$$=(0.5 \cdot 7.60 + 5.15 \cdot 8.9) \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + (7.6 + 8.9) \cdot 3.50 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 562 \text{ kN}$$

Massa totale: 985 kN=98500 kg

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 60%

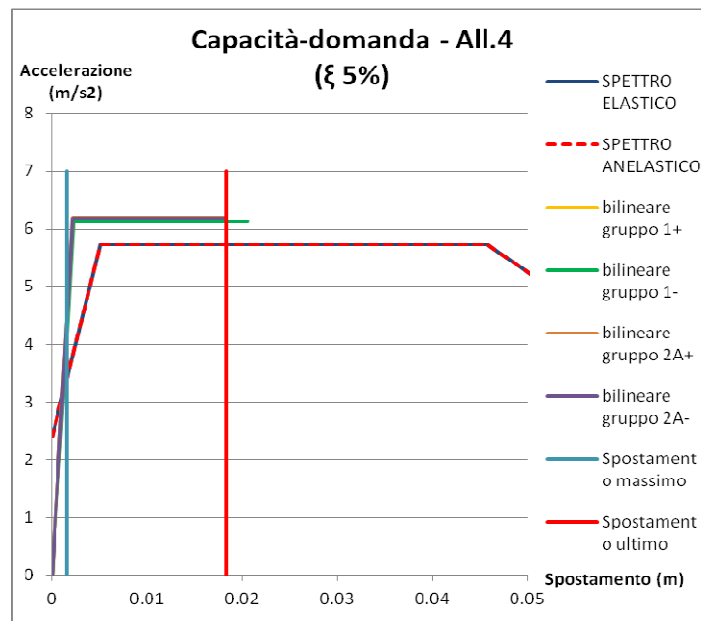
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 40%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 574 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 344 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 230 \text{ kN}$

6.4.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.935 | <4 |
| d*max | 0.002 | mm |
| d ultimo | 0.020 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.935 | <4 |
| d*max | 0.002 | mm |
| d ultimo | 0.021 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.925 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.018 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.926 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.018 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

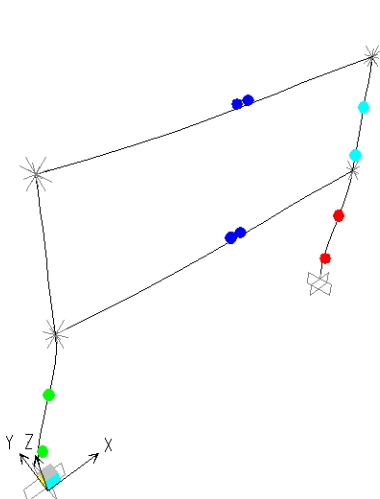
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=18
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=4.28

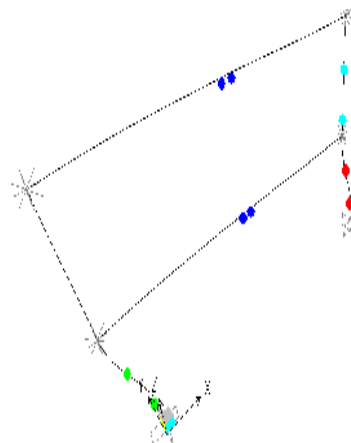
Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_r=4.28**

6.4.3 Situazione elementi al punto di rottura

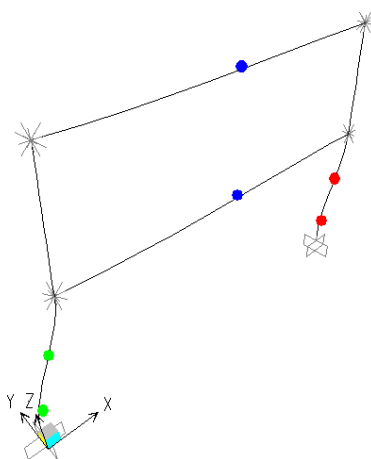
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



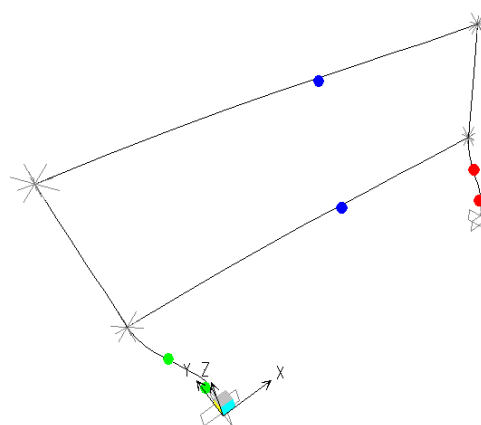
*Deformata a rottura – Passo 5
Gruppo 1+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 1-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 865 \text{ kN}$

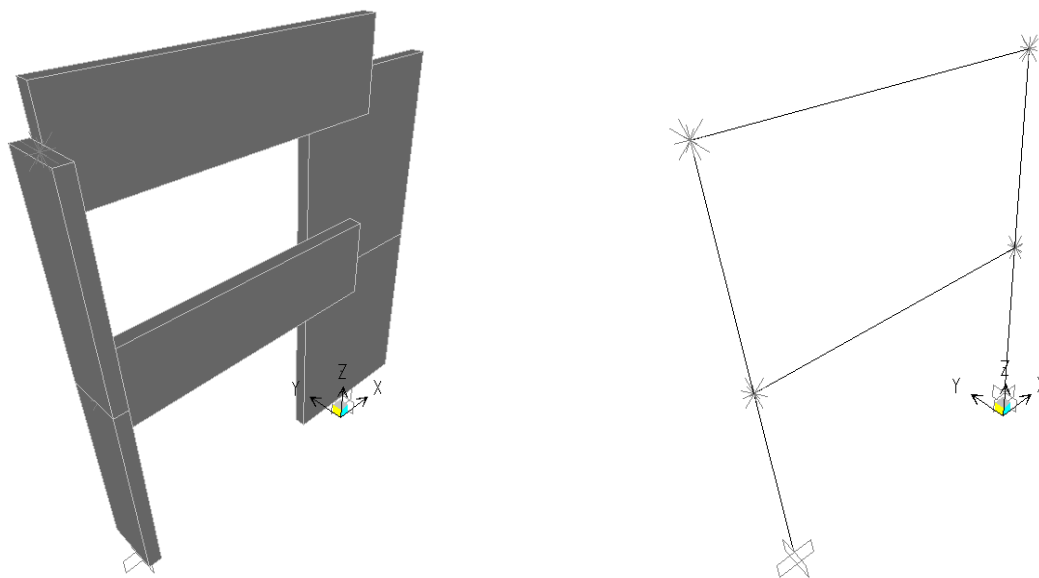
6.5 Allineamento 5

L'allineamento è caratterizzato da una parete in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm, collegata attraverso una trave in c.a. ad una biella, anch'essa in muratura. Quest'ultima risulta praticamente priva di rigidezza nel piano dell'allineamento in esame, mentre assorbe azioni nel piano dell'all. I, analizzato nei paragrafi a seguire. La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità.

In questo caso il modello dello stato di progetto coincide con quello dello stato esistente.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente

6.5.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$= 0.5 \cdot 2.8 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 3.5 \cdot 2.8 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 47 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$= 0.5 \cdot 2.8 \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \cdot 2.8 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 51 \text{ kN}$$

Massa totale:

98 kN=9800kg

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 65%

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 35%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:

$F_h = 57$ kN

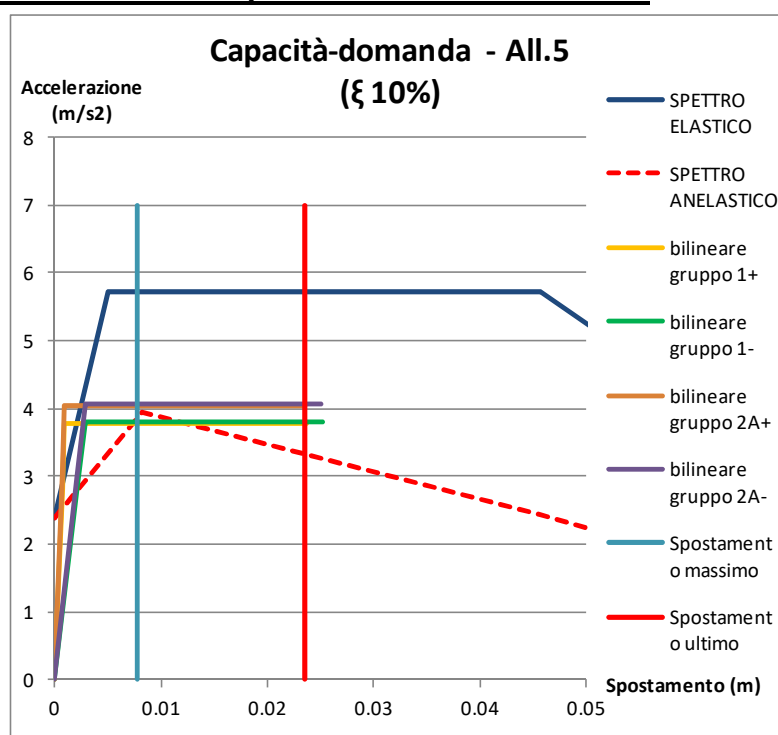
Azione orizzontale a livello di piano secondo

$F_{h2} = 37$ kN

Azione orizzontale a livello di piano primo

$F_{h1} = 20$ kN

6.5.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 10%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 10%.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|---------------------|-------|----|
| q^* | 1.52 | <4 |
| d^{max} | 0.004 | mm |
| d^{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|---------------------|------|----|
| q^* | 1.51 | <4 |
| d^{max} | 0.01 | mm |
| d^{ultimo} | 0.03 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.41 | <4 |
| d*max | 0.003 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.41 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.03 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2°-

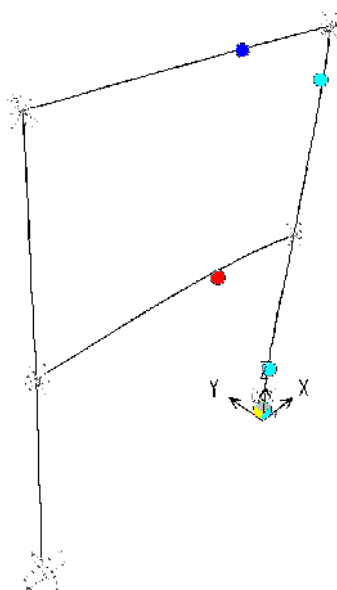
Si ottiene quindi:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=3
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=1.97

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_e=1.97**

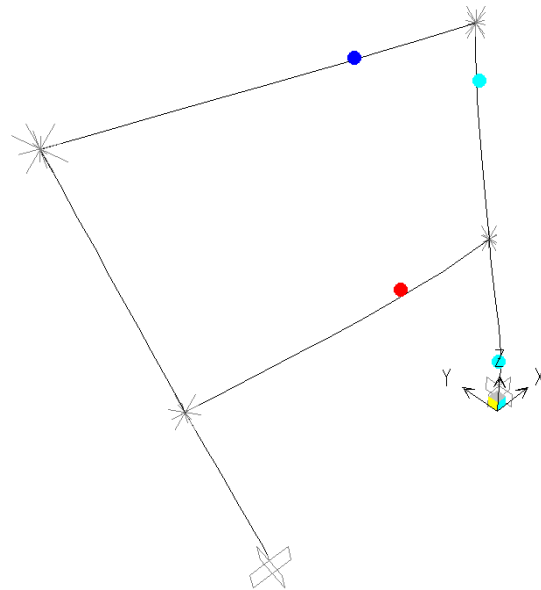
6.5.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



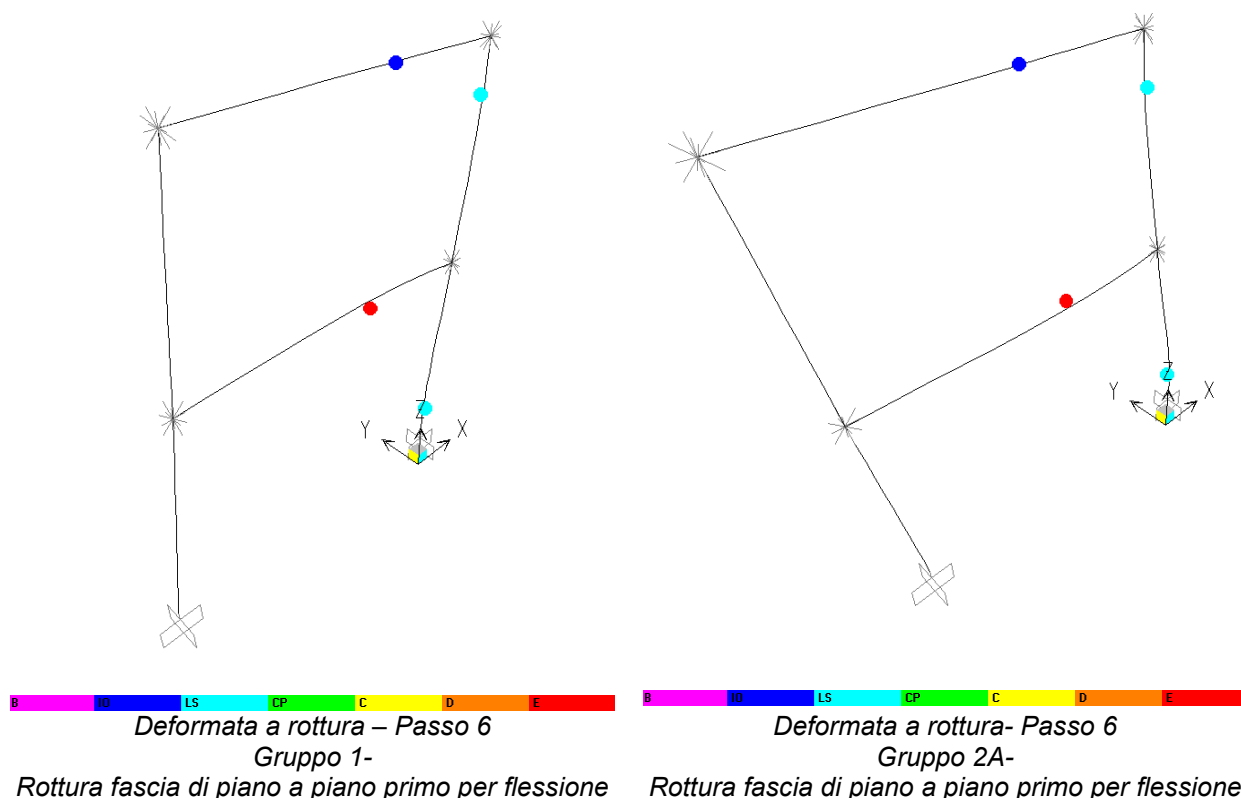
Deformata a rottura – Passo 6
Gruppo 1+

Rottura fascia di piano a piano primo per flessione



Deformata a rottura- Passo 6
Gruppo 2A+

Rottura fascia di piano a piano primo per flessione



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{\max,es} = 57.8 \text{ kN}$

6.6 Allineamento 6

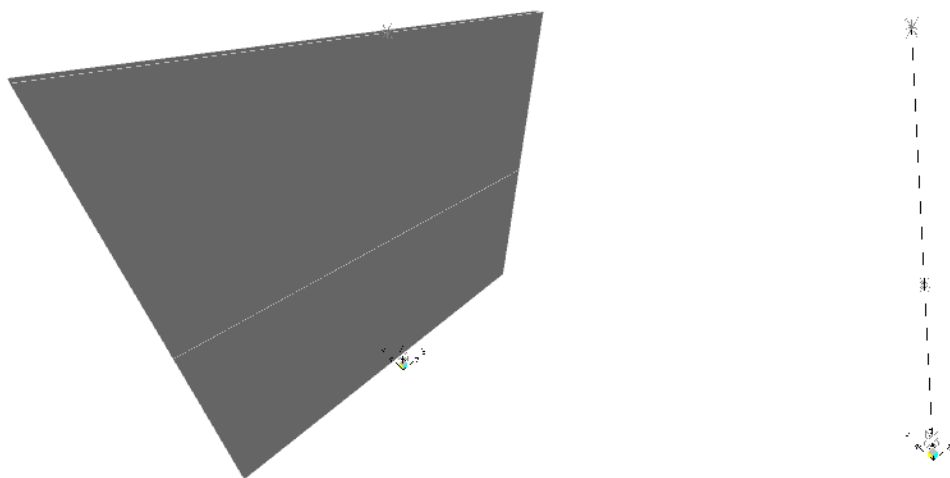
L'allineamento è caratterizzato da un maschio in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ed è un allineamento interno.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a $7/2 + 7.5/2 = 7.25 \text{ m}$.

Allo stato attuale la parete di piano primo è realizzata in blocchi forati, nello stato di progetto si prevede di ricostruirla in blocchi Poroton.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.6.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$= 8.6 \cdot 7.25 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 8.6 \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 348 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$= 8.6 \cdot 7.25 \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + 8.6 \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 523 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale:} \quad 871 \text{ kN} = 87100 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 57%

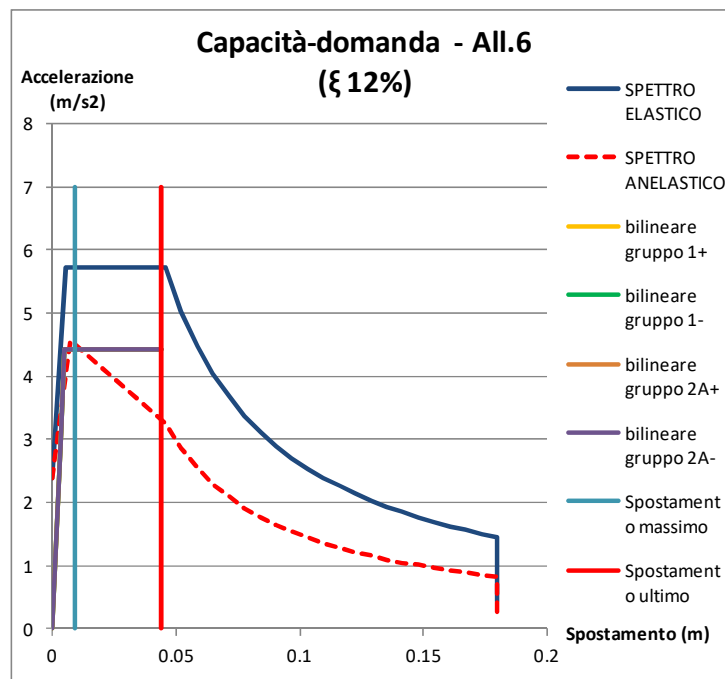
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 43%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 508 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 290 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 218 \text{ kN}$

6.6.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 12%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 12%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.29 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.04 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.29 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.04 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=4
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=3.1

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=3.10**

6.6.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.



Deformata a rottura – Passo 3

Gruppo 1+

*Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



Deformata a rottura – Passo 3

Gruppo 2A+

*Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 488 \text{ kN}$

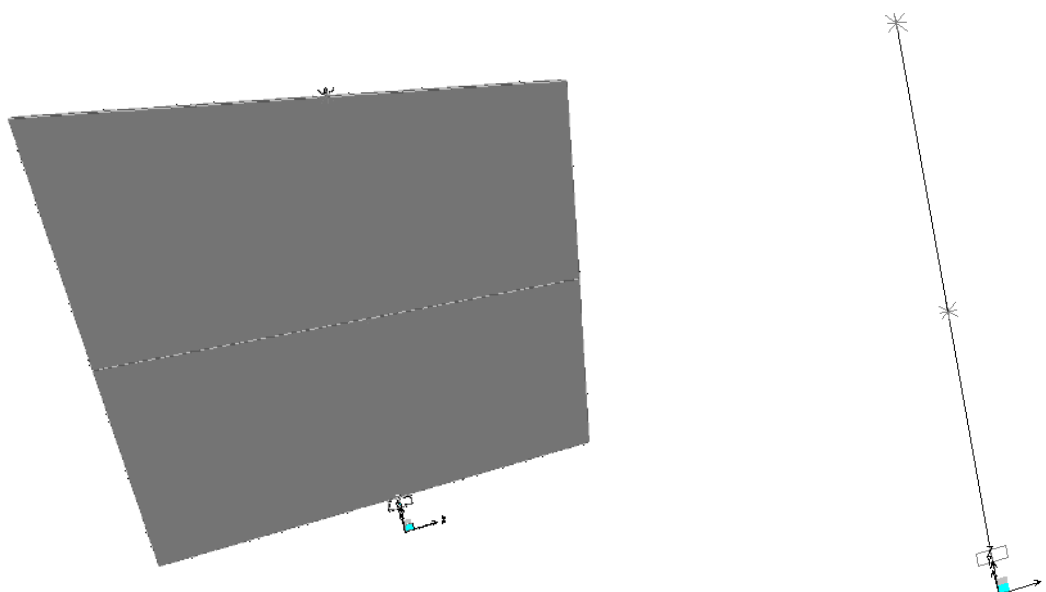
6.7 Allineamento 7

L'allineamento è caratterizzato da un maschio in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ed è un allineamento interno.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato di progetto, che coincide con lo stato attuale.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.7.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$=7.6 \cdot 0.5 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 7.6 \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 128 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$=7.6 \cdot 0.5 \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + 7.6 \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 139 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale:} \quad 267 \text{ kN} = 26700 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 65%

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 35%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:

$$F_h = 156 \text{ kN}$$

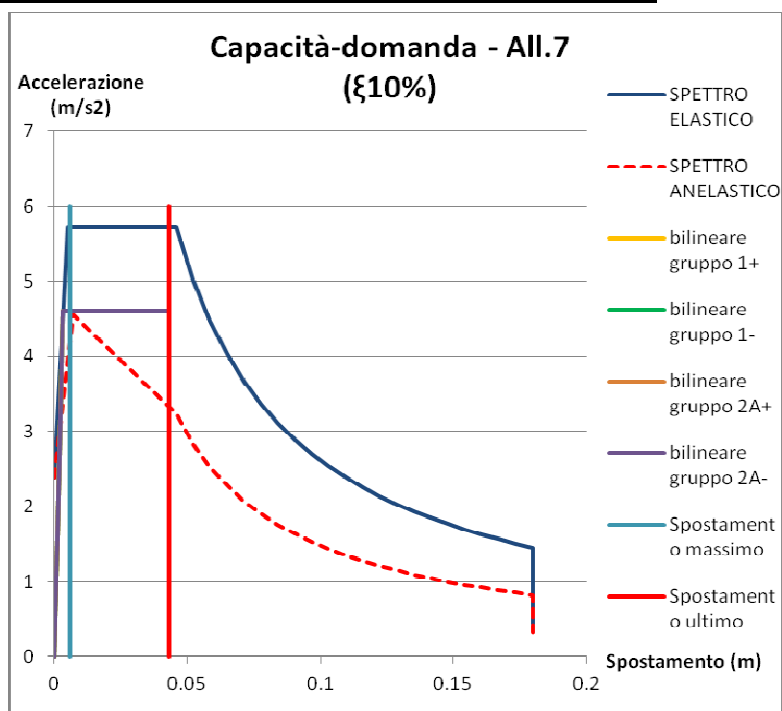
Azione orizzontale a livello di piano secondo

$$F_{h2} = 101 \text{ kN}$$

Azione orizzontale a livello di piano primo

$$F_{h1} = 55 \text{ kN}$$

6.7.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 10%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 10%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.24 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.04 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.24 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.04 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

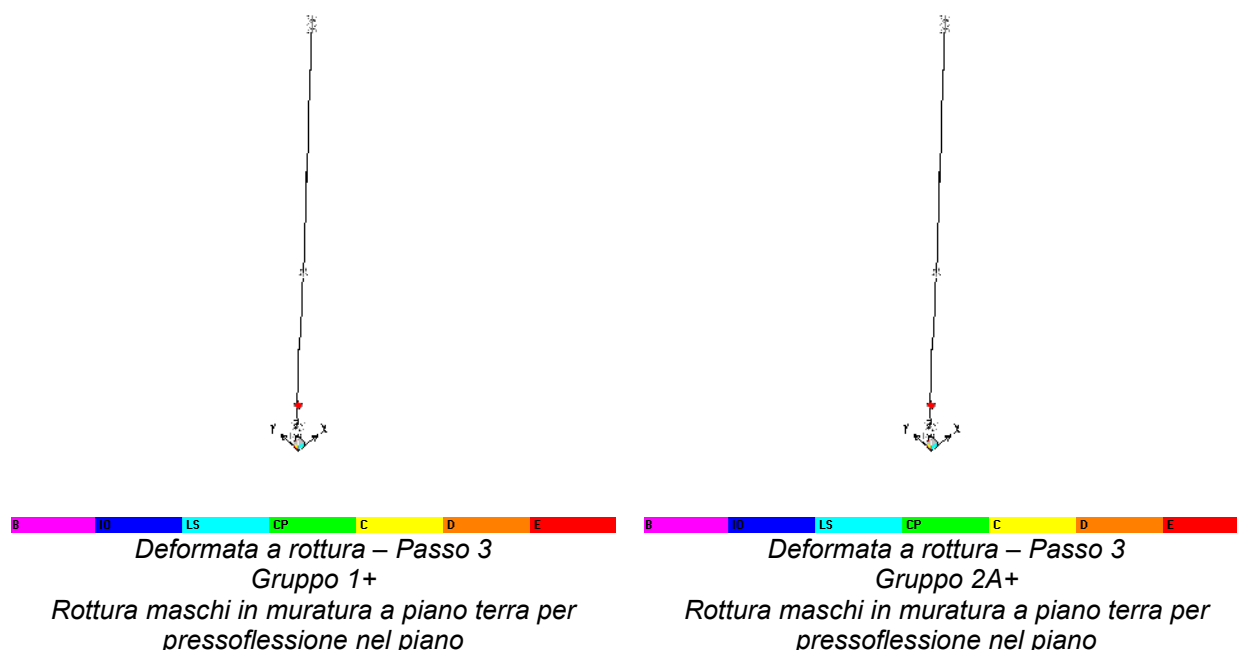
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=4
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=3.22

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=3.22**

6.7.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 163 \text{ kN}$

6.8 Allineamento 8

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a:

- solaio di piano primo: $7/2=3.50\text{m}$ nel tratto in corrispondenza delle aule, $3.8/2=1.90 \text{ m}$ nel tratto zona atrio;
- solaio di copertura: $(7/2+11.5/2)=9.25\text{m}$ nel tratto in corrispondenza delle aule, $11.5/2=5.75 \text{ m}$ nel tratto zona atrio;

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente, nel tratto in cui l'allineamento in esame è esterno è presente una trave in c.a. di dimensioni 90x25 armata con 2+2 Φ 14, nel tratto in cui è interno è invece presente una fascia in muratura, di dimensioni 130x14 cm. Nel tratto soprastante il corridoio, dove non è presente una trave di collegamento, tale funzione è assolta dal solaio, ordito in direzione parallela all'allineamento stesso. nel modello è stata inserita una biella infinitamente rigida.

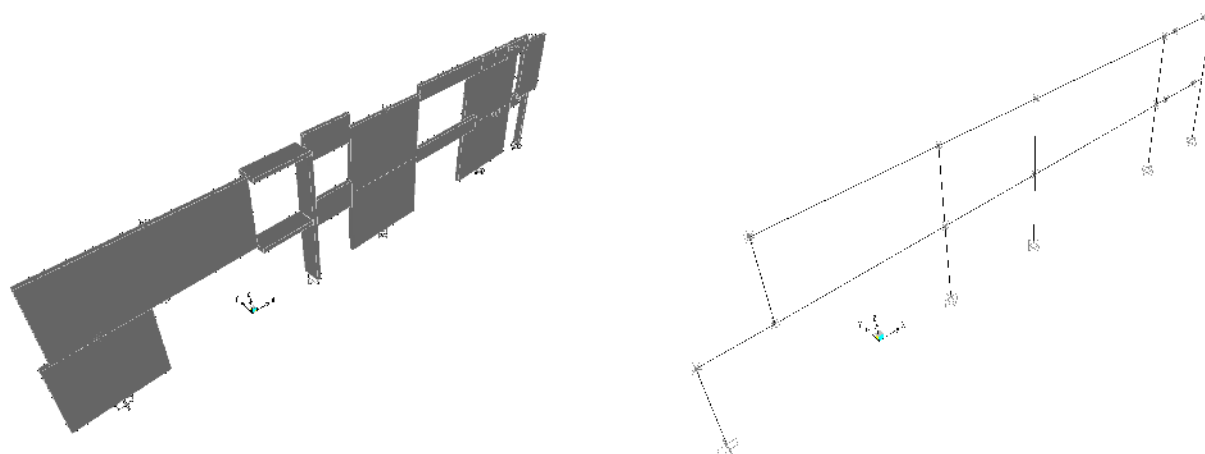
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Nello stato di progetto, oltre ad inserire un traliccio metallico esterno, si provvede alla ricostruzione in poroton di alcune pareti tamponate in blocchi forati.

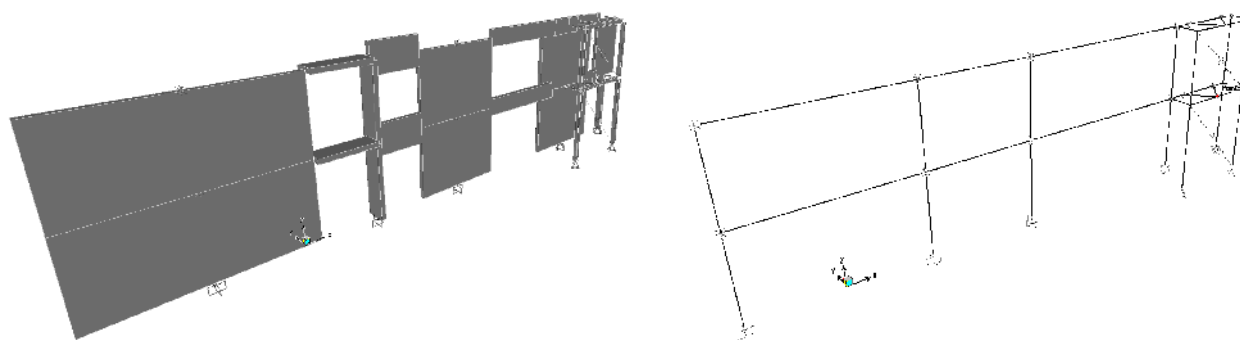
Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori

presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo “Plastic – Wen”.

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei “bracci” di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.8.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$=(25.2*5.75+8.15*9.25)*3.5\text{kN/mq}+3.5*(2.25+5.4+4.8+8.7)*0.24*18\text{kN/mc}=1090 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$=(25.20*1.90+8.15*3.5)*(6.3 \text{ kN/mq})+ 3.5*(4.45+4.8+8.75)*0.24*18 \text{ kN/mc} = 754 \text{ kN}$$

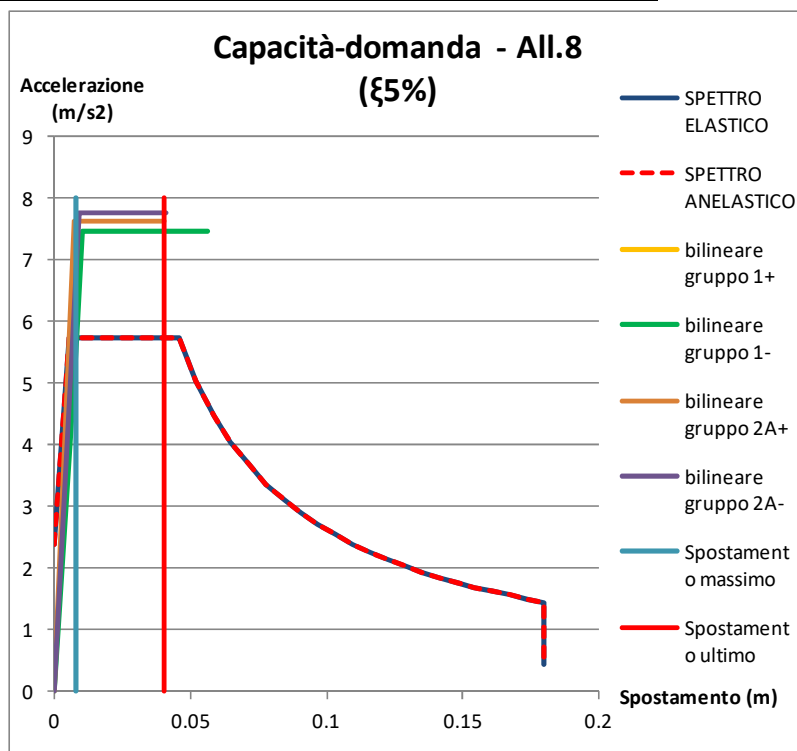
$$\text{Massa totale:} \quad 1844 \text{ kN}=18440 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 74%

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 26%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 1075 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo: $F_{h2} = 795 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo: $F_{h1} = 280 \text{ kN}$

6.8.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 0.75 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.04 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 0.77 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.06 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 0.75 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.04 | mm |

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 0.74 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.04 | mm |

*Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+*

*Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-*

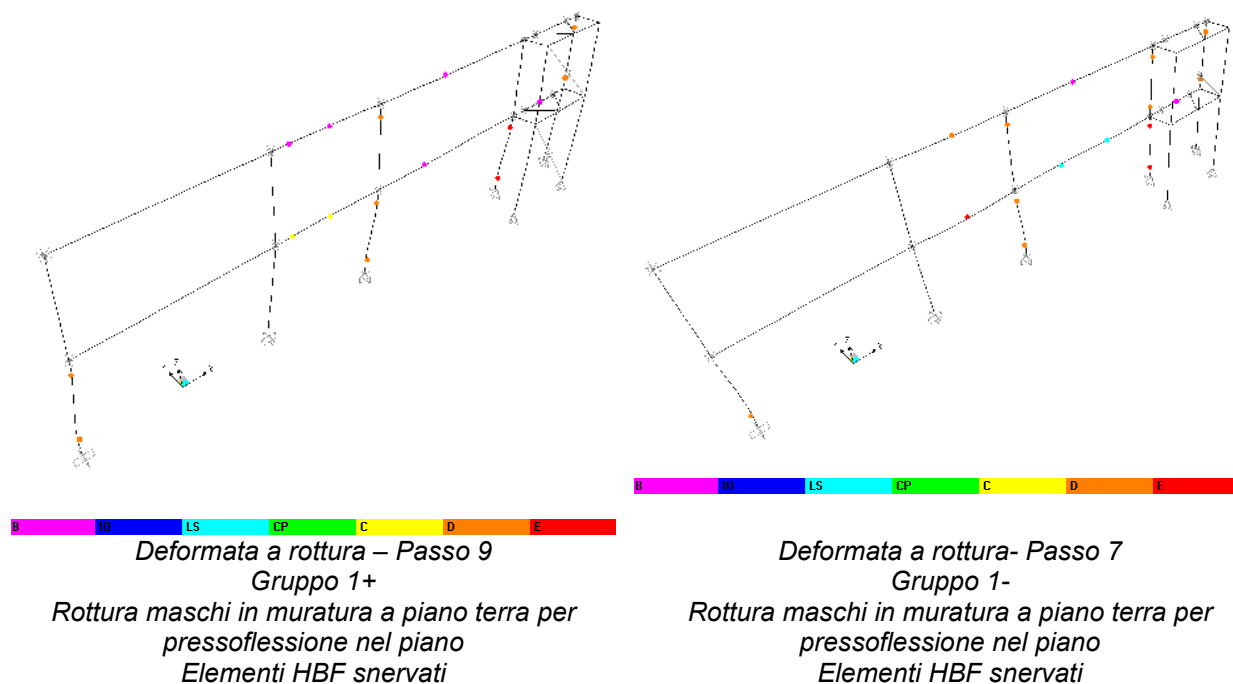
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

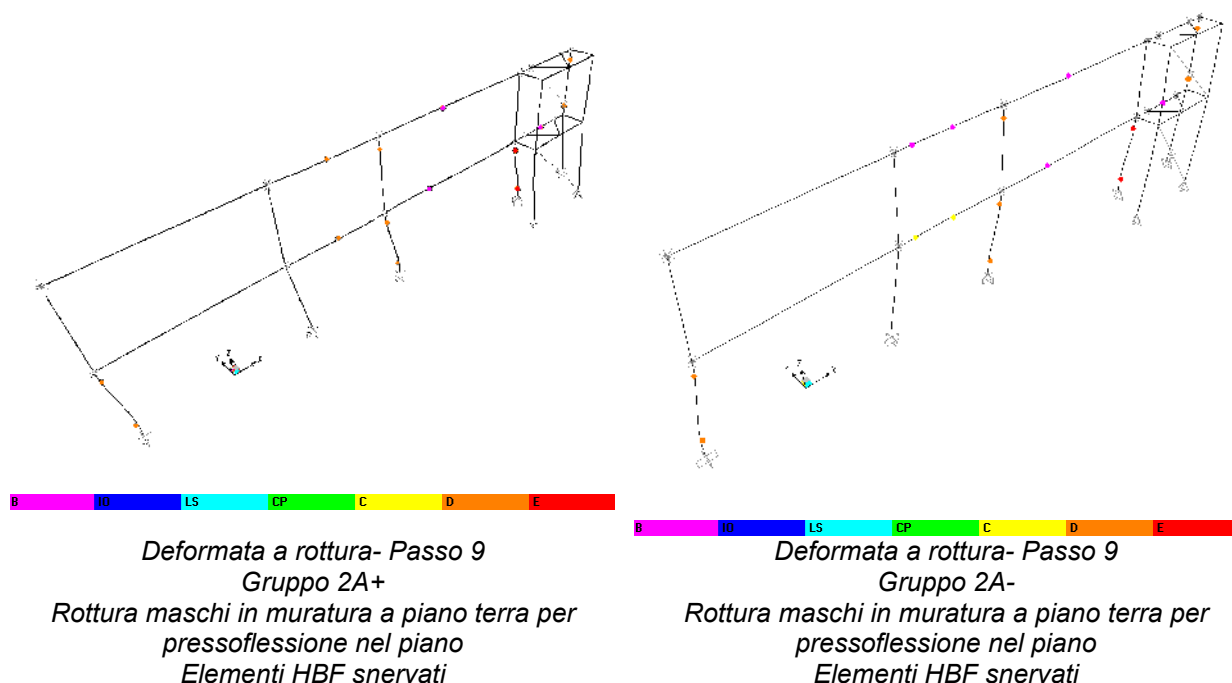
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=6$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=5.2$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=5.20$**

6.8.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.





Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio valgono:

Azione massima di trazione: $N_{+max} = +272 \text{ kN}$

Azione massima di compressione: $N_{-max} = -358 \text{ kN}$

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 187 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=1)

Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 47 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=1)

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{max,es} = 1057 \text{ kN}$

Struttura di rinforzo: $T_{max,acc} = 142 \text{ kN}$

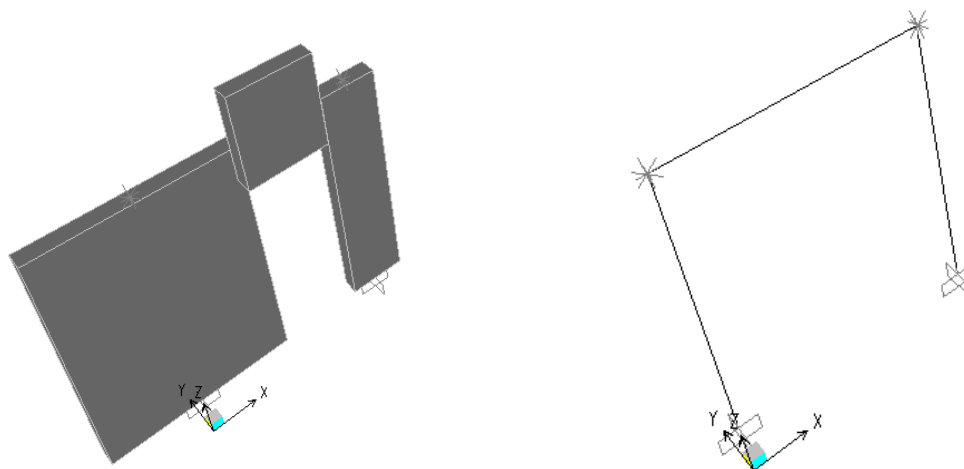
6.9 Allineamento 9

L'allineamento è caratterizzato da due maschi in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ad un solo piano ed è un allineamento interno. I due maschi sono collegati mediante una fascia di piano in muratura.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a $9.9/2 = 4.95 \text{ m}$.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato di progetto, che coincide con lo stato attuale.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.9.1 Analisi dei carichi

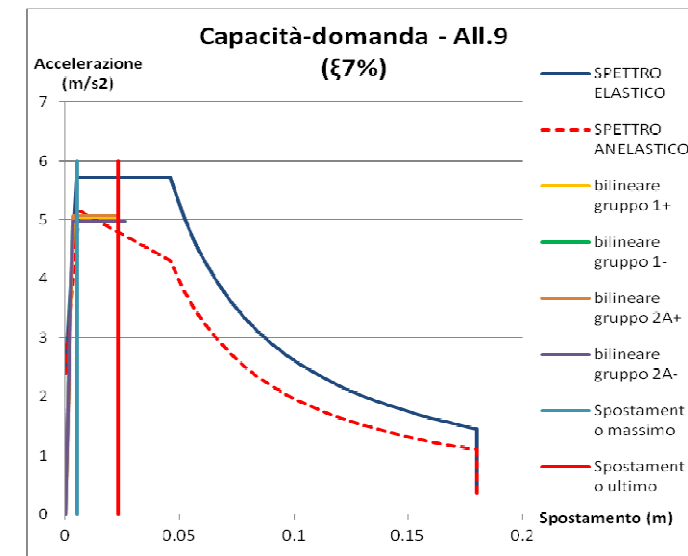
I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)
 $=4.15 \cdot 4.95 \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + (2.5+0.8) \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 180 \text{ kN}$
Massa totale: $180 \text{ kN} = 18000 \text{ kg}$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: --%
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 100%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 105 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = --\text{kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 105 \text{ kN}$

6.9.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 7%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 7%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico. Trattandosi di un caso dotato di un solo piano fuori terra i casi 1+ 1-+ coincidono rispettivamente con 2A+ e 2A-, che pertanto non vengono riportati.

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.13 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.15 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.03 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

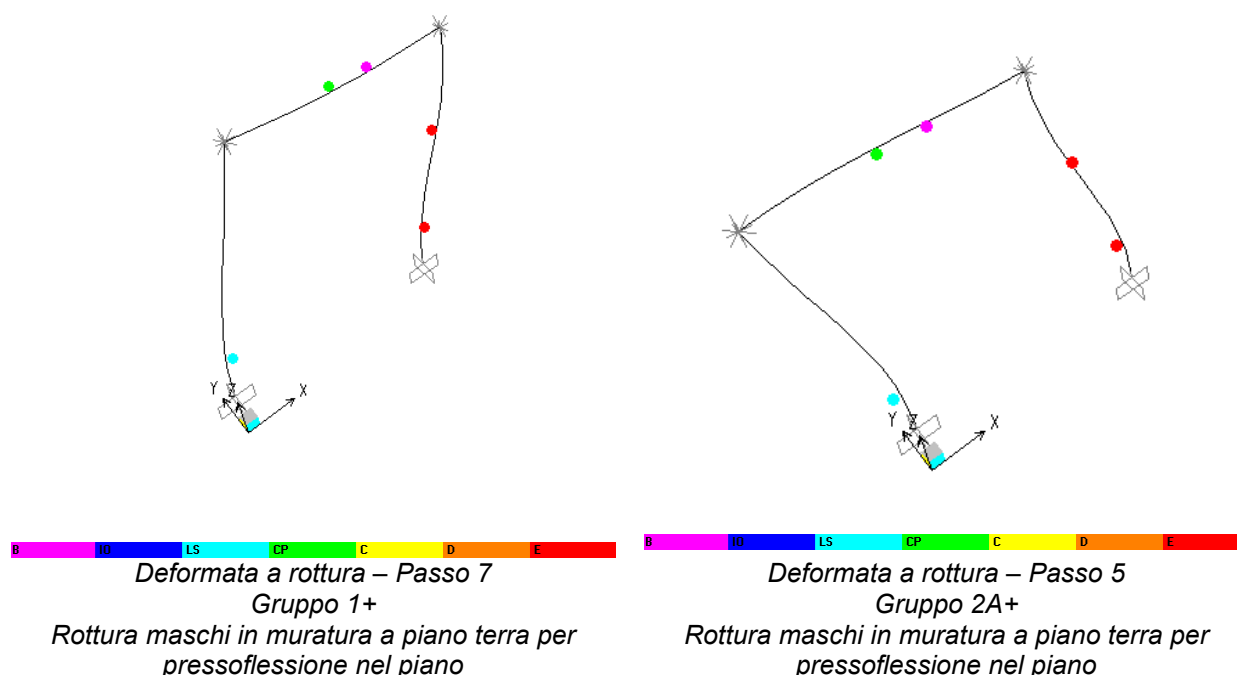
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=3
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=3.48

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=3.0**

6.9.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
 Struttura esistente: $T_{\max,es} = 97.5 \text{ kN}$

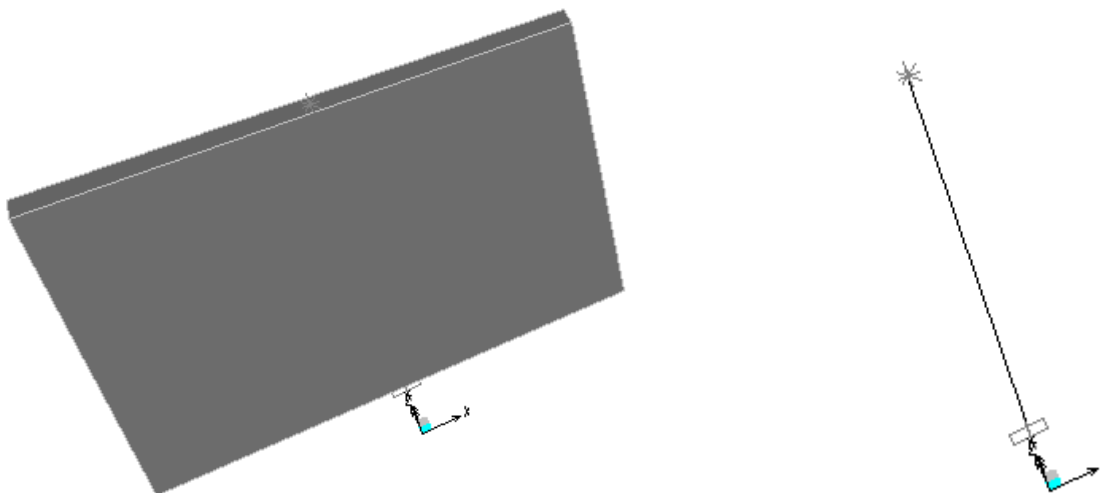
6.10 Allineamento 10A (all.B-C)

L'allineamento è caratterizzato da un maschio in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ad un solo piano ed è un allineamento interno.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a $11.50/2 = 5.75 \text{ m}$.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato di progetto, che coincide con lo stato attuale.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.10.1 Analisi dei carichi

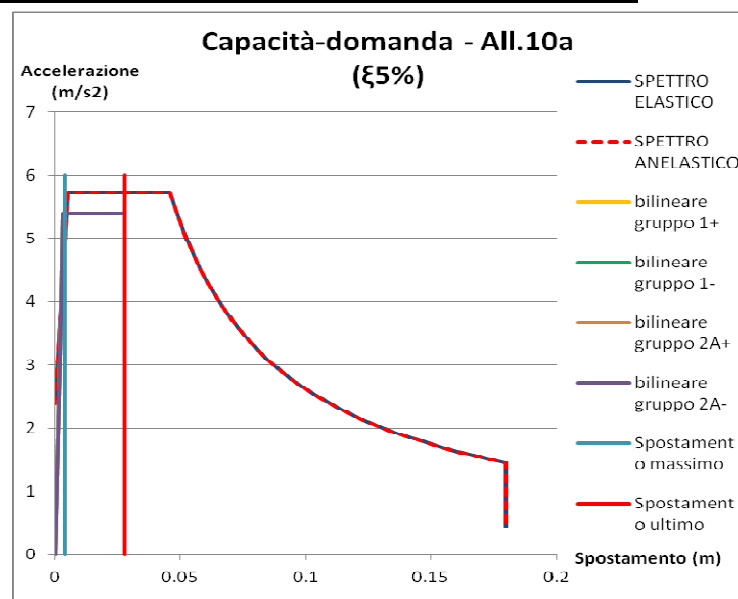
I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)
 $=4.60*5.75*6.3 \text{ kN/mq} + (4.6)*3.5*0.24*18 \text{ kN/mc} = 236 \text{ kN}$
Massa totale: $236\text{kN}=23600 \text{ kg}$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: --%
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 100%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 138 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo: $F_{h2} = --\text{kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo: $F_{h1} = 138 \text{ kN}$

6.10.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico. Trattandosi di un caso dotato di un solo piano fuori terra e simmetrico, i quattro casi analizzati coincidono tra loro.

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.06 | <4 |
| d*max | 0.004 | mm |
| d ultimo | 0.03 | mm |

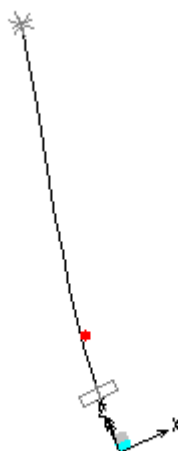
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=7.5
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=3.77

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=3.77**

6.10.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover. Trattandosi di un caso dotato di un solo piano fuori terra e simmetrico, i quattro casi analizzati coincidono tra loro.



Deformata a rottura – Passo 3

Gruppo 1+

Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 128 \text{ kN}$

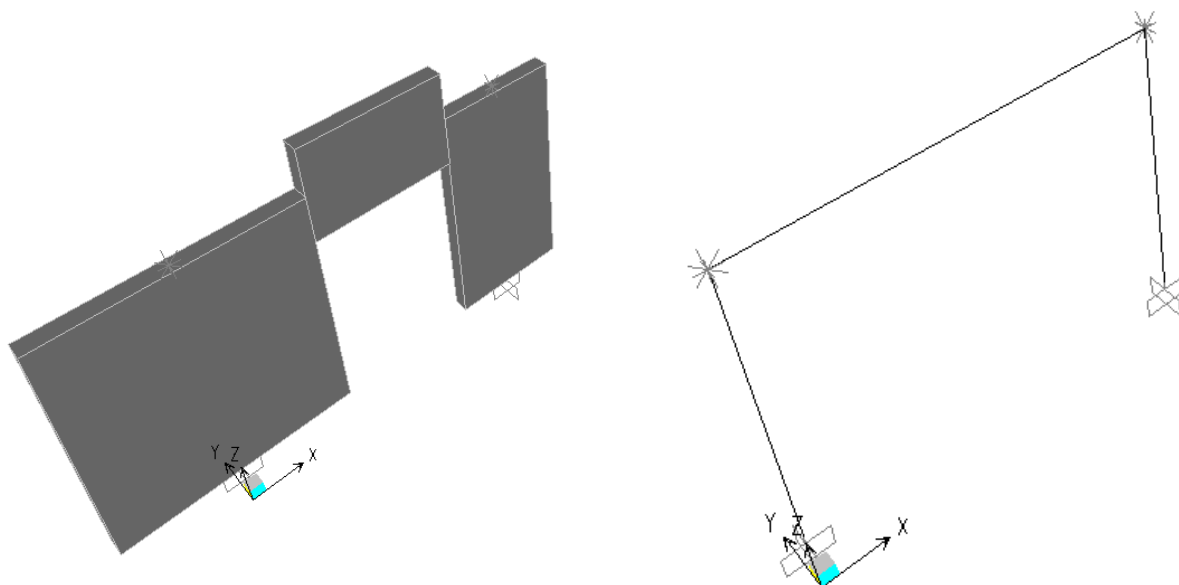
6.11 Allineamento 10B (all. G-I)

L'allineamento è caratterizzato da due maschi in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ad un solo piano ed è un allineamento interno. I due maschi sono collegati mediante una fascia di piano in muratura.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.50 m.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato di progetto, che coincide con lo stato attuale.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.11.1 Analisi dei carichi

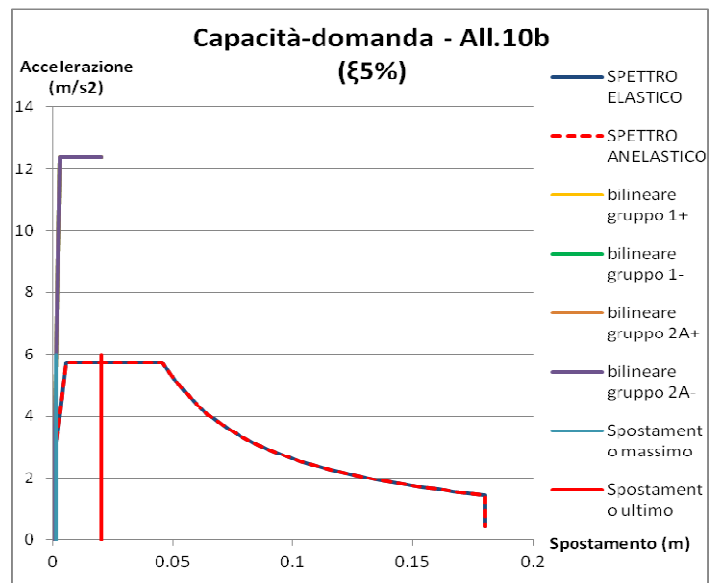
I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano primo (z=3.5m)
 $= 8.2 \cdot 0.5 \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + (3.25 + 1.80) \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 102 \text{ kN}$
Massa totale: $102 \text{ kN} = 10200 \text{ kg}$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: --%
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 100%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 59.5 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = --\text{kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 59.5 \text{ kN}$

6.11.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico. Trattandosi di un caso dotato di un solo piano fuori terra i casi 1+ 1-+ coincidono rispettivamente con 2A+ e 2A-, che pertanto non vengono riportati.

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.46 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.46 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

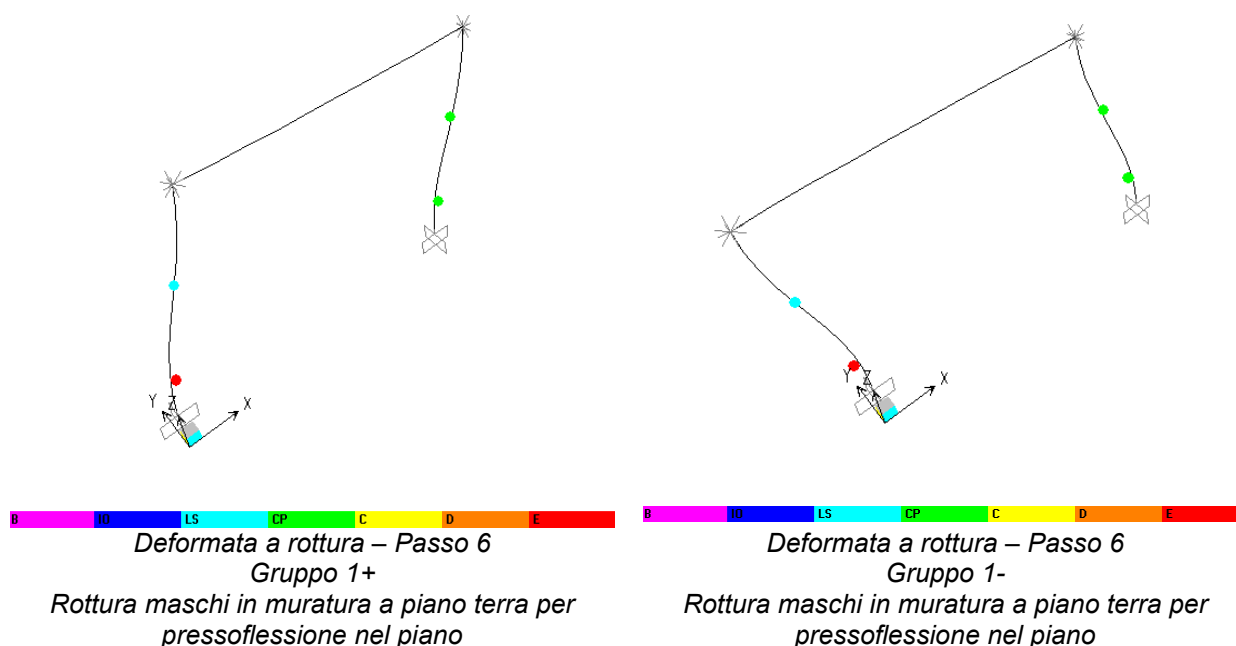
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=8.7
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=20

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=8.7**

6.11.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 134 \text{ kN}$

6.12 Allineamento 11-12

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a:

- solaio di piano primo: $4.50/2 = 2.25 \text{ m}$ nel tratto compreso tra gli all. A-C, $5.80/2 = 2.90 \text{ m}$ tra gli all. C-G, 0.5 m nel tratto rimanente
- solaio di copertura $11.5/2 = 5.75$.

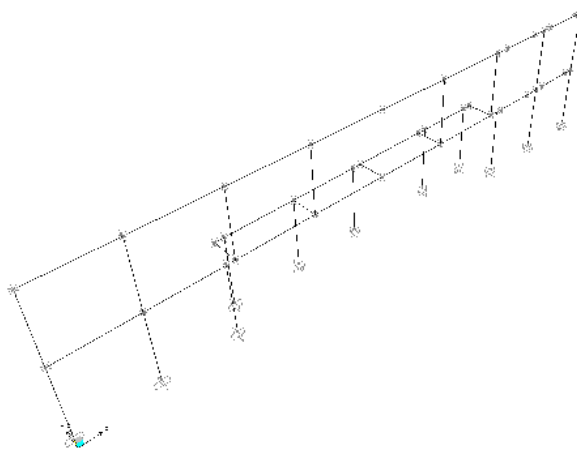
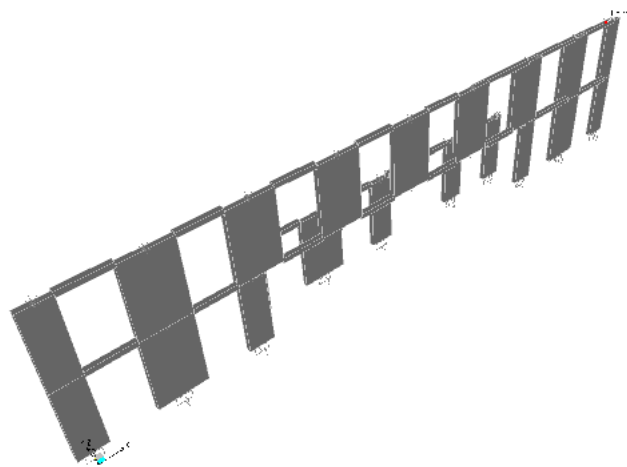
Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente, a livello di piano i maschi murari sono collegati mediante un cordolo in c.a., modellato incernierato alle estremità in virtù della sua modesta inerzia.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

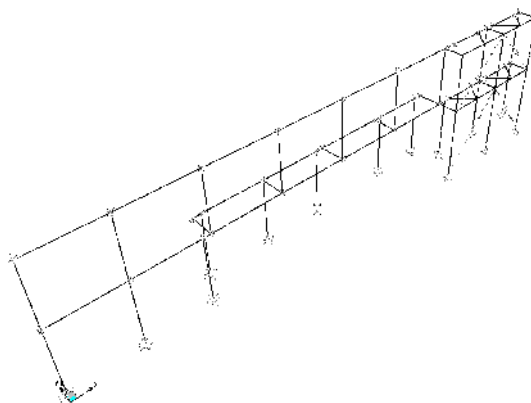
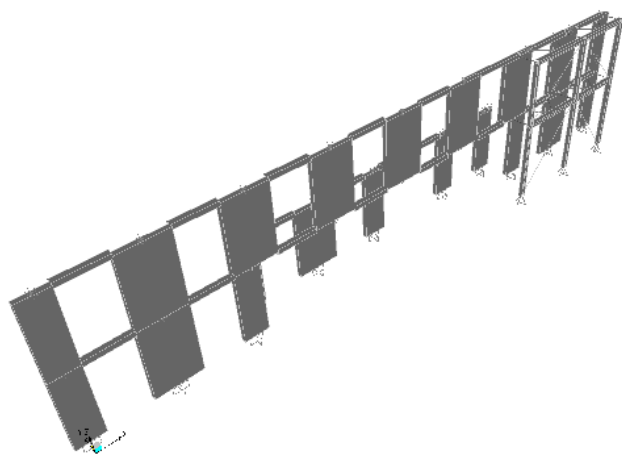
Nello stato di progetto si inserisce un traliccio metallico esterno.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.12.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo (z=7m):

$$=(33.95*5.75)*3.5\text{kN/mq}+3.5*(8*1.25+3*2.25)*0.24*18\text{kN/mc}= 936.5 \text{ kN}$$

Carichi piano primo (z=3.5m)

$$=(8.45*2.25+16.75*2.90+8.15*0.5)*(6.3 \text{ kN/mq})+ 3.5*(8*1.25+3*2.25)*0.24*18 \text{ kN/mc} = 705 \text{ kN}$$

Massa totale: 1642 kN=16420 kg

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 73%

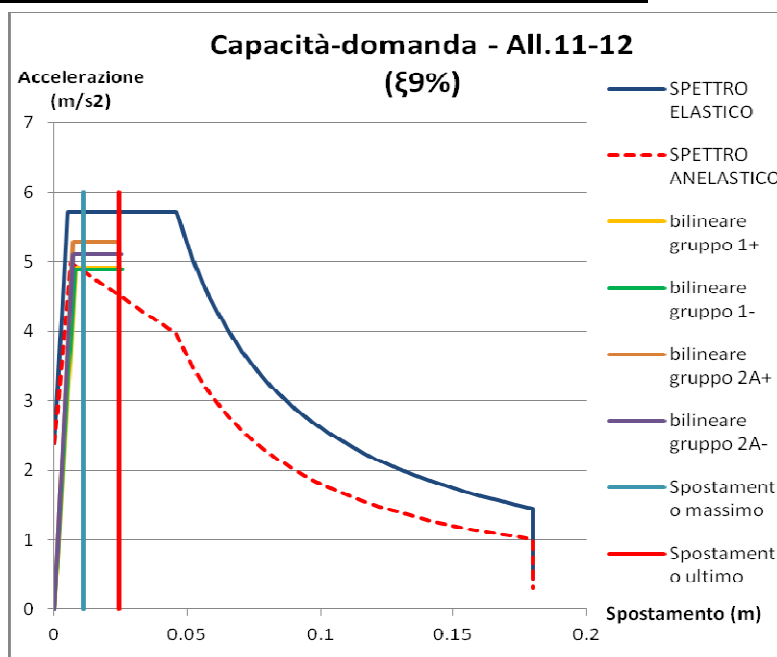
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 27%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 957 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo
Azione orizzontale a livello di piano primo

$F_{h2} = 699 \text{ kN}$
 $F_{h1} = 258 \text{ kN}$

6.12.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 9%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 7%.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.17 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.17 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.03 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.08 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.12 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.03 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

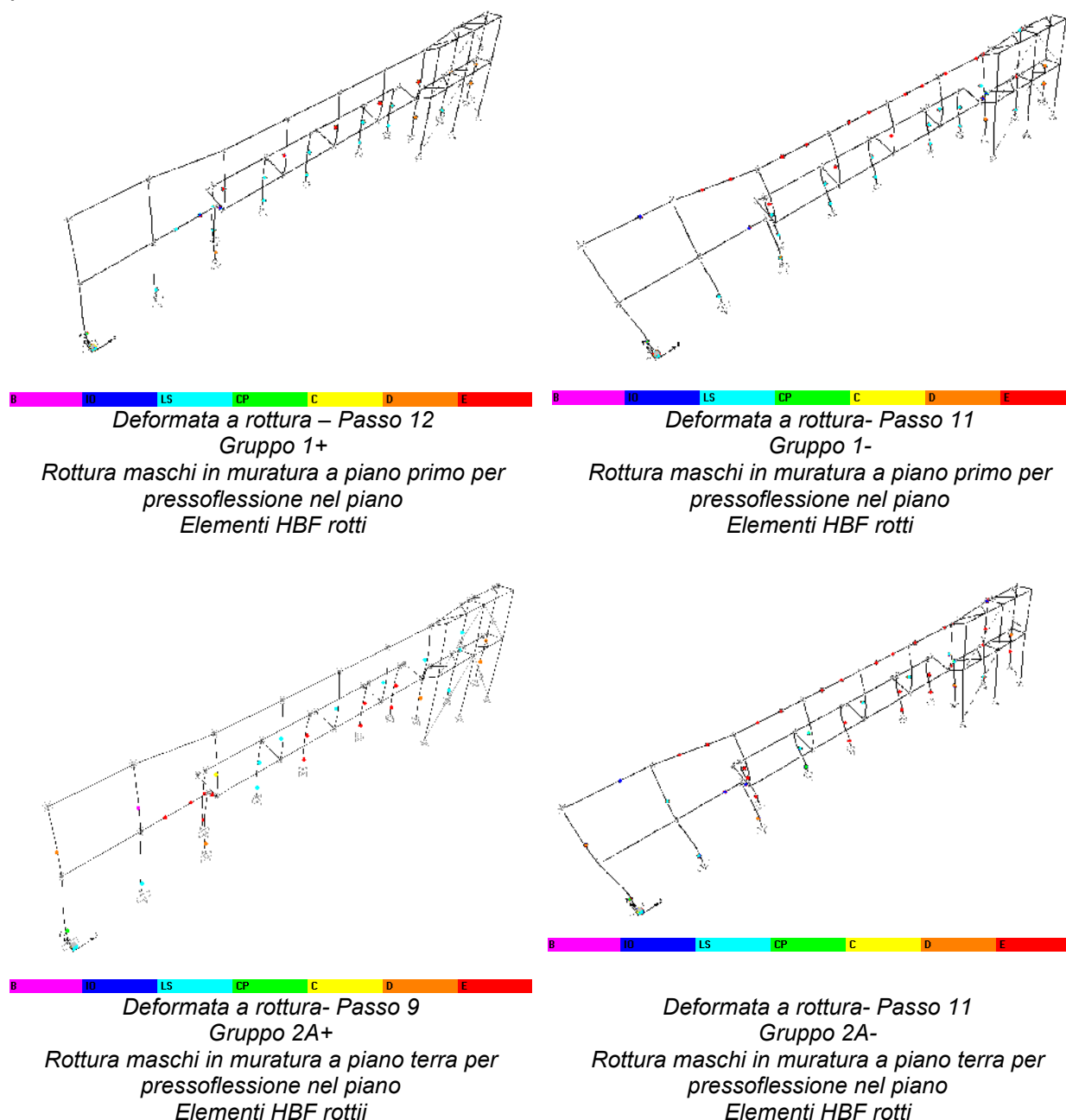
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=3.4$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=2.0$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=2.0$**

6.12.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio valgono:

Azione massima di trazione: $N_{+max}=+237 \text{ kN}$

Azione massima di compressione: $N_{-max}=-237 \text{ kN}$

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2= 670 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=2)

Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1= 133 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=2)

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{max,es}= 589 \text{ kN}$

Struttura di rinforzo: $T_{max,acc}= 260 \text{ kN}$

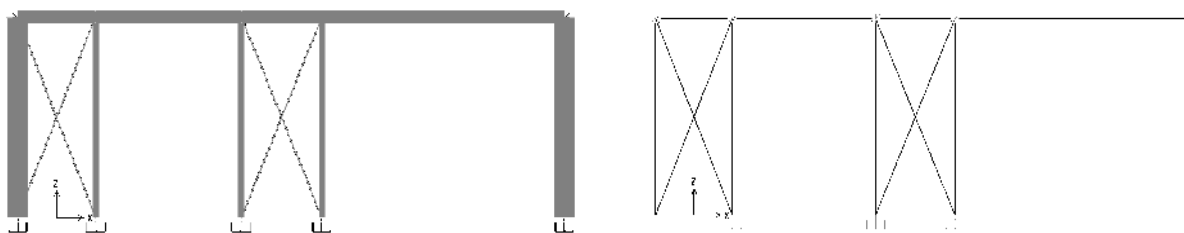
6.13 Allineamento A

L'allineamento è caratterizzato da dalla presenza di un telaio metallico che costituisce il giunto sismico di nuova realizzazione. Il telaio metallico è costituito da un solo piano fuori terra, sopra a questo è presente una parete in muratura che nell'analisi effettuata è considerata solo in termini di massa applicata.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.13.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

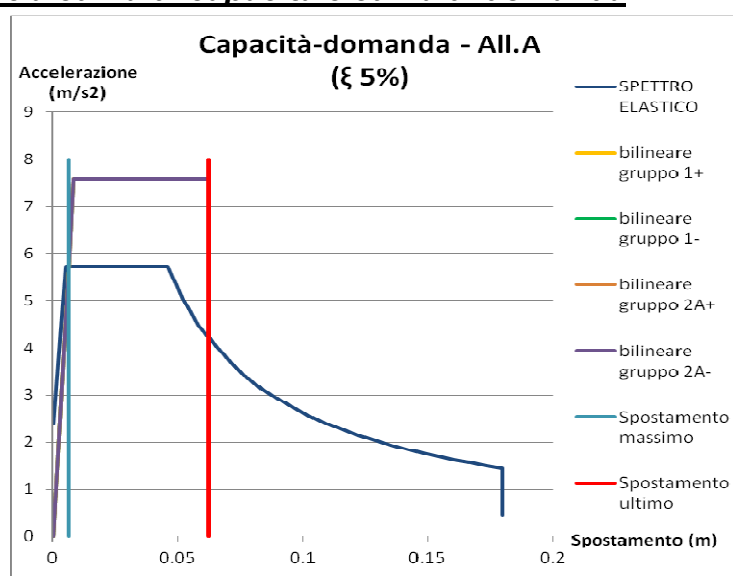
Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$= (10 \cdot 0.5) \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \cdot 10 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 183 \text{ kN}$
Massa totale: $183 \text{ kN} = 18300 \text{ kg}$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: --%
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 100%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 107 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo: $F_{h2} = -- \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo: $F_{h1} = 107 \text{ kN}$

6.13.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

Trattandosi di un caso dotato di un solo piano fuori terra i casi 1+ e 1- coincidono rispettivamente con 2A+ e 2A-, che pertanto non vengono riportati.

| | | |
|---------------------|------|----|
| q^* | 0.76 | <4 |
| d^{max} | 0.01 | mm |
| d^{ultimo} | 0.06 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|---------------------|------|----|
| q^* | 0.76 | <4 |
| d^{max} | 0.01 | mm |
| d^{ultimo} | 0.06 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

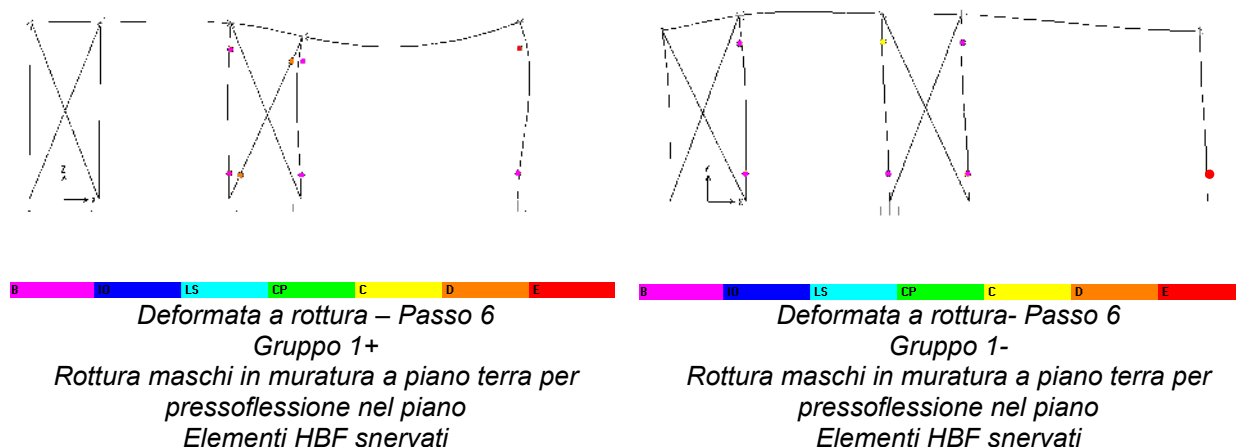
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=5.2$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=6$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=5.2$**

6.13.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
 $T_{max,es} = 2555 \text{ kN}$

6.14 Allineamento C

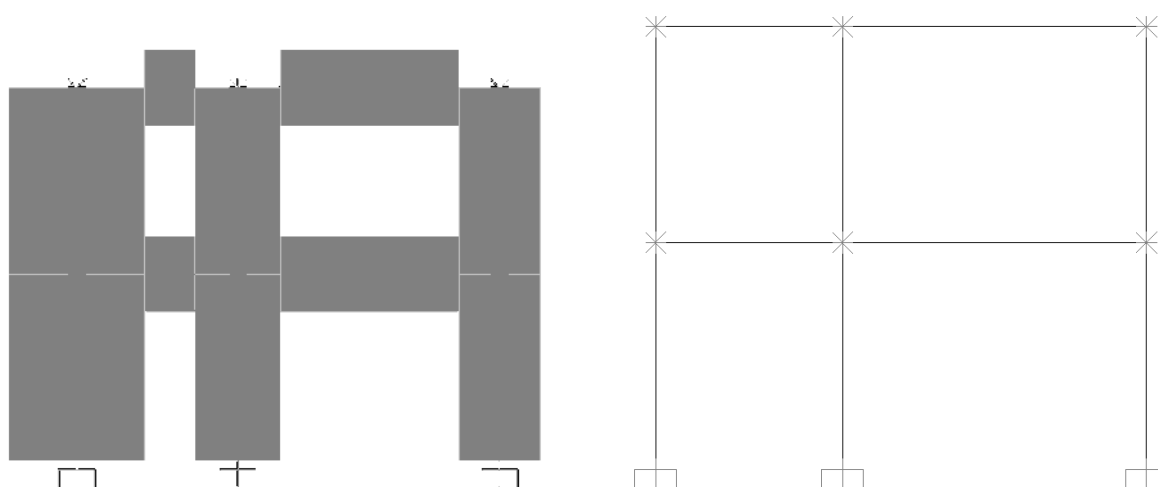
L'allineamento è caratterizzato da pareti in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm, collegate tra loro attraverso una fascia di piano, anch'essa in muratura, le cui caratteristiche sono quelle riportate nel capitolo relativo alla descrizione della struttura esistente.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità.

In questo caso il modello dello stato di progetto coincide con quello dello stato esistente.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente

6.14.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo (z=7m):

$$= 0.5 \cdot 5.8 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 3.5 \cdot (1.6 + 1.7 + 2.7) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 100 \text{ kN}$$

Carichi piano primo (z=3.5m)

$$= 0.5 \cdot 5.8 \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \cdot (1.6 + 1.7 + 2.7) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 100 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale: } 200 \text{ kN} = 20000 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 66%

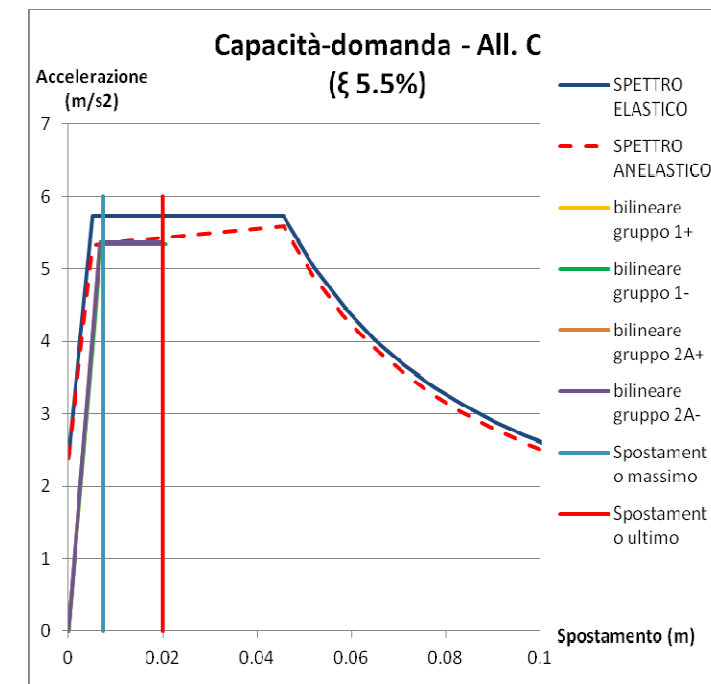
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 34%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 117 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 77 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 40 \text{ kN}$

6.14.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5.5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5.5%.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.07 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.07 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.07 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.07 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2°-

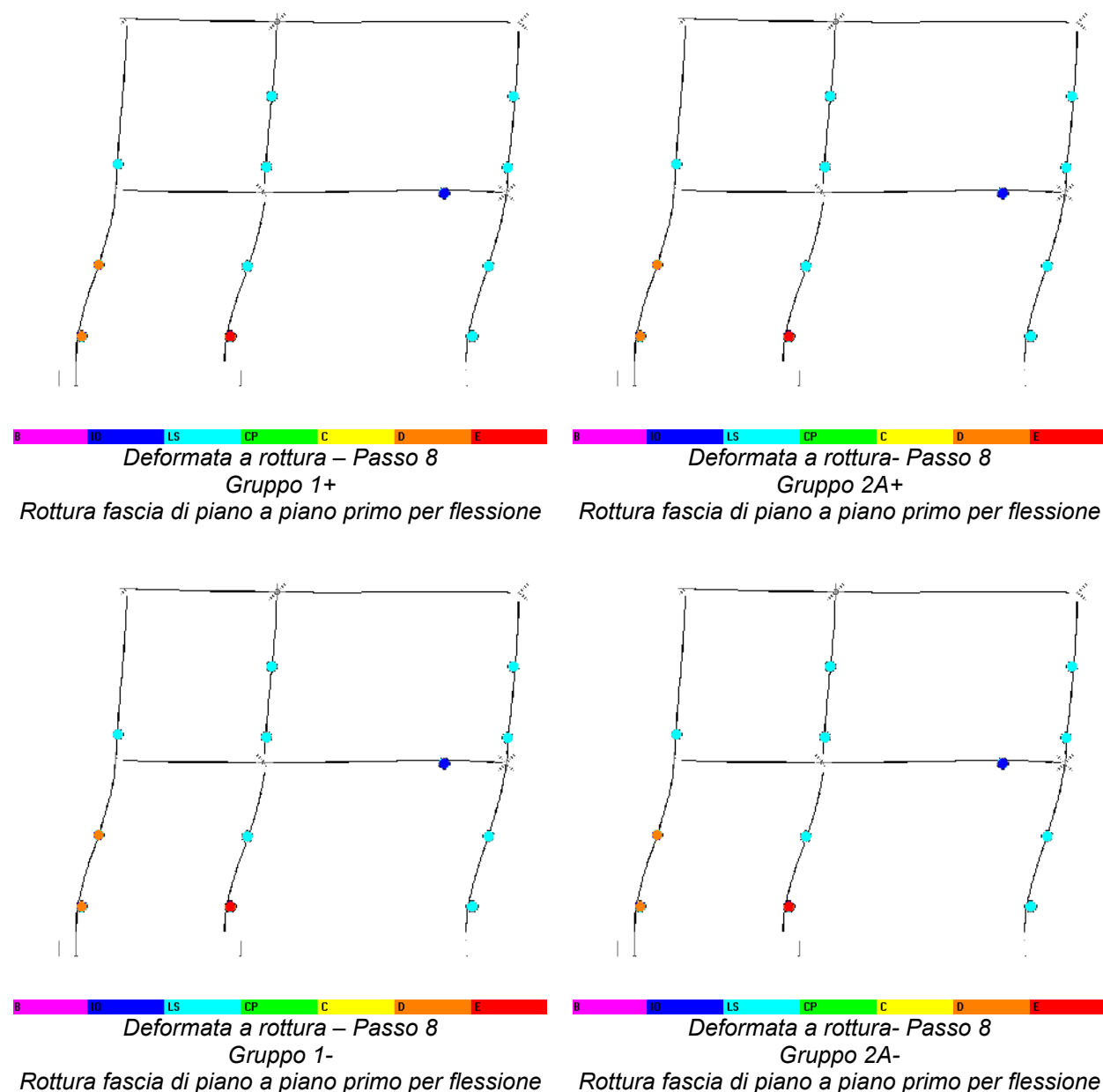
Si ottiene quindi:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=3.7$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=2$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_e=2$**

6.14.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{\max,es} = 135 \text{ kN}$

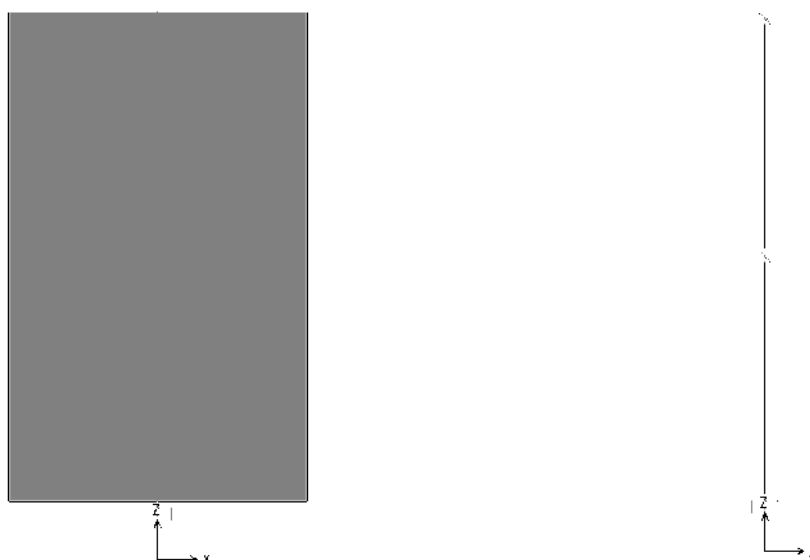
6.15 Allineamento D

L'allineamento è caratterizzato da una parete in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm. La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità.

In questo caso il modello dello stato di progetto coincide con quello dello stato esistente.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente

6.15.1 Analisi dei carichi

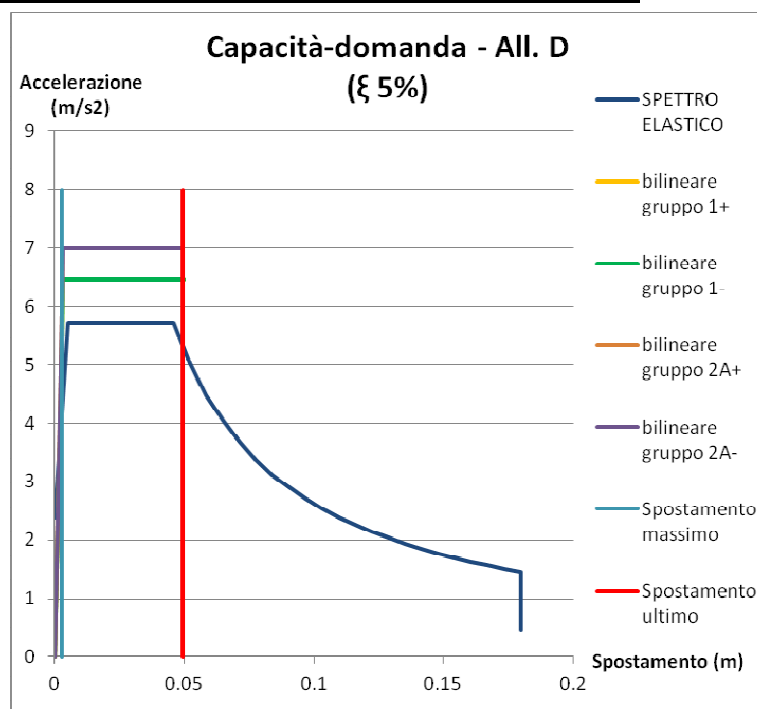
I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

| | |
|---|----------------|
| Carichi piano secondo (z=7m): | |
| $= 0.5 \cdot 4.1 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 3.5 \cdot (4.1) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} =$ | 69 kN |
| Carichi piano primo (z=3.5m) | |
| $= 0.5 \cdot 4.1 \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \cdot (4.1) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} =$ | 75 kN |
| Massa totale: | 144 kN=14400kg |

| | |
|---|-----|
| Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: | 65% |
| Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: | 35% |

| | |
|--|--------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 84 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 55 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 29 \text{ kN}$ |

6.15.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppo di carico.

Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.89 | <4 |
| d^*_{max} | 0.003 | mm |
| d_{ultimo} | 0.05 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.82 | <4 |
| d^*_{max} | 0.003 | mm |
| d_{ultimo} | 0.05 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

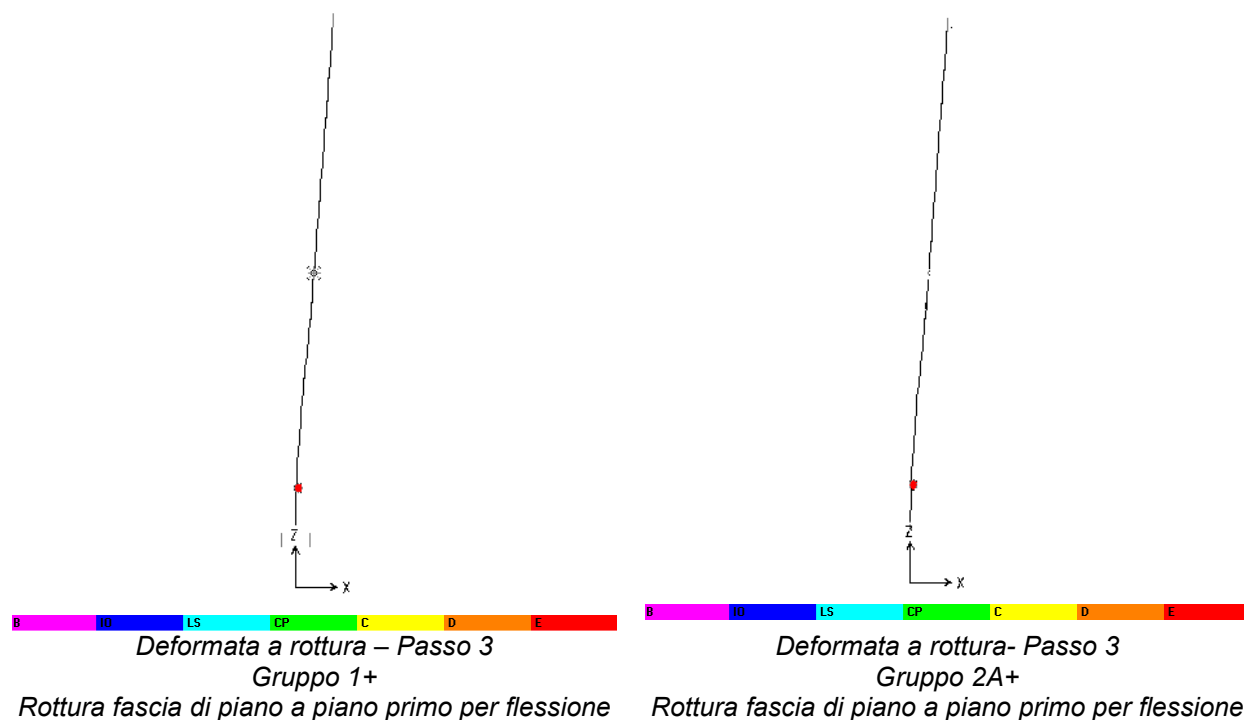
Si ottiene quindi:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=16$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=4.5$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_e=4.5$**

6.15.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 54 \text{ kN}$

6.16 Allineamento E

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a $7/2 = 3.50 \text{ m}$.

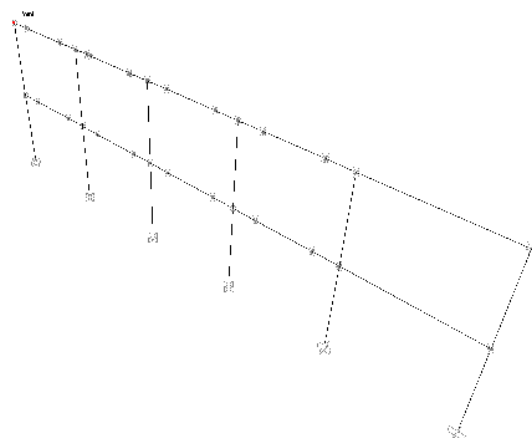
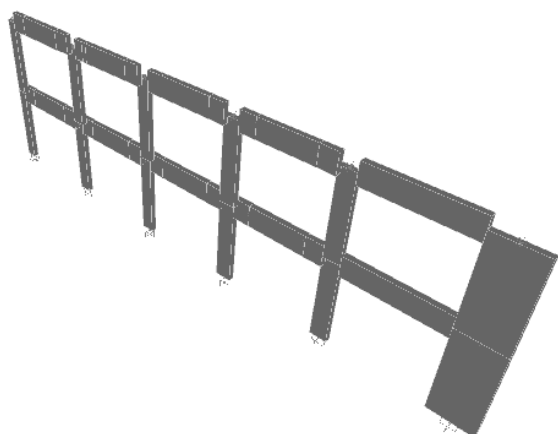
Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente, a livello dei solai è presente una trave in c.a. di dimensioni 90x25 armata con 2+2 Φ 14.

Nella situazione di progetto il cordolo è affiancato da 1 profilo UPN160.

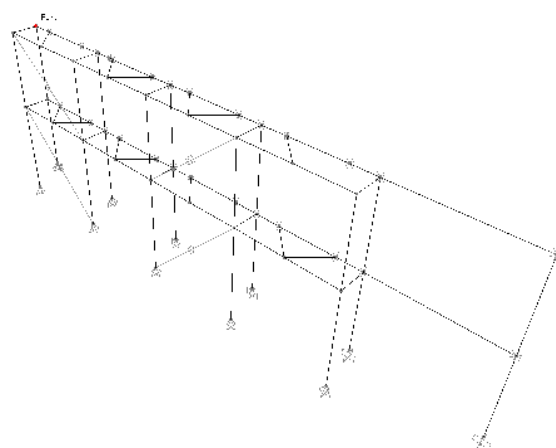
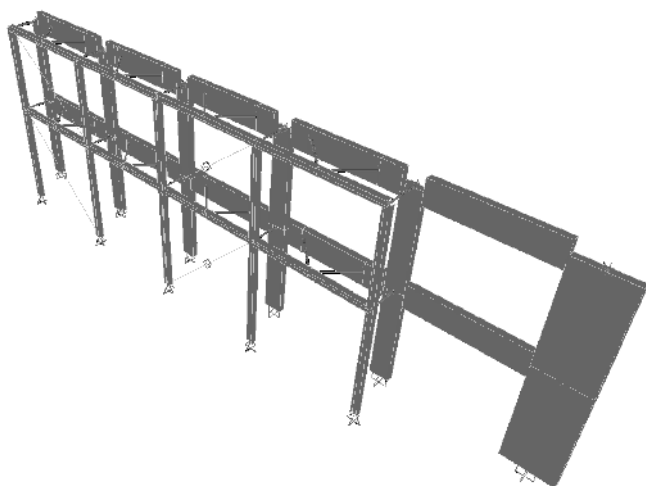
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo “Plastic – Wen”.

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei “bracci” di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.16.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7m$):

$$= 3.5 \times 24.2 \times 3.5 \text{ kN/mq} + 3.5 \times (1.7 + 2 \times 0.7 + 2 \times 0.6 + 0.5) \times 0.24 \times 18 \text{ kN/mc} = 369 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5m$)

$$= 3.5 \times 24.2 \times (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \times (1.7 + 2 \times 0.7 + 2 \times 0.6 + 0.5) \times 0.24 \times 18 \text{ kN/mc} = 606 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale:} \quad 975 \text{ kN} = 97500 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 55%

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 45%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:

$$F_h = 568 \text{ kN}$$

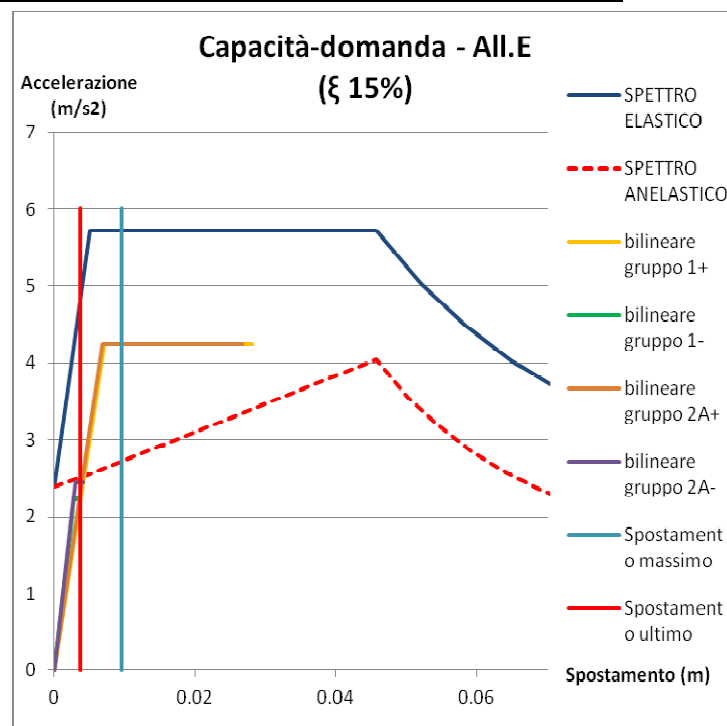
Azione orizzontale a livello di piano secondo

$$F_{h2} = 312 \text{ kN}$$

Azione orizzontale a livello di piano primo

$F_{h1} = 256 \text{ kN}$

6.16.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 15%

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.35 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.03 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 2.57 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.004 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|--------------|------|----|
| q^* | 1.35 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.03 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 2.34 | <4 |
| d^*_{max} | 0.01 | mm |
| d_{ultimo} | 0.004 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

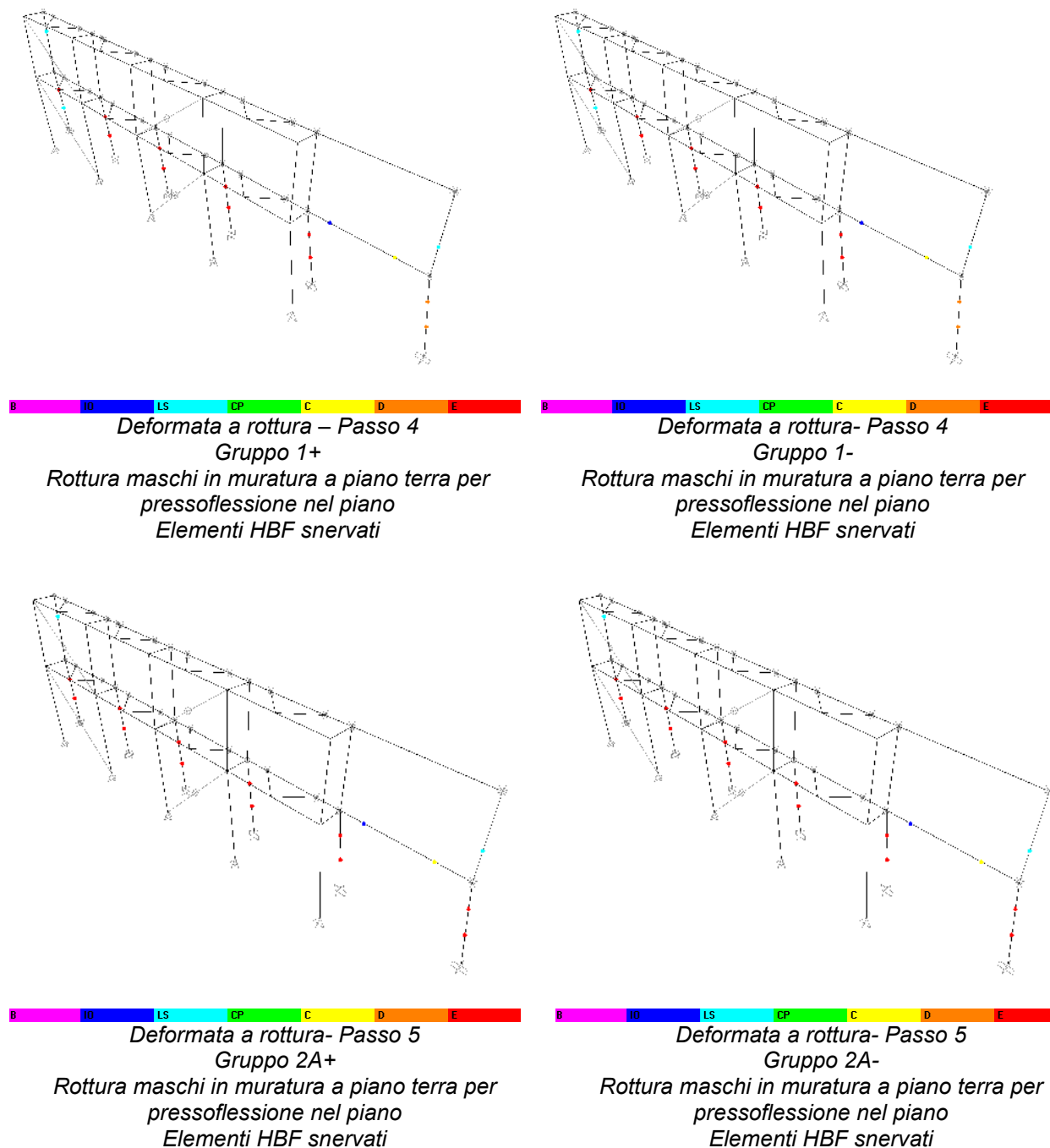
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS = 1.56$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS = 2.5$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a:

$$CS_r=1.56$$

6.16.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1+:

Azione massima di trazione: $N_{+max}=+250 \text{ kN}$

Azione massima di compressione: $N_{-max}= -267 \text{ kN}$

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2= 305 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=4)

Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1= 58 \text{ kN}$

(n° triangoli di collegamento=4)

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{max,es}= 214 \text{ kN}$

Struttura di rinforzo: $T_{max,acc}= 330 \text{ kN}$

6.17 Allineamento F

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ed è un allineamento interno.

I maschi murari sono collegati tra loro mediante una fascia di piano in muratura, di dimensioni 130x14 cm.

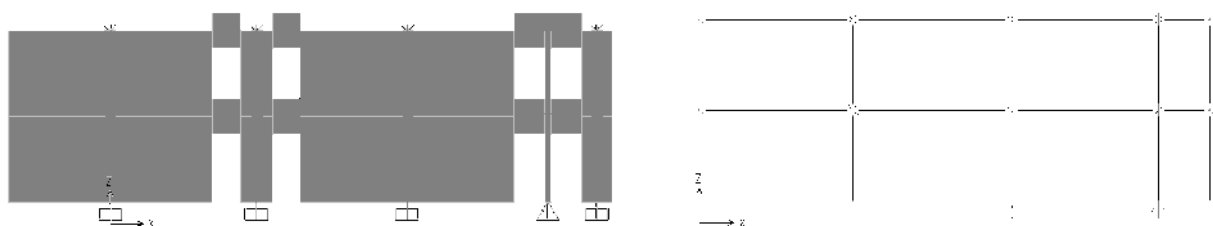
La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a;

- $(7+2.8)/2 = 4.9 \text{ m}$ per le pareti lungo il corridoio

- $7/2=3.5 \text{ m}$ per il restante tratto.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento, nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.17.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$=(18.4 \cdot 4.9 + 5.8 \cdot 3.5) \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + (8.8 + 1.4 + 9.2 + 1.3) \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 700 \text{ kN}$$

Carichi piano primo (z=3.5m)

$$=(18.4 \cdot 4.9 + 5.8 \cdot 3.5) \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + (8.8 + 1.4 + 9.2 + 1.3) \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 1009 \text{ kN}$$

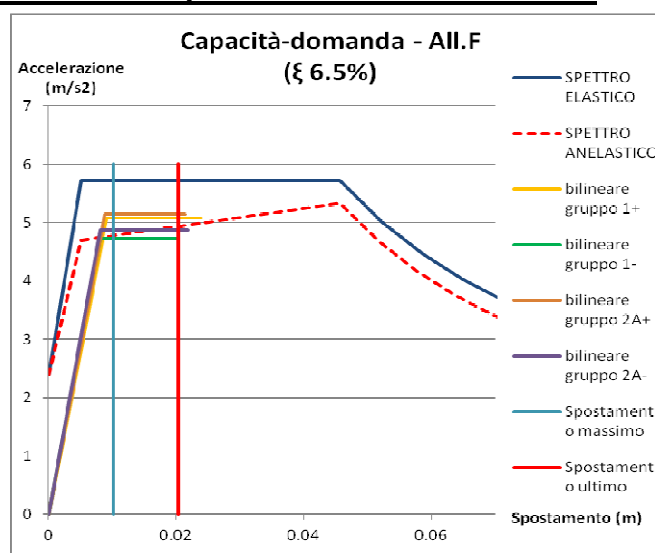
Massa totale: 1709 kN=170900 kg

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 58%

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 42%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 996 \text{ kN}$ Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 578 \text{ kN}$ Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 418 \text{ kN}$

6.17.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 6.5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 6.5%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.13 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.21 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.11 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|------|----|
| q* | 1.17 | <4 |
| d*max | 0.01 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

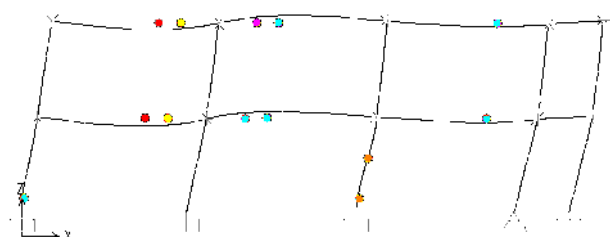
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=2.0$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=3.3$

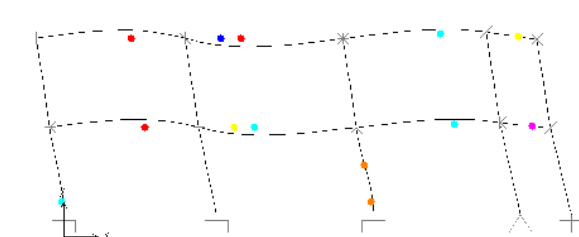
Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_{es}=2.0$**

6.17.3 Situazione elementi al punto di rottura

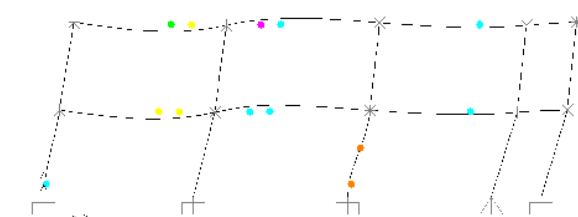
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



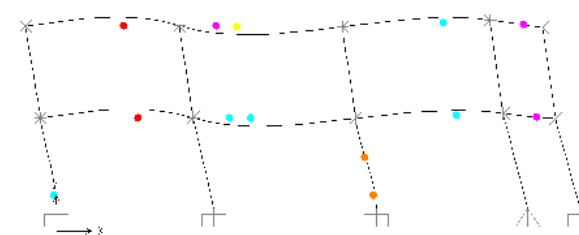
*Deformata a rottura – Passo 7
Gruppo 1+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 7
Gruppo 1-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*



*Deformata a rottura- Passo 6
Gruppo 2A-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano*

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{max,es} = 1060 \text{ kN}$

6.18 Allineamento G

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ed è un allineamento interno.

Allo stato attuale sono presenti aperture tamponate con murature in blocchi forati che nello stato di progetto verranno sostituite da murature in blocchi poroton opportunamente ammortate alle murature in mattoni pieni adiacenti.

I maschi murari sono collegati tra loro mediante una fascia di piano in muratura, di dimensioni 130x14 cm.

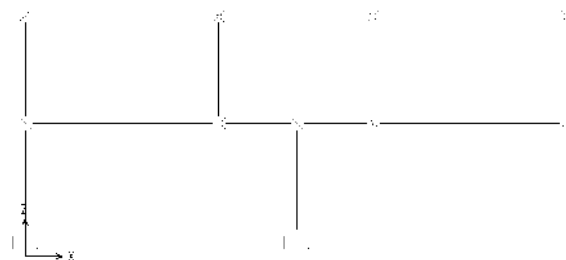
La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a;

- $2.8/2 = 1.40$ m per le pareti lungo il corridoio

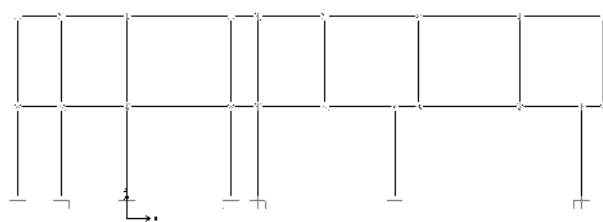
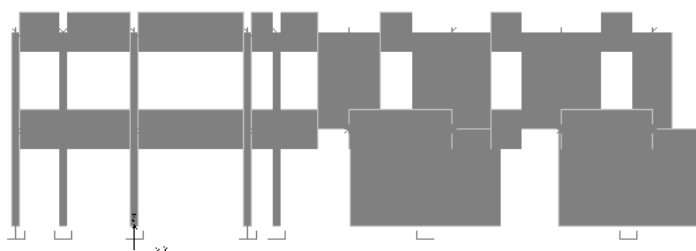
- $8.2/2 = 4.1$ m per le pareti lungo l'atrio.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento, nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente

6.18.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7$ m):

$$= (15.4 \cdot 1.4 + 12 \cdot 4.1) \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + (8.2 + 5.3 + 3 + 5.75) \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 584 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5$ m)

$$= (15.4 \cdot 1.4 + 12 \cdot 4.1) \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + (8.2 + 3 + 5.3) \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 695 \text{ kN}$$

Massa totale: 1280 kN=128000 kg

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 63%

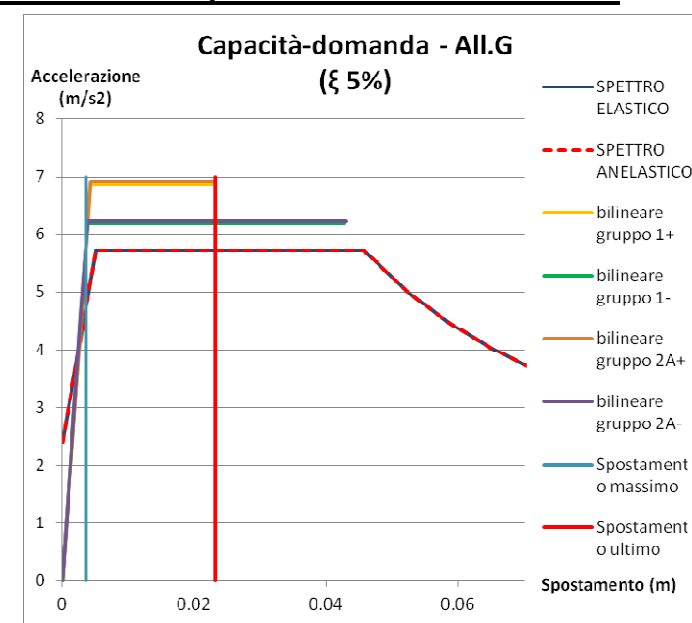
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 37%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 746$ kN

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 470$ kN

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 276$ kN

6.18.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 6.5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.834 | <4 |
| d*max | 0.004 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.92 | <4 |
| d*max | 0.004 | mm |
| d ultimo | 0.04 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.83 | <4 |
| d*max | 0.003 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.92 | <4 |
| d*max | 0.003 | mm |
| d ultimo | 0.04 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

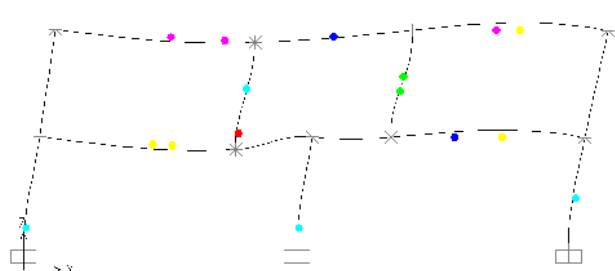
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=5$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=3.3$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_{es}=3.3$**

6.18.3 Situazione elementi al punto di rottura

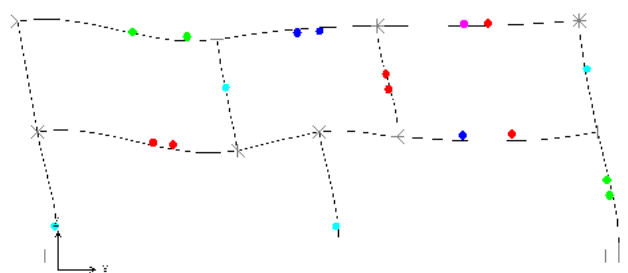
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Deformata a rottura – Passo 7

Gruppo 1+

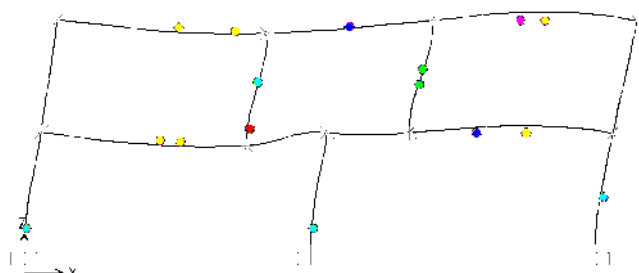
Rottura maschi in muratura a piano primo per pressoflessione nel piano



Deformata a rottura- Passo 12

Gruppo 1-

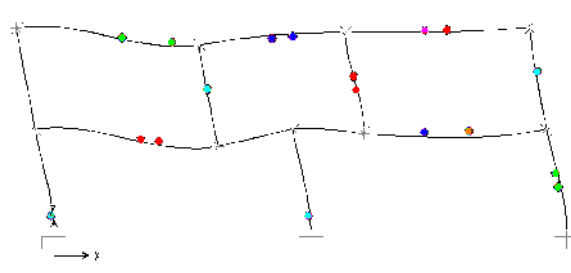
Rottura maschi in muratura a piano primo per pressoflessione nel piano



Deformata a rottura- Passo 6

Gruppo 2A+

Rottura maschi in muratura a piano primo per pressoflessione nel piano



Deformata a rottura- Passo 12

Gruppo 2A-

Rottura maschi in muratura a piano primo per pressoflessione nel piano

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{max,es} = 1147 \text{ kN}$

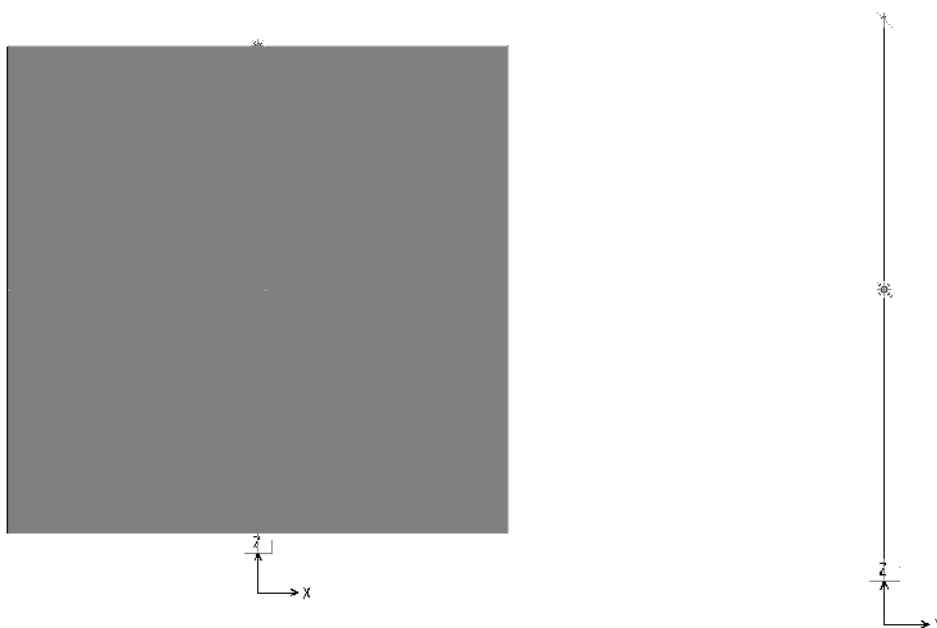
6.19 Allineamento H

L'allineamento è caratterizzato da un maschio in muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm ed è un allineamento interno.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato di progetto, che coincide con lo stato attuale.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.19.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$= 7.6 \cdot 0.5 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 7.6 \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 128 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$= 7.6 \cdot 0.5 \cdot 6.3 \text{ kN/mq} + 7.6 \cdot 3.5 \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 139 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale:} \quad 267 \text{ kN} = 26700 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 65%

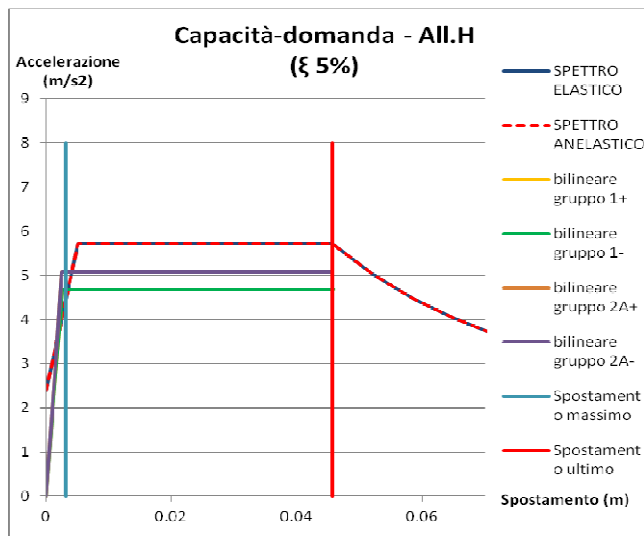
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 35%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 156 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 101 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 55 \text{ kN}$

6.19.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.22 | <4 |
| d*max | 0.003 | mm |
| d ultimo | 0.05 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 1.13 | <4 |
| d*max | 0.003 | mm |
| d ultimo | 0.05 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

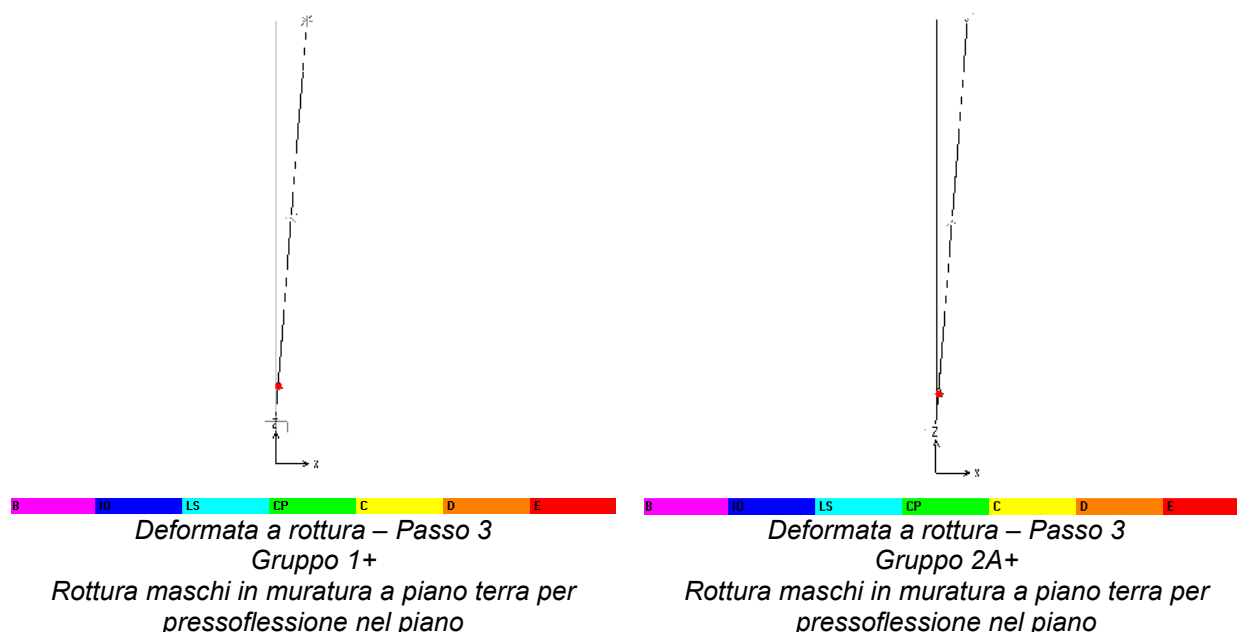
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=3.3
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=16.6

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=3.3**

6.19.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover. Trattandosi di un caso dotato di simmetria i casi 1+ 2A+ coincidono rispettivamente con 1- e 2A-, che pertanto non vengono riportati.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{\max,es} = 167 \text{ kN}$

6.20 Allineamento I

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a:

- piano primo: $8.20/2 = 4.10 \text{ m}$ in corrispondenza delle prime due aule, lato atrio, 0.5 m nelle restanti porzioni;
- copertura: 0.5 m ovunque.

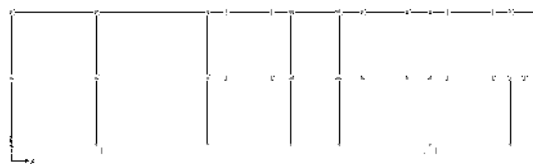
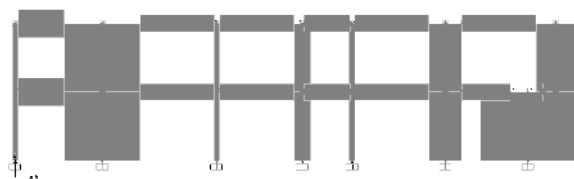
Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente, a livello dei solai è presente una trave in c.a. di dimensioni 90x25 armata con 2+2 Φ 14.

Nella situazione di progetto il cordolo è affiancato da 1 profilo UPN160.

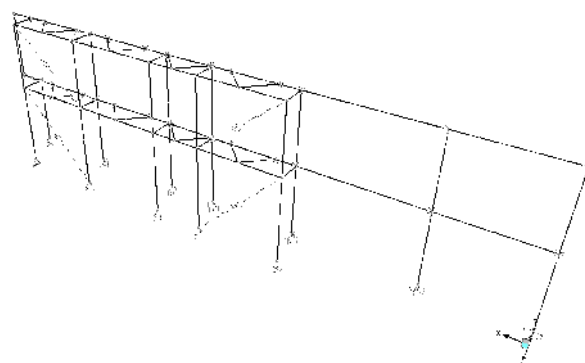
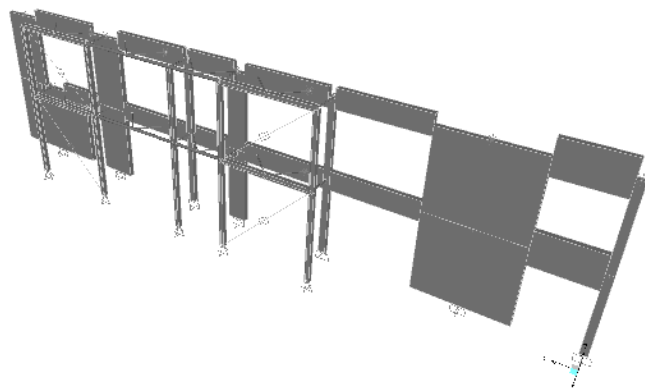
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.20.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$= 27.2 \cdot 0.5 \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 3.5 \cdot (4.1 + 0.9 + 1.80 + 5.10) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 228 \text{ kN}$$

Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$$= (11.50 \cdot 4.10 + 15.40 \cdot 0.50) \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \cdot (4.1 + 0.9 + 1.80 + 5.10) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 525 \text{ kN}$$

$$\text{Massa totale: } 753 \text{ kN} = 75300 \text{ kg}$$

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 46%

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 54

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:

$$F_h = 439 \text{ kN}$$

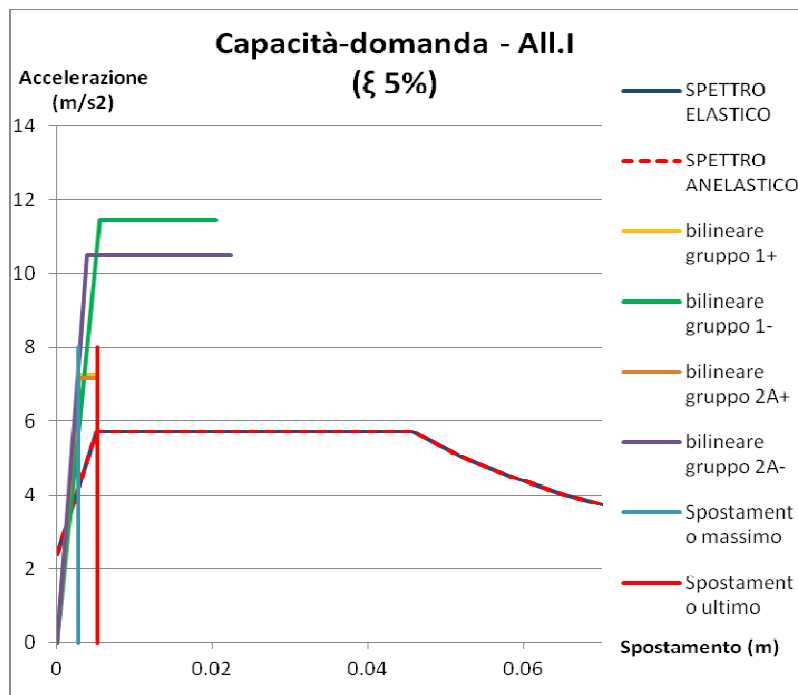
Azione orizzontale a livello di piano secondo

$$F_{h2} = 202 \text{ kN}$$

Azione orizzontale a livello di piano primo

$$F_{h1} = 237 \text{ kN}$$

6.20.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.79 | <4 |
| d^*_{max} | 0.002 | mm |
| d_{ultimo} | 0.01 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.50 | <4 |
| d^*_{max} | 0.003 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.80 | <4 |
| d^*_{max} | 0.002 | mm |
| d_{ultimo} | 0.01 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|--------------|-------|----|
| q^* | 0.54 | <4 |
| d^*_{max} | 0.002 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

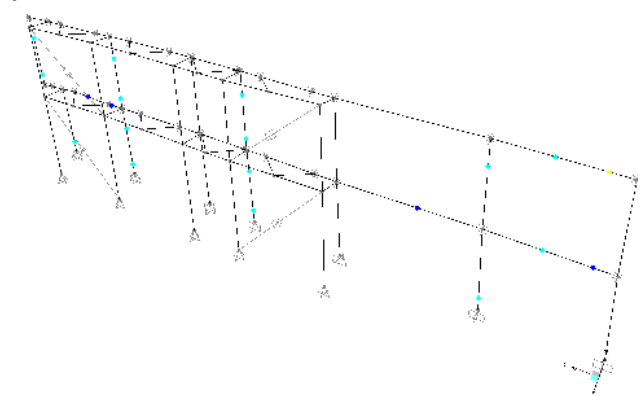
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=5
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: CS=5

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a:

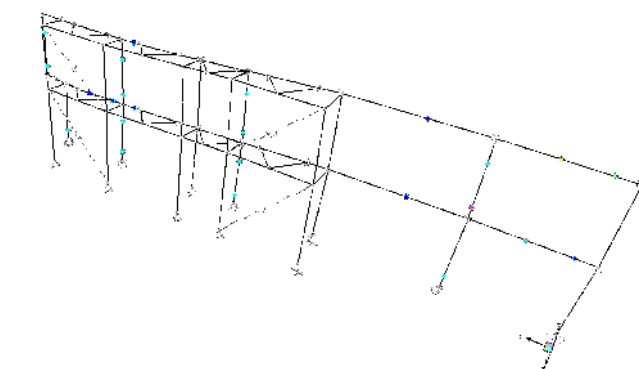
$$CS_r=5$$

6.20.3 Situazione elementi al punto di rottura

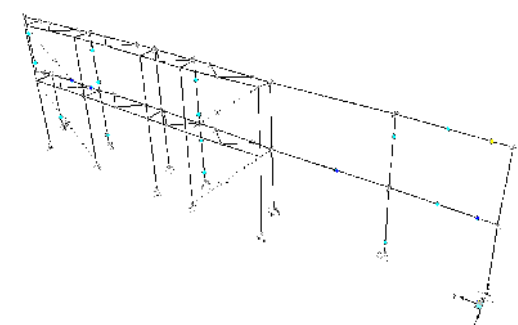
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



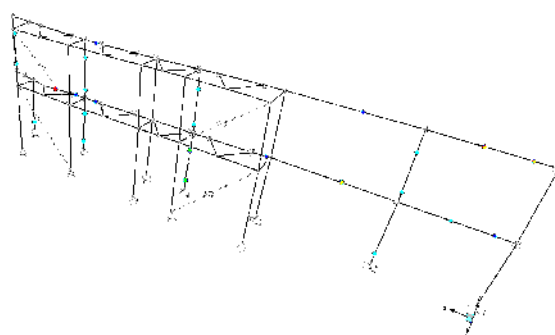
Deformata a rottura – Passo 4
Gruppo 1+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano
Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 11
Gruppo 1-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano
Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 3
Gruppo 2A+
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano
Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 11
Gruppo 2A-
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano
Elementi HBF snervati

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1+:

Azione massima di trazione: $N_{+max}=+282 \text{ kN}$

Azione massima di compressione: $N_{-max}=-287 \text{ kN}$

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 310 \text{ kN}$
(n° triangoli di collegamento=4)

Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 55 \text{ kN}$
(n° triangoli di collegamento=4)

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

Struttura esistente: $T_{\max,es} = 400 \text{ kN}$

Struttura di rinforzo: $T_{\max,acc} = 272 \text{ kN}$

6.21 Allineamento J

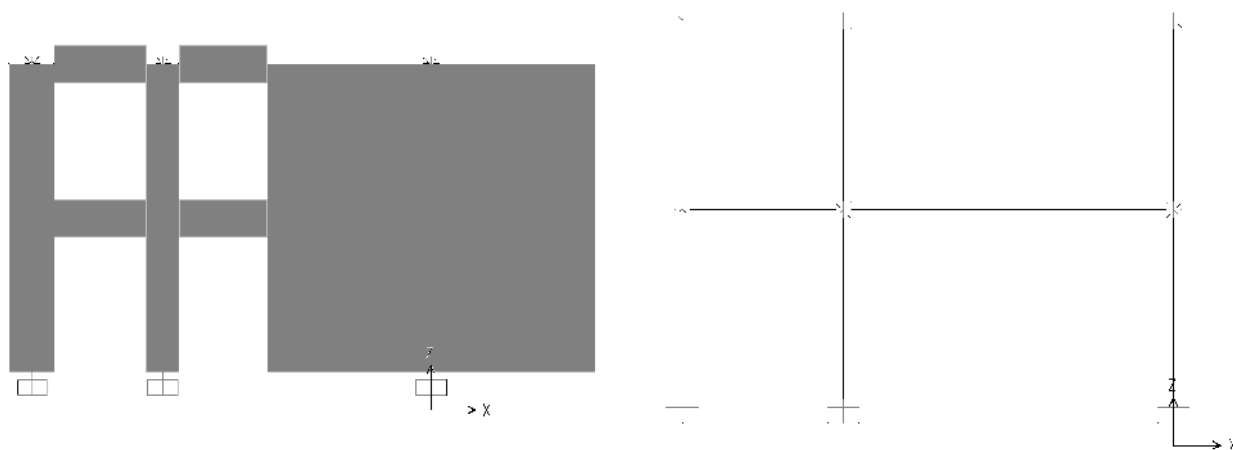
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a piano primo: $6.50/2 = 3.25 \text{ m}$ in

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente, a livello dei solai è presente una trave in c.a. di dimensioni 90x25 armata con 2+2 Φ 14.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente, che coincide con quella nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.21.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

Carichi piano secondo ($z=7\text{m}$):

$$= (7 \cdot 0.5 + 6.2 \cdot 3.25) \cdot 3.5 \text{ kN/mq} + 3.5 \cdot (7.9 \cdot 0.8 \cdot 1.1) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 188 \text{ kN}$$

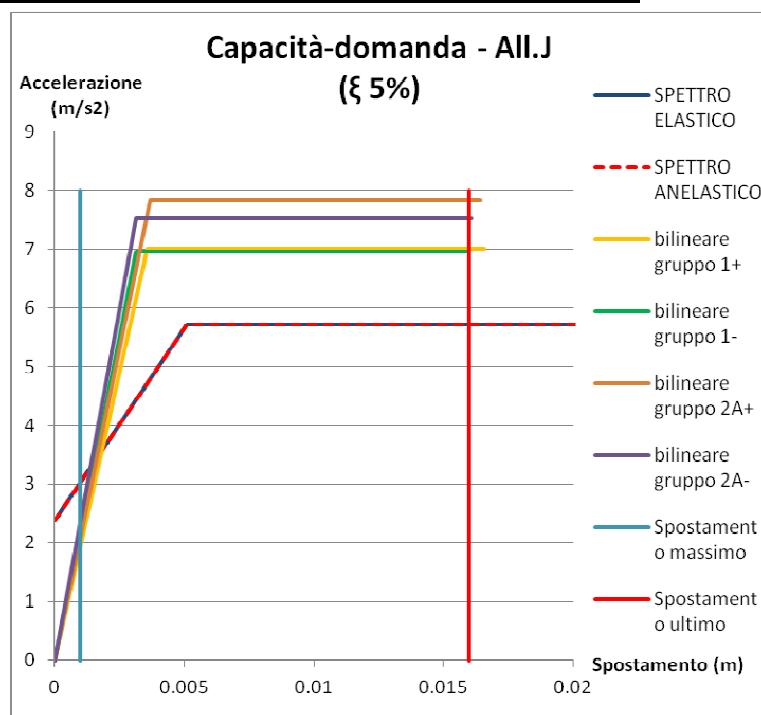
Carichi piano primo ($z=3.5\text{m}$)

$= (7 \cdot 0.5 + 6.2 \cdot 3.25) \cdot (6.3 \text{ kN/mq}) + 3.5 \cdot (7.9 \cdot 0.8 \cdot 1.1) \cdot 0.24 \cdot 18 \text{ kN/mc} = 254 \text{ kN}$
Massa totale: 442 kN = 44200 kg

Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 60%
Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 40

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 258 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo: $F_{h2} = 155 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo: $F_{h1} = 103 \text{ kN}$

6.21.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|-------|----|
| q^* | 0.82 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|-------|----|
| q^* | 0.82 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.73 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|-------|----|
| q* | 0.76 | <4 |
| d*max | 0.001 | mm |
| d ultimo | 0.02 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

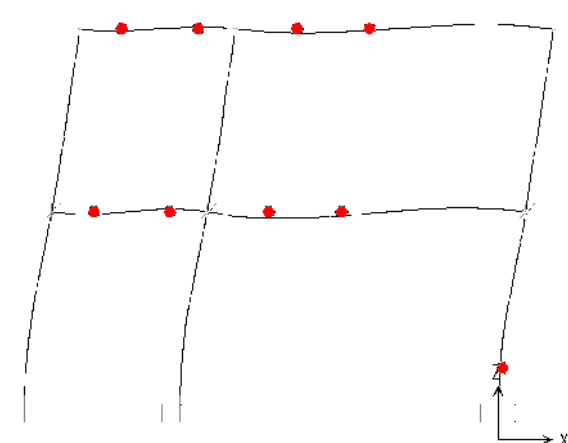
Quindi si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=20
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=4.8

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_r=4.8**

6.21.3 Situazione elementi al punto di rottura

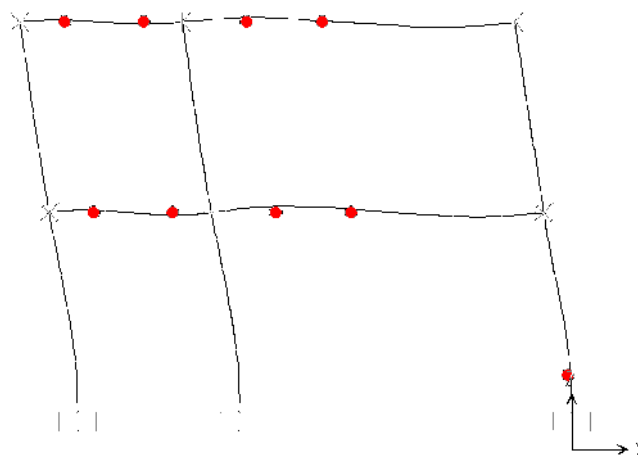
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Deformata a rottura – Passo 7

Gruppo 1+

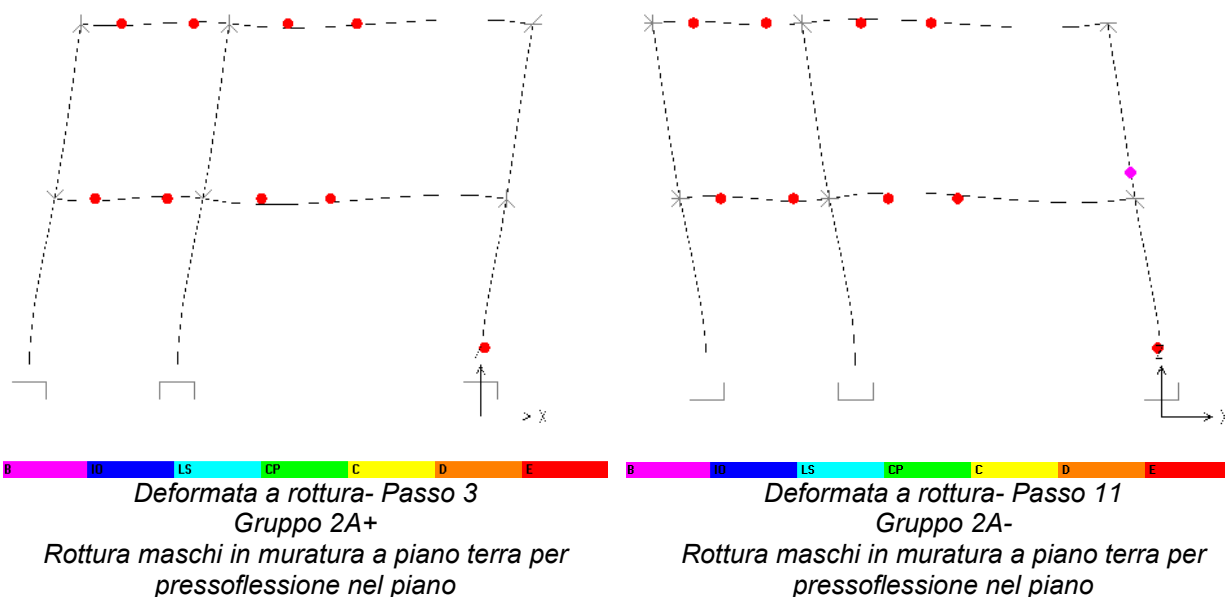
Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano



Deformata a rottura- Passo 8

Gruppo 1-

Rottura maschi in muratura a piano terra per
pressoflessione nel piano



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:
Struttura esistente: $T_{max,es} = 428 \text{ kN}$

7 AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA IN CORRISPONDENZA DEL PUNTO DI ROTTURA

T_1 = Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio

T_2 = Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio

T_{maxacc} = Azione di taglio alla base sul telaio in acciaio

T_{maxes} = Azione di taglio alla base sulla struttura esistente

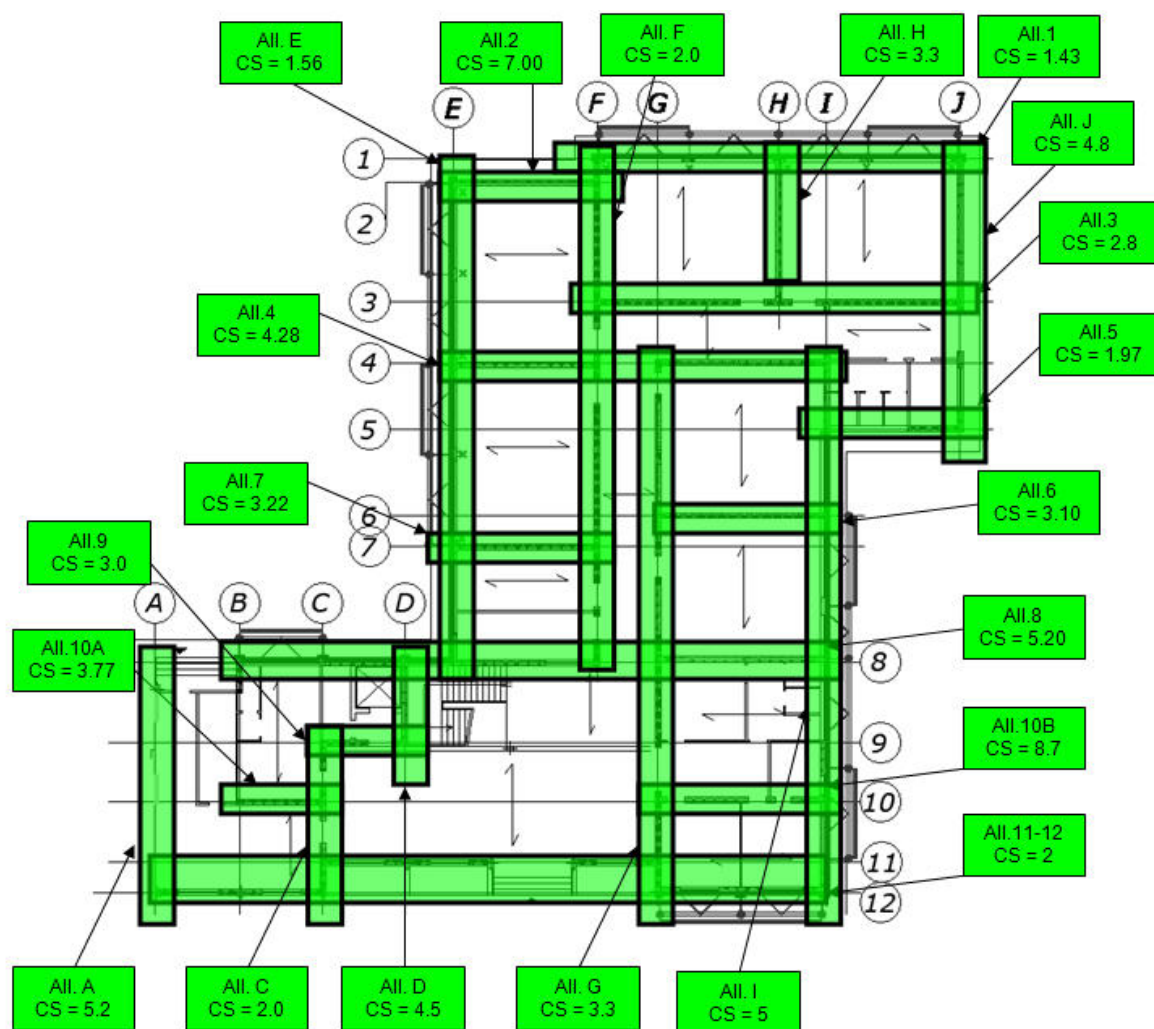
CS_{es} = Coefficiente di sicurezza della struttura esistente allo stato attuale (vedere allegato)

CS_r = Coefficiente di sicurezza della struttura esistente allo stato di progetto

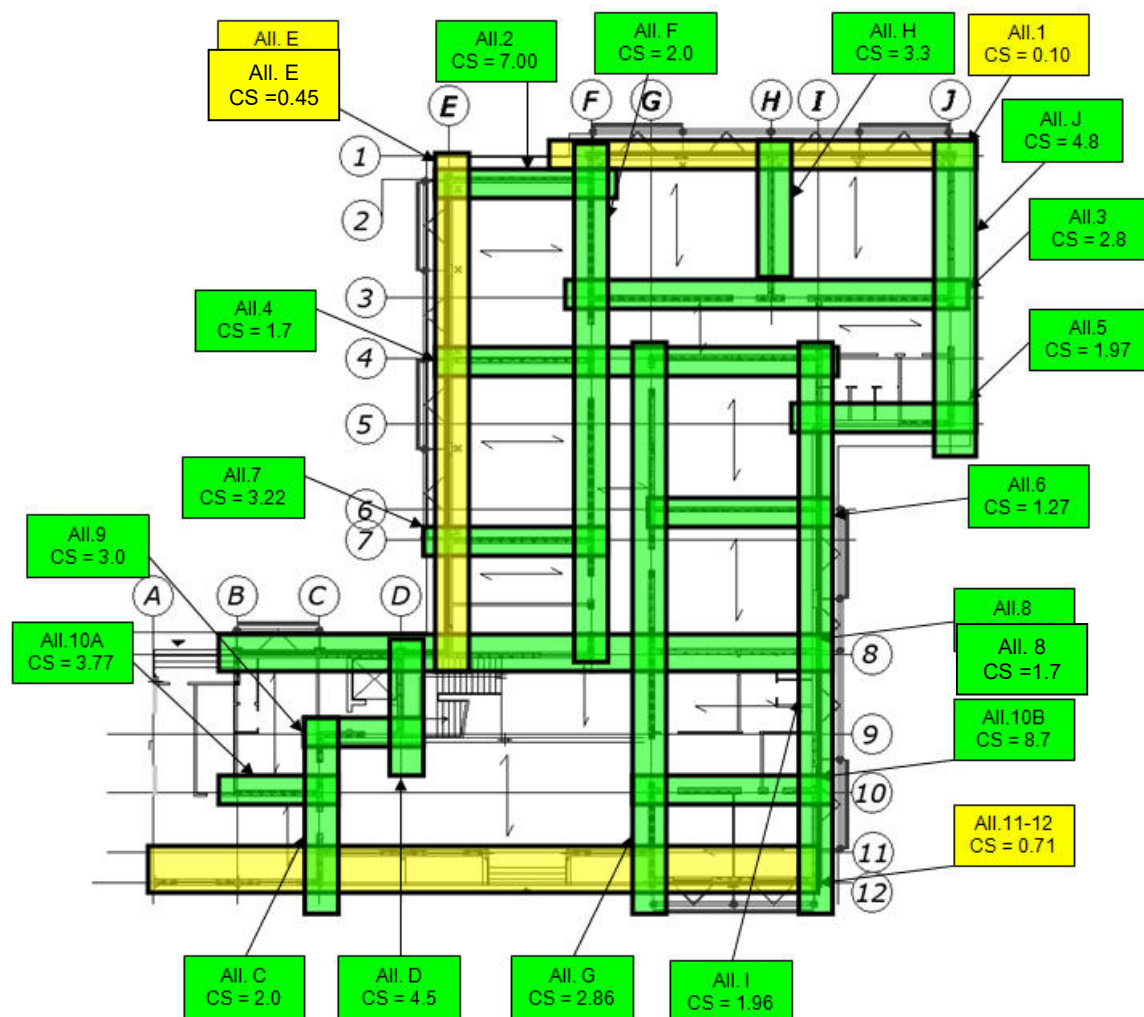
N_{+max} = Azione massima di trazione sulla colonna del traliccio di rinforzo

N_{-max} = Azione massima di compressione sulla colonna del traliccio di rinforzo

| | T_1 | T_2 | T_{maxacc} | T_{maxes} | CS_{es} | CS_r | N_{max+} | N_{max-} |
|--------------------|---------------------|---------------------|--------------|-------------|-----------|--------|------------|------------|
| | kN | kN | kN | kN | - | - | kN | kN |
| Allin. 1 | 144 (n°4 colleg) | 249 (n°4 colleg) | 294 | 62 | 0.10 | 1.43 | 303 | 290 |
| Allin. 2 | -- | -- | -- | 164 | 7 | 7 | -- | -- |
| Allin. 3 | -- | -- | -- | 946 | 2.8 | 2.8 | -- | -- |
| Allin. 4 | -- | -- | -- | 865 | 1.7 | 4.28 | -- | -- |
| Allin. 5 | -- | -- | -- | 57.8 | 1.97 | 1.97 | -- | -- |
| Allin. 6 | -- | -- | -- | 488 | 1.27 | 3.10 | -- | -- |
| Allin. 7 | -- | -- | -- | 163 | 3.22 | 3.22 | -- | -- |
| Allin. 8 | 47 (n°1 colleg) | 187 (n°1 colleg) | 142 | 1057 | 1.7 | 5.20 | 272 | 358 |
| Allin. 9 | -- | -- | -- | 97.5 | 3 | 3 | -- | -- |
| All. 10A (all.B-C) | -- | -- | -- | 128 | 3.77 | 3.77 | -- | -- |
| All. 10B (all.G-I) | -- | -- | -- | 134 | 8.7 | 8.7 | -- | -- |
| Allin.11-12 | 133 (n°2 colleg) | 670 (n°2 colleg) | 260 | 589 | 0.71 | 2 | 237 | 237 |
| Allin. A | -- | -- | -- | 2555 | -- | 5.2 | -- | -- |
| Allin. C | -- | -- | -- | 135 | 2 | 2 | -- | -- |
| Allin. D | -- | -- | -- | 54 | 4.5 | 4.5 | -- | -- |
| Allin. E | 58 (n°4 colleg) | 305 (n°4 colleg) | 330 | 214 | 0.45 | 1.56 | 250 | 267 |
| Allin. F | -- | -- | -- | 1060 | 2 | 2 | -- | -- |
| Allin. G | -- | -- | -- | 1147 | 2.86 | 3.3 | -- | -- |
| Allin. H | -- | -- | -- | 167 | 3.3 | 3.3 | -- | -- |
| Allin. I | 55 (n°4 colleg) | 310 (n°4 colleg) | 272 | 400 | 1.96 | 5 | 282 | 287 |
| Allin.J | -- | -- | -- | 428 | 4.8 | 4.8 | -- | -- |



Coefficienti di sicurezza – stato di progetto



Coefficienti di sicurezza – stato attuale

8 VERIFICA DELLE PARETI PER AZIONI ORTOGONALI AL PIANO

Mediante le analisi push-over di cui ai precedenti capitoli sono state verificate le pareti per azioni nel piano, coerentemente con quanto contenuto nella normativa tecnica, “nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti oppure appartenenti alla stessa parete.[...] Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente” (§7.8.5.1.2-NTC2018).

Per la verifica si fa riferimento a quanto prescritto al **§7.2.3-NTC 2018**, in cui la forza orizzontale agente sul pannello viene definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

dove:

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento nella direzione più sfavorevole. Nel caso in esame anziché applicare una forza concentrata, si è considerato un carico uniformemente distribuito equivalente p_a ;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo stato limite in esame;

q_a è il fattore di struttura dell'elemento

Come sezione di verifica si assume una porzione di parete di larghezza unitaria.

Per la stima di S_a e di q_a , in assenza di specifiche determinazioni, si è fatto riferimento a quanto riportato nella NTC 2008.

In assenza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

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

T_a è il periodo fondamentale dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento;

H è l'altezza della costruzione

Il valore del coefficiente sismico S_a non deve essere assunto minore di αS .

Il periodo fondamentale dell'elemento T_a viene calcolato come $T_a = 2\pi h^2 / 5.602 \sqrt{(\mu A / (EJ))}$ con μ massa specifica dell'elemento (kg/mc), A area della sezione trasversale, J momento di inerzia della sezione trasversale e h altezza totale della parete.

Per quanto riguarda il valore del fattore di struttura è stato assunto $q_a = 3$ (§7.8.1.5.2-NTC2018).

Noto il valore del carico distribuito agente sulla parete, lo schema di calcolo per la valutazione del momento sollecitante fuori dal piano è quello di trave doppiamente appoggiata di luce pari all'altezza interpiano.

In particolare per le pareti portanti l'appoggio di estremità è garantito dalla presenza dei cordoli in c.a. di piano, per le pareti di tamponamento in blocchi di cls presenti sugli allineamenti 7, H, L, K, è garantito dal collegamento alle travi in c.a. realizzato con betoncino armato ed inghisaggi. tale collegamento è ovviamente assente nello stato attuale, in cui le pareti tamponamento risultano libere di ribaltare per azioni ortogonali al proprio piano medio.

Il valore del momento resistente della parete per azioni ortogonali al proprio piano medio è valutato mediante la seguente espressione

$$M_u = (t^2 l \sigma_0 / 2) (1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d})$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

σ_0 = tensione normale media sul pannello

$f_d = f_m / (\gamma_m \times FC)$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Il calcolo di cui sopra viene effettuato su una sezione di larghezza unitaria (l=1m) in riferimento ai seguenti casi:

- 1) parete di mattoni pieni a piano primo su cui scarica il solaio;
- 2) parete di mattoni pieni a piano primo su cui non scarica il solaio;
- 3) parete di mattoni pieni a piano terra su cui scarica il solaio;
- 4) parete di mattoni pieni a piano terra su cui non scarica il solaio;

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per i casi in esame.

| | t | b | E | w | l | z | J | Ta | Sa | q | fd |
|---|------|---|-------|-------|-----|------|--------|------|------|------|-------|
| | m | m | N/mm2 | kN/m3 | m | m | m4 | sec | - | kN/m | kN/m2 |
| 1 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.5 | 6.05 | 0.0012 | 0.25 | 1.17 | 1.69 | 2000 |
| 2 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.5 | 6.05 | 0.0012 | 0.25 | 1.17 | 1.69 | 2000 |
| 3 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.5 | 2.55 | 0.0012 | 0.25 | 0.84 | 1.22 | 2000 |
| 4 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.5 | 2.55 | 0.0012 | 0.25 | 0.84 | 1.22 | 2000 |

| ag | S | H | T1 | q |
|-------|-------|-----|-------|---|
| g | - | m | m | - |
| 0.152 | 1.598 | 7.8 | 0.260 | 3 |

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

$$M_u = \frac{lt^2 \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

| | t (m) | l (m) | f _d (kN/m2) | N (kN) | σ ₀ (kN/m2) | MRd (kNm) | MSd (kNm) | γ | verifica soddisf atta |
|---|-------|-------|---------------------------|-----------|---------------------------|--------------|--------------|------|-----------------------------|
| 1 | 0.24 | 1 | 2000 | 7.56 | 31.50 | 0.89 | 0.21 | 0.24 | SI |
| 2 | 0.24 | 1 | 2000 | 19.81 | 82.54 | 2.26 | 0.21 | 0.09 | SI |
| 3 | 0.24 | 1 | 2000 | 11.34 | 47.25 | 1.32 | 0.15 | 0.11 | SI |
| 4 | 0.24 | 1 | 2000 | 45.64 | 190.17 | 4.86 | 0.15 | 0.03 | SI |

La verifica risulta sempre soddisfatta.

9 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEI TRALICCI ALLA STRUTTURA ESISTENTE

9.1 Verifica del collegamento al cordolo in c.a.

L'azione di piano sul traliccio di rinforzo si ripartisce tra gli elementi di collegamento triangolari, pertanto si ha

| | All. 1 | All. 8 | All. 11-12 | All. E | All. I |
|-----------------|--------|--------|------------|--------|--------|
| F (kN) | 249 | 187 | 670 | 305 | 310 |
| n° collegamenti | 4 | 1 | 2 | 4 | 4 |
| T_{sd} | 62.25 | 187 | 335 | 76.25 | 77.5 |

L'azione massima sul collegamento tra tralicci di rinforzo e struttura esistente si ha quindi in corrispondenza dell'All. 11-12.

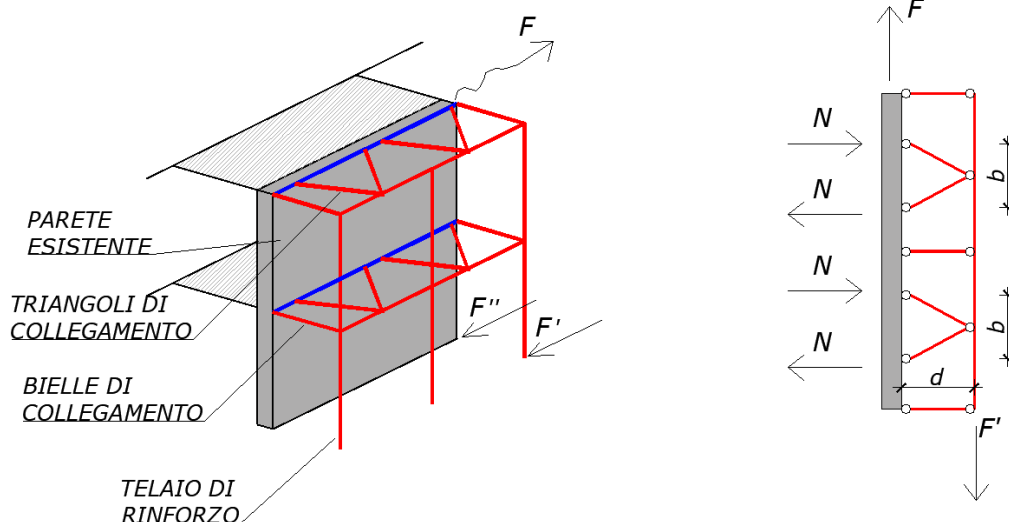
In corrispondenza di tale allineamento si ha infatti

$T_1 = 670$ kN azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio

n° di elementi "a triangolo" per il collegamento = 2

$T_{sd} = 670/2 = 335$ kN

L'elemento di collegamento assume il funzionamento spiegato nel capitolo 5 e di seguito riportato



F = azione sismica che nasce sull'allineamento parete in virtù della sua massa

$F' + F'' = F$

F = taglio sismico totale

F' = parte di F che viene assorbita dal telaio in acciaio

F'' = parte di F che viene assorbita dalla parete esistente

$N = F'd/(2b) =$ azioni sulla muratura dovute all'eccentricità del telaio di acciaio

Essendo $b=2.0\text{m}$, $d=1.1\text{ m}$, si ha

$$N = \pm 92 \text{ kN}$$

Tale azione viene trasmessa al cordolo mediante n°4 barre diam. 20 mm inserite con resina in corrispondenza di ciascun attacco del profilo diagonale al profilo UPN.

L'azione sulla singola barra risulta quindi pari a

$$N_{\text{Sdi}} = 92/4 = 23 \text{ kN}$$

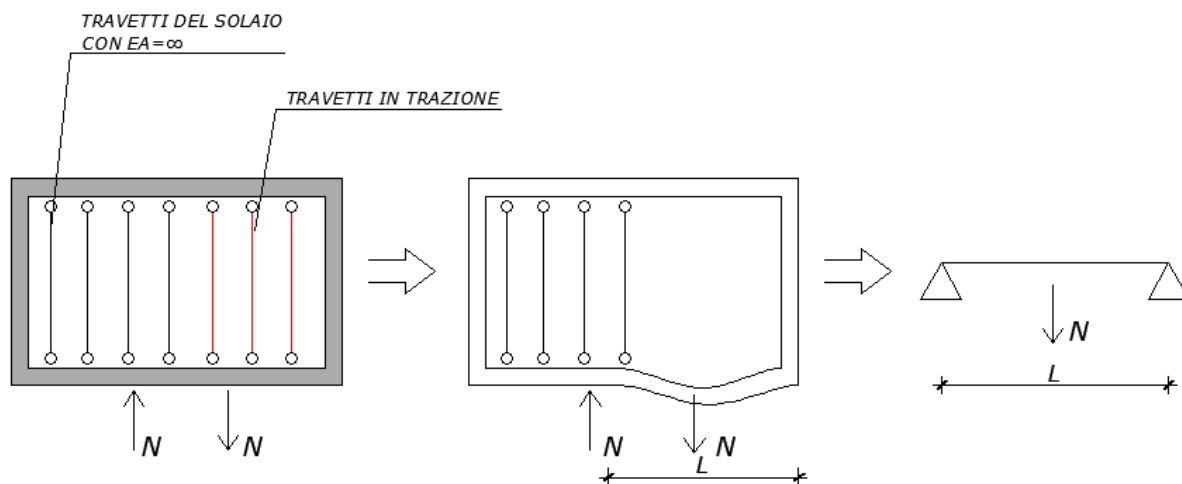
Considerando barre diam.20 mm inserite con resina tipo HIT-HY 150 per non meno di 20 cm ($f_T = 1.17$) in un calcestruzzo C25/30 ($i=25\text{ cm}$, $c= 10\text{ cm} \rightarrow f_{A,N} = 0.87$, $f_{R,N}= 0.70$), si ottiene

$$N_{\text{Rdi}} = 36.4 \times 1.17 \times 0.87 \times 0.7 = 25.9 > N_{\text{Sdi}} = 23 \text{ kN}$$

La verifica del collegamento risulta quindi soddisfatta.

9.2 Verifica del cordolo in c.a.

Come già detto, l'azione F'' impegna la parete esistente come azione nel piano, N se è di compressione è trasmesso dal cordolo al solaio, se è di trazione, ipotizzando che i travetti del solaio non funzionino a trazione, è assorbita dal cordolo in c.a. mediante il funzionamento spiegato nelle immagini seguenti, valido nel caso in cui l'azione n sia diretta parallelamente all'orditura del solaio.



Nel caso in cui, al contrario, N sia diretta ortogonalmente all'orditura del solaio, non essendo presente una soletta in c.a. di ripartizione, il cordolo funziona su una luce pari alla distanza tra le pareti ortogonali a quella in esame.

In entrambi i casi il cordolo deve essere verificato a flessione solo nel caso in cui l'azione N lo spinga verso l'esterno del fabbricato, nel caso contrario il cordolo contrasta infatti contro il solaio esistente e non si inflette.

Il caso più gravoso è quello dell'all.11-12, in cui il cordolo può essere assimilato ad una trave di luce $l=8.50$ m sottoposta ad una coppia di forze $N = \pm 92$ kN.

Si ottengono quindi le seguenti azioni sul cordolo in c.a.

$$M = 51.7 \text{ kNm}$$

Il cordolo ha sezione 30x20 ed è armato con 4 barre diam. 12 mm ed è rinforzato con un profilo metallico sull'esterno del fabbricato (quindi dal lato delle fibre tese della sezione di verifica), ha quindi il seguente valore di momento flettente resistente

$$M_{Rd} = 96 \text{ kNm}$$

La verifica del cordolo in c.a. risulta quindi soddisfatta.

10 VERIFICA DELLE FONDAZIONI E DELLE UNIONI RELATIVE

L'azione massima rilevata alla base della singola colonna dei tralicci di rinforzo è pari a $N = 358 \text{ kN}$

In corrispondenza di ciascuna di queste colonne si hanno n°4 micropali di diametro 250 mm e luce $l=9\text{m}$.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle fondazioni si riportano quindi a seguire le seguenti verifiche:

- verifica di capacità portante del micropalo;
- verifica del micropalo per azioni orizzontali
- verifica dell'ancoraggio del micropalo al plinto di fondazione;
- verifica a punzonamento del plinto di fondazione
- verifica dell'armatura del plinto di fondazione
- verifica dell'ancoraggio dei tralicci al plinto di fondazione

10.1 Verifica di capacità portante del micropalo

Le azioni di verifica agenti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente

| | |
|-------------|-------|
| N micropali | 90 kN |
|-------------|-------|

Avendo sia pali sottoposti a trazione che a compressione, si trascura la resistenza alla punta e la resistenza per aderenza laterale del singolo palo può essere valutata tramite la seguente relazione:

$$N_{R,calcolo} = \alpha \cdot c_u \cdot S_L$$

dove:

c_u è il valore della coesione non drenata riportato nella relazione geologica in base allo strato di terreno considerato

α = coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno e dal tipo di palo (valore suggerito dalla letteratura)

S_L = superficie laterale del palo calcolata considerando la camicia esterna del palo di diametro pari a 25cm

Nella tabella seguente sono riportati i valori della c_u utilizzati nel calcolo della capacità portante e dedotti dalla Relazione Geologica allegata. Cautelativamente si assume come riferimento la verticale più gravosa, ovvero, in riferimento alla sez. A-A' pag. 38 della relazione geologica, quella in corrispondenza di Ps1, in cui è presente lo strato denominato A3, le cui caratteristiche geotecniche risultano più scadenti rispetto allo strato A2 rilevato in corrispondenza delle altre due verticali.

| Strato | Profondità | Lunghezza | $C_{u,k}$ | α |
|--------|---------------|--------------|-----------|----------|
| A1 | 0-3 m | 3-0.6=2.40 m | 55 kN/mq | 0.60 |
| A3 | 3.0 – 4.70 m | 1.70 m | 20 kN/mq | 0.90 |
| B1 | 4.70 – 7.80 m | 3.10 m | 50 kN/mq | 0.60 |
| B2 | 7.80 – 10.8 m | 1.80 m | 130 kN/mq | 0.40 |

In riferimento alla tipologia di palo presente, considerando che la testa del palo si trova a circa 60 cm dal p.c., si ha

| Lunghezza palo | $Q_{lat k}$ | $Q_{lat d}$ | FS (N_{Rd}/N_{Ed}) |
|----------------|-------------|-------------|------------------------|
| L=9 m | 296 kN | 228 kN | 2.5 |

Il valore di progetto della capacità laterale è ottenuto da quello caratteristico applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma=1.3$, ossia quello riferito al palo sottoposto a trazione.

La verifica risulta quindi soddisfatta.

10.2 Verifica dei micropali di fondazione per azioni orizzontali

Il taglio risultante sui tralicci di rinforzo viene ripartito tra i pali di fondazione presenti sull'allineamento, pertanto si ha

| | All. 1 | All. 8 | All. 11-12 | All. E | All. I |
|---------------|--------|--------|------------|--------|--------|
| F (kN) | 294 | 142 | 270 | 330 | 272 |
| n° pali | 16 | 8 | 12 | 16 | 16 |
| T_{Sd} (kN) | 18 | 18 | 21 | 21 | 17 |

Il massimo valore di azione orizzontale applicata in testa al micropalo è quindi pari a $F_H = 24$ kN

Per determinare la rigidezza alla traslazione orizzontale del terreno circostante il palo K_{wo} ci si riferisce ad un comportamento del palo alla Winkler, quindi è necessario fissare il modulo di Winkler del terreno per azioni orizzontali.

Il terreno in cui è infisso il micropalo offre un contrasto laterale alla deformazione dei micropali in acciaio (molle), che viene valutato con la relazione di Chiarugi-Maia. I micropali utilizzati sono di diametro $\varnothing=80$ mm sp.8 mm:

$$K_H = \frac{E}{D(1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{ED^4}{E_p J_p}}$$

E= modulo elastico longitudinale del terreno (vedi relazione geologica)

ν = coefficiente di Poisson (valori di letteratura)

D=diametro "efficace" del micropalo ottenuto tenendo conto del manicotto di malta che lo riveste, pari a circa 25cm

E_p =modulo elastico dell'acciaio=2.100.000 kg/cm²

J_p = momento d'inerzia del micropalo di solo acciaio

Il valore di K_H così ottenuto è riportato nella tabella seguente, facendo riferimento alla stratigrafia media presente nell'area in esame

| Strato | Profondità | E (N/mm ²) | ν | K_H (N/mm ³) |
|--------|--------------|------------------------|-------|----------------------------|
| A1 | 0-3 m | 4.5 | 0.35 | 0.016 |
| A2 | 3.0 – 5.10 m | 4.5 | 0.35 | 0.016 |

| | | | | |
|----|--------------|----|------|-------|
| B1 | 5.10 - 8.0 m | 5 | 0.25 | 0.017 |
| B2 | 8.0 – 9.8 m | 15 | 0.2 | 0.055 |

Le massime sollecitazioni ottenute lungo il fusto dei micropali sono pari a:

$$M_{\max}=9 \text{ kNm}, T_{\max}=16 \text{ kN}$$

Le corrispondenti sollecitazioni resistenti del palo in acciaio S355, risultano:

$$M_{Rd} = \frac{W_e f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 10 \text{ kNm}, V_{Rd} = \frac{2 A f_{yk}}{\pi \sqrt{3} \gamma_{M0}} = 225 \text{ kN}$$

Poiché il taglio sollecitante è inferiore della metà del taglio resistente, non c'è interazione taglio-momento.

La verifica dei micropali può quindi ritenersi soddisfatta.

10.3 Verifica dell'ancoraggio del micropalo al plinto di fondazione

L'azione normale massima agente sul singolo micropalo, calcolata nei precedenti paragrafi, risulta pari a

$$N=90 \text{ kN}$$

L'ancoraggio tra micropalo e fondazione è garantito mediante una piastra circolare diam. 250 mm e sp.20 mm saldata in testa a ciascun micropalo.

La pressione agente sulla piastra (considerando l'area al netto del foro per il micropalo) risulta quindi pari a

$$p = 2.1 \text{ N/mm}^2$$

Considerando un tratto di piastra di larghezza unitaria funzionante secondo uno schema a mensola di luce $l=250/2-80/2 = 85 \text{ mm}$, si ha

$$M = 7480 \text{ Nmm} \quad T = 175 \text{ N}$$

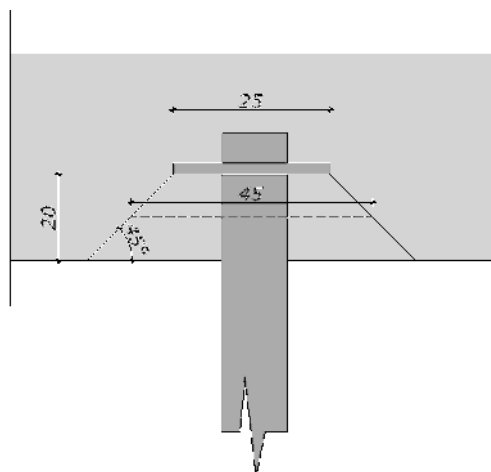
e conseguentemente

$$\sigma=112 \text{ N/mm}^2 \quad \tau= 9 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma=113 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della piastra di ancoraggio risulta quindi soddisfatta.

10.4 Verifica a punzonamento del plinto di fondazione

In riferimento all'immagine seguente, viene effettuata una verifica a punzonamento del plinto sotto l'azione concentrata trasmessa dal singolo micropalo $N=90 \text{ kN}$.



La verifica viene effettuata sulla superficie media di punzonamento, che ha diametro 45 cm e altezza 20 cm, ovvero $A=2800 \text{ cm}^2$

Si ottiene quindi un valore di $\tau=0.315 \text{ N/mm}^2 < v_{Rd, \min} = 0.55 \text{ N/mm}^2$

in cui il valore della tensione di progetto $v_{Rd, \min}$ è stato calcolato in accordo con quanto prescritto sull'EC2. Non risultano quindi necessarie armature a punzonamento, si dispongono ugualmente $2+2\Phi 12$ attraverso la superficie di scorrimento.

La verifica a punzonamento sotto l'azione concentrata delle colonne metalliche in quanto, a fronte di uno sforzo normale superiore ($N_{\max}=303 \text{ kN}$) presenta anche una superficie di verifica superiore, pertanto si ha:

Piastra di base $30 \times 40 \text{ cm}$, altezza riempimento 12 cm , altezza plinto 50 cm

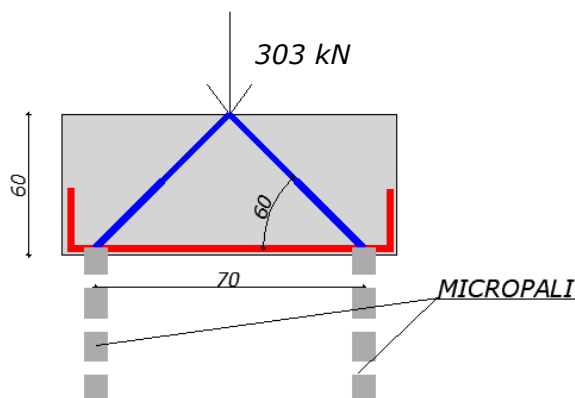
Superficie media $(2 \times (30+60) + 2 \times (40+60)) \times 50 = 19000 \text{ cm}^2$

$\tau=0.15 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta quindi meno gravosa della precedente.

10.5 Verifica dell'armatura del plinto di fondazione

Per effetto dello sforzo normale di compressione trasmesso dalle colonne, si innesta nel plinto un funzionamento del tipo tirante del tipo schematizzato nell'immagine seguente.



Le armature del plinto risultano quindi sottoposte ad uno sforzo di trazione di circa 75 kN .

Si dispongono $2+2\Phi 16$ inferiori su cui risulta quindi

$$N_{Rd} = 157 \text{ kN} > 75 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

10.6 Verifica dell'ancoraggio delle colonne al plinto di fondazione

10.6.1 Ancoraggio tramite tirafondi per lo sforzo normale

Nel caso di azione di trazione, tale azione viene trasferita al plinto attraverso 6 tirafondi di diametro 24 mm, per cui si ha

$$N_{Sdi} = 303/6 = 51 \text{ kN}$$

$$N_{Rdi} (A_{res} = 353 \text{ mm}^2) = 203 \text{ kN}$$

La verifica dei tirafondi risulta quindi soddisfatta.

Le piastrine terminali dei tirafondi hanno dimensioni 100x100x25

La pressione agente risulta quindi pari a

$$p = 5.1 \text{ N/mm}^2$$

Considerando un tratto di piastra di larghezza unitaria funzionante secondo uno schema a mensola di luce $l = (100 - 24)/2 = 38 \text{ mm}$, si ha

$$M = 3680 \text{ Nmm} \quad T = 194 \text{ N}$$

e conseguentemente

$$\sigma = 35 \text{ N/mm}^2 \quad \tau = 8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma = 38 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della piastra di ancoraggio risulta quindi soddisfatta.

10.6.2 Ancoraggio tramite spezzone HE 200 A a taglio

Le azione di taglio alla base del singolo traliccio risultano pari a

| | $T_{\text{max acc allinamento}}$ | $n^\circ \text{ tralicci/all.}$ | $T_{\text{max acc traliccio}}$ |
|--------------|----------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| | kN | | kN |
| Allin. 1 | 294 | 2 | 147 |
| Allin. 8 | 142 | 1 | 142 |
| Allin. 11-12 | 260 | 2 | 130 |
| Allin. E | 330 | 2 | 165 |
| Allin. I | 310 | 2 | 155 |

La massima azione di taglio sul singolo traliccio risulta quindi pari a $T = 165 \text{ kN}$ (all. E)

Su ciascun traliccio il collegamento a taglio con la fondazione è effettuato mediante due spezzoni di HE 240 A affogati nel getto della fondazione, di lunghezza pari a 45 cm ciascuno.

Essendo il profilo completamente immerso nel calcestruzzo, questo non può deformarsi, assumendo un comportamento puramente a taglio, per cui si ha

$$T_{Sd} = 165/2 = 82.5 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = 337 \text{ kN}$$

La verifica del profilo risulta quindi soddisfatta.

I tronchetti sono collegati alla traversa di base mediante piastra bullonata.

Ciascuna unione è realizzata mediante 4+4 bulloni diam.20 mm per cui si ha

$$F = 82.5 \text{ kN}$$

$$T_{Sdi} = 82.5/8 = 10.3 \text{ kN}$$

$$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rdi} = 94 \text{ kN}$$

La verifica della bullonatura risulta quindi soddisfatta

11 VERIFICA DELLE PARETI A CARICO VERTICALE

La verifica delle pareti a carico verticale è effettuata secondo il procedimento riportato dalla norma al §4.5.6.2.

I carichi applicati sono quelli riportati nell'analisi dei carichi in base alle aree di competenza di ciascuna parete, combinati con i coefficienti relativi allo SLU.

Coerentemente con quanto prescritto dalla norma, la tensione di progetto f_d viene ottenuta riducendo quella riportata nel capitolo relativo all'analisi dei materiali (pari a N/mm² per muratura in mattoni pieni e pari a 1.35 N/mm² per muratura in pietrame) attraverso il coefficiente Φ .

Per la determinazione del coefficiente di riduzione Φ sono state effettuate le seguenti assunzioni:

- per pareti interne si assume l'altezza coincidente con l'altezza interpiano, con l'eccezione di alcuni rari casi di pareti di modeste dimensioni, per le quali la rigidezza offerta dalle fasce risulta non trascurabile e quindi è lecito assumere come altezza quella delle aperture adiacenti;
- per pareti esterne si assume l'altezza per il calcolo della snellezza pari all'altezza delle aperture;
- cautelativamente si assume sempre il fattore laterale di vincolo pari a 1 (muro isolato);
- in virtù della presenza di cordoli di piano in grado di ripartire il carico trasmesso dai solai sullo spessore della parete, si assume $e_s=0$.
- nelle pareti degli all. 1 ed E si prevede di effettuare un intervento di rinforzo a carico verticale, inserendo elementi metallici a C (UPN 260) opportunamente collegati lungo il loro sviluppo al maschio murario. Per il calcolo delle pressioni sollecitanti di verifica si fa quindi riferimento all'area totale omogeneizzata (maschio muraio+profilo metallico)

Nelle tabelle a seguire sono riportati i risultati di tali verifiche.

11.1 Allineamento 1

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1P1_1 | 50 | 24 | 1.5 | 6.3 | 45.8 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.04 | ok | 43.7 | 0.2 | 0.01 | 0.2755 | 0.78 | 1.56 | 0.07 | ok |
| 1P1_2 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 81.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok | 79.0 | 0.2 | 0.01 | 0.2459 | 0.78 | 1.56 | 0.11 | ok |
| 1P1_3 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 81.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok | 79.0 | 0.2 | 0.01 | 0.2459 | 0.78 | 1.56 | 0.11 | ok |
| 1P1_4 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 81.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok | 79.0 | 0.2 | 0.01 | 0.2459 | 0.78 | 1.56 | 0.11 | ok |
| 1P1_5 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 48.3 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.05 | ok | 45.8 | 0.2 | 0.01 | 0.2883 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1P0_1 | 50 | 24 | 1.5 | 6.3 | 140.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.14 | ok | 138.4 | 0.2 | 0.01 | 0.2153 | 0.78 | 1.56 | 0.17 | ok |
| 1P0_2 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 253.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 250.7 | 0.2 | 0.01 | 0.2059 | 0.78 | 1.56 | 0.27 | ok |
| 1P0_3 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 253.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 250.7 | 0.2 | 0.01 | 0.2059 | 0.78 | 1.56 | 0.27 | ok |
| 1P0_4 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 253.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 250.7 | 0.2 | 0.01 | 0.2059 | 0.78 | 1.56 | 0.27 | ok |
| 1P0_5 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 147.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.14 | ok | 145.0 | 0.2 | 0.01 | 0.2193 | 0.78 | 1.56 | 0.17 | ok |

11.2 Allineamento 2

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|------|------|-------|-------|----|-------------------------------|---------|------|--------|------|-------|-------|----|--|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | |
| 2P1_7.6 | 760 | 24 | 3.4 | 14.2 | 181.2 | 0.034 | 0.85 | 0.32 | 0.64 | 0.10 | ok | 108.7 | 6.0 | 0.07 | 1.8065 | 0.2 | 0.4 | 0.20 | ok | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | |
| 2P0_7.6 | 760 | 24 | 3.4 | 14.2 | 405.0 | 0.034 | 0.85 | 0.78 | 1.56 | 0.22 | ok | 332.4 | 6.0 | 0.04 | 0.8765 | 0.78 | 1.56 | 0.26 | ok | |

11.3 Allineamento 3

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 3P1_7.5 | 750 | 24 | 3.5 | 14.6 | 339.4 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.19 | ok |
| 3P1_1.45 | 145 | 24 | 2.2 | 9.2 | 86.6 | 0.022 | 0.55 | 0.61 | 1.22 | 0.25 | ok |
| 3P1_7.5 | 750 | 24 | 3.5 | 14.6 | 284.6 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.16 | ok |

| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 3P0_7.5 | 750 | 24 | 3.5 | 14.6 | 905.3 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.50 | ok |
| 3P0_1.45 | 145 | 24 | 2.2 | 9.2 | 254.1 | 0.022 | 0.55 | 0.61 | 1.22 | 0.73 | ok |
| 3P0_7.5 | 750 | 24 | 3.5 | 14.6 | 730.9 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.41 | ok |

11.4 Allineamento 4

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|----|-----|--------|-------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| verifica sezione di base | | | | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 4P1 7.6 | 760 | 24 | 3.5 | 14.6 | 167.4 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok |
| 4P1 8.9 | 890 | 24 | 3.5 | 14.6 | 429.3 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.20 | ok |

| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|----|-----|--------|--------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| verifica sezione di base | | | | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 4P0 7.6 | 760 | 24 | 3.5 | 14.6 | 356.2 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.20 | ok |
| 4P0 8.9 | 890 | 24 | 3.5 | 14.6 | 1158.6 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.54 | ok |

11.5 Allineamento 5

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | |
|---------|-----|----|---|--------|--------------------------|------|------|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|--------|------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | Mvento | e2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 5P1_2.8 | 280 | 24 | 1 | 4.2 | 22.4 | 0.01 | 0.25 | 0.84 | 1.68 | 0.03 | ok | 14.5 | 0.4 | 0.03 | 0.63 | 1.26 | 0.04 | ok |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | |
|---------|-----|----|---|--------|--------------------------|------|------|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|--------|------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | Mvento | e2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 5P0_2.8 | 280 | 24 | 1 | 4.2 | 30.2 | 0.01 | 0.25 | 0.84 | 1.68 | 0.04 | ok | 22.4 | 0.4 | 0.02 | 0.71 | 1.42 | 0.05 | ok |

11.6 Allineamento 6

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
|---------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 6P1 8.6 | 860 | 24 | 3.5 | 14.6 | 465.2 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.23 | ok |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
|---------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 6P0_8.6 | 860 | 24 | 3.5 | 14.6 | 1279.6 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.62 | ok |

11.7 Allineamento 7

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
|---------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 7P1 7.6 | 760 | 24 | 3.5 | 14.6 | 167.4 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
|---------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 7P0 7.6 | 760 | 24 | 3.5 | 14.6 | 356.2 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.20 | ok |

11.8 Allineamento 8

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|------------------------------|-------|---------|------|--------|-------|-------------------|-------------------|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| 8P1_2.25 | 225 | 24 | 3.5 | 14.6 | 131.6 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.24 | ok | 109.5 | 3.8 | 0.05 | 1.2975 | 0.245 | 0.49 | 0.48 |
| 8P1_5.40 | 540 | 24 | 3.5 | 14.6 | 305.5 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.24 | ok | 252.5 | 9.0 | 0.05 | 1.3329 | 0.245 | 0.49 | 0.47 |
| 8P1_4.80 | 480 | 24 | 3.5 | 14.6 | 251.4 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.22 | ok | | | | | 0.245 | 0.49 | 0.45 |
| 8P1_8.70 | 870 | 24 | 3.5 | 14.6 | 553.3 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.26 | ok | | | | | 0.245 | 0.49 | 0.50 |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| 8P0_4.45 | 445 | 24 | 3.5 | 14.6 | 505.1 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.47 | ok | 461.3 | 7.5 | 0.03 | 0.8413 | 0.32 | 0.64 | 0.61 |
| 8P0_4.8 | 480 | 24 | 3.5 | 14.6 | 464.7 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.40 | ok | | | | | 0.32 | 0.64 | 0.54 |
| 8P0_8.75 | 875 | 24 | 3.5 | 14.6 | 1042.2 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.50 | ok | | | | | 0.32 | 0.64 | 0.63 |

11.9 Allineamento 9

| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 9P0_2.5 | 250 | 24 | 2.2 | 9.2 | 119.1 | 0.022 | 0.55 | 0.32 | 0.64 | 0.20 | ok |
| 9P0_0.8 | 80 | 24 | 2.2 | 9.2 | 58.1 | 0.022 | 0.55 | 0.32 | 0.64 | 0.30 | ok |

11.10 Allineamento 10

| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------|-------|----|-----|------------------------------|----|----|----|--|--|-------|------|-----------|-------|--|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | Mvento | ev | e2 | m2 | | | e max | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | m | -- | | | m | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 10AP0_4.6 | 460 | 24 | 3.5 | 14.6 | 216.1 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.20 | ok | | | | | | | | 0.245 | -- | 0.49 | 0.43 | |
| 10BP0_3.25 | 325 | 24 | 3.5 | 14.6 | 71.6 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok | | | | | | | | 0.245 | 0.49 | 100000.00 | | |
| 10BP0_1.8 | 180 | 24 | 3.5 | 14.6 | 39.7 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok | | | | | | | | 0.245 | 0.49 | 100000.00 | | |

11.11 Allineamento 11-12

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------|-------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------|-------|----|--|--|--|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 71.4 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 66.2 | 0.4 | 0.01 | 0.3327 | 0.78 | 1.56 | 0.25 | ok | | | |
| 12P1_2.25 | 225 | 24 | 1.5 | 6.3 | 134.0 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.25 | ok | 124.5 | 0.7 | 0.01 | 0.3264 | 0.78 | 1.56 | 0.26 | ok | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 98.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.33 | ok | 93.3 | 0.4 | 0.01 | 0.2906 | 0.78 | 1.56 | 0.34 | ok | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 98.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.33 | ok | 93.3 | 0.4 | 0.01 | 0.2906 | 0.78 | 1.56 | 0.34 | ok | | | |
| 12P1_2.25 | 225 | 24 | 1.5 | 6.3 | 134.0 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.25 | ok | 124.5 | 0.7 | 0.01 | 0.3264 | 0.78 | 1.56 | 0.26 | ok | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 98.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.33 | ok | 93.3 | 0.4 | 0.01 | 0.2906 | 0.78 | 1.56 | 0.34 | ok | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 98.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.33 | ok | 93.3 | 0.4 | 0.01 | 0.2906 | 0.78 | 1.56 | 0.34 | ok | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 98.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.33 | ok | 93.3 | 0.4 | 0.01 | 0.2906 | 0.78 | 1.56 | 0.34 | ok | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 98.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.33 | ok | 93.3 | 0.4 | 0.01 | 0.2906 | 0.78 | 1.56 | 0.34 | ok | | | |
| 12P1_2.25 | 225 | 24 | 1.5 | 6.3 | 134.0 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.25 | ok | 124.5 | 0.7 | 0.01 | 0.3264 | 0.78 | 1.56 | 0.26 | ok | | | |
| 12P1_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 71.4 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 66.2 | 0.4 | 0.01 | 0.3327 | 0.78 | 1.56 | 0.25 | ok | | | |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
|-----------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------|-------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------|-------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 277.3 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.92 | ok | 272.0 | 0.4 | 0.01 | 0.2228 | 0.78 | 1.56 | 0.94 | ok |
| 12P0_2.25 | 225 | 24 | 1.5 | 6.3 | 368.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.68 | ok | 358.7 | 0.7 | 0.01 | 0.2357 | 0.78 | 1.56 | 0.70 | ok |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 300.8 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 1.00 | ok | 295.5 | 0.4 | 0.01 | 0.22 | 0.78 | 1.56 | 1.02 | ok |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 336.3 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 1.12 | ok | 331.0 | 0.4 | 0.01 | 0.2165 | 0.78 | 1.56 | 1.14 | ok |
| 12P0_2.25 | 225 | 24 | 1.5 | 6.3 | 368.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.68 | ok | 358.7 | 0.7 | 0.01 | 0.2357 | 0.78 | 1.56 | 0.70 | ok |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 300.8 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 1.00 | ok | 295.5 | 0.4 | 0.01 | 0.22 | 0.78 | 1.56 | 1.02 | ok |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 300.8 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 1.00 | ok | 295.5 | 0.4 | 0.01 | 0.22 | 0.78 | 1.56 | 1.02 | ok |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 300.8 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 1.00 | ok | 295.5 | 0.4 | 0.01 | 0.22 | 0.78 | 1.56 | 1.02 | ok |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 336.3 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 1.12 | ok | 331.0 | 0.4 | 0.01 | 0.2165 | 0.78 | 1.56 | 1.14 | ok |
| 12P0_2.25 | 225 | 24 | 1.5 | 6.3 | 341.1 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.63 | ok | 331.7 | 0.7 | 0.01 | 0.2397 | 0.78 | 1.56 | 0.65 | ok |
| 12P0_1.25 | 125 | 24 | 1.5 | 6.3 | 143.3 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.48 | ok | 138.0 | 0.4 | 0.01 | 0.2571 | 0.78 | 1.56 | 0.49 | ok |

11.12 Allineamento C

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | |
|----------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|------|-----|-------------------|-------------------|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| CP0_1.60 | 160 | 24 | 3.5 | 14.6 | 35.2 | 0.035 | 0.88 | 0.4 | 0.8 | 0.09 |
| CP0_1.70 | 170 | 24 | 3.5 | 14.6 | 37.5 | 0.035 | 0.88 | 0.4 | 0.8 | 0.09 |
| CP0_2.70 | 270 | 24 | 3.5 | 14.6 | 59.5 | 0.035 | 0.88 | 0.4 | 0.8 | 0.09 |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | |
|----------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|------|------|-------------------|-------------------|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| CP0_1.60 | 160 | 24 | 3.5 | 14.6 | 75.0 | 0.035 | 0.88 | 0.66 | 1.32 | 0.20 |
| CP0_1.70 | 170 | 24 | 3.5 | 14.6 | 79.7 | 0.035 | 0.88 | 0.66 | 1.32 | 0.20 |
| CP0_2.70 | 270 | 24 | 3.5 | 14.6 | 126.5 | 0.035 | 0.88 | 0.66 | 1.32 | 0.20 |

11.13 Allineamento D

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1 | 450 | 24 | 3.5 | 14.6 | 99.1 | 0.035 | 0.875 | 0.66 | 0.891 | 0.09 | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1 | 450 | 24 | 3.5 | 14.6 | 210.9 | 0.035 | 0.875 | 0.66 | 0.891 | 0.20 | ok |

11.14 Allineamento E

PIANO PRIMO

| | l | t | h | lambda | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | |
|-------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|
| | | | | | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| EPO_1 | 170 | 24 | 1.5 | 6.3 | 75.8 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.06 | ok | 68.7 | 0.5 | 0.02 | 0.3778 | 0.78 | 1.56 | 0.08 |
| EPO_2 | 70 | 24 | 1.5 | 6.3 | 84.0 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok | 81.1 | 0.2 | 0.01 | 0.2539 | 0.78 | 1.56 | 0.11 |
| EPO_3 | 70 | 24 | 1.5 | 6.3 | 84.0 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok | 81.1 | 0.2 | 0.01 | 0.2539 | 0.78 | 1.56 | 0.11 |
| EPO_4 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 81.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok | 79.0 | 0.2 | 0.01 | 0.2459 | 0.78 | 1.56 | 0.11 |
| EPO_5 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 81.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.08 | ok | 79.0 | 0.2 | 0.01 | 0.2459 | 0.78 | 1.56 | 0.11 |
| EPO_6 | 50 | 24 | 1.5 | 6.3 | 45.8 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.04 | ok | 43.7 | 0.2 | 0.01 | 0.2755 | 0.78 | 1.56 | 0.07 |

PIANO TERRA

| | l | t | h | lambda | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | |
|-------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|
| | | | | | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| EPO_1 | 170 | 24 | 1.5 | 6.3 | 224.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.17 | ok | 217.0 | 0.5 | 0.01 | 0.2477 | 0.78 | 1.56 | 0.20 |
| EPO_2 | 70 | 24 | 1.5 | 6.3 | 260.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 257.2 | 0.2 | 0.01 | 0.2084 | 0.78 | 1.56 | 0.27 |
| EPO_3 | 70 | 24 | 1.5 | 6.3 | 260.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 257.2 | 0.2 | 0.01 | 0.2084 | 0.78 | 1.56 | 0.27 |
| EPO_4 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 253.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 250.7 | 0.2 | 0.01 | 0.2059 | 0.78 | 1.56 | 0.27 |
| EPO_5 | 60 | 24 | 1.5 | 6.3 | 253.2 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.24 | ok | 250.7 | 0.2 | 0.01 | 0.2059 | 0.78 | 1.56 | 0.27 |
| EPO_6 | 50 | 24 | 1.5 | 6.3 | 140.5 | 0.015 | 0.375 | 0.78 | 1.56 | 0.14 | ok | 138.4 | 0.2 | 0.01 | 0.2153 | 0.78 | 1.56 | 0.17 |

11.15 Allineamento F

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| FP0_8.8 | 880 | 24 | 3.5 | 14.6 | 331.7 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.16 | ok |
| FP0_1.4 | 140 | 24 | 2.2 | 9.2 | 84.8 | 0.022 | 0.55 | 0.61 | 1.22 | 0.25 | ok |
| FP0_9.2 | 920 | 24 | 3.5 | 14.6 | 429.9 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.19 | ok |
| FP0_1.3 | 130 | 24 | 2.2 | 9.2 | 63.8 | 0.022 | 0.55 | 0.61 | 1.22 | 0.20 | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| FP0_8.8 | 880 | 24 | 3.5 | 14.6 | 850.7 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.40 | ok |
| FP0_1.4 | 140 | 24 | 2.2 | 9.2 | 249.2 | 0.022 | 0.55 | 0.61 | 1.22 | 0.74 | ok |
| FP0_9.2 | 920 | 24 | 3.5 | 14.6 | 1153.4 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.52 | ok |
| FP0_1.3 | 130 | 24 | 2.2 | 9.2 | 183.8 | 0.022 | 0.55 | 0.61 | 1.22 | 0.59 | ok |

11.16 Allineamento G

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| GP1_8.2 | 820 | 24 | 3.5 | 14.6 | 220.7 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.11 | ok |
| GP1_5.3 | 530 | 24 | 3.5 | 14.6 | 144.4 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.11 | ok |
| GP1_3.0 | 300 | 24 | 3.5 | 14.6 | 66.1 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok |
| GP1_5.75 | 575 | 24 | 3.5 | 14.6 | 126.7 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| GP0_8.2 | 820 | 24 | 3.5 | 14.6 | 732.3 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.37 | ok |
| GP0_8.7 | 870 | 24 | 3.5 | 14.6 | 830.3 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.40 | ok |
| GP0_5.3 | 530 | 24 | 3.5 | 14.6 | 612.7 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.48 | ok |

11.17 Allineamento H

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| HP1_7.6 | 760 | 24 | 3.5 | 14.6 | 167.4 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| HP0_7.6 | 760 | 24 | 3.5 | 14.6 | 523.6 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.29 | ok |

11.18 Allineamento I

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| IP1_1 | 410 | 24 | 3.5 | 14.6 | 90.3 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.09 | ok | | | | | 0.78 | 1.56 | 100000.00 | |
| IP1_2 | 90 | 24 | 1.5 | 6.3 | 9.7 | 0.015 | 0.375 | 0.75 | 1.5 | 0.04 | ok | 5.9 | 0.3 | 0.05 | 1.3547 | 0.78 | 1.56 | 0.07 | ok |
| IP1_3 | 180 | 24 | 1.5 | 6.3 | 19.4 | 0.015 | 0.375 | 0.75 | 1.5 | 0.04 | ok | 11.9 | 0.6 | 0.05 | 1.3547 | 0.78 | 1.56 | 0.07 | ok |
| IP1_4 | 210 | 24 | 1.5 | 6.3 | 22.7 | 0.015 | 0.375 | 0.32 | 0.64 | 0.04 | ok | 13.8 | 0.6 | 0.05 | 1.3547 | 0.78 | 1.56 | 0.07 | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| IPO_1 | 410 | 24 | 3.5 | 14.6 | 192.1 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.20 | ok | | | | | 0.78 | 1.56 | 0.43 | |
| IPO_2 | 90 | 24 | 1.5 | 6.3 | 22.0 | 0.015 | 0.375 | 0.75 | 1.5 | 0.10 | ok | 18.2 | 0.3 | 0.02 | 0.5684 | 0.78 | 1.56 | 0.12 | ok |
| IPO_3 | 180 | 24 | 1.5 | 6.3 | 216.0 | 0.015 | 0.375 | 0.75 | 1.5 | 0.50 | ok | 208.4 | 0.6 | 0.01 | 0.2539 | 0.78 | 1.56 | 0.51 | ok |
| IPO_4 | 510 | 24 | 3.5 | 14.6 | 359.1 | 0.035 | 0.875 | 0.32 | 0.64 | 0.29 | ok | 309.0 | 8.5 | 0.05 | 1.1284 | 0.78 | 1.56 | 0.54 | ok |

11.19 Allineamento J

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|------|------|-------------------|-------------------|----|-------|-------------------------------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ ₁ | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ ₂ | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| JP1_7.9 | 790 | 24 | 3.4 | 14.2 | 188.4 | 0.034 | 0.85 | 0.32 | 0.64 | 0.10 | ok | 112.9 | 6.2 | 0.07 | 1.8065 | 0.2 | 0.4 | 0.20 | ok |
| JP1_0.8 | 80 | 24 | 2.2 | 9.2 | 53.1 | 0.022 | 0.55 | 0.75 | 1.5 | 0.28 | ok | 48.2 | 0.5 | 0.02 | 0.5497 | 0.75 | 1.5 | 0.32 | ok |
| JP1_1.1 | 110 | 24 | 1 | 4.2 | 38.6 | 0.01 | 0.25 | 0.75 | 1.5 | 0.15 | ok | 35.5 | 0.2 | 0.01 | 0.2309 | 0.75 | 1.5 | 0.15 | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ ₁ | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ ₂ | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| JP0_7.9 | 790 | 24 | 3.4 | 14.2 | 421.0 | 0.034 | 0.85 | 0.32 | 0.64 | 0.22 | ok | 345.6 | 6.2 | 0.04 | 0.8765 | 0.32 | 0.64 | 0.26 | ok |
| JP0_0.8 | 80 | 24 | 2.2 | 9.2 | 157.2 | 0.022 | 0.55 | 0.75 | 1.5 | 0.82 | ok | 152.2 | 0.5 | 0.01 | 0.3619 | 0.75 | 1.5 | 0.86 | ok |
| JP0_1.1 | 110 | 24 | 1 | 4.2 | 115.4 | 0.01 | 0.25 | 0.75 | 1.5 | 0.44 | ok | 112.3 | 0.2 | 0.01 | 0.1585 | 0.75 | 1.5 | 0.44 | ok |

11.20 Verifica collegamento tra profilo verticale e muratura

Il profilo metallico UPN 260 presente per il rinforzo a carico verticale dei maschi degli all. 1 ed E è collegato a questi ultimi mediante barre filettate diam. 20 mm inserite con resina ad un interasse di 30 cm.

Queste barre, quindi, devono risultare in grado di trasferire a taglio la quota parte di sforzo normale assorbita dall'elemento metallico.

effettuando una proporzione tra l'area del profilo e l'area totale omogeneizzata, si determina il valore dell'azione che deve essere trasferita dalle barre.

Il suo valore massimo vale

$$F = 253 \text{ kN}$$

Il n° di barre presenti su ciascun maschio risulta pari a 29, pertanto si ha

$$T_{Sdi} = 253/29 = 8.7 \text{ kN} > T_{Rdc0} = 12.4 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

12 VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE RESISTENTI DEL BLOCCO PALESTRA NELLO STATO DI PROGETTO

A seguito della realizzazione del giunto sismico previsto nel progetto in esame, il blocco palestra assume un comportamento completamente indipendente rispetto al blocco aule.

Il blocco in esame risulta composto da:

- palestra, realizzata con telai in c.a. orditi in un'unica direzione e copertura in latero-cemento priva di soletta armata.
- blocco spogliatoi, costituito da un solo piano fuori terra e realizzato in muratura di mattoni pieni e pilastri in c.a.

Nello stato di progetto si prevede di:

- realizzare un collegamento efficiente tra murature e pilastri in c.a.;
- realizzare una soletta in c.a. armata in copertura del blocco spogliatoi;
- realizzare un controvento metallico in copertura della palestra;
- realizzare due controventi di parete sull'allineamento longitudinale esterno della palestra;
- collegare in maniera efficiente le murature di tamponamento di testa della palestra ai pilastri in c.a.;
- rinforzare travi e pilastri in c.a. della palestra mediante la messa in opera di materiali compositi.

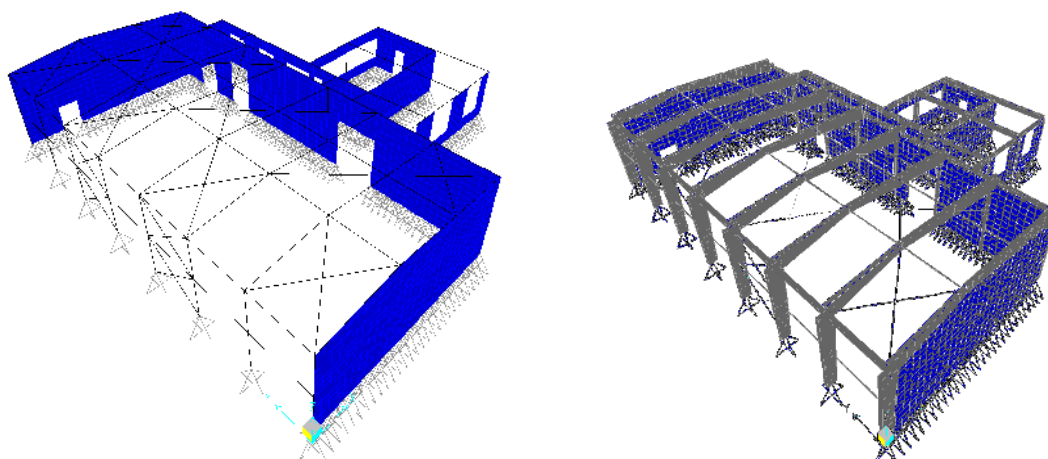
Essendo completamente indipendente dal blocco aule, caratterizzato da forti non linearità, la porzione in esame è stata analizzata mediante un modello lineare agli elementi finiti realizzato mediante il programma di calcolo SAP 2000.

Le caratteristiche principali del modello e degli elementi strutturali relativi sono descritti di seguito.

- I solai del blocco spogliatoi sono considerati come infinitamente rigidi nel proprio piano e modellati mediante il vincolo di diaphragm.
- Il solaio a copertura della palestra non può essere invece considerato come infinitamente rigido ed è modellato il controvento metallico di copertura previsto dal progetto.
- Le travi e i pilastri dei telai sono modellati con la loro effettiva sezione. I corpi in muratura dei locali a fianco della palestra sono modellate mediante elementi shell e, dove presenti, risultano collegati in maniera continua ai pilastri in c.a..
- I pilastri della palestra sono incernierati alla base.

- Volendo massimizzare le sollecitazioni sui pilastri e sui controventi metallici di nuova realizzazione, le murature di tamponamento presenti sul lato longitudinale esterno della palestra non sono modellate.
- Gli elementi diagonali dei controventi costituiti da tondini non resistenti a compressione sono modellati con area dimezzata. Ai fini delle verifiche le sollecitazioni dedotte dal modello verranno raddoppiate..

Si riportano di seguito le immagini relativi al modello tridimensionale.



Per le caratteristiche dei materiali utilizzati si rimanda al relativo capitolo.

12.1 Masse modali

Le masse nel modello sono desunte dai carichi applicati sulle murature nonché dalle masse degli elementi strutturali direttamente modellati. E' stato considerato un numero di modi tale da attivare almeno l'85% della massa totale, come mostrato nella tabella seguente.

| Participating Mass Ratios | | | | | | | | |
|---------------------------|----------|----------|--------|----------|----------|----------|----------|----------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | SumUZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0.47 | 0.0000 | 0.4071 | 0.00 | 0.41 | 0.00 |
| MODAL | Mode | 2 | 0.29 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.41 | 0.00 |
| MODAL | Mode | 3 | 0.27 | 0.0029 | 0.0124 | 0.00 | 0.42 | 0.00 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.25 | 0.0942 | 0.0077 | 0.10 | 0.43 | 0.00 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.22 | 0.0181 | 0.0081 | 0.12 | 0.44 | 0.00 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.21 | 0.1410 | 0.0003 | 0.26 | 0.44 | 0.06 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.20 | 0.0059 | 0.0018 | 0.26 | 0.44 | 0.06 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.20 | 0.0033 | 0.0046 | 0.27 | 0.44 | 0.06 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.19 | 0.0000 | 0.0003 | 0.27 | 0.44 | 0.09 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.19 | 0.0007 | 0.0008 | 0.27 | 0.44 | 0.10 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.19 | 0.0115 | 0.0007 | 0.28 | 0.44 | 0.11 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.18 | 0.0109 | 0.0001 | 0.29 | 0.44 | 0.11 |
| MODAL | Mode | 13 | 0.18 | 0.0073 | 0.0000 | 0.30 | 0.44 | 0.11 |
| MODAL | Mode | 14 | 0.17 | 0.0059 | 0.0012 | 0.30 | 0.44 | 0.11 |
| MODAL | Mode | 15 | 0.16 | 0.2552 | 0.0000 | 0.56 | 0.45 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 16 | 0.15 | 0.0025 | 0.0039 | 0.56 | 0.45 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 17 | 0.14 | 0.0341 | 0.0314 | 0.59 | 0.48 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 18 | 0.13 | 0.0003 | 0.0023 | 0.59 | 0.48 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 19 | 0.13 | 0.0237 | 0.0592 | 0.62 | 0.54 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 20 | 0.13 | 0.0045 | 0.0029 | 0.62 | 0.54 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 21 | 0.13 | 0.0000 | 0.0035 | 0.62 | 0.55 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 22 | 0.12 | 0.0012 | 0.0387 | 0.62 | 0.59 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 23 | 0.11 | 0.0013 | 0.0310 | 0.62 | 0.62 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 24 | 0.11 | 0.0041 | 0.0938 | 0.63 | 0.71 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 25 | 0.11 | 0.0051 | 0.1095 | 0.63 | 0.82 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 26 | 0.10 | 0.0050 | 0.0059 | 0.64 | 0.83 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 27 | 0.10 | 0.0177 | 0.0000 | 0.66 | 0.83 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 28 | 0.10 | 0.0002 | 0.0006 | 0.66 | 0.83 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 29 | 0.10 | 0.0002 | 0.0465 | 0.66 | 0.87 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 30 | 0.09 | 0.0022 | 0.0003 | 0.66 | 0.87 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 31 | 0.09 | 0.0000 | 0.0004 | 0.66 | 0.88 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 32 | 0.09 | 0.0044 | 0.0209 | 0.66 | 0.90 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 33 | 0.09 | 0.0268 | 0.0003 | 0.69 | 0.90 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 34 | 0.09 | 0.0010 | 0.0089 | 0.69 | 0.91 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 35 | 0.09 | 0.0025 | 0.0022 | 0.69 | 0.91 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 36 | 0.08 | 0.0476 | 0.0044 | 0.74 | 0.91 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 37 | 0.08 | 0.0050 | 0.0001 | 0.75 | 0.91 | 0.14 |
| MODAL | Mode | 38 | 0.08 | 0.0306 | 0.0080 | 0.78 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 39 | 0.08 | 0.0023 | 0.0016 | 0.78 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 40 | 0.08 | 0.0201 | 0.0000 | 0.80 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 41 | 0.08 | 0.0007 | 0.0003 | 0.80 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 42 | 0.07 | 0.0042 | 0.0001 | 0.80 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 43 | 0.07 | 0.0005 | 0.0000 | 0.80 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 44 | 0.07 | 0.0012 | 0.0000 | 0.81 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 45 | 0.07 | 0.0374 | 0.0011 | 0.84 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 46 | 0.07 | 0.0043 | 0.0000 | 0.85 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 47 | 0.07 | 0.0003 | 0.0002 | 0.85 | 0.92 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 48 | 0.07 | 0.0026 | 0.0020 | 0.85 | 0.93 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 49 | 0.07 | 0.0005 | 0.0000 | 0.85 | 0.93 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 50 | 0.07 | 0.0013 | 0.0005 | 0.85 | 0.93 | 0.15 |
| MODAL | Mode | 51 | 0.07 | 0.0001 | 0.0000 | 0.85 | 0.93 | 0.15 |
| | | | | | | | | |
| MODAL | Mode | 142 | 0.03 | 0.0000 | 0.0006 | 0.91 | 0.94 | 0.43 |
| MODAL | Mode | 143 | 0.03 | 0.0001 | 0.0000 | 0.91 | 0.94 | 0.43 |
| MODAL | Mode | 144 | 0.03 | 0.0000 | 0.0000 | 0.91 | 0.94 | 0.45 |
| MODAL | Mode | 145 | 0.03 | 0.0000 | 0.0000 | 0.91 | 0.94 | 0.45 |
| MODAL | Mode | 146 | 0.03 | 0.0000 | 0.0000 | 0.91 | 0.94 | 0.45 |
| MODAL | Mode | 147 | 0.03 | 0.0013 | 0.0000 | 0.91 | 0.94 | 0.45 |
| MODAL | Mode | 148 | 0.03 | 0.0004 | 0.0000 | 0.91 | 0.94 | 0.45 |
| MODAL | Mode | 149 | 0.03 | 0.0000 | 0.0003 | 0.91 | 0.94 | 0.45 |
| MODAL | Mode | 150 | 0.03 | 0.0001 | 0.0000 | 0.91 | 0.94 | 0.45 |

12.2 Analisi dei carichi verticali

12.2.1 Solaio copertura palestra

Peso proprio 1.85 kN/mq
 Permanenti 0.5 kN/mq
 Accidentali 1 kN/mq

12.2.2 Solaio copertura spogliatoi

| | |
|--------------|-----------|
| Peso proprio | 2.5 kN/mq |
| Permanenti | 1 kN/mq |
| Accidentali | 1 kN/mq |

12.3 Azione sismica (E)

Per quanto concerne la definizione dell'input sismico sono stati assunti i seguenti dati:

Vita nominale $V_N = 50$ anni;

Classe d'uso III, con coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

In conseguenza alle assunzioni dette, il periodo di riferimento V_R della struttura è **75 anni**.

La categoria di sottosuolo e la categoria topografica sono invece assunte coerentemente con quanto riportato nella Relazione Geologica allegata alla presente a firma dello Studio Associato di Geologia Applicata di Benedetti & Carmignani.

In particolare si ha:

categoria di sottosuolo: E

categoria topografica T1.

Come fattore di struttura si assume il valore minimo tra:

- $q=1.5$ previsto dalla norma per le strutture in c.a.;
- $q=2.25$ previsto dalla norma per le strutture in muratura.

Si assume quindi $q=1.5$.

Si riportano di seguito i valori principali ed il grafico dello spettro elastico considerato ai fini delle verifiche.

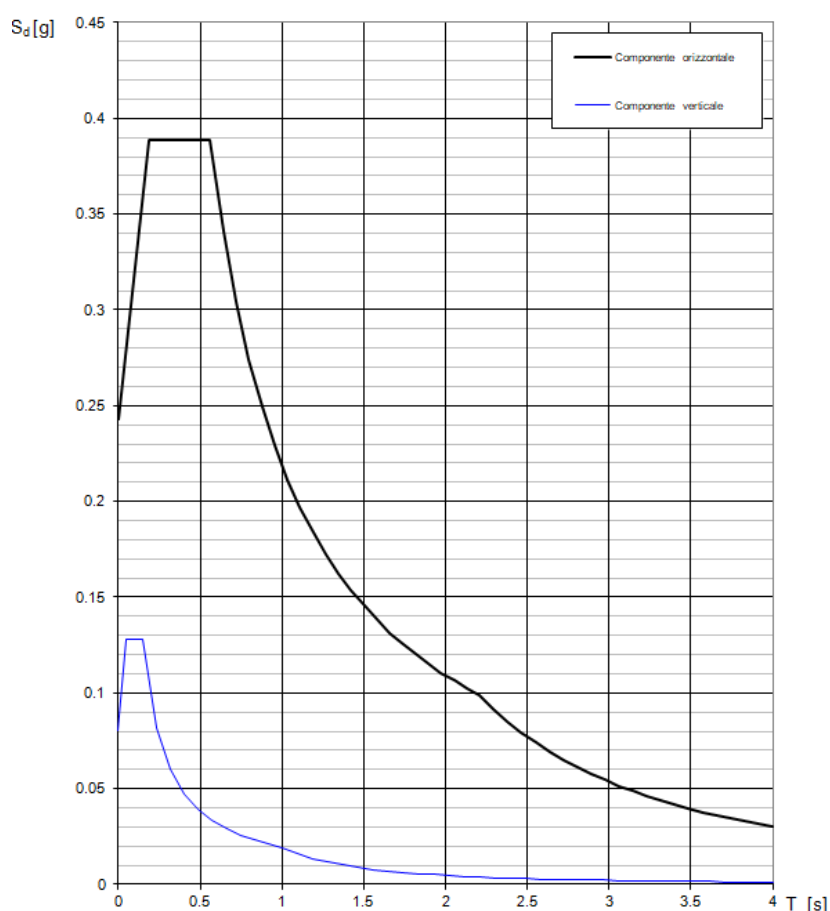
Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_n | 0.152 g |
| F_n | 2.397 |
| T_C^* | 0.303 s |
| S_s | 1.598 |
| C_C | 1.855 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.500 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1.598 |
| η | 0.667 |
| T_B | 0.187 s |
| T_C | 0.562 s |
| T_D | 2.209 s |

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



12.4 Combinazioni di carico

I carichi sopra riportati sono stati combinati seguendo le combinazioni previste dalle **NTC-18** al **§ 2.5.3**.

Per la valutazione degli stati limite ultimi strutturali è stata utilizzata la [2.5.5] (combinazione per le verifiche in condizioni sismiche).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali, secondo la seguente formulazione (v. **§ 2.5.7 NTC-18**):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella **Tabella 2.5.I** delle **NTC-18**, in particolare si ha

$\psi_2 = 0.6$ piano primo
 $\psi_2 = 0.0$ copertura

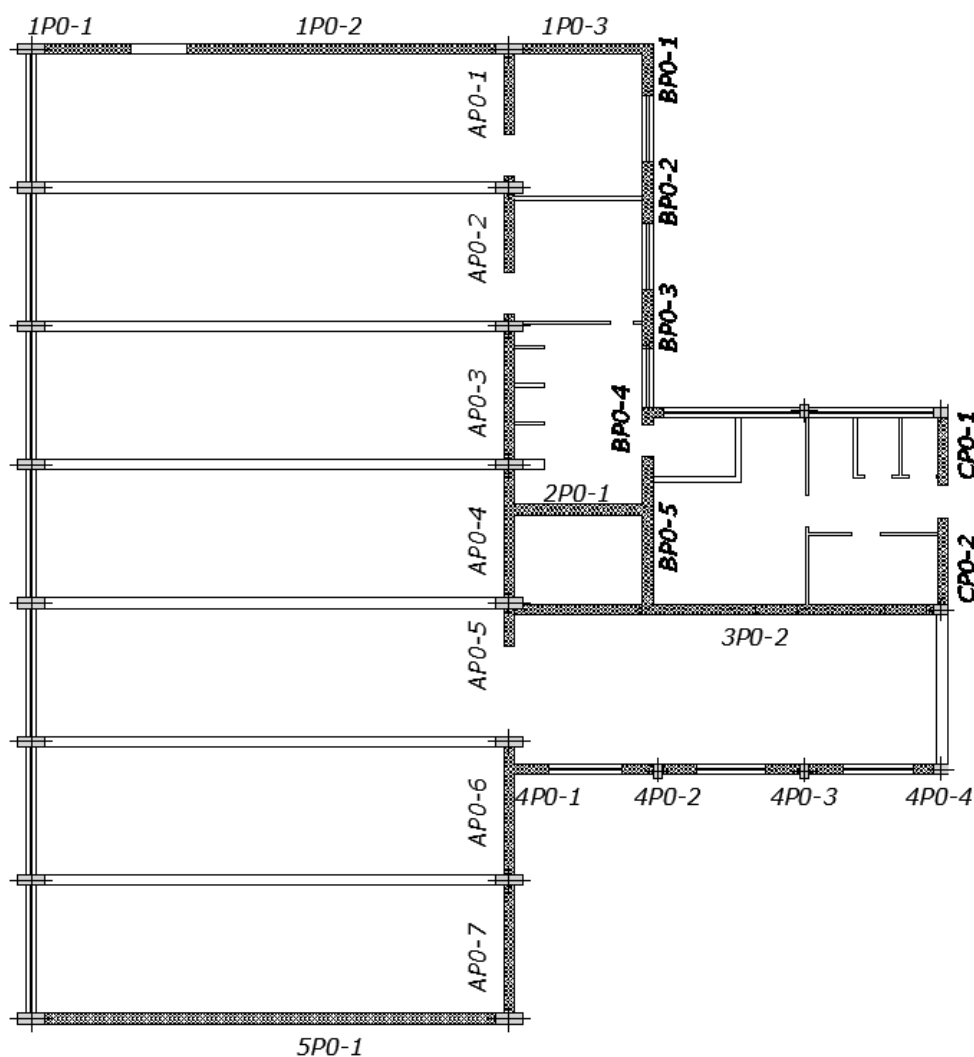
12.5 Individuazione dei maschi murari

Le sollecitazioni di verifica agenti sui maschi murari sono desunte dal modello agli elementi finiti.

Nell'immagine seguente sono riportati i nomi dei maschi verificati.

Ai fini delle verifiche delle pareti in muratura cautelativamente si trascura la presenza dei pilastri in c.a., nonostante questi, a seguito degli interventi in progetto, siano efficacemente collegati alle murature. La loro presenza viene considerata unicamente in alcuni casi particolari, esplicitati di seguito, in cui la scelta di cui sopra porterebbe a risultati fin troppo cautelativi e non veritieri.

I maschi CP0-1 e CP0-2 sono ricostruiti in blocchi Poroton a seguito della realizzazione del giunto sismico.



12.6 Verifica a taglio dei maschi murari

Il taglio resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$V_t = l t \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}}$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

h = altezza pannello

$b = h/l$ con $1 \leq b \leq 1,5$ coefficiente correttivo per tenere conto della snellezza della parete

σ_0 = tensione normale media sul pannello

$\tau_{0d} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_m}$ = resistenza a taglio di calcolo della muratura

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella a seguire.

La verifica dei maschi 3P02, 4P02 e 4P04, che trascurando il contributo dei pilastri in c.a. risultava non verificata, è aggiornata di seguito considerando anche quest'ultimo contributo.

Tutte le verifiche risultano quindi soddisfatte.

| Numero | Indicativo | Combin. | l (m) | t (m) | h (m) | T (kN) | N_{sap} (kN) | N (kN) | b_{calc} | b_{nom} | t_{0d} (N/mm ²) | V_t (kN) | Verifica | γ_m |
|--------|------------|---------|------------|------------|------------|-------------|-------------------|-------------|------------|-----------|----------------------------------|---------------|----------|------------|
| 1 | 1P01 | SLV_X | 2.50 | 0.25 | 2.70 | 46.774 | 53.02 | 53.02 | 1.08 | 1.08 | 0.048 | 61.03 | SI | 0.77 |
| | 1P01 | SLV_X | 2.50 | 0.25 | 2.70 | 10.981 | 53.02 | 53.02 | 1.08 | 1.08 | 0.048 | 61.03 | SI | 0.18 |
| | 1P01 | SLV_Y | 2.50 | 0.25 | 2.70 | 42.25 | 53.02 | 53.02 | 1.08 | 1.08 | 0.048 | 61.03 | SI | 0.69 |
| | 1P01 | SLV_Y | 2.50 | 0.25 | 2.70 | 6.458 | 53.02 | 53.02 | 1.08 | 1.08 | 0.048 | 61.03 | SI | 0.11 |
| 2 | 1P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 2.70 | 135.158 | 329.537 | 329.54 | 0.30 | 1.00 | 0.048 | 278.16 | SI | 0.49 |
| | 1P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 2.70 | 174.899 | 329.537 | 329.54 | 0.30 | 1.00 | 0.048 | 278.16 | SI | 0.63 |
| | 1P02 | SLV_Y | 8.90 | 0.25 | 2.70 | 106.556 | 329.537 | 329.54 | 0.30 | 1.00 | 0.048 | 278.16 | SI | 0.38 |
| | 1P02 | SLV_Y | 8.90 | 0.25 | 2.70 | 146.297 | 329.537 | 329.54 | 0.30 | 1.00 | 0.048 | 278.16 | SI | 0.53 |
| 3 | 1P03 | SLV_X | 4.15 | 0.25 | 3.70 | 46.839 | 97.062 | 97.06 | 0.89 | 1.00 | 0.048 | 112.43 | SI | 0.42 |
| | 1P03 | SLV_X | 4.15 | 0.25 | 3.70 | 105.459 | 97.062 | 97.06 | 0.89 | 1.00 | 0.048 | 112.43 | SI | 0.94 |
| | 1P03 | SLV_Y | 4.15 | 0.25 | 3.70 | 31.458 | 97.062 | 97.06 | 0.89 | 1.00 | 0.048 | 112.43 | SI | 0.28 |
| | 1P03 | SLV_Y | 4.15 | 0.25 | 3.70 | 90.078 | 97.062 | 97.06 | 0.89 | 1.00 | 0.048 | 112.43 | SI | 0.80 |
| 4 | 2P01 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 3.70 | 85.653 | 107.708 | 107.71 | 0.86 | 1.00 | 0.048 | 118.81 | SI | 0.72 |
| | 2P01 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 3.70 | 112.38 | 107.708 | 107.71 | 0.86 | 1.00 | 0.048 | 118.81 | SI | 0.95 |
| | 2P01 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 3.70 | 20.786 | 107.708 | 107.71 | 0.86 | 1.00 | 0.048 | 118.81 | SI | 0.17 |
| | 2P01 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 3.70 | 67.513 | 107.708 | 107.71 | 0.86 | 1.00 | 0.048 | 118.81 | SI | 0.57 |
| 5 | 3P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 3.70 | 217.815 | 269.782 | 269.78 | 0.42 | 1.00 | 0.048 | 260.58 | SI | 0.84 |
| | 3P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 3.70 | 339.988 | 269.782 | 269.78 | 0.42 | 1.00 | 0.048 | 260.58 | NO | 1.30 |
| | 3P02 | SLV_Y | 8.90 | 0.25 | 3.70 | 60.722 | 269.782 | 269.78 | 0.42 | 1.00 | 0.048 | 260.58 | SI | 0.23 |
| | 3P02 | SLV_Y | 8.90 | 0.25 | 3.70 | 182.895 | 269.782 | 269.78 | 0.42 | 1.00 | 0.048 | 260.58 | SI | 0.70 |
| 6 | 4P01 | SLV_X | 1.30 | 0.25 | 2.60 | 10.262 | 27.873 | 27.87 | 2.00 | 1.50 | 0.048 | 22.92 | SI | 0.45 |
| | 4P01 | SLV_X | 1.30 | 0.25 | 2.60 | 18.444 | 27.873 | 27.87 | 2.00 | 1.50 | 0.048 | 22.92 | SI | 0.80 |
| | 4P01 | SLV_Y | 1.30 | 0.25 | 2.60 | 0.831 | 27.873 | 27.87 | 2.00 | 1.50 | 0.048 | 22.92 | SI | 0.04 |
| | 4P01 | SLV_Y | 1.30 | 0.25 | 2.60 | 18.715 | 27.873 | 27.87 | 2.00 | 1.50 | 0.048 | 22.92 | SI | 0.82 |
| 7 | 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 2.60 | 37.149 | 29.116 | 29.12 | 1.21 | 1.21 | 0.048 | 42.02 | SI | 0.88 |
| | 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 2.60 | 47.097 | 29.116 | 29.12 | 1.21 | 1.21 | 0.048 | 42.02 | NO | 1.12 |
| | 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 2.60 | 15.84 | 29.116 | 29.12 | 1.21 | 1.21 | 0.048 | 42.02 | SI | 0.38 |
| | 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 2.60 | 25.788 | 29.116 | 29.12 | 1.21 | 1.21 | 0.048 | 42.02 | SI | 0.61 |
| 8 | 4P03 | SLV_X | 2.25 | 0.25 | 2.60 | 23.801 | 28.809 | 28.81 | 1.16 | 1.16 | 0.048 | 45.47 | SI | 0.52 |
| | 4P03 | SLV_X | 2.25 | 0.25 | 2.60 | 34.328 | 28.809 | 28.81 | 1.16 | 1.16 | 0.048 | 45.47 | SI | 0.75 |
| | 4P03 | SLV_Y | 2.25 | 0.25 | 2.60 | 9.11 | 28.809 | 28.81 | 1.16 | 1.16 | 0.048 | 45.47 | SI | 0.20 |
| | 4P03 | SLV_Y | 2.25 | 0.25 | 2.60 | 19.637 | 28.809 | 28.81 | 1.16 | 1.16 | 0.048 | 45.47 | SI | 0.43 |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|------|-------|-------|------|------|---------|---------|--------|------|------|-------|--------|----|------|
| 9 | 4P04 | SLV_X | 1.00 | 0.25 | 2.60 | 6.598 | 7.643 | 7.64 | 2.60 | 1.50 | 0.048 | 14.20 | SI | 0.46 |
| | 4P04 | SLV_X | 1.00 | 0.25 | 2.60 | 21.246 | 7.643 | 7.64 | 2.60 | 1.50 | 0.048 | 14.20 | NO | 1.50 |
| | 4P04 | SLV_Y | 1.00 | 0.25 | 2.60 | 0.412 | 7.643 | 7.64 | 2.60 | 1.50 | 0.048 | 14.20 | SI | 0.03 |
| | 4P04 | SLV_Y | 1.00 | 0.25 | 2.60 | 14.236 | 7.643 | 7.64 | 2.60 | 1.50 | 0.048 | 14.20 | NO | 1.00 |
| 10 | 5P01 | SLV_X | 12.50 | 0.25 | 6.00 | 169.407 | 400.414 | 400.41 | 0.48 | 1.00 | 0.048 | 372.47 | SI | 0.45 |
| | 5P01 | SLV_X | 12.50 | 0.25 | 6.00 | 150.535 | 400.414 | 400.41 | 0.48 | 1.00 | 0.048 | 372.47 | SI | 0.40 |
| | 5P01 | SLV_Y | 12.50 | 0.25 | 6.00 | 138.521 | 400.414 | 400.41 | 0.48 | 1.00 | 0.048 | 372.47 | SI | 0.37 |
| | 5P01 | SLV_Y | 12.50 | 0.25 | 6.00 | 119.65 | 400.414 | 400.41 | 0.48 | 1.00 | 0.048 | 372.47 | SI | 0.32 |
| 11 | AP01 | SLV_X | 2.60 | 0.25 | 3.70 | 13.491 | 38.545 | 38.55 | 1.42 | 1.42 | 0.048 | 44.05 | SI | 0.31 |
| | AP01 | SLV_X | 2.60 | 0.25 | 3.70 | 20.069 | 38.545 | 38.55 | 1.42 | 1.42 | 0.048 | 44.05 | SI | 0.46 |
| | AP01 | SLV_Y | 2.60 | 0.25 | 3.70 | 36.871 | 38.545 | 38.55 | 1.42 | 1.42 | 0.048 | 44.05 | SI | 0.84 |
| | AP01 | SLV_Y | 2.60 | 0.25 | 3.70 | 43.449 | 38.545 | 38.55 | 1.42 | 1.42 | 0.048 | 44.05 | SI | 0.99 |
| 12 | AP02 | SLV_X | 2.30 | 0.25 | 3.70 | 14.432 | 53.424 | 53.42 | 1.61 | 1.50 | 0.048 | 41.46 | SI | 0.35 |
| | AP02 | SLV_X | 2.30 | 0.25 | 3.70 | 15.821 | 53.424 | 53.42 | 1.61 | 1.50 | 0.048 | 41.46 | SI | 0.38 |
| | AP02 | SLV_Y | 2.30 | 0.25 | 3.70 | 36.524 | 53.424 | 53.42 | 1.61 | 1.50 | 0.048 | 41.46 | SI | 0.88 |
| | AP02 | SLV_Y | 2.30 | 0.25 | 3.70 | 37.913 | 53.424 | 53.42 | 1.61 | 1.50 | 0.048 | 41.46 | SI | 0.91 |
| 13 | AP03 | SLV_X | 4.50 | 0.25 | 3.70 | 32.579 | 102.247 | 102.25 | 0.82 | 1.00 | 0.048 | 120.92 | SI | 0.27 |
| | AP03 | SLV_X | 4.50 | 0.25 | 3.70 | 54.707 | 102.247 | 102.25 | 0.82 | 1.00 | 0.048 | 120.92 | SI | 0.45 |
| | AP03 | SLV_Y | 4.50 | 0.25 | 3.70 | 90.787 | 102.247 | 102.25 | 0.82 | 1.00 | 0.048 | 120.92 | SI | 0.75 |
| | AP03 | SLV_Y | 4.50 | 0.25 | 3.70 | 112.916 | 102.247 | 102.25 | 0.82 | 1.00 | 0.048 | 120.92 | SI | 0.93 |
| 14 | AP04 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 43.765 | 98.216 | 98.22 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 104.00 | SI | 0.42 |
| | AP04 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 35.863 | 98.216 | 98.22 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 104.00 | SI | 0.34 |
| | AP04 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 101.844 | 98.216 | 98.22 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 104.00 | SI | 0.98 |
| | AP04 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 93.941 | 98.216 | 98.22 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 104.00 | SI | 0.90 |
| 15 | AP05 | SLV_X | 1.40 | 0.25 | 3.70 | 13.054 | 26.632 | 26.63 | 2.64 | 1.50 | 0.048 | 23.91 | SI | 0.55 |
| | AP05 | SLV_X | 1.40 | 0.25 | 3.70 | 1.578 | 26.632 | 26.63 | 2.64 | 1.50 | 0.048 | 23.91 | SI | 0.07 |
| | AP05 | SLV_Y | 1.40 | 0.25 | 3.70 | 22.919 | 26.632 | 26.63 | 2.64 | 1.50 | 0.048 | 23.91 | SI | 0.96 |
| | AP05 | SLV_Y | 1.40 | 0.25 | 3.70 | 12.438 | 26.632 | 26.63 | 2.64 | 1.50 | 0.048 | 23.91 | SI | 0.52 |
| 16 | AP06 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 32.307 | 87.867 | 87.87 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 100.67 | SI | 0.32 |
| | AP06 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 44.29 | 87.867 | 87.87 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 100.67 | SI | 0.44 |
| | AP06 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 84.051 | 87.867 | 87.87 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 100.67 | SI | 0.83 |
| | AP06 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 3.70 | 96.034 | 87.867 | 87.87 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 100.67 | SI | 0.95 |
| 17 | AP07 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 0.60 | 52.841 | 77.699 | 77.70 | 0.14 | 1.00 | 0.048 | 108.71 | SI | 0.49 |
| | AP07 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 0.60 | 20.963 | 77.699 | 77.70 | 0.14 | 1.00 | 0.048 | 108.71 | SI | 0.19 |
| | AP07 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 0.60 | 101.305 | 77.699 | 77.70 | 0.14 | 1.00 | 0.048 | 108.71 | SI | 0.93 |
| | AP07 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 0.60 | 69.427 | 77.699 | 77.70 | 0.14 | 1.00 | 0.048 | 108.71 | SI | 0.64 |
| 18 | BP01 | SLV_X | 1.35 | 0.25 | 1.70 | 7.938 | 24.877 | 24.88 | 1.26 | 1.26 | 0.048 | 27.24 | SI | 0.29 |
| | BP01 | SLV_X | 1.35 | 0.25 | 1.70 | 7.716 | 24.877 | 24.88 | 1.26 | 1.26 | 0.048 | 27.24 | SI | 0.28 |
| | BP01 | SLV_Y | 1.35 | 0.25 | 1.70 | 14.95 | 24.877 | 24.88 | 1.26 | 1.26 | 0.048 | 27.24 | SI | 0.55 |
| | BP01 | SLV_Y | 1.35 | 0.25 | 1.70 | 14.728 | 24.877 | 24.88 | 1.26 | 1.26 | 0.048 | 27.24 | SI | 0.54 |
| 19 | BP02 | SLV_X | 1.80 | 0.25 | 1.70 | 16.234 | 60.483 | 60.48 | 0.94 | 1.00 | 0.048 | 54.47 | SI | 0.30 |
| | BP02 | SLV_X | 1.80 | 0.25 | 1.70 | 19.315 | 60.483 | 60.48 | 0.94 | 1.00 | 0.048 | 54.47 | SI | 0.35 |
| | BP02 | SLV_Y | 1.80 | 0.25 | 1.70 | 35.134 | 60.483 | 60.48 | 0.94 | 1.00 | 0.048 | 54.47 | SI | 0.64 |
| | BP02 | SLV_Y | 1.80 | 0.25 | 1.70 | 38.216 | 60.483 | 60.48 | 0.94 | 1.00 | 0.048 | 54.47 | SI | 0.70 |
| 20 | BP03 | SLV_X | 1.70 | 0.25 | 1.70 | 9.991 | 62.526 | 62.53 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 53.01 | SI | 0.19 |
| | BP03 | SLV_X | 1.70 | 0.25 | 1.70 | 15.094 | 62.526 | 62.53 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 53.01 | SI | 0.28 |
| | BP03 | SLV_Y | 1.70 | 0.25 | 1.70 | 22.948 | 62.526 | 62.53 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 53.01 | SI | 0.43 |
| | BP03 | SLV_Y | 1.70 | 0.25 | 1.70 | 28.051 | 62.526 | 62.53 | 1.00 | 1.00 | 0.048 | 53.01 | SI | 0.53 |
| 21 | BP04 | SLV_X | 0.50 | 0.25 | 1.70 | 0.994 | 26.735 | 26.74 | 3.40 | 1.50 | 0.048 | 11.88 | SI | 0.08 |
| | BP04 | SLV_X | 0.50 | 0.25 | 1.70 | 2.107 | 26.735 | 26.74 | 3.40 | 1.50 | 0.048 | 11.88 | SI | 0.18 |
| | BP04 | SLV_Y | 0.50 | 0.25 | 1.70 | 2.37 | 26.735 | 26.74 | 3.40 | 1.50 | 0.048 | 11.88 | SI | 0.20 |
| | BP04 | SLV_Y | 0.50 | 0.25 | 1.70 | 3.483 | 26.735 | 26.74 | 3.40 | 1.50 | 0.048 | 11.88 | SI | 0.29 |
| 22 | BP05 | SLV_X | 4.40 | 0.25 | 3.70 | 45.505 | 147.218 | 147.22 | 0.84 | 1.00 | 0.048 | 132.97 | SI | 0.34 |
| | BP05 | SLV_X | 4.40 | 0.25 | 3.70 | 31.441 | 147.218 | 147.22 | 0.84 | 1.00 | 0.048 | 132.97 | SI | 0.24 |
| | BP05 | SLV_Y | 4.40 | 0.25 | 3.70 | 93.929 | 147.218 | 147.22 | 0.84 | 1.00 | 0.048 | 132.97 | SI | 0.71 |
| | BP05 | SLV_Y | 4.40 | 0.25 | 3.70 | 79.865 | 147.218 | 147.22 | 0.84 | 1.00 | 0.048 | 132.97 | SI | 0.60 |
| 23 | CP01 | SLV_X | 2.20 | 0.25 | 2.20 | 17.562 | 15.661 | 15.66 | 1.00 | 1.00 | 0.100 | 89.99 | SI | 0.20 |
| | CP01 | SLV_X | 2.20 | 0.25 | 2.20 | 20.56 | 15.661 | 15.66 | 1.00 | 1.00 | 0.100 | 89.99 | SI | 0.23 |
| | CP01 | SLV_Y | 2.20 | 0.25 | 2.20 | 21.733 | 15.661 | 15.66 | 1.00 | 1.00 | 0.100 | 89.99 | SI | 0.24 |
| | CP01 | SLV_Y | 2.20 | 0.25 | 2.20 | 24.731 | 15.661 | 15.66 | 1.00 | 1.00 | 0.100 | 89.99 | SI | 0.27 |
| 24 | CP02 | SLV_X | 2.80 | 0.25 | 2.20 | 31.62 | 29.06 | 29.06 | 0.79 | 1.00 | 0.100 | 118.64 | SI | 0.27 |
| | CP02 | SLV_X | 2.80 | 0.25 | 2.20 | 32.814 | 29.06 | 29.06 | 0.79 | 1.00 | 0.100 | 118.64 | SI | 0.28 |
| | CP02 | SLV_Y | 2.80 | 0.25 | 2.20 | 38.021 | 29.06 | 29.06 | 0.79 | 1.00 | 0.100 | 118.64 | SI | 0.32 |
| | CP02 | SLV_Y | 2.80 | 0.25 | 2.20 | 39.215 | 29.06 | 29.06 | 0.79 | 1.00 | 0.100 | 118.64 | SI | 0.33 |

| Verifica a taglio pannelli di muratura considerando la resistenza a taglio del pilastro in C.A. | | | | | | | | | | |
|---|---------|------|------|-----|--------|-----------|----------------|-------------------|----------|------------|
| Indicativo | Combin. | l | t | h | T | N_{sap} | V_t muratura | V_{rd} pil c.a. | Verifica | γ_m |
| | | (m) | (m) | (m) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | | |
| 3P02 | SLV_X | 8.9 | 0.25 | 3.7 | 217.82 | 269.782 | 260.58 | 91.55 | SI | 0.62 |
| 3P02 | SLV_X | 8.9 | 0.25 | 3.7 | 339.99 | 269.782 | 260.58 | 91.55 | SI | 0.97 |
| 3P02 | SLV_Y | 8.9 | 0.25 | 3.7 | 60.722 | 269.782 | 260.58 | 91.55 | SI | 0.17 |
| 3P02 | SLV_Y | 8.9 | 0.25 | 3.7 | 182.9 | 269.782 | 260.58 | 91.55 | SI | 0.52 |
| 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 2.6 | 37.149 | 29.116 | 42.02 | 92.00 | SI | 0.28 |
| 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 2.6 | 47.097 | 29.116 | 42.02 | 92.00 | SI | 0.35 |
| 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 2.6 | 15.84 | 29.116 | 42.02 | 92.00 | SI | 0.12 |
| 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 2.6 | 25.788 | 29.116 | 42.02 | 92.00 | SI | 0.19 |
| 4P04 | SLV_X | 1 | 0.25 | 2.6 | 6.598 | 7.643 | 14.20 | 92.00 | SI | 0.06 |
| 4P04 | SLV_X | 1 | 0.25 | 2.6 | 21.246 | 7.643 | 14.20 | 92.00 | SI | 0.20 |
| 4P04 | SLV_Y | 1 | 0.25 | 2.6 | 0.412 | 7.643 | 14.20 | 92.00 | SI | 0.00 |
| 4P04 | SLV_Y | 1 | 0.25 | 2.6 | 14.236 | 7.643 | 14.20 | 92.00 | SI | 0.13 |

12.7 Verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari

Il momento resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura

I risultati delle verifiche sono riportati nelle tabelle a seguire.

La verifica dei maschi 4P02, 4P03 e 4P04, che trascurando il contributo dei pilastri in c.a. risultava non verificata, è aggiornata di seguito considerando anche quest'ultimo contributo.

Tutte le verifiche risultano quindi soddisfatte.

| Numero | Indicativo | Combin. | l | t | M | N_{sap} | N | f_d | M_u | Verifica | γ_m |
|--------|------------|---------|------|------|--------|-----------|--------|-------|---------|----------|------------|
| | | | (m) | (m) | (kNm) | (kN) | (kN) | | (kNm) | | |
| 1 | 1P01 | SLV_X | 2.50 | 0.25 | 22.58 | 53.02 | 53.02 | 2.00 | 62.97 | SI | 0.36 |
| | 1P01 | SLV_X | 2.50 | 0.25 | 20.97 | 53.02 | 53.02 | 2.00 | 62.97 | SI | 0.33 |
| | 1P01 | SLV_Y | 2.50 | 0.25 | 19.15 | 53.02 | 53.02 | 2.00 | 62.97 | SI | 0.30 |
| | 1P01 | SLV_Y | 2.50 | 0.25 | 17.54 | 53.02 | 53.02 | 2.00 | 62.97 | SI | 0.28 |
| 2 | 1P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 268.18 | 329.54 | 329.54 | 2.00 | 1338.68 | SI | 0.20 |
| | 1P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 115.05 | 329.54 | 329.54 | 2.00 | 1338.68 | SI | 0.09 |
| | 1P02 | SLV_Y | 8.90 | 0.25 | 284.85 | 329.54 | 329.54 | 2.00 | 1338.68 | SI | 0.21 |
| | 1P02 | SLV_Y | 8.90 | 0.25 | 98.38 | 329.54 | 329.54 | 2.00 | 1338.68 | SI | 0.07 |
| 3 | 1P03 | SLV_X | 4.15 | 0.25 | 35.84 | 97.06 | 97.06 | 2.00 | 190.32 | SI | 0.19 |
| | 1P03 | SLV_X | 4.15 | 0.25 | 85.66 | 97.06 | 97.06 | 2.00 | 190.32 | SI | 0.45 |
| | 1P03 | SLV_Y | 4.15 | 0.25 | 26.61 | 97.06 | 97.06 | 2.00 | 190.32 | SI | 0.14 |
| | 1P03 | SLV_Y | 4.15 | 0.25 | 76.44 | 97.06 | 97.06 | 2.00 | 190.32 | SI | 0.40 |
| 4 | 2P01 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 60.74 | 107.71 | 107.71 | 2.00 | 217.92 | SI | 0.28 |
| | 2P01 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 107.93 | 107.71 | 107.71 | 2.00 | 217.92 | SI | 0.50 |
| | 2P01 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 11.86 | 107.71 | 107.71 | 2.00 | 217.92 | SI | 0.05 |
| | 2P01 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 59.05 | 107.71 | 107.71 | 2.00 | 217.92 | SI | 0.27 |
| 5 | 3P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 350.58 | 269.78 | 269.78 | 2.00 | 1114.90 | SI | 0.31 |
| | 3P02 | SLV_X | 8.90 | 0.25 | 266.67 | 269.78 | 269.78 | 2.00 | 1114.90 | SI | 0.24 |
| | 3P02 | SLV_Y | 8.90 | 0.25 | 216.81 | 269.78 | 269.78 | 2.00 | 1114.90 | SI | 0.19 |

| | | | | | | | | | | | |
|----|------|-------|-------|------|--------|--------|--------|------|---------|----|------|
| 6 | 4P01 | SLV_X | 1.30 | 0.25 | 7.70 | 27.87 | 27.87 | 2.00 | 17.20 | SI | 0.45 |
| | 4P01 | SLV_X | 1.30 | 0.25 | 16.68 | 27.87 | 27.87 | 2.00 | 17.20 | SI | 0.97 |
| | 4P01 | SLV_Y | 1.30 | 0.25 | 1.52 | 27.87 | 27.87 | 2.00 | 17.20 | SI | 0.09 |
| | 4P01 | SLV_Y | 1.30 | 0.25 | 10.50 | 27.87 | 27.87 | 2.00 | 17.20 | SI | 0.61 |
| 7 | 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 50.48 | 29.12 | 29.12 | 2.00 | 30.30 | NO | 1.67 |
| | 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 59.70 | 29.12 | 29.12 | 2.00 | 30.30 | NO | 1.97 |
| | 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 20.07 | 29.12 | 29.12 | 2.00 | 30.30 | SI | 0.66 |
| | 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 39.29 | 29.12 | 29.12 | 2.00 | 30.30 | NO | 1.30 |
| 8 | 4P03 | SLV_X | 2.25 | 0.25 | 49.05 | 28.81 | 28.81 | 2.00 | 31.43 | NO | 1.56 |
| | 4P03 | SLV_X | 2.25 | 0.25 | 58.86 | 28.81 | 28.81 | 2.00 | 31.43 | NO | 1.87 |
| | 4P03 | SLV_Y | 2.25 | 0.25 | 19.22 | 28.81 | 28.81 | 2.00 | 31.43 | SI | 0.61 |
| | 4P03 | SLV_Y | 2.25 | 0.25 | 39.03 | 28.81 | 28.81 | 2.00 | 31.43 | NO | 1.24 |
| 9 | 4P04 | SLV_X | 1.00 | 0.25 | 9.00 | 7.64 | 7.64 | 2.00 | 3.75 | NO | 2.40 |
| | 4P04 | SLV_X | 1.00 | 0.25 | 13.93 | 7.64 | 7.64 | 2.00 | 3.75 | NO | 3.71 |
| | 4P04 | SLV_Y | 1.00 | 0.25 | 3.21 | 7.64 | 7.64 | 2.00 | 3.75 | SI | 0.86 |
| | 4P04 | SLV_Y | 1.00 | 0.25 | 8.14 | 7.64 | 7.64 | 2.00 | 3.75 | NO | 2.17 |
| 12 | 5P01 | SLV_X | 12.50 | 0.25 | 105.29 | 400.41 | 400.41 | 2.00 | 2313.96 | SI | 0.05 |
| | 5P01 | SLV_X | 12.50 | 0.25 | 121.77 | 400.41 | 400.41 | 2.00 | 2313.96 | SI | 0.05 |
| | 5P01 | SLV_Y | 12.50 | 0.25 | 127.21 | 400.41 | 400.41 | 2.00 | 2313.96 | SI | 0.05 |
| | 5P01 | SLV_Y | 12.50 | 0.25 | 143.69 | 400.41 | 400.41 | 2.00 | 2313.96 | SI | 0.06 |
| 13 | AP01 | SLV_X | 2.60 | 0.25 | 11.68 | 38.55 | 38.55 | 2.00 | 48.36 | SI | 0.24 |
| | AP01 | SLV_X | 2.60 | 0.25 | 14.90 | 38.55 | 38.55 | 2.00 | 48.36 | SI | 0.31 |
| | AP01 | SLV_Y | 2.60 | 0.25 | 30.56 | 38.55 | 38.55 | 2.00 | 48.36 | SI | 0.63 |
| | AP01 | SLV_Y | 2.60 | 0.25 | 33.77 | 38.55 | 38.55 | 2.00 | 48.36 | SI | 0.70 |
| 14 | AP02 | SLV_X | 2.30 | 0.25 | 11.08 | 53.42 | 53.42 | 2.00 | 58.08 | SI | 0.19 |
| | AP02 | SLV_X | 2.30 | 0.25 | 14.23 | 53.42 | 53.42 | 2.00 | 58.08 | SI | 0.25 |
| | AP02 | SLV_Y | 2.30 | 0.25 | 29.06 | 53.42 | 53.42 | 2.00 | 58.08 | SI | 0.50 |
| | AP02 | SLV_Y | 2.30 | 0.25 | 32.22 | 53.42 | 53.42 | 2.00 | 58.08 | SI | 0.55 |
| 15 | AP03 | SLV_X | 4.50 | 0.25 | 11.83 | 102.25 | 102.25 | 2.00 | 217.76 | SI | 0.05 |
| | AP03 | SLV_X | 4.50 | 0.25 | 11.18 | 102.25 | 102.25 | 2.00 | 217.76 | SI | 0.05 |
| | AP03 | SLV_Y | 4.50 | 0.25 | 27.23 | 102.25 | 102.25 | 2.00 | 217.76 | SI | 0.13 |
| | AP03 | SLV_Y | 4.50 | 0.25 | 26.59 | 102.25 | 102.25 | 2.00 | 217.76 | SI | 0.12 |
| 16 | AP04 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 17.97 | 98.22 | 98.22 | 2.00 | 170.35 | SI | 0.11 |
| | AP04 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 31.66 | 98.22 | 98.22 | 2.00 | 170.35 | SI | 0.19 |
| | AP04 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 24.24 | 98.22 | 98.22 | 2.00 | 170.35 | SI | 0.14 |
| | AP04 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 37.93 | 98.22 | 98.22 | 2.00 | 170.35 | SI | 0.22 |
| 17 | AP05 | SLV_X | 1.40 | 0.25 | 1.90 | 26.63 | 26.63 | 2.00 | 17.81 | SI | 0.11 |
| | AP05 | SLV_X | 1.40 | 0.25 | 5.85 | 26.63 | 26.63 | 2.00 | 17.81 | SI | 0.33 |
| | AP05 | SLV_Y | 1.40 | 0.25 | 7.68 | 26.63 | 26.63 | 2.00 | 17.81 | SI | 0.43 |
| | AP05 | SLV_Y | 1.40 | 0.25 | 11.62 | 26.63 | 26.63 | 2.00 | 17.81 | SI | 0.65 |
| 18 | AP06 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 20.19 | 87.87 | 87.87 | 2.00 | 153.47 | SI | 0.13 |
| | AP06 | SLV_X | 3.70 | 0.25 | 28.95 | 87.87 | 87.87 | 2.00 | 153.47 | SI | 0.19 |
| | AP06 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 26.54 | 87.87 | 87.87 | 2.00 | 153.47 | SI | 0.17 |
| | AP06 | SLV_Y | 3.70 | 0.25 | 35.30 | 87.87 | 87.87 | 2.00 | 153.47 | SI | 0.23 |
| 19 | AP07 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 21.61 | 77.70 | 77.70 | 2.00 | 159.95 | SI | 0.14 |
| | AP07 | SLV_X | 4.30 | 0.25 | 9.13 | 77.70 | 77.70 | 2.00 | 159.95 | SI | 0.06 |
| | AP07 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 36.92 | 77.70 | 77.70 | 2.00 | 159.95 | SI | 0.23 |
| | AP07 | SLV_Y | 4.30 | 0.25 | 24.44 | 77.70 | 77.70 | 2.00 | 159.95 | SI | 0.15 |
| 20 | BP01 | SLV_X | 1.35 | 0.25 | 3.02 | 24.88 | 24.88 | 2.00 | 16.06 | SI | 0.19 |
| | BP01 | SLV_X | 1.35 | 0.25 | 5.38 | 24.88 | 24.88 | 2.00 | 16.06 | SI | 0.33 |
| | BP01 | SLV_Y | 1.35 | 0.25 | 7.25 | 24.88 | 24.88 | 2.00 | 16.06 | SI | 0.45 |
| | BP01 | SLV_Y | 1.35 | 0.25 | 9.60 | 24.88 | 24.88 | 2.00 | 16.06 | SI | 0.60 |
| 21 | BP02 | SLV_X | 1.80 | 0.25 | 18.83 | 60.48 | 60.48 | 2.00 | 50.13 | SI | 0.38 |
| | BP02 | SLV_X | 1.80 | 0.25 | 16.73 | 60.48 | 60.48 | 2.00 | 50.13 | SI | 0.33 |
| | BP02 | SLV_Y | 1.80 | 0.25 | 37.22 | 60.48 | 60.48 | 2.00 | 50.13 | SI | 0.74 |
| | BP02 | SLV_Y | 1.80 | 0.25 | 35.12 | 60.48 | 60.48 | 2.00 | 50.13 | SI | 0.70 |
| 22 | BP03 | SLV_X | 1.70 | 0.25 | 12.28 | 62.53 | 62.53 | 2.00 | 48.55 | SI | 0.25 |
| | BP03 | SLV_X | 1.70 | 0.25 | 11.12 | 62.53 | 62.53 | 2.00 | 48.55 | SI | 0.23 |
| | BP03 | SLV_Y | 1.70 | 0.25 | 24.42 | 62.53 | 62.53 | 2.00 | 48.55 | SI | 0.50 |
| | BP03 | SLV_Y | 1.70 | 0.25 | 23.26 | 62.53 | 62.53 | 2.00 | 48.55 | SI | 0.48 |
| 23 | BP04 | SLV_X | 0.50 | 0.25 | 2.33 | 26.74 | 26.74 | 2.00 | 5.84 | SI | 0.40 |
| | BP04 | SLV_X | 0.50 | 0.25 | 1.13 | 26.74 | 26.74 | 2.00 | 5.84 | SI | 0.19 |
| | BP04 | SLV_Y | 0.50 | 0.25 | 3.49 | 26.74 | 26.74 | 2.00 | 5.84 | SI | 0.60 |
| | BP04 | SLV_Y | 0.50 | 0.25 | 1.56 | 26.74 | 26.74 | 2.00 | 5.84 | SI | 0.27 |
| 24 | BP05 | SLV_X | 4.40 | 0.25 | 153.59 | 147.22 | 147.22 | 2.00 | 298.38 | SI | 0.51 |
| | BP05 | SLV_X | 4.40 | 0.25 | 124.36 | 147.22 | 147.22 | 2.00 | 298.38 | SI | 0.42 |
| | BP05 | SLV_Y | 4.40 | 0.25 | 167.45 | 147.22 | 147.22 | 2.00 | 298.38 | SI | 0.56 |
| | BP05 | SLV_Y | 4.40 | 0.25 | 138.22 | 147.22 | 147.22 | 2.00 | 298.38 | SI | 0.46 |
| 25 | CP01 | SLV_X | 2.20 | 0.25 | 12.87 | 15.66 | 15.66 | 2.05 | 16.95 | SI | 0.76 |
| | CP01 | SLV_X | 2.20 | 0.25 | 13.22 | 15.66 | 15.66 | 2.05 | 16.95 | SI | 0.78 |
| | CP01 | SLV_Y | 2.20 | 0.25 | 15.83 | 15.66 | 15.66 | 2.05 | 16.95 | SI | 0.93 |
| | CP01 | SLV_Y | 2.20 | 0.25 | 16.18 | 15.66 | 15.66 | 2.05 | 16.95 | SI | 0.95 |

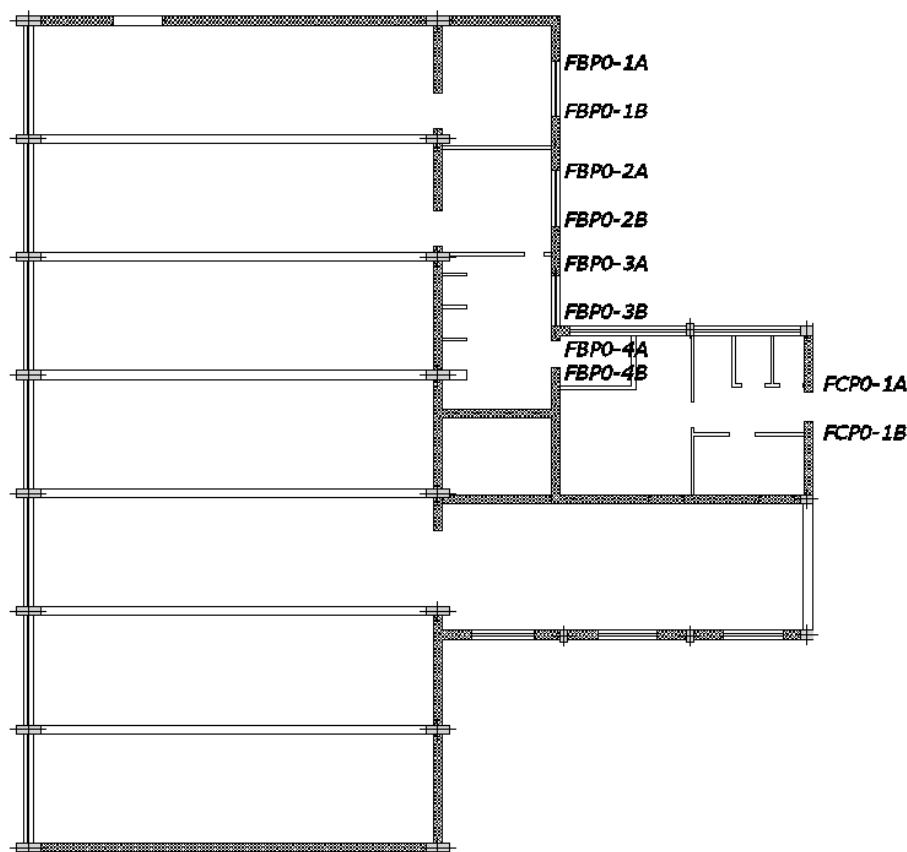
| | | | | | | | | | | | |
|----|------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|-------|----|------|
| 26 | CP02 | SLV_X | 2.80 | 0.25 | 21.25 | 29.06 | 29.06 | 2.05 | 39.71 | SI | 0.54 |
| | CP02 | SLV_X | 2.80 | 0.25 | 18.42 | 29.06 | 29.06 | 2.05 | 39.71 | SI | 0.46 |
| | CP02 | SLV_Y | 2.80 | 0.25 | 29.02 | 29.06 | 29.06 | 2.05 | 39.71 | SI | 0.73 |
| | CP02 | SLV_Y | 2.80 | 0.25 | 26.19 | 29.06 | 29.06 | 2.05 | 39.71 | SI | 0.66 |

Verifica a taglio pannelli di muratura considerando la resistenza del pilastro in C.A.

| ndicativo | Combin. | l | t | MSd | N_{sap} | $M_{muratura}$ | $M_{rd\ pil\ c.a.}$ | Verifica | γ_m |
|-----------|---------|------|------|-------|-----------|----------------|---------------------|----------|------------|
| | | (m) | (m) | (kNm) | (kN) | (kNm) | (kN) | | |
| 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 50.48 | 29.12 | 30.30 | 31.00 | SI | 0.82 |
| 4P02 | SLV_X | 2.15 | 0.25 | 59.70 | 29.12 | 30.30 | 31.00 | SI | 0.97 |
| 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 20.07 | 29.12 | 30.30 | 31.00 | SI | 0.33 |
| 4P02 | SLV_Y | 2.15 | 0.25 | 39.29 | 29.12 | 30.30 | 31.00 | SI | 0.64 |
| 4P03 | SLV_X | 2.25 | 0.25 | 49.05 | 28.81 | 31.43 | 31.00 | SI | 0.79 |
| 4P03 | SLV_X | 2.25 | 0.25 | 58.86 | 28.81 | 31.43 | 31.00 | SI | 0.94 |
| 4P03 | SLV_Y | 2.25 | 0.25 | 19.22 | 28.81 | 31.43 | 31.00 | SI | 0.31 |
| 4P03 | SLV_Y | 2.25 | 0.25 | 39.03 | 28.81 | 31.43 | 31.00 | SI | 0.63 |
| 4P04 | SLV_X | 1 | 0.25 | 9.00 | 7.64 | 3.75 | 31.00 | SI | 0.26 |
| 4P04 | SLV_X | 1 | 0.25 | 13.93 | 7.64 | 3.75 | 31.00 | SI | 0.40 |
| 4P04 | SLV_Y | 1 | 0.25 | 3.21 | 7.64 | 3.75 | 31.00 | SI | 0.09 |
| 4P04 | SLV_Y | 1 | 0.25 | 8.14 | 7.64 | 3.75 | 31.00 | SI | 0.23 |

12.8 Verifica delle fasce di piano

Le fasce di piano individuate nella planimetria seguente sono sottoposte a verifica di taglio e flessione.



I valori resistenti sono calcolati secondo le modalità già riportate nel paragrafo §5.4 relativo alle cerniere plastiche delle fasce di piano.

I risultati delle verifiche sono riepilogati nelle tabelle a seguire.

| SectionCut Text | OutputCase Text | T kN | M kNm | materiale - | h m | t m | l m | fvd0 N/mm ² | fhd N/mm ² | Hp kN | Mu kNm | FS M - | TRd1 kN | TRd2 kN | TRd kN | FS T - |
|--------------------|--------------------|---------|----------|----------------|--------|--------|--------|---------------------------|--------------------------|----------|-----------|-------------|------------|------------|-----------|-------------|
| FBP01A | SLV_X | 9.10 | 0.92 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.06 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.14 |
| FBP01A | SLV_X | 4.45 | 0.94 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.07 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.07 |
| FBP01A | SLV_Y | 14.88 | 0.58 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.04 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.23 |
| FBP01A | SLV_Y | 9.01 | 0.60 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.04 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.14 |
| FBP01B | SLV_X | 13.12 | 0.45 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.03 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.21 |
| FBP01B | SLV_X | 9.54 | 0.47 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.03 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.15 |
| FBP01B | SLV_Y | 19.10 | 0.31 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.02 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.30 |
| FBP01B | SLV_Y | 15.54 | 0.34 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.02 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.24 |
| FBP02A | SLV_X | 14.56 | 1.11 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.08 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.23 |
| FBP02A | SLV_X | 1.14 | 1.06 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.07 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.02 |
| FBP02A | SLV_Y | 21.11 | 0.72 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.05 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.33 |
| FBP02A | SLV_Y | 6.77 | 0.67 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.05 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.11 |
| FBP02B | SLV_X | 11.94 | 0.68 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.05 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.19 |
| FBP02B | SLV_X | 10.53 | 0.68 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.05 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.17 |
| FBP02B | SLV_Y | 17.96 | 0.44 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.03 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.28 |
| FBP02B | SLV_Y | 14.38 | 0.43 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.03 | 63.69 | 68.05 | 63.69 | 0.23 |
| FBP03A | SLV_X | 16.55 | 0.77 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.05 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.26 |
| FBP03A | SLV_X | 5.19 | 0.83 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.06 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.08 |
| FBP03A | SLV_Y | 21.34 | 0.53 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.04 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.34 |
| FBP03A | SLV_Y | 6.67 | 0.60 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.04 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.10 |
| FBP03B | SLV_X | 5.52 | 1.03 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.07 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.09 |
| FBP03B | SLV_X | 1.65 | 1.34 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.09 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.03 |
| FBP03B | SLV_Y | 7.63 | 0.60 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.04 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.12 |
| FBP03B | SLV_Y | 1.17 | 0.97 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 1.7 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.07 | 63.69 | 69.82 | 63.69 | 0.02 |
| FBP04A | SLV_X | 12.01 | 0.22 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.02 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.19 |
| FBP04A | SLV_X | 8.13 | 0.23 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.02 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.13 |
| FBP04A | SLV_Y | 17.03 | 0.20 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.01 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.27 |
| FBP04A | SLV_Y | 12.15 | 0.22 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.02 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.19 |
| FBP04B | SLV_X | 19.26 | 0.28 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.02 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.30 |
| FBP04B | SLV_X | 19.72 | 0.22 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.02 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.31 |
| FBP04B | SLV_Y | 25.21 | 0.21 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.01 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.40 |
| FBP04B | SLV_Y | 27.27 | 0.19 | MP_es | 0.9 | 0.25 | 0.9 | 0.0475 | 0.667 | 60.00 | 14.29 | 0.01 | 63.69 | 84.76 | 63.69 | 0.43 |
| FCP01A | SLV_X | 15.46 | 1.13 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.07 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.25 |
| FCP01A | SLV_X | 11.26 | 1.11 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.07 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.18 |
| FCP01A | SLV_Y | 17.78 | 0.58 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.04 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.29 |
| FCP01A | SLV_Y | 13.58 | 0.56 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.03 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.22 |
| FCP01B | SLV_X | 14.10 | 1.14 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.07 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.23 |
| FCP01B | SLV_X | 11.66 | 1.14 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.07 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.19 |
| FCP01B | SLV_Y | 16.65 | 0.46 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.03 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.27 |
| FCP01B | SLV_Y | 14.21 | 0.46 | MP_es | 1.4 | 0.12 | 1 | 0.0475 | 0.667 | 44.80 | 16.60 | 0.03 | 60.98 | 86.20 | 60.98 | 0.23 |

La verifica risulta quindi sempre soddisfatta.

12.9 Verifica a pressoflessione ortogonale al piano dei maschi murari

Per la verifica si fa riferimento a quanto prescritto al §7.2.3-NTC 2018, in cui la forza orizzontale agente sul pannello viene definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

dove:

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento nella direzione più sfavorevole. Nel caso in esame anziché applicare una forza concentrata, si è considerato un carico uniformemente distribuito equivalente p_a ;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo stato limite in esame;

q_a è il fattore di struttura dell'elemento

Come sezione di verifica si assume una porzione di parete di larghezza unitaria.

Per la stima di S_a e di q_a , in assenza di specifiche determinazioni, si è fatto riferimento a quanto riportato nella NTC 2008.

In assenza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

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

T_a è il periodo fondamentale dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento;

H è l'altezza della costruzione

Il valore del coefficiente sismico S_a non deve essere assunto minore di αS .

Il periodo fondamentale dell'elemento T_a viene calcolato come $T_a = 2\pi h^2 / 5.602 \sqrt{(\mu A / (EJ))}$ con μ massa specifica dell'elemento (kg/mc), A area della sezione trasversale, J momento di inerzia della sezione trasversale e h altezza totale della parete.

Per quanto riguarda il valore del fattore di struttura è stato assunto $q_a = 3$ (§7.8.1.5.2-NTC2018).

Noto il valore del carico distribuito agente sulla parete, lo schema di calcolo per la valutazione del momento sollecitante fuori dal piano è quello di trave doppiamente appoggiata di luce pari all'altezza interpiano.

In particolare per le pareti portanti l'appoggio di estremità è garantito dalla presenza dei cordoli in c.a. di piano, per le pareti di tamponamento in blocchi di cls presenti sugli allineamenti 7, H, L, K, è garantito dal collegamento alle travi in c.a. realizzato con betoncino armato ed inghisaggi. tale collegamento è ovviamente assente nello stato attuale, in cui le pareti tamponamento risultano libere di ribaltare per azioni ortogonali al proprio piano medio.

Il valore del momento resistente della parete per azioni ortogonali al proprio piano medio è valutato mediante la seguente espressione

$$M_u = (t^2 l \sigma_0 / 2) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

σ_0 = tensione normale media sul pannello

$f_d = f_m / (\gamma_m \times FC)$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Il calcolo di cui sopra viene effettuato su una sezione di larghezza unitaria (l=1m) in riferimento ai seguenti casi:

- 1) parete di mattoni pieni all. longitudinale palestra
- 2) parete di mattoni pieni di testa palestra (specchiatura l=2.75m)
- 3) parete di mattoni pieni piano terra spogliatoi.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per i casi in esame.

| | t | b | E | w | l | z | J | Ta | Sa | q | fd |
|--|-------|-------|---------------------------|-----------|---------------------------|--------------|--------------|------|-----------------------------|------|-------|
| | m | m | N/mm2 | kN/m3 | m | m | m4 | sec | - | kN/m | kN/m2 |
| 1 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 2.75 | 1.375 | 0.0012 | 0.16 | 0.48 | 0.69 | 2000 |
| 2 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 2.75 | 4.125 | 0.0012 | 0.16 | 0.68 | 0.98 | 2000 |
| 3 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.5 | 1.75 | 0.0012 | 0.25 | 0.63 | 0.91 | 2000 |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| ag | S | H | T1 | q | | | | | | | |
| g | - | m | m | - | | | | | | | |
| 0.152 | 1.598 | 7 | 0.470 | 3 | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE | | | | | | | | | | | |
| <div>$M_u = \frac{lt^2 \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$</div> | | | | | | | | | | | |
| | t (m) | l (m) | f _d (kN/m2) | N (kN) | σ ₀ (kN/m2) | MRd (kNm) | MSd (kNm) | γ | verifica soddisf atta | | |
| 1 | 0.24 | 1 | 2000 | 5.94 | 24.75 | 0.70 | 0.09 | 0.12 | SI | | |
| 2 | 0.24 | 1 | 2000 | 5.94 | 24.75 | 0.70 | 0.12 | 0.17 | SI | | |
| 3 | 0.24 | 1 | 2000 | 7.56 | 31.50 | 0.89 | 0.11 | 0.13 | SI | | |

La verifica risulta sempre soddisfatta.

La reazione esercitata dalle pareti della palestra sugli elementi metallici che a vincolano in testa vale:

- parete longitudinale: $q = 0.7 \times 2.75 / 2 = 0.96$ kN/m

- parete di testa: $q = 0.98 \times 2.75 / 2 \times 2 = 2.7$ kN/m.

Per quanto riguarda i profili metallici si ha quindi:

- parete longitudinale: profilo UPN 160 $l=4\text{m}$
 $M = 1.92 < M_{Rd} = 6.2 \text{ kNm}$

- parete di testa:

profilo orizz.: metà IPE 140 $l=2.90\text{m}$: $M = 2.8 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13.6 \text{ kNm}$

profilo vert. $l_{\max}=6.30 \text{ m}$ con applicati due carichi $R=3.7 \text{ kN}$: $M=7.77\text{kNm} < M_{Rd}=13.6\text{kNm}$

Le verifiche degli elementi di rinforzo risultano quindi soddisfatte.

12.10 Verifica a pressoflessione degli elementi in c.a. della palestra

Le sollecitazioni sugli elementi in c.a. oggetto di verifica sono dedotte dal modello agli elementi finiti analizzato in condizioni sismiche con lo spettro con $q=1.5$.

Ai fini delle seguenti verifiche si trascura cautelativamente la presenza del rinforzo in frp.

12.10.1 Pilastri

Per i pilastri, soggetti a pressoflessione deviata, sono stati verificati i quattro casi limite riportati nella tabella seguente, in cui M_2 è il momento flettente intorno all'asse debole e M_3 il momento flettente intorno all'asse forte.

Si ricorda che i pilastri sono dotati di sezione variabile, di dimensioni 60×25 alla base e 100×25 in testa e risultano armati con $4+4\Phi 22$.

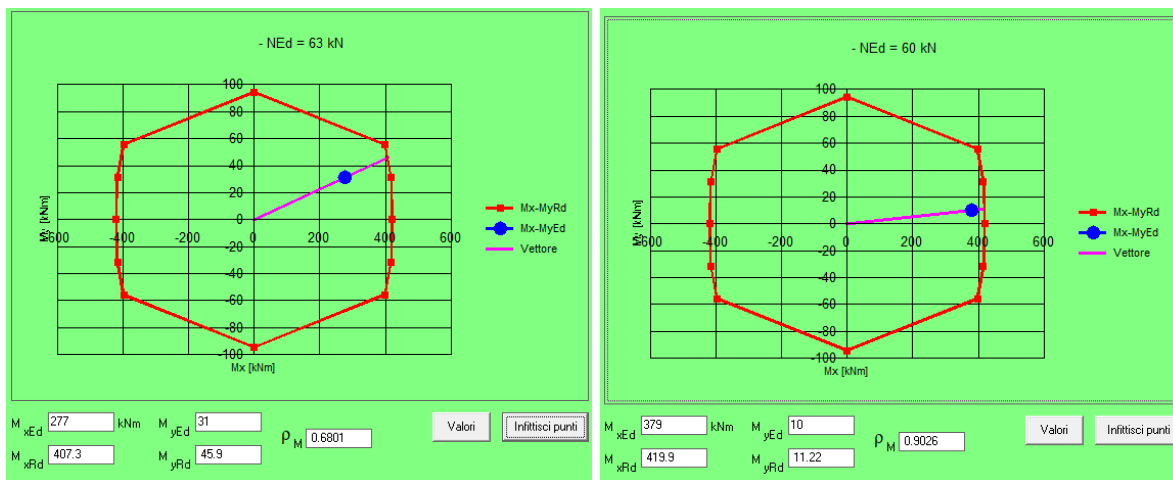
| Caso | N (kN) | M_2 (kNm) | M_3 (kNm) | sezione |
|-------------|--------|-------------|-------------|---------|
| N_{\max} | 275 | 0 | 0 | base |
| N_{\min} | -17 | 0 | 0 | base |
| $M_{2\max}$ | 63 | 31 | 277 | Testa |
| $M_{3\max}$ | 60 | 10 | 379 | testa |

Per quanto riguarda la sezione di base, soggetta a solo sforzo normale, si ha:

$N_{Rd} = 2822 \text{ kN}$ compressione

$N_{Rd} = 835 \text{ kN}$ trazione

Per quanto riguarda la sezione di testa si riportano di seguito i domini resistenti corrispondenti agli ultimi due casi:



La verifica risulta quindi sempre soddisfatta.

12.10.2 Travi

Per quanto riguarda le travi si ha:

$M_{\max}^- = 380$ kNm sezione appoggio

$M_{\max}^+ = 152$ kNm sezione mezzeria

Si ricorda che anche le travi sono dotate di sezione variabile, di dimensioni 70x25 i mezzeria e 100x25 all'appoggio

$M_{Rd}^- = 380$ kNm sezione appoggio

$M_{Rd}^+ = 266$ kNm sezione mezzeria

La verifica risulta quindi sempre soddisfatta.

12.11 Verifica a taglio degli elementi in c.a. della palestra

Ai fini delle seguenti verifiche si trascura cautelativamente la presenza del rinforzo in frp.

| Elemento | sezione | Taglio sollecitante | Taglio resistente |
|------------------------|---|---------------------|-------------------|
| Pilastro – asse forte | 25*60 Arm long: 4Φ22 Staffe Φ10/25 | 138 | 197 |
| Pilastro – asse debole | 25*60 Arm long: 4Φ22 Staffe Φ10/25 | 21 | 280 |
| Trave | 25*50 Arm long: | 133 | 152 |

C160

| | | |
|----------|-----------|-----------------|
| A | 2400 | mm ² |
| Jy | 9250000 | mm ⁴ |
| Wy | | mm ³ |
| I0 | 4000 | mm |
| α | 0.49 | |
| Ncr y | 1198231.7 | N |
| λ | 0.8432365 | |
| φ | 1.0131169 | |
| χ | 0.6350479 | |
| Nb, rd y | 515.29605 | kN |

| | | |
|----------|-----------|-----------------|
| A | 2400 | mm ² |
| Jz | 853000 | mm ⁴ |
| Wz | 0 | mm ³ |
| I0 | 4000 | mm |
| α | 0.49 | |
| Ncr z | 110496.39 | N |
| λ | 2.7768074 | |
| φ | 4.9866474 | |
| χ | 0.1095455 | |
| Nb, rd z | 88.88835 | kN |

| | | |
|--------|------|------|
| Ned | 30 | kN |
| Nb, rd | 88.9 | kN |
| | | 0.34 |

| | | |
|----------|-------|------|
| trazione | | |
| Ned | 30 | kN |
| Nt, rd | 811.4 | kN |
| | | 0.04 |

13 INTERVENTO ANTI-SFONDELLAMENTO DEL SOLAIO DI PIANO PRIMO

Il solaio di piano primo viene rinforzato al suo intradosso per evitare problemi di sfondellamento.

Il sistema di rinforzo è costituito da lastre di cartongesso strutturale di spessore 15 mm fissato a guide metalliche poste ad un interasse di circa 1.20m.

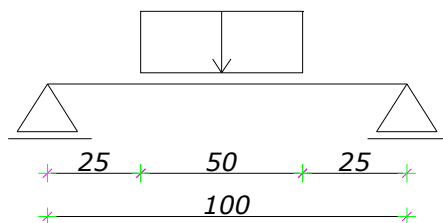
Le guide sono a loro volta appese ad interasse 50 cm al soprastante solaio in corrispondenza delle pignatte. Al di sotto delle guide sono presenti travetti in legno lamellare 12x16 posti tra loro ad un interasse di circa 2-2.5 m.

I travetti in legno sono appesi al solaio mediante una barra passante con piastra di contrasto all'estradosso del solaio ad interasse 2.50m. Sono inoltre presenti profili IPE 240 ad interasse di circa 4.50 m

13.1 Verifica delle guide metalliche di appensione

Le guide metalliche sono fissate alle pignatte ad interasse 50 cm.

Ai fini delle verifiche del sistema antisfondellamento, si considera il caso in cui dovesse cedere un'area di dimensioni 50x50 cm in corrispondenza di un fissaggio. In tale zona quindi la guida si troverebbe a lavorare su una luce di 1.00 m con un carico distribuito su una lunghezza di 50 cm a cavallo della mezzeria, come mostrato nello schema seguente.



Il carico applicato è dato dal peso della pignatta e dai carichi permanenti del solaio. Si ha quindi

$$q = 2 \text{ KN/mq} \times 0.50 \text{ m} + 0.1/0.5 = 1.2 \text{ KN/m}$$

$$q_{SLU} = 1.3 \times 1.2 \text{ KN/m} = 1.6 \text{ KN/m}$$

$$M_{Sd} = 0.15 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 0.4 \text{ kN}$$

Considerando la geometria del profilo si ottiene

$$\sigma = 294 \text{ N/mm}^2 \quad \tau = 12.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{id} = 295 \text{ N/mm}^2 < 355/1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza dei profili risulta quindi soddisfatta.

La verifica di deformabilità, per come il sistema risulta concepito, può essere omessa.

13.2 Verifica dei travetti in legno lamellare

Anche i travetti vengono verificati nell'ipotesi che ceda un'intera fila di pignatte di larghezza 50 cm in corrispondenza della mezzeria, considerando una fascia di

competenza del travetto di circa 2m. La verifica viene effettuata considerando unicamente gli appoggi di estremità offerti dai profili IPE 240, trascurando i punti di appensione al soffitto intermedi.

In tali condizioni si ottiene

$$F_{SLU} = 1.6 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} = 3.2 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano ($l=4.50\text{m}$)

$$M_{Sd} = 3.94 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 1.6 \text{ kN}$$

Considerando la geometria del travetto 12x16 si ottiene

$$\sigma = 7.7 \text{ N/mm}^2 < f_{md} = 16.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 0.055 \text{ N/mm}^2 < f_{vd} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dei travetti risulta quindi soddisfatta.

La verifica di deformabilità, analogamente a quanto riportato sopra, può essere omessa.

13.3 Verifica dei profili IPE 240

I profili IPE 240 vengono verificati sotto la reazione vincolare di due travetti in legno di cui al precedente paragrafo posta ai 2/3 della trave, con luce di 8.20m.

In tali condizioni si ottiene

$$F_{SLU} = 3.2 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano

$$M_{Sd} = 8.75 \text{ kNm} < M_{Rd} = 109 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 3.2 \text{ kN} < T_{Rd} = 459 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Anche in questo caso la verifica di deformabilità può essere omessa.

14 INTERVENTO DI RINFORZO DEL SOLAIO DI COPERTURA

Anche il solaio di copertura, realizzato in travetti e tabelle, viene rinforzato al suo intradosso.

Il sistema di rinforzo è costituito da pannelli in legno lamellare spessore 60 mm appoggiato su travetti in legno lamellare 12x20 posti tra loro ad un interasse di circa 2-2.5 m.

I travetti in legno sono a loro volta appoggiati a profili IPE 300 ad interasse di circa 4.50 m.

14.1 Carichi applicati

In questo caso, a differenza del solaio di piano primo, il sistema in progetto costituisce un vero e proprio rinforzo del solaio, non una prevenzione dello sfondellamento.

Si considerano quindi i seguenti carichi applicati

pp+perm 0.5 kN/mq
accid 0.5 kN/mq

14.2 Verifica dei pannelli in legno

Ai fini delle verifiche si considera una sezione di larghezza unitaria, quindi di dimensioni 60x1000, funzionante con schema di trave doppiamente appoggiata di luce $l=2.50\text{m}$ e sottoposta ad un carico uniformemente distribuito

$$q_{SLU} = 1.3 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 0.5 = 1.4 \text{ kN/m.}$$

Si ha quindi

$$M_{Sd} = 0.70 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 1.75 \text{ kN}$$

Si ottiene

$$\sigma = 1.164 \text{ N/mm}^2 < f_{md} = 16.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 0.02 \text{ N/mm}^2 < f_{vd} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza risulta quindi soddisfatta.

La verifica di deformabilità, per come il sistema risulta concepito, può essere omessa.

14.3 Verifica dei travetti in legno lamellare

La verifica viene effettuata considerando i travetti sottoposti ad un carico uniforme relativo alla propria fascia di competenza ($b=2.50\text{ m}$), su una luce $l=4.50\text{m}$.

In tali condizioni si ottiene

$$q_{SLU} = 1.4 \text{ kN/m}^2 \times 2.50 \text{ m} = 3.5 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano ($l=4.50\text{m}$)

$$M_{Sd} = 8.85 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 7.9 \text{ kN}$$

Considerando la geometria del travetto 12x16 si ottiene

$$\sigma = 11.1 \text{ N/mm}^2 < f_{md} = 16.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 0.5 \text{ N/mm}^2 < f_{vd} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dei travetti risulta quindi soddisfatta.

La verifica di deformabilità, analogamente a quanto riportato sopra, può essere omessa.

14.4 Verifica dei profili IPE 300

I profili IPE 300 vengono verificati sotto la reazione vincolare di due travetti in legno di cui al precedente paragrafo posta ai 2/3 della trave, con luce di 11.40 m.

In tali condizioni si ottiene

$$F_{SLU} = 7.9 \cdot 2 = 15.8 \text{ kN}$$

$$pp_{SLU} = 0.55 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano

$$M_{Sd} = 60 + 9 = 69 \text{ kNm} < M_{Rd} = 188 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 19 \text{ kN} < T_{Rd} = 415 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Anche in questo caso la verifica di deformabilità può essere omessa.

All'estremità il profilo è collegato ai pilastri in c.a. con n°4 barre diam. 16 mm inserite con resina, pertanto si ha

$$T_{Sdi} = 5 \text{ kN} < T_{Rdc0} = 6.7 \text{ kN}$$

Anche la verifica del collegamento di estremità risulta quindi soddisfatta.

14.5 Verifica dei profili IPE 270

I profili IPE 270 vengono verificati sotto la reazione vincolare di due travetti in legno di cui al precedente paragrafo posta ai 2/3 della trave, con luce di 8.20 m.

In tali condizioni si ottiene

$$F_{SLU} = 7.9 \cdot 2 = 15.8 \text{ kN}$$

$$pp_{SLU} = 0.55 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano

$$M_{Sd} = 43 + 5 = 48 \text{ kNm} < M_{Rd} = 145 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 19 \text{ kN} < T_{Rd} = 347 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Anche in questo caso la verifica di deformabilità può essere omessa.

All'estremità il profilo è collegato ai pilastri in c.a. con n°2 barre diam. 22 mm inserite con resina, pertanto si ha

$$T_{Sdi} = 9.5 \text{ kN} < T_{Rdc0} = 15.4 \text{ kN}$$

Anche la verifica del collegamento di estremità risulta quindi soddisfatta.



ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA MEDIA SUCCURSALE DI QUARRATA



| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | RELAZIONE GENERALE | 8 |
| 2 | DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE | 12 |
| 2.1 | Evoluzione storica e documentazione originale reperita..... | 12 |
| 2.2 | Descrizione dell'edificio | 13 |
| 2.3 | Individuazione e controllo degli elementi strutturali e dei dettagli costruttivi | 15 |
| 2.4 | Riepilogo delle caratteristiche dei principali elementi strutturali | 23 |
| 2.5 | Livello di conoscenza raggiunto | 24 |
| 1.1.1 | Muratura..... | 24 |
| 1.1.2 | Cemento armato | 25 |
| 2.6 | Eventuali malfunzionamenti rilevati allo stato attuale | 25 |
| 2.7 | Vulnerabilit  secondarie | 26 |
| 3 | ANALISI DEI CARICHI..... | 27 |
| 3.1 | Carichi verticali | 27 |
| 3.2 | Azione sismica (E) | 27 |
| 3.3 | Combinazioni di carico | 28 |
| 4 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI..... | 29 |
| 4.1 | Calcestruzzo della struttura esistente | 29 |
| 4.2 | Barre di armatura della struttura esistente | 29 |
| 4.3 | Murature esistenti | 29 |
| 4.4 | Acciaio da carpenteria metallica per le nuove strutture..... | 31 |
| 4.4.1 | Zincatura dell'acciaio da carpenteria | 31 |
| 4.5 | Calcestruzzo per la realizzazione dei plinti di fondazione delle nuove strutture..... | 31 |
| 4.5.1 | Classe di esposizione per i calcestruzzi dei plinti di fondazione..... | 32 |
| 4.6 | Acciaio per micropali..... | 32 |
| 4.7 | Calcestruzzo per micropali..... | 32 |
| 4.7.1 | Classe di esposizione per i calcestruzzi dei pali di fondazione | 33 |
| 4.8 | Acciaio per C.A..... | 33 |
| 4.9 | Bulloni..... | 33 |
| 4.10 | Resina per ancoraggi chimici | 33 |
| 4.11 | Lastre di cartongesso | 34 |
| 4.12 | Legno lamellare | 34 |
| 4.13 | FRP..... | 34 |
| 4.14 | Elementi dissipativi..... | 34 |
| 5 | VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE RESISTENTI NELLO STATO DI PROGETTO..... | 36 |

| | | |
|-------------|---|-----------|
| 5.1 | Caratteristiche del modello analizzato | 36 |
| 5.1.1 | Le caratteristiche del modello per il fabbricato esistente..... | 38 |
| 5.1.2 | Le caratteristiche del modello per la struttura di rinforzo..... | 39 |
| 5.1.3 | Definizione delle cerniere plastiche nelle strutture esistenti e di rinforzo al fine di eseguire l'analisi non-lineare per la verifica sismica..... | 40 |
| 5.2 | Maschi di muratura..... | 40 |
| 5.2.1 | Comportamento a taglio nel piano | 40 |
| 5.2.2 | Comportamento a pressoflessione nel piano | 41 |
| 5.3 | Pannelli composti da murature di differente tipologia | 41 |
| 5.3.1 | Definizione dello spessore equivalente..... | 42 |
| 5.3.2 | Comportamento a taglio del pannello equivalente | 42 |
| 5.3.3 | Comportamento a pressoflessione nel piano del pannello equivalente..... | 43 |
| 5.4 | Verifica dei puntoni in muratura equivalenti..... | 44 |
| 5.4.1 | Cerniere plastiche dei puntoni in muratura | 44 |
| 5.5 | Fasce di piano in muratura interne | 46 |
| 5.5.1 | Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a taglio e momento | 46 |
| 5.5.2 | Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a momento | 47 |
| 5.6 | Fasce di piano in muratura esterne..... | 47 |
| 5.7 | Elementi dissipativi | 48 |
| 5.8 | Elementi diagonali delle strutture di rinforzo composti da dissipatore e profilo tubolare | 48 |
| 5.8.1 | Rigidezza equivalente..... | 50 |
| 5.8.2 | Grafico forza-spostamento | 51 |
| 5.9 | Cerniere plastiche degli elementi in acciaio di nuova realizzazione | 51 |
| 5.9.1 | Cerniere plastiche di tipo duttile a momento | 51 |
| 5.9.2 | Funzionamento a sforzo normale degli elementi di acciaio..... | 52 |
| 5.9.3 | Funzionamento a taglio degli elementi di acciaio | 53 |
| 5.10 | Cerniere plastiche elementi in C.A. esistenti | 53 |
| 5.10.1 | Cerniere plastiche di tipo duttile a momento | 53 |
| 5.10.2 | Funzionamento a taglio dei pilastri..... | 55 |
| 5.11 | Esecuzione dell'analisi statica non lineare (PUSHOVER) | 56 |
| 5.12 | Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica..... | 57 |
| 5.13 | Distribuzione di forze considerate | 58 |
| 5.14 | Procedimento di analisi statica non lineare | 58 |
| 5.14.1 | Costruzione della curva bilineare equivalente | 59 |
| 5.14.2 | Calcolo dello spettro in termini di spostamento | 61 |
| 5.14.3 | Determinazione della domanda in termini di spostamento | 61 |
| 5.14.4 | Verifiche da analisi pushover | 61 |
| 5.14.5 | Determinazione dello spettro anelastico ridotto..... | 62 |
| 6 | ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) DEGLI ALLINEAMENTI IN MURATURA | 63 |
| 6.1 | Allineamento 1 | 63 |
| 6.1.1 | Analisi dei carichi..... | 65 |
| 6.1.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 66 |
| 6.1.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 67 |
| 6.2 | Allineamento 2 | 68 |

| | | |
|-------------|--|------------|
| 6.2.1 | Analisi dei carichi..... | 70 |
| 6.2.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 70 |
| 6.2.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 71 |
| 6.3 | Allineamento 3 | 72 |
| 6.3.1 | Analisi dei carichi..... | 73 |
| 6.3.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 74 |
| 6.3.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 75 |
| 6.4 | Allineamento 4 | 76 |
| 6.4.1 | Analisi dei carichi..... | 76 |
| 6.4.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 77 |
| 6.4.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 78 |
| 6.5 | Allineamento 5 | 79 |
| 6.5.1 | Analisi dei carichi..... | 80 |
| 6.5.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 81 |
| 6.5.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 82 |
| 6.6 | Allineamento 6A (tra all.B e all.E) | 83 |
| 6.6.1 | Analisi dei carichi..... | 83 |
| 6.6.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 84 |
| 6.6.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 85 |
| 6.7 | Allineamento 6B (tra all.E e all.H) | 86 |
| 6.7.1 | Analisi dei carichi..... | 87 |
| 6.7.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 88 |
| 6.7.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 89 |
| 6.8 | Allineamento 6C (tra all.H e all.K) | 90 |
| 6.8.1 | Analisi dei carichi..... | 91 |
| 6.8.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 91 |
| 6.8.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 93 |
| 6.9 | Allineamento 7 | 94 |
| 6.9.1 | Analisi dei carichi..... | 95 |
| 6.9.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 96 |
| 6.9.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 97 |
| 6.10 | Allineamento 8 | 99 |
| 6.10.1 | Analisi dei carichi..... | 100 |
| 6.10.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 101 |
| 6.10.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 102 |
| 6.11 | Allineamento A..... | 103 |
| 6.11.1 | Analisi dei carichi..... | 104 |
| 6.11.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 105 |
| 6.11.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 106 |
| 6.12 | Allineamento B..... | 106 |
| 6.12.1 | Analisi dei carichi..... | 108 |
| 6.12.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 108 |
| 6.12.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 109 |
| 6.13 | Allineamento C..... | 111 |
| 6.13.1 | Analisi dei carichi..... | 111 |
| 6.13.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 112 |
| 6.13.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 113 |

| | | |
|-------------|---|------------|
| 6.14 | Allineamento D | 113 |
| 6.14.1 | Analisi dei carichi..... | 114 |
| 6.14.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 115 |
| 6.14.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 116 |
| 6.15 | Allineamento E | 117 |
| 6.15.1 | Analisi dei carichi..... | 118 |
| 6.15.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 119 |
| 6.15.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 120 |
| 6.16 | Allineamento H | 121 |
| 6.16.1 | Analisi dei carichi..... | 123 |
| 6.16.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 124 |
| 6.16.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 125 |
| 6.17 | Allineamento I..... | 126 |
| 6.17.1 | Analisi dei carichi..... | 127 |
| 6.17.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 128 |
| 6.17.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 129 |
| 6.18 | Allineamento J..... | 130 |
| 6.18.1 | Analisi dei carichi..... | 130 |
| 6.18.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 131 |
| 6.18.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 132 |
| 6.19 | Allineamento Ka (tra all. 6 e all.8) | 133 |
| 6.19.1 | Analisi dei carichi..... | 135 |
| 6.19.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 135 |
| 6.19.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 136 |
| 6.20 | Allineamento Kb (tra all. 6 e all.3) | 137 |
| 6.20.1 | Analisi dei carichi..... | 139 |
| 6.20.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 139 |
| 6.20.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 141 |
| 6.21 | Allineamento L | 142 |
| 6.21.1 | Analisi dei carichi..... | 143 |
| 6.21.2 | Confronto tra curva di capacità e curva di domanda | 144 |
| 6.21.3 | Situazione elementi al punto di rottura | 145 |
| 7 | AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA IN CORRISPONDENZA DEL PUNTO DI ROTTURA | 147 |
| 8 | VERIFICA DELLE PARETI PER AZIONI ORTOGONALI AL PIANO | 150 |
| 9 | VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEI TRALICCI ALLA STRUTTURA ESISTENTE..... | 153 |
| 9.1 | Verifica del collegamento al cordolo in c.a. | 153 |
| 9.2 | Verifica del cordolo in c.a. | 154 |
| 10 | VERIFICA DELLE FONDAZIONI E DELLE UNIONI RELATIVE | 156 |
| 10.1 | Verifica di capacità portante del micropalo | 156 |
| 10.2 | Verifica dei micropali di fondazione per azioni orizzontali | 157 |
| 10.3 | Verifica dell'ancoraggio del micropalo al plinto di fondazione | 158 |
| 10.4 | Verifica a punzonamento del plinto di fondazione | 158 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 10.5 | Verifica dell'armatura del plinto di fondazione | 159 |
| 10.6 | Verifica dell'ancoraggio delle colonne al plinto di fondazione | 159 |
| 10.6.1 | Ancoraggio tramite tirafondi per lo sforzo normale | 159 |
| 10.6.2 | Ancoraggio tramite spezzone HE 200 A a taglio..... | 160 |
| 11 | VERIFICA DELLE PARETI A CARICO VERTICALE..... | 161 |
| 11.1 | Allineamento 1 | 162 |
| 11.2 | Allineamento 2 | 162 |
| 11.3 | Allineamento 3 | 163 |
| 11.4 | Allineamento 4 | 163 |
| 11.5 | Allineamento 5 | 164 |
| 11.6 | Allineamento 6 | 164 |
| 11.7 | Allineamento 8 | 164 |
| 11.8 | Allineamento B..... | 165 |
| 11.9 | Allineamento C..... | 165 |
| 11.10 | Allineamento D | 166 |
| 11.11 | Allineamento E | 167 |
| 11.12 | Allineamento H | 167 |
| 11.13 | Allineamento I..... | 168 |
| 11.14 | Allineamento J..... | 168 |
| 11.15 | Allineamento Ka | 169 |
| 12 | ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) DEL TELAIO IN C.A. ALL'INGRESSO | 170 |
| 12.1 | Analisi pushover in direzione y | 170 |
| 12.2 | Analisi pushover in direzione x - all. A | 173 |
| 13 | INTERVENTO ANTI-SFONDELLAMENTO DEL SOLAIO..... | 178 |
| 13.1 | Verifica delle guide metalliche di appensione | 178 |
| 13.2 | Verifica dei travetti in legno lamellare..... | 178 |
| 13.3 | Verifica dei profili IPE 200 | 179 |
| 14 | RIFACIMENTO DELLA SCALA METALLICA ESTERNA..... | 180 |
| 14.1 | Analisi dei carichi..... | 180 |
| 14.2 | Verifica angolari a sostegno del grigliato | 180 |
| 14.3 | Verifica dei cosciali UPN 200 della prima rampa | 180 |
| 14.3.1 | Verifica di resistenza a flessione retta..... | 181 |
| 14.3.2 | Verifica di resistenza a taglio..... | 181 |
| 14.3.3 | Verifica di deformabilità..... | 182 |
| 14.4 | Verifica dei cosciali UPN 200 della seconda rampa | 182 |
| 14.4.1 | Verifica di resistenza a flessione retta..... | 183 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 14.4.2 | Verifica di resistenza a taglio..... | 183 |
| 14.4.3 | Verifica di deformabilità..... | 183 |
| 14.5 | Verifica del cosciale UPN 200 del pianerottolo di sbarco | 183 |
| 14.5.1 | Verifica di resistenza a flessione retta..... | 184 |
| 14.5.2 | Verifica di resistenza a taglio..... | 184 |
| 14.5.3 | Verifica di deformabilità..... | 184 |
| 14.5.4 | Verifica della bullonatura 2+2 Φ 16 | 184 |
| 14.6 | Verifica della trave HE120A in corrispondenza del pianerottolo intermedio..... | 185 |
| 14.6.1 | Verifica di resistenza a flessione retta..... | 185 |
| 14.6.2 | Verifica di resistenza a taglio..... | 185 |
| 14.6.3 | Verifica di deformabilità..... | 186 |
| 14.7 | Verifica dei pilastri a carico verticale | 186 |
| 14.8 | Verifica in condizioni sismiche..... | 186 |
| 14.9 | Verifica del corrimano del parapetto Φ40sp.4 | 187 |
| 14.10 | Verifica dei montanti del parapetto | 187 |

1 RELAZIONE GENERALE

La presente relazione, si riferisce alla Scuola Media Succursale di Quarrata che, attraverso l'intervento proposto, si intende adeguare sismicamente ai sensi della vigente normativa in materia, ovvero le NTC 2018.

La Scuola, realizzata agli inizi degli anni 60', si presenta in buone condizioni di manutenzione, per cui l'intervento in esame è principalmente rivolto a far acquisire al fabbricato, sufficienti requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità nel fronteggiare le azioni sismiche previste da normativa, e non a "ripristinare" caratteristiche perdute e/o degradate nel tempo; l'intervento quindi può definirsi di "**rinforzo**" più che di "**recupero**".

Le caratteristiche costruttive dell'esistente sono riportate nel capitolo 2 mentre nel capitolo 3 e 4 sono riportate rispettivamente l'analisi dei carichi e le caratteristiche dei materiali assunte ai fini delle analisi.



La scuola media succursale nello stato di fatto

Nello specifico, gli interventi in progetto che realizzeranno tale adeguamento sismico, risultano:

- 1) **INTERVENTO DI RINFORZO DELLE PARETI MURARIE ESTERNE**

L'edificio in esame, presenta normali carenze di rigidezza, resistenza e duttilità per il periodo in cui è stato realizzato, come ampiamente descritto all'interno del capitolo 2.

Per tale motivo, è necessario il rinforzo delle pareti poste sui vari allineamenti.

Ai fini degli interventi di progetto, poiché per quanto ritrovato, il solaio dell'edificio in esame, non può essere ritenuto "infinitamente rigido", è stato considerato di

tipo flessibile, pertanto ciascun allineamento funziona strutturalmente come isolato dai rimanenti, ed essendo dotata la costruzione di “buona scatolarità” fra le pareti, questa ipotesi è certamente la più sfavorevole ai fini delle verifiche delle pareti murarie.

Per i rinforzi, bisogna distinguere fra gli allineamenti interni e quelli esterni:

- gli allineamenti interni, in virtù della loro geometria e consistenza, hanno caratteristiche di resistenza sufficiente agli scopi di progetto
- gli allineamenti esterni, essendo ampiamente finestrati, risultano invece carenti. Su questi ultimi, il rinforzo viene realizzato attraverso la realizzazione di telai in acciaio con dissipatori isteretici, previsti al loro interno in alcuni punti (**intervento 1**). Tali telai “affiancano” in parallelo gli allineamenti esistenti, di fatto consentendo all’unione dei due di avere caratteristiche sufficienti agli scopi di progetto.

• **2) INTERVENTO DI REALIZZAZIONE CORDOLATURE METALLICHE IN CORRISPONDENZA DEI SOLAI DI PIANO**

In corrispondenza degli allineamenti esterni oggetto di rinforzo, si prevede di inserire sulle murature “cordolature” metalliche alle quote dei due solai, cioè in corrispondenza del punto di fissaggio dei tralicci metallici alla struttura esistente. Gli elementi così inseriti svolgono quindi una duplice funzione: da un lato contribuiscono alla resistenza del cordolo per le azioni orizzontali ortogonali alla parete trasmesse dai rinforzi (per tale funzionamento si rimanda al capitolo relativo all’analisi sismica), dall’altra costituiscono un ritegno orizzontale in testa alle specchiature murarie impedendone il ribaltamento.

• **3) INTERVENTI DI PLAFONATURA ALL’INTRADOSSO DEI SOLAI PER LA SCUOLA SUCCURSALE**

La Scuola Media Succursale, presenta il primo ed il secondo solaio, realizzati con travetti in laterizio armato e pignatte; tali solai hanno sufficiente resistenza, per quanto riguarda i carichi verticali, ma essendo stati realizzati ormai da più di cinquanta anni, possono risultare sottoposti al ben noto fenomeno dello “sfondellamento”, per tale motivo si è previsto la loro plafonatura all’intradosso, con un sistema leggero, costituito da lastre in cartongesso e profili metallici fissati allo stesso solaio; per evitare che a seguito dello sfondellamento, i profili metallici possano comunque “allentarsi” con possibilità di caduta di elementi in laterizio, si prevede di irrigidirli attraverso un ‘orditura costituita da travetti in legno e travi metalliche di sezione opportuna.

Le travi metalliche svolgono poi anche un’altra funzione, ovvero quella di collegare gli allineamenti murari esterni a quelli interni, fungendo quindi da “catene”, ed evitando tale funzione ai solai, visto che per l’epoca in cui sono stati realizzati gli edifici, non sono presenti telai in c.a. nelle due direzioni dello spazio.

L’intervento a fronte di un modesto incremento del carico verticale sulle strutture, non altera la rigidità di piano, perché i pannelli non risultano fissati alle murature di bordo con elementi capaci di trasferire le azioni che si genererebbero

da un comportamento d'insieme a “diaframma rigido”, ma soltanto per il trasferimento del carico verticale.

La funzione di tale pannellatura è quindi soltanto quella di prevenire e trattenere la caduta di elementi del solaio.

- **4) COLLEGAMENTO PILASTRI IN C.A.-MURATURA .**

Le pareti murarie sono realizzate dal punto di vista strutturale in vari modi: alcune interamente di laterizio, altre in laterizio con grossi architravi in c.a., altre ancora attraverso la composizione di pareti in laterizio e pilastri in c.a..

In riferimento a quest'ultimo caso, ai fini dell'intervento di rinforzo gli elementi in c.a. sono resi solidali e collaboranti con le pareti in laterizio, attraverso cuciture armate in modo che i primi risultino parte delle pareti e non funzionino indipendentemente da loro.

Questo intervento, comporta quindi che dove realizzato, non si possa parlare di struttura in c.a., ma di struttura in muratura che tuttalpiù in alcune zone risulta “armata” o potenziata dalla presenza di elementi di c.a. collaboranti.

- **5) COLLEGAMENTO DELLE MURATURE NEGLI ANGOLI .**

Questo intervento è relativo al collegamento, sempre effettuato con cuciture armate, delle murature in corrispondenza degli angoli, o in corrispondenza degli incroci a “T”. Il collegamento è effettuato con cuciture armate, ovvero con barre in acciaio e resina epossidica, ed il suo obiettivo è evidentemente quello di rendere “scatolare” la struttura in muratura con tutti i ben noti effetti di miglioramento del fabbricato che ne conseguono.

- **7) INTERVENTO DI RINFORZO LOCALIZZATO SU ELEMENTI IN C.A. CON MATERIALI COMPOSITI .**

All'interno degli edifici in esame, esistono alcuni elementi isolati in c.a., come pilastri strutture portanti delle scale, etcc

Per l'intervento in progetto, tali elementi funzionano praticamente soltanto per carichi verticali; d'altra parte per l'epoca in cui sono stati realizzati, i dettagli delle armature metalliche gli attribuiscono scarse caratteristiche di duttilità; con l'intervento in esame, si intende principalmente migliorare la duttilità di tali elementi, ottenendo nel contempo anche un incremento di rigidità e resistenza, sebbene, per quanto evidenziato, non necessario al fine di sopportare i soli carichi verticali.

- **8) RIPRISTINO DEL CALCESTRUZZO DEGRADATO**

Alcuni elementi in c.a. esposti all'esterno risultano fortemente danneggiati: si prevede quindi il loro ripristino e la loro successiva protezione con appositi agenti anti-umidità.

- 9') **RIFACIMENTO PARETI NON PORTANTI IN BLOCCHI POROTON**

Alcune porzioni di pareti interne alle scuole sono realizzate in blocchi Poroton a tamponare aperture pre-esistenti. Tale tamponamento è completamente scollegato dalle murature limitrofe, si prevede quindi di ricollegare tra loro i due sistemi mediante opportuni ammorsamenti.

- 9'') **RINFORZO PARETI NON PORTANTI IN BLOCCHI DI CALCESTRUZZO**

In corrispondenza dei telai in c.a. esterni, sono presenti murature di tamponamento in blocchi di calcestruzzo. Al fine di collegarle in modo efficace alle strutture in c.a. di bordo, si prevede di realizzare un betoncino armato solo sul lato esterno, ricollegandosi a travi e pilastri di bordo con barre inserite con resina.

- 10) **RIFACIMENTO SCALA METALLICA ESTERNA**

Per la realizzazione dei tralicci di rinforzo è necessario demolire la scala anti-incendio esistente, che interferirebbe con tali strutture. Si prevede quindi di ricostruire una nuova scala anti-incendio, appoggiandosi a terra sulle fondazioni di quella esistente e in testa alle travi dei nuovi tralicci metallici.

2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE

nel presente capitolo vengono illustrate le caratteristiche strutturali dell'edificio in oggetto, viene analizzandone lo stato attuale dell'opera.

2.1 Evoluzione storica e documentazione originale reperita

L'evoluzione storica dell'opera in esame, così come ricostruita dai documenti in possesso dello scrivente, è riepilogata a seguire.

- Lavori di realizzazione: 1958-1965

Più precisamente:

- 20/12/1952: Delibera di approvazione del progetto di costruzione per edificio sede della scuola di avviamento professionale a firma del geom. Lenzini dell'Ufficio Tecnico del Comune.

-18/06/1955: Delibera di approvazione incarico per nuovo progetto della scuola affidato all'Ing. Natale Rauty di Pistoia.

-25/08/1958 Delibera di approvazione per incarico progetto relativo alla realizzazione del II lotto di lavori all'Ing. Ennio Gori di Pistoia (Direzione dei lavori Ing.Ennio Gori)

-16/10/1958 Contratto stipulato con l'Impresa Biagini Mario, per la realizzazione del I lotto di lavori. (direzione dei lavori Ing. Ennio Gori di Pistoia)

-03/11/1960 Contratto stipulato con l'Impresa Biagini Mario, per la realizzazione del III lotto di lavori. (direzione dei lavori Ing. Ennio Gori di Pistoia)

- 15/09/1965 rilascio del certificato di collaudo a firma dell'Ingegnere Renato Cataldi,

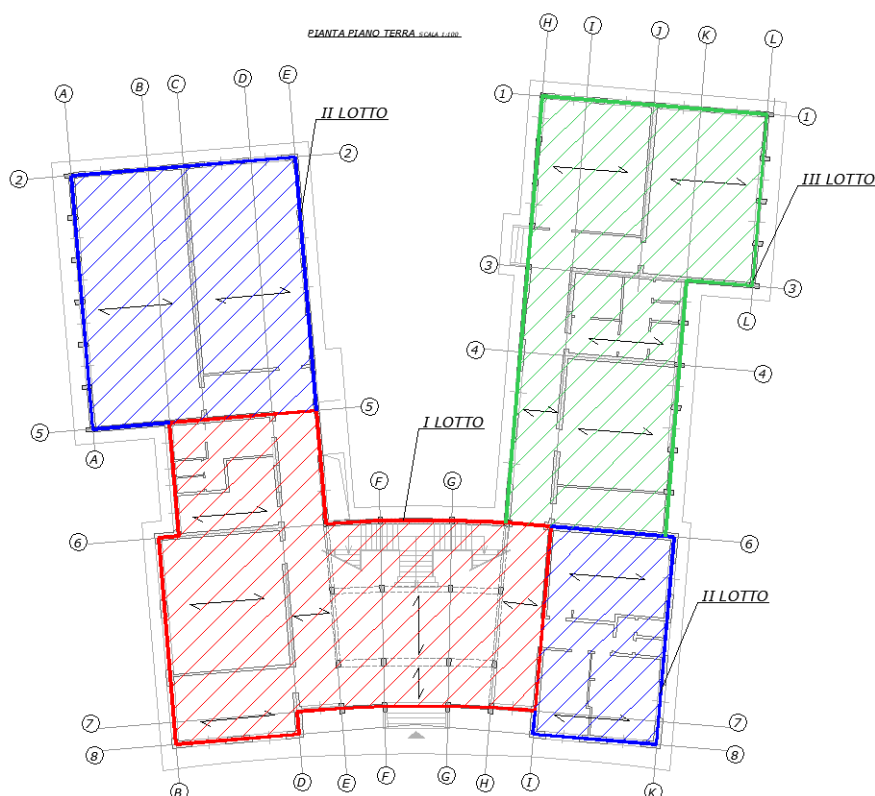
- Progettista: Ing. Natale Rauty (I lotto)
Ing. Ennio Gori (II lotto)
sconosciuto (III lotto)

Direttore dei lavori: Ing. Ennio Gori

- Impresa costruttrice: Biagini Mario

- Progetto e calcoli strutturali: Presenti in parte. Presentazione di calcoli e disegni relativi alle strutture in conglomerato a carico dell'impresa costruttrice, con obbligo di presentazione al direttore dei lavori.
- Certificato di collaudo: Presente, a firma dell'Ingegnere Renato Cataldi, Ispettore generale del Genio Civile in attività di servizio. Certificato di collaudo rilasciato il 15/09/65.

Nella planimetria seguente sono evidenziati i vari lotti di lavoro sopra citati.



Nell'arco degli anni alcune aperture sono state variate rispetto alla situazione originaria, tamponandole con blocchi in laterizio di tipo alveolare.

Si sottolinea infine che lo scrivente aveva già redatto una relazione di vulnerabilità sismica dell'edificio ai sensi della precedente normativa sismica (D.M. 16/01/1996).

2.2 Descrizione dell'edificio

Si riporta di seguito la descrizione delle caratteristiche principali dell'edificio, così come dedotte dagli elaborati progettuali disponibili nonché da saggi in opera, per la descrizione dei quali si rimanda ai paragrafi successivi.

Come già detto, il progetto dell'edificio in esame ha previsto tre diversi lotti di lavori. Le caratteristiche dei tre lotti risultano comunque analoghe tra loro, sia dall'analisi dei

documenti progettuali a disposizione che dai saggi effettuati e descritti nei paragrafi successivi.

L'edificio ha pianta irregolare, costituita da un blocco centrale di dimensioni pari a circa 27x11.50 m e da due ali laterali di dimensioni pari a circa 12.50 x 21 m e 12.50 x 24 m. E' costituito da due piani fuori terra, ad eccezione della parte terminale dell'ala realizzata nel II lotto che è costituita da un solo piano fuori terra.

La struttura portante è di tipo "misto" muratura-calcestruzzo armato. In particolare per quanto la zona relativa all'atrio, questa è costituita da pilastri e travi in c.a., mentre le strutture rimanenti sono realizzate in corrispondenza dei lati esterni da telai in c.a. fondati su plinti, ovvero da pilastri in muratura e travi in c.a.. In corrispondenza degli allineamenti interni, da setti portanti in muratura.

La muratura portante è realizzata tramite elementi di mattoni pieni dello spessore di 30cm, compresi gli intonaci, ovvero da pietrame con doppi ricorsi in laterizio, dello spessore complessivo di 40cm. Da capitolato gli angoli risultano essere dotati di buoni ammorsamenti.

La muratura di tamponamento esterna in corrispondenza dei telai in c.a. è realizzata in blocchi di calcestruzzo.

In corrispondenza dei solai di piano terra, di piano primo e di copertura sono presenti cordoli in c.a. di altezza pari allo spessore dei solai e larghezza pari a quella della muratura, armati con 4 barre diam. 10 mm e staffe diam.6 mm/50 cm. Le barre dei cordoli sono desunte dai documenti progettuali presenti e sono state verificate tramite saggi in opera.

I solai di piano dell'edificio sono realizzati con travetti in laterizio armato e soprastante soletta in conglomerato cementizio non armata. Da saggi effettuati sui solai, emerge che lo spessore del solaio è costituito da una parte in laterizio-armato dello spessore di circa 19cm, e da una piccola soletta in conglomerato dello spessore di 1.5cm, per uno spessore complessivo pari a circa 20.5cm.

I solai di piano risultano essere dimensionati per un sovraccarico utile di 350 kg/mq oltre il peso proprio, della pavimentazione, dell'intonaco e dei tramezzi. E' stata comunque effettuata una prova di carico, con carico imposto pari a circa 300 kg/mq, come riportato nei paragrafi a seguire.

Le armature dei travetti risultano essere sufficientemente ammorsate nei cordoli in c.a., sia in base a quanto contenuto nei capitolati (*"i ferri tanto dei travetti quanto quelli delle nervature dovranno sporgere in modo da arrivare a non meno di 5 cm dal filo esterno del muro di appoggio"*) che dai saggi effettuati.

Il solaio di copertura è di tipo piano. La pendenza del 3%, è realizzata attraverso muretti in forati posti ad interasse di 50cm/cadauno, con soprastante manto di tavelle di spessore pari a 4cm. Il solaio è costituito da laterizio armato con travetti prefabbricati a piè d'opera e da capitolato risulta dimensionato per un sovraccarico accidentale di 100 kg/mq.

Le scale sono realizzate con soletta portante in c.a. dello spessore di 16cm, e gradini riportati superiormente.

2.3 Individuazione e controllo degli elementi strutturali e dei dettagli costruttivi

A completamento della conoscenza dell'edificio, nel corso del rilievo sono stati effettuati alcuni saggi e prove di laboratorio per comprendere il tipo di materiale utilizzato ed i particolari costruttivi caratterizzanti gli elementi strutturali.

Si riassumono i saggi e le indagini di laboratorio effettuati:

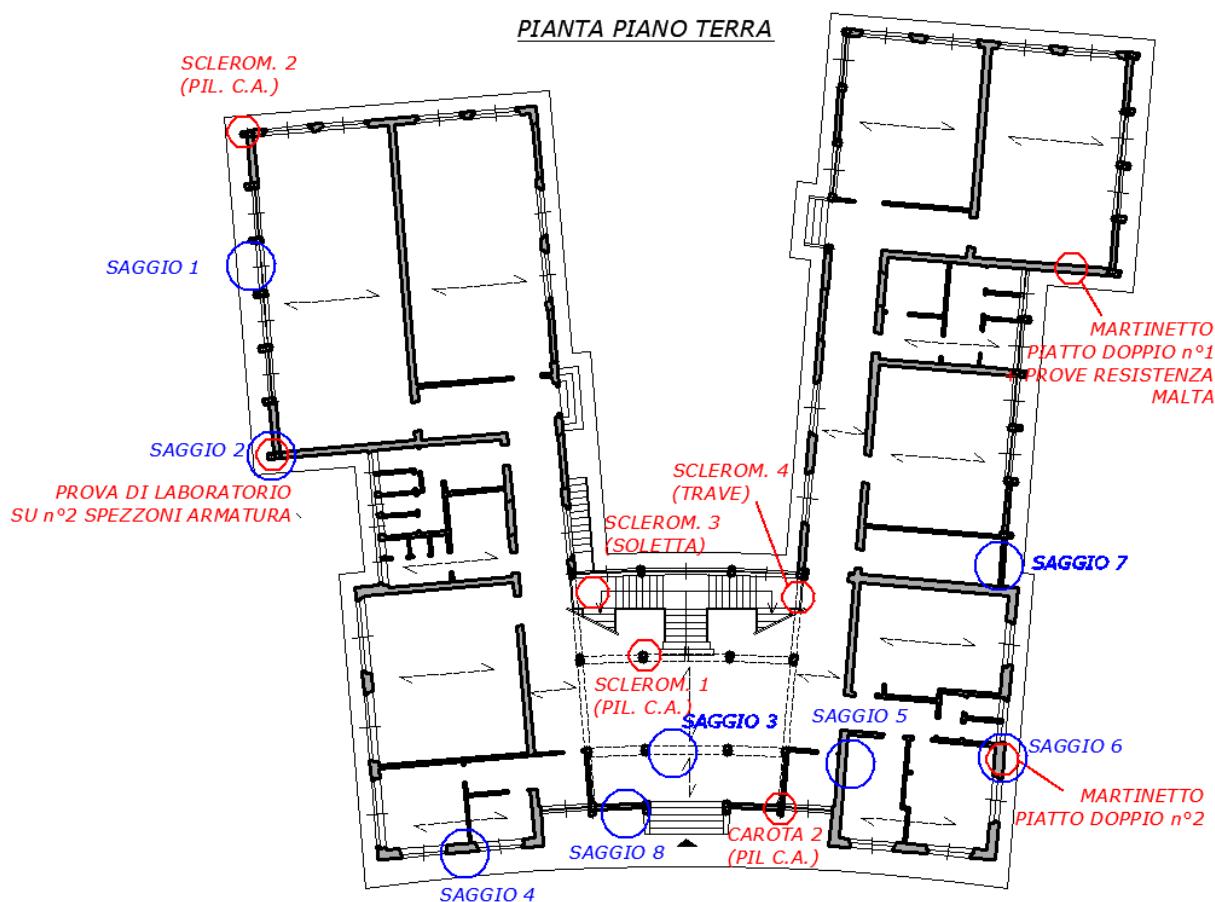
| SAGGI EFFETTUATI | |
|------------------|---|
| Saggio 1 | Rimozione copriferro su architrave in c.a. porzione di edificio in c.a. Rilevate barre longitudinali diam. 10 mm e staffe diam.6 mm/25-30 cm |
| Saggio 2 | Rimozione copriferro su pilastro in c.a. Rilevate barre longitudinali diam. 16 mm e staffe diam.6 mm/18 cm |
| Saggio 3 | Rimozione copriferro su trave in c.a. Rilevata la larghezza della trave pari a 80 cm e barre longitudinali 3Φ16+6Φ10 e staffe diam.6 mm/10cm |
| Saggio 4 | Rimozione intonaco su muratura in pietrame listata |
| Saggio 5 | Saggio su ammassamento travetti del solaio nelle murature d'ambito (barra diam. 12 mm) |
| Saggio 6 | Rimozione intonaco su muratura in pietrame listata |
| Saggio 7 | Rimozione intonaco su muratura di tamponamento in blocchi di calcestruzzo |
| Saggio 8 | Rimozione intonaco su muratura di tamponamento in blocchi di calcestruzzo |
| Saggio 9 | Rimozione copriferro su pilastro in c.a. Rilevate barre longitudinali diam. 16 mm e staffe diam.6 mm/22 cm |
| Saggio 10 | Rimozione intonaco su muratura di tamponamento apertura esistente |
| Saggio 11 | Saggio su soletta del solaio di piano primo |
| Saggio 12 | Rimozione copriferro su architrave e cordolo in c.a. porzione di edificio in muratura Rilevate: - architrave barre longitudinali Φ12 e staffe diam.6/30 - cordolo barre longitudinali Φ12 e staffe diam.6/50 |

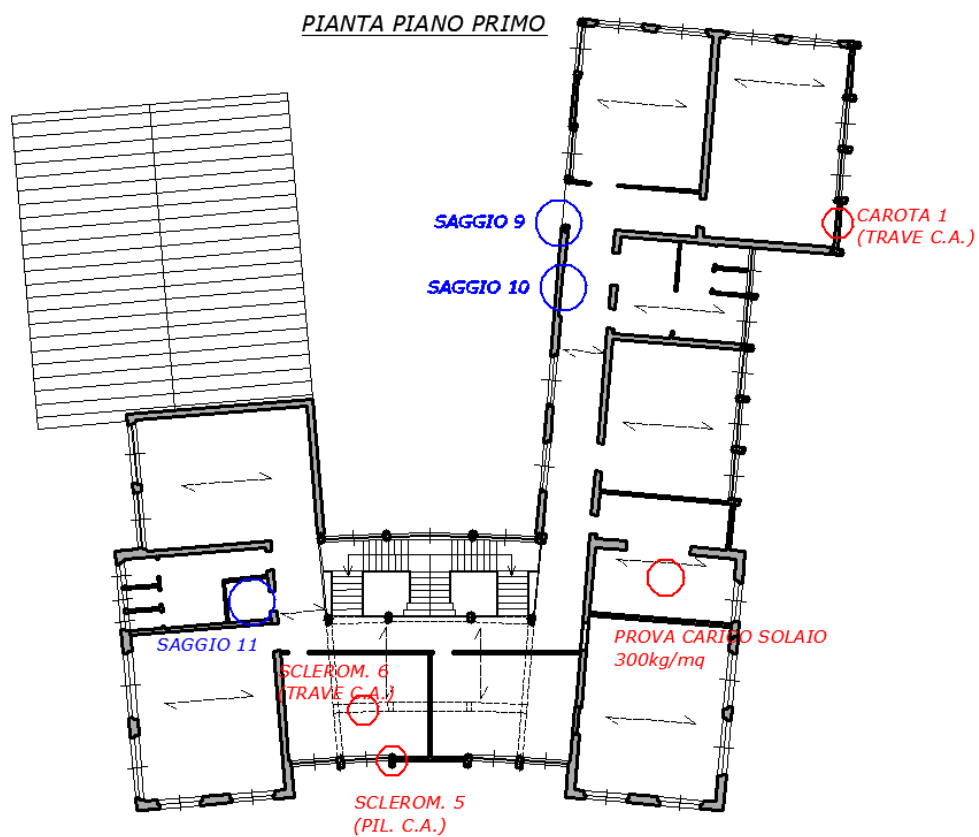
| PROVE DI LABORATORIO, PROVE SCLEROMETRICHE, PROVE DI CARICO EFFETTUATE | |
|--|------------------------------------|
| Sclerometro 1 | Pilastro in c.a. atrio piano terra |
| Sclerometro 2 | Pilastro in c.a. esterno |

| | |
|--|---|
| Sclerometro 3 | Soletta scale |
| Sclerometro 4 | Trave in c.a. porta-scala |
| Sclerometro 5 | Pilastro in c.a. atrio piano primo |
| Sclerometro 6 | Trave in spessore atrio piano primo |
| Prova di laboratorio su n°4 spezzoni di armatura | 2 spezzoni di armature longitudinali e 2 spezzoni di staffe prelevati da un pilastro di piano terra e da un pilastro di piano primo |
| Prova su n°2 carote di cls | 1 carota estratta da una trave di piano primo 1 carota estratta da un pilastro di piano terra |
| Prova di carico | Solaio di piano primo 300 kg/mq |

Nelle figure sottostanti si individuano le posizioni dei saggi effettuati e se ne riportano le foto.

Per quanto riguarda i risultati delle indagini di laboratorio di rimanda al relativo allegato.

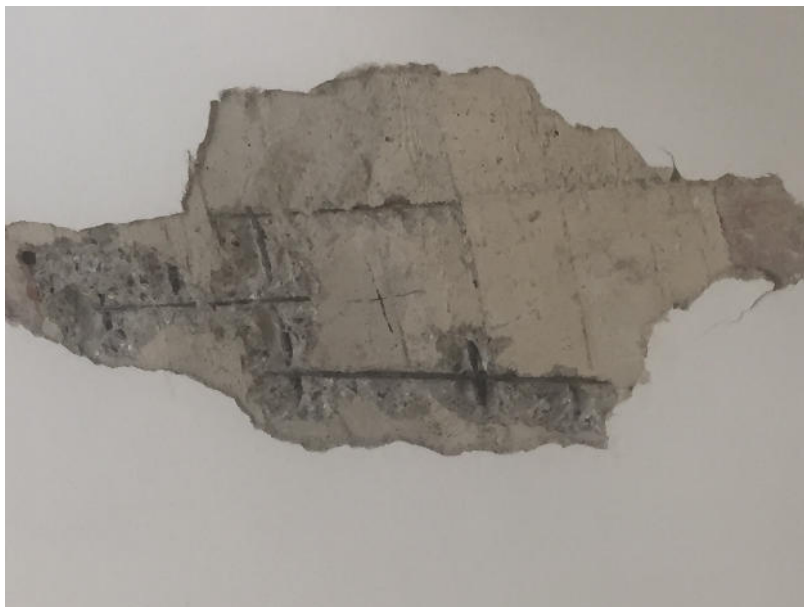




Saggio 1: saggio su architrave



Saggio 2
armature di un pilastro di piano terra
con prelievo spezzoni per prove di laboratorio



Saggio 3
rilievo armature trave in c.a.
in spessore di piano primo



Saggio 4: rimozione intonaco su muratura in pietrame listata





Saggio 5: ammorsamento barre
del solaio nelle murature d'ambito



Saggio 6: rimozione intonaco
muratura in pietrame listata



Saggio 7-8: rimozione intonaco su muratura di tamponamento in blocchi cls





Saggio 9
armature di un pilastro di piano primo
con prelievo spezzoni per prove di laboratorio



Saggio 10
rimozione intonaco su muratura
tamponamento apertura esistente



Saggio 11: soletta solaio piano 1



Saggio 12: saggio sui cordoli delle porzioni in muratura – particolare sottofinestra di piano terra in mattoni pieni senza cordoli in c.a.

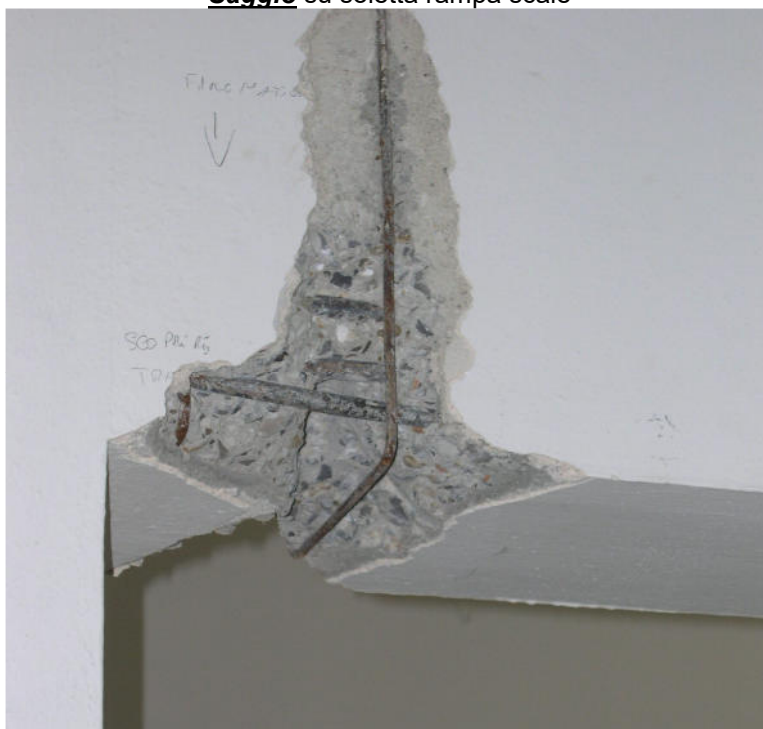


Saggio 12- particolare architrave finestre piano terra e cordolo di piano primo

Si riportano inoltre alcune foto di saggi eseguiti durante la campagna di indagini relativa alla precedente analisi di vulnerabilità



Saggio su soletta rampa scale



Saggio sulla trave porta-scale



Saggio sulle armature e sulla soletta del solaio di piano primo

2.4 Riepilogo delle caratteristiche dei principali elementi strutturali

Alla luce di quanto emerso nel corso della campagna di indagini eseguita nonché di quella effettuata nell'ambito della precedente vulnerabilità, si riepilogano di seguito le caratteristiche dei principali elementi strutturali così come rilevate e conseguentemente assunte ai fini dei calcoli di verifica sviluppati nei paragrafi successivi.

| <u>Pilastri in c.a.</u> | |
|--------------------------------|--|
| dimensioni | 55x20 pilastri perimetrali prospetti esterni 40x25 pilastri zona atrio (escluso telaio sul prospetto di facciata) 30x30 pilastri perimetrali prospetti interni |
| armatura longitudinale | 4 Φ 16 |
| staffe | Φ 6/20 |

| <u>Rampa scala in c.a.</u> | |
|-----------------------------------|------------------------------------|
| dimensioni | 200x16 |
| armatura longitudinale | 7 Φ 14+1 Φ 8+2 Φ 10 |
| staffe | -- |

| <u>Trave in c.a. porta-scala</u> | |
|---|-----------------------|
| dimensioni | 25x50 |
| armatura longitudinale | 2 Φ 14 inferiori |
| staffe | Φ 8/20 |

| <u>Cordoli</u> | |
|------------------------|---------------|
| dimensioni | 30x20 |
| armatura longitudinale | 2+2 Φ 12 |
| staffe | Φ 6/30 |

| <u>Travi perimetrali soprastanti aperture</u> | |
|--|--|
| dimensioni | 27x36 |
| armatura longitudinale | 2+2 Φ 10 (+2 Φ 10 sagomati +1 Φ 14 aggiuntivo superiori agli appoggi) |
| staffe | Φ 6/20 |

| <u>Trave piano primo zona atrio (in spessore)</u> | |
|--|------------------------------------|
| dimensioni | 20x80 |
| armatura longitudinale | 3 Φ 16+ 6 Φ 10 inferiori |
| staffe | Φ 8/10 |

2.5 Livello di conoscenza raggiunto

Il livello raggiunto è pari a LC2, come meglio giustificato di seguito.

1.1.1 Muratura

In accordo con il par. C8A.1.A.4 – Circolare 617, nel caso di edifici in muratura il livello di conoscenza LC2 può ritenersi raggiunto nel caso di:

- verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi;
- indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

In particolare, per indagini sui materiali estese, la circolare intende prove con martinetto piatto doppio su ciascuna tipologia muraria, nonché prove di caratterizzazione della malta.

Avendo eseguito un martinetto piatto su ciascuna delle due tipologie di muratura rilevate (mattoni pieni e pietrame listato) ed una prova di caratterizzazione della malta, le indagini sulle murature possono ritenersi di tipo esteso come prescritto.

Si ricorda che nel caso di LC2 per edifici in muratura, in accordo con il par. C8A.1.A.4, è lecito assumere:

- resistenze: il valore medio degli intervalli riportati nella Tab. C8A.2.1 per la tipologia muraria in esame ($FC=1.2$);
- moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella.

1.1.2 Cemento armato

Analogamente, in accordo con il par. C8A.1.B.3 – Circolare 617, nel caso di edifici in c.a. il livello di conoscenza LC2 può ritenersi raggiunto nel caso di:

- geometria nota da disegni costruttivi originali con rilievo visivo
- disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ
- proprietà dei materiali da estese prove in situ.

In particolare, per verifiche in situ sui dettagli costruttivi di tipo limitato (disponendo di disegni costruttivi incompleti) la circolare intende che la quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi, tenendo conto delle situazioni ripetitive.

Nel caso in esame, è possibile individuare

- 2 tipologie di pilastro;
- 2 tipologie di travi ricalate (architravi + trave porta-scala);
- 1 tipologia di trave in spessore.

Considerando i saggi per il rilievo delle armature eseguiti è possibile affermare che il 35% degli elementi, tenendo conto delle situazioni ripetitive, è stato verificato. In particolare si è rilevata la corrispondenza con quanto contenuto nel progetto a disposizione.

Per le verifiche estese sulle proprietà dei materiali la circolare intende 2 provini di calcestruzzo ogni 300 mq di piano dell'edificio e 2 campioni di armatura per piano dell'edificio, è consentito sostituire fino al 50% delle prove distruttive con il triplo di prove non distruttive.

Nello specifico caso in esame, trattandosi di un edificio di tipo misto c.a. – muratura, far riferimento all'intera superficie di piano per la stima del numero di prove da condurre appare fin troppo cautelativo.

Per la stima del numero di prove sui materiali è quindi ragionevole far riferimento alla superficie dell'atrio, interamente realizzato in c.a. (circa 120 mq): una volta stimato il numero di prove necessario, queste verranno distribuite sugli elementi in c.a. dell'intero edificio.

Avendo quindi eseguito:

- n°2 carote + n°6 sclerometri sul calcestruzzo
- n° 4 prove di trazione su spezzoni di barre di armatura

le verifiche condotte sulle proprietà dei materiali possono ritenersi di tipo esteso.

2.6 Eventuali malfunzionamenti rilevati allo stato attuale

Allo stato attuale non si rilevano malfunzionamenti o lesioni particolari.

2.7 Vulnerabilita' secondarie

Non si riscontrano elementi secondari che possano collassare in fase di sisma, come elementi appesi, pensiline, camini, etc.

Si segnala tuttavia che gli armadi e le scaffalature presenti dovranno essere opportunamente staffati al pavimento e alle pareti, essendo ad oggi privi di qualsiasi sistema di fissaggio, lo stesso dicasi per tutti i corpi e le linee illuminanti.

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 Carichi verticali

Ai fini delle analisi si assumono agenti i seguenti carichi

Solaio piano primo (sp. 19cm + 1.5 cm di soletta non armata)

| | |
|--------------|-----------|
| Peso proprio | 2.2 kN/mq |
| Permanenti | 2.0 kN/mq |
| Accidentali | 3 kN/mq |

Si precisa che nel valore dei carichi permanenti peso è incluso anche il contributo del controsoffitto strutturale inserito in fase di progetto.

Si ha infatti:

| | |
|----------------------------------|-------------|
| - massetto sp. 3.5 cm | 0.54 kN/mq |
| - doppia pavimentazione (2+1 cm) | 0.6 kN/mq |
| - intonaco | 0.3 kN/mq |
| - lastre di cartongesso sp.15mm | 0.15 kN/mq |
| - guide metalliche | 0.3 kN/mq |
| - travetti in legno | 0.02 kN/mq |
| - profili metallici | 0.05 kN/mq |
| - tot | ≈2.00 kN/mq |

Solaio copertura

| | |
|--------------|-----------|
| Peso proprio | 1.9 kN/mq |
| Permanenti | 1.3 kN/mq |
| Accidentali | 1 kN/mq |

Per il valore dei pesi propri dei materiali strutturali si rimanda al capitolo sui materiali.

3.2 Azione sismica (E)

Per quanto concerne la definizione dell'input sismico sono stati assunti i seguenti dati:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni;
- **Classe d'uso III**, con coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

In conseguenza alle assunzioni dette, il periodo di riferimento V_R della struttura è **75 anni**.

La categoria di sottosuolo e la categoria topografica sono invece assunte coerentemente con quanto riportato nella Relazione Geologica allegata alla presente a firma dello Studio Associato di Geologia Applicata di Benedetti & Carmignani.

In particolare si ha:

categoria di sottosuolo: E

categoria topografica T1.

Si riportano di seguito i valori principali ed il grafico dello spettro elastico considerato ai fini delle verifiche.

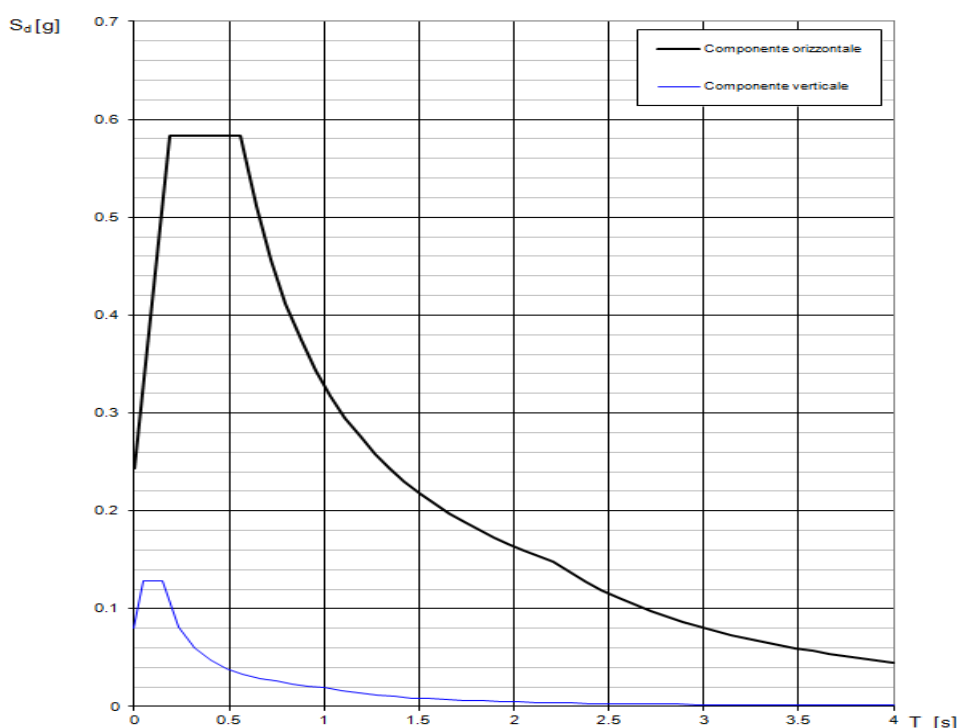
Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_n | 0.152 g |
| F_n | 2.397 |
| T_c^* | 0.303 s |
| S_s | 1.598 |
| C_c | 1.855 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1.598 |
| η | 1.000 |
| T_B | 0.187 s |
| T_C | 0.562 s |
| T_D | 2.209 s |

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



3.3 Combinazioni di carico

I carichi sopra riportati sono stati combinati seguendo le combinazioni previste dalle **NTC-18** al **§ 2.5.3**.

Per la valutazione degli stati limite ultimi strutturali è stata utilizzata la [2.5.5] (combinazione per le verifiche in condizioni sismiche).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali, secondo la seguente formulazione (v. **§ 2.5.7 NTC-18**):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella **Tabella 2.5.I** delle **NTC-18**, in particolare si ha

$\psi_2 = 0.6$ piano primo
 $\psi_2 = 0.0$ copertura

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Calcestruzzo della struttura esistente

In base alla documentazione in nostro possesso, alle prove e ai rilievi effettuati si è ritenuto corretto assumere un *livello di conoscenza LC* pari a **2** (FC=1.2).

Questo livello di conoscenza è stato scelto basandosi su quanto riportato al paragrafo **§C8A.1.B.3 – Circ. n. 617** “Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza”.

Per il calcestruzzo esistente, dalle prove di schiacciamento effettuate si ottiene un valore di resistenza media a compressione $f_{cm} = 33.20 \text{ N/mm}^2$, tale valore è peraltro confermato dai risultati delle battute sclerometriche, pertanto si ha:

$$f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2,$$

$$FC = 1.2$$

$$\gamma = 1.5$$

$$f_{cd} = f_{cm} / (\gamma \times FC) = 18.3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi fragili}$$

$$f_{cd} = f_{cm} / (FC) = 27.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi duttili}$$

Il modulo di rigidezza elastico ottenuto del c.a. è $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$.

4.2 Barre di armatura della struttura esistente

In base alla documentazione in nostro possesso, alle prove e ai rilievi effettuati si è ritenuto corretto assumere un *livello di conoscenza LC* pari a **2** (FC=1.2).

Questo livello di conoscenza è stato scelto basandosi su quanto riportato al paragrafo **§C8A.1.B.3 – Circ. n. 617** “Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza”.

Per le barre di armatura del c.a. esistente si assume una classe di resistenza FeB32k ed un livello di conoscenza LC2, pertanto si ha:

$$f_{ym} = 368 \text{ N/mm}^2$$

$$FC = 1.2$$

$$\gamma = 1.15$$

$$f_{yd} = f_{ym} / (\gamma \times FC) = 266 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi fragili}$$

$$f_{yd} = f_{ym} / (FC) = 306 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per elementi duttili}$$

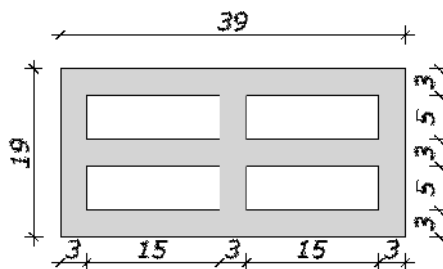
4.3 Murature esistenti

I materiali utilizzati sono riportati nelle tabelle a seguire.

Anche in questo caso si assume un livello di conoscenza LC2. I valori assunti sono quelli di tabella C8A.2.1- Circ. 617 del 02/02/2009 (valori medi).

Sono state effettuate inoltre le seguenti assunzioni:

- è stato applicato il coefficiente migliorativo legato alla presenza di malta con buone caratteristiche meccaniche, così come rilevato dalle prove di resistenza sulla malta effettuate
- nel caso di muratura in pietrame si è fatto riferimento al caso di tabella relativo alla muratura in conci sbozzati in quanto i risultati dei martinetti piatti eseguiti hanno fornito valori del modulo elastico paragonabile a quello di questa tipologia muraria
- per stabilire la percentuale di foratura dei blocchi di calcestruzzo ne è stato estratto uno e si è proceduto al suo rilievo, ottenendo una percentuale di foratura pari al 40%, quindi inferiore al 45%



| Materiale 1 - Mattoni pieni esistenti con malta buona (LC2) | |
|--|---|
| Peso specifico | $W = 18 \text{ kN/m}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica | $f_{mk} = 3.2 * 1.5 = 4.8 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio caratteristica | $\tau_{ok} = 0.076 * 1.5 = 0.114 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico fessurato | $E_{fess} = 1500 * 1.5 / 2 = 1125 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di taglio fessurato | $G_{fess} = 500 * 1.5 / 2 = 375 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_{md} = 2.0 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio di calcolo | $\tau_{od} = 0.0475 \text{ N/mm}^2$ |

| Materiale 2 - Muratura in pietrame disordinata con malta buona (LC2) | |
|---|---|
| Peso specifico | $W = 19 \text{ kN/m}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica | $f_{mk} = 2.5 * 1.3 = 3.25 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio caratteristica | $\tau_{ok} = 0.043 * 1.3 = 0.0559 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico fessurato | $E_{fess} = 2460 / 2 = 1230 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di taglio fessurato | $G_{fess} = 410 / 2 = 205 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_{md} = 1.35 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio di calcolo | $\tau_{od} = 0.023 \text{ N/mm}^2$ |

| Materiale 3 - Muratura in blocchi poroton (blocchi laterizi semipieni foratura <45%) (LC2) | |
|--|---|
| Peso specifico | $W = 12 \text{ kN/m}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica | $f_{mk} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio caratteristica | $\tau_{ok} = 0.35 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico fessurato | $E_{fess} = 9000 / 2 = 4500 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di taglio fessurato | $G_{fess} = 2700 / 2 = 1350 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_{md} = 2.08 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio di calcolo | $\tau_{od} = 0.145 \text{ N/mm}^2$ |

| Materiale 4 - Muratura in blocchi di cls semipieni (foratura <45%) (LC2) | |
|--|--|
|--|--|

| | |
|--|---|
| Peso specifico | $W = 14 \text{ kN/m}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica | $f_{mk} = 3.7 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio caratteristica | $\tau_{ok} = 0.24 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico fessurato | $E_{fess} = 2960/2 = 1480 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di taglio fessurato | $G_{fess} = 740/2 = 370 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione di calcolo | $f_{md} = 2.0 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a taglio di calcolo | $\tau_{od} = 0.0475 \text{ N/mm}^2$ |

4.4 Acciaio da carpenteria metallica per le nuove strutture

Le caratteristiche meccaniche degli acciai da carpenteria metallica impiegati per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §4.2.1.1 delle **NTC-18**. Inoltre la presenza di giunzioni saldate richiede che gli acciai abbiano una composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui al §4.2.1.3.

In particolare *“Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), [...] recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1” (NTC-18)*. In particolare per i profili in acciaio laminati e il piastrame si prescrive un acciaio S355 conforme alla UNI EN 10025-2. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e rottura f_{tk} adottate in progetto.

| Tipo | Rif. Normativo | t < 40 mm | t < 40 mm | 40mm < t < 80mm | 40mm < t < 80mm |
|------|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | $f_y \text{ nom}$ | $f_t \text{ nom}$ | $f_y \text{ nom}$ | $f_t \text{ nom}$ |
| S355 | UNI EN 10025-2 | 355 N/mm ² | 510 N/mm ² | 335 N/mm ² | 470 N/mm ² |

4.4.1 Zincatura dell'acciaio da carpenteria

L'acciaio da carpenteria dei tralicci dovrà essere di tipo zincato.

La zincatura dovrà essere eseguita in conformità con quanto prescritto dalla UNI EN ISO 14713-1:2017, in riferimento alla classe di corrosività e alla durabilità richieste per la struttura in esame.

La scelta del sistema di protezione da utilizzare dovrà quindi essere effettuata fra i sistemi che offrono la durabilità richiesta per l'ambiente in cui si colloca il manufatto.

4.5 Calcestruzzo per la realizzazione dei plinti di fondazione delle nuove strutture

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegato per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §4.1.2.1 delle **NTC-18**.

In particolare per i plinti si prescrive un calcestruzzo C25/30 conforme alla UNI EN 206 e UNI11104. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | R_{ck} | f_{ck} | f_{cd} | f_{ctd} | E |
|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| - | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² |
| C25/30 | 30 | 24.9 | 14.11 | 1.19 | 31447 |

4.5.1 Classe di esposizione per i calcestruzzi dei plinti di fondazione

Secondo quanto indicato sulla UNI EN206-1, la UNI11104 e l'Eurocodice 2 Sezione 4 si individuano le classi di esposizione ambientale delle strutture in C.A..

La classe di esposizione corrispondente alla corrosione da carbonatazione è la classe XC.

Per definizione i plinti di fondazione ricadono nella classe XC2, cioè un "Ambiente bagnato, raramente asciutto" tipico di strutture di fondazione o interrate.

Una volta definita la classe XC, la norma UNI11104 - prospetto 4 individua la classe minima prescritta per il calcestruzzo.

Nel caso in esame, per la classe XC2:

- classe minima prescritta è la C25/30,
- rapporto acqua/cemento massimo di 0.6
- contenuto minimo in cemento pari a 300 kg/m³.

In funzione della classe XC, tramite l'Eurocodice 2 viene stabilito anche il minimo spessore di copriferro.

In questo caso per strutture in C.A. con classe XC2, il copriferro minimo prescritto è $c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$ (tolleranza di posizionamento delle armature) = 35 mm.

In funzione poi della tipologia strutturale in esame si definisce anche la consistenza che deve avere il calcestruzzo secondo la classe di abbassamento al cono S (slump).

In particolare per fondazioni a plinto si deve avere una classe S4, cioè un abbassamento del cono da 160 a 210 mm.

4.6 Acciaio per micropali

Per i micropali si prescrive un acciaio tipo S355, per le cui caratteristiche meccaniche si rimanda al precedente paragrafo sull'acciaio dei tralicci.

4.7 Calcestruzzo per micropali

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegato per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §4.1.2.1 delle NTC-18.

In particolare per i plinti si prescrive un calcestruzzo C25/30 conforme alla UNI EN 206 e UNI11104. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | R_{ck} | f_{ck} | f_{cd} | f_{ctd} | E |
|--------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| - | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² |

| | | | | | |
|---------------|-----------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| C25/30 | 30 | 24.9 | 14.11 | 1.19 | 31447 |
|---------------|-----------|-------------|--------------|-------------|--------------|

4.7.1 Classe di esposizione per i calcestruzzi dei pali di fondazione

Secondo quanto indicato sulla UNI EN206-1, la UNI11104 e l'Eurocodice 2 Sezione 4 si individuano le classi di esposizione ambientale delle strutture in C.A..

Per la corrosione da carbonatazione si ha la classe XC.

Per definizione i pali di fondazione ricadono nella classe XC2, cioè un "Ambiente bagnato, raramente asciutto" tipico di strutture di fondazione o interrate.

Una volta definita la classe XC, la norma UNI11104 - prospetto 4 individua la classe minima prescritta per il calcestruzzo.

Nel caso in esame, per la classe XC2:

- classe minima prescritta è la C25/30,
- rapporto acqua/cemento massimo di 0.6
- contenuto minimo in cemento pari a 300 kg/m³.

4.8 Acciaio per C.A.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da C.A. impiegato per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §4.1.2.1.1.3 delle **NTC-18**.

In particolare si prescrive un acciaio da armatura B450C conforme alla UNI EN 206 e UNI11104. Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | f_{y nom} | f_{t nom} | f_{yd} | E |
|---------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|---------------|
| - | N/mm2 | N/mm2 | N/mm2 | N/mm2 |
| B450C | 450 | 540 | 391.3 | 210000 |

4.9 Bulloni

Le caratteristiche meccaniche dei bulloni impiegati per gli interventi strutturali previsti, devono essere conformi a quanto prescritto al §11.3.4.6.1 delle **NTC-18**.

In particolare per i bulloni si prescrive una classe 8.8 conforme alla UNI EN 15048-1.

Di seguito si riportano i valori nominali delle tensioni caratteristiche adottate in progetto.

| CLASSE | f_{yb} | f_{tb} |
|---------------|-----------------------|-----------------------|
| - | N/mm2 | N/mm2 |
| 8.8 | 640 | 800 |

4.10 Resina per ancoraggi chimici

Resina tipo Hilti HY-200

4.11 Lastre di cartongesso

Lastre di cartongesso ad elevata densità tipo Diamant”, con peso specifico non minore di 1000 kg/mc.

4.12 Legno lamellare

Legno di abete lamellare GL24H

- classe di servizio 2

$$k_{\text{mod}} = 1$$

$$k_{\text{def}} = 0.8$$

$$\gamma_M = 1.45$$

$$f_{mk} = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,90,k} = 0.4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md} = 16.6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,\text{mean}} = 11600 \text{ N/mm}^2 - \text{carichi istantanei}$$

$$E_{0,\text{mean}} = 6445 \text{ N/mm}^2 - \text{carichi di durata permanente}$$

$$\rho_{g,k} = 380 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{g,m} = 420 \text{ kg/m}^3$$

4.13 FRP

- Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio per rinforzo degli elementi in c.a.:
peso 300 g/m², sp. 0.160 mm, modulo elastico a trazione >240 GPa,
carico di rottura a trazione > 3000 N/mm²
- Resina epossidica bicomponente per l'applicazione di tessuti in fibra di carbonio:
resistenza a trazione >40 MPa

4.14 Elementi dissipativi

Il dispositivo scelto è costituito da una singola o da una coppia di piastre di coprighiunto collegate ad attrito all'estremo dell'asta di controvento. Le piastre sono opportunamente progettate e lavorate per concentrare le deformazioni anelastiche in apposite zone dissipando energia.

Questi elementi sono realizzati da SOMMA International e sono la tipologia denominata HBF. Questi elementi sono realizzati con piastre terminali particolari a risposta isteretica con funzioni dissipative. La sigla identificativa degli elementi è di tipo HBF195/30, dove 195 rappresenta la forza assiale massima supportata dal dispositivo e 30 è lo spostamento massimo assunto come +/- 15 mm.

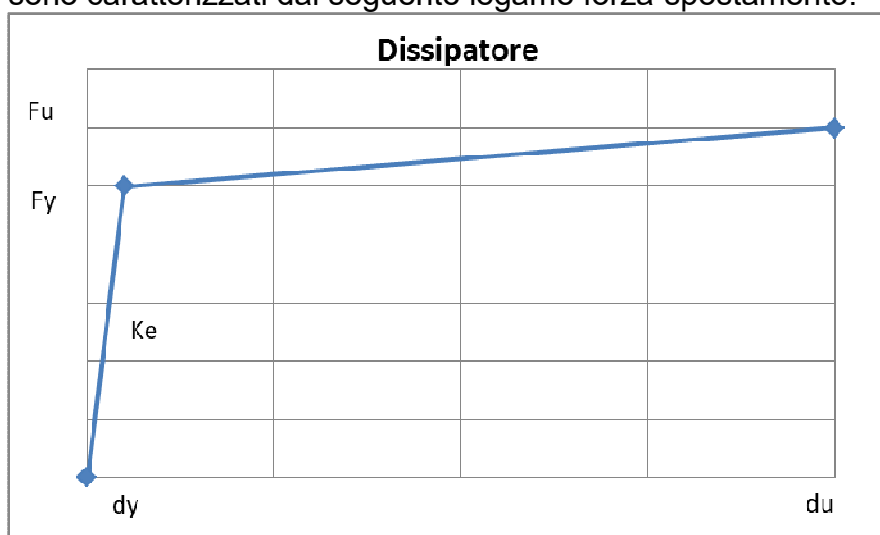
Questi elementi sono realizzati con acciaio EN10025 e trattamento anticorrosivo tramite zincatura a caldo.

Si riporta di seguito una immagine della tipologia HBF di dissipatori.



Immagine tipo elementi HBF da scheda tecnica di Somma International

Nel caso specifico gli elementi dissipativi sono inseriti nelle diagonali dei tralicci verticali di rinforzo e sono caratterizzati dal seguente legame forza-spostamento.



Tipica curva forza-spostamento per i dissipatori

F_y =forza di snervamento, F_u =forza a rottura, d_y =spostamento di snervamento, d_u =spostamento a rottura K_e =rigidezza del tratto elastico.

Le caratteristiche degli elementi utilizzati nel presente progetto sono riportate nelle tabelle seguenti.

| ELEMENTO HBF 195/30 | | | | | |
|---------------------|-------|-------|-------|--------|-------|
| F_y | d_y | F_u | d_u | K_e | K_p |
| kN | mm | kN | mm | kN/m | kN/m |
| 191 | 0.85 | 195 | 30 | 223000 | 282.8 |

Valori caratteristici per elementi dissipativi

5 VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE RESISTENTI NELLO STATO DI PROGETTO

La verifica sismica delle strutture resistenti del fabbricato, è condotta facendo riferimento alle due caratteristiche fondamentali del fabbricato in questione:

- I solai non possono essere considerati come infinitamente rigidi.
- Le strutture resistenti del fabbricato, sono realizzate in molti casi da pannelli murari connessi fra loro (principalmente gli allineamenti interni), ovvero da telai in c.a. collaboranti staticamente con pannelli in muratura (principalmente gli allineamenti esterni con grandi finestrate)

Queste due caratteristiche, comportano come immediata conseguenza che :

- Si valuti la resistenza sismica di ogni singolo allineamento indipendentemente dagli altri.
- Si debba utilizzare un'analisi statica non-lineare per ogni singolo allineamento per poter cogliere correttamente il contributo alla resistenza, fornito da una struttura mista muratura c.a., o mista muratura-c.a.-acciaio dove presente un telaio in acciaio di rinforzo esterno.

I due punti, sono perfettamente indicati all'interno della vigente normativa NTC 2018, in particolare:

- “Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti oppure appartenenti alla stessa parete.[...] Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente” (§7.8.5.1.2-NTC2018)
- “Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidezza, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra loro” (§C7.8.4-Circ. n°617 del 02/02/2009)

5.1 Caratteristiche del modello analizzato

Il modello agli elementi finiti è stato analizzato tramite il programma SAP2000 versione 14.0.0



SAP2000 Advanced 14.0.0

Programma di Analisi Strutturale

Copyright 1976-2009 Computers and Structures, Inc.

Un prodotto di:

Computers and Structures, Inc.

1995 University Ave.

Berkeley, CA 94704

tel: 510-649-2200 fax: 510-649-2299

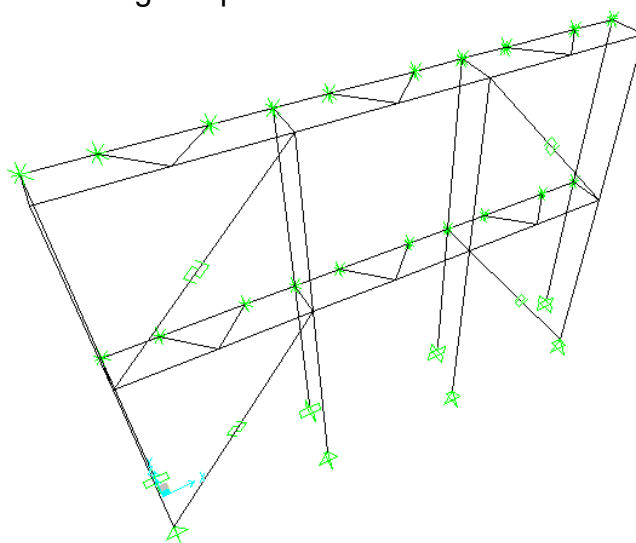
email: info@csiberkeley.com

Nel modello sono stati considerati tutti gli elementi in C.A. e muratura esistenti del fabbricato e tutti gli elementi in acciaio del sistema di rinforzo.

Come già detto, i solai dell'edificio esistente non possono essere considerati infinitamente rigidi, dunque ipotizzando che i solai siano di tipo deformabile si sono analizzati i singoli allineamenti indipendentemente l'uno dall'altro.

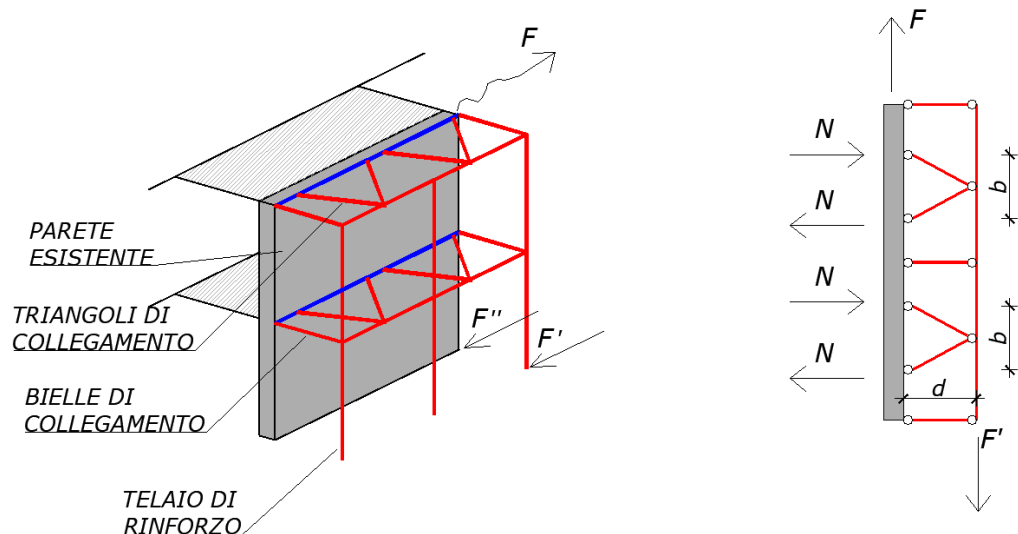
Inoltre su alcuni allineamenti esterni è previsto il sistema di rinforzo di progetto che sarà illustrato successivamente.

Si riporta di seguito una immagine tipo del modello tridimensionale analizzato.



Modello tridimensionale analizzato tipo

A seguire, l'immagine del singolo allineamento rinforzato con il telaio in acciaio esterno, con esemplificazione del funzionamento strutturale; in sostanza le azioni sismiche nascono sulla parete in muratura a causa delle masse qui presenti; la parete in muratura risulta rinforzata dal telaio esterno che assorbe quota parte delle azioni sismiche, che non può traslare rispetto alla parete e per il fatto di essere eccentrico da origine ad azioni "trasversali di ancoraggio" trasmesse alla parete in muratura-solaio attraverso opportuni elementi in acciaio.



F = azione sismica che nasce sull'allineamento parete in virtù della sua massa

$F' + F'' = F$

F = taglio sismico totale

F' = parte di F che viene assorbita dal telaio in acciaio

F'' = parte di F che viene assorbita dalla parete esistente

$N = F'd/(2b)$ = azioni sulla muratura dovute all'eccentricità del telaio di acciaio

F'' impegna la parete esistente come azione nel piano, N se è di compressione è trasmesso dal cordolo al solaio, se è di trazione, ipotizzando che i travetti del solaio non funzionino a trazione, è assorbita dal cordolo in c.a..

5.1.1 Le caratteristiche del modello per il fabbricato esistente

La struttura relativa al fabbricato esistente è stata modellata con elementi di tipo frame.

In particolare le ipotesi assunte per la definizione del modello esistente sono le seguenti:

- Piano deformabile di copertura e di piano primo
- Si ipotizza un comportamento plastico degli elementi con plasticità concentrata alle estremità, mediante cerniere plastiche di tipo duttile (momento) e fragile (taglio)
- I carichi sono stati applicati nei nodi dei pilastri in funzione della loro larghezza di influenza e delle analisi dei carichi
- I pilastri sono stati considerati vincolati con incastri alla base.

5.1.2 Le caratteristiche del modello per la struttura di rinforzo

La struttura in acciaio di rinforzo è stata modellata con elementi di tipo frame.

Le ipotesi assunte per la definizione del modello del sistema di rinforzo sono le seguenti:

- Gli elementi frame verticali e orizzontali del sistema di rinforzo schematizzano elementi in acciaio, collegati con continuità fra di loro.
- Gli elementi diagonali del sistema di rinforzo trasmettono solo sforzo normale avendo rilascio di momento flettente e taglio alle estremità, sono elementi non lineari, ottenuti considerando la combinazione in serie di un elemento non lineare che schematizza il dissipatore e di un elemento elastico-lineare che schematizza la parte rimanente dell'asta. I diagonali sono costituiti da elementi dissipativo tipo HBF 195/30 e tubi Ø159mm sp 16 mm di diverse lunghezze.
- L'elemento finito impiegato per modellare i diagonali è un elemento tipo "Plastic – Wen", caratterizzato da una legge elasto-plastica monoassiale.
Le grandezze che caratterizzano la legge di comportamento dell'elemento Wen sono:
 - rigidezza tratto elastico (definita nella tabella seguente)
 - forza al limite elastico (coincidente con la forza di snervamento del dissipatore)
 - rapporto tra rigidezza del ramo elastico e rigidezza del ramo plastico
 - esponente (assunto pari a 20) che definisce l'acutezza nel passaggio tra il primo e il secondo ramo della bilatera.

| Dissipatore | Rigidezza dissipatore | | Forza al limite elastico |
|-------------|-----------------------|-------------------|--------------------------|
| | Elastica k_{e1} | Plastica k_{p1} | |
| | kN/m | kN/m | Fy kN |
| HBF195/30 | 223000 | 282.8 | 191 |

Le rigidezze equivalenti dei diagonali saranno riportate nei capitoli successivi.

- Alle estremità di tutte le aste in acciaio, là dove esse risultino effettivamente continue con altre convergenti nelle stesse estremità, sono state applicate cerniere plastiche a comportamento duttile (momento e sforzo normale) e fragile (taglio), del tipo "hinge"
- La struttura di rinforzo , è costruttivamente connessa all'esistente, attraverso un sistema che evita che essa sia sottoposta ad azioni ortogonali al proprio piano medio; in sostanza le strutture poste secondo una direzione dello spazio sono sollecitate solo secondo quella direzione. Questa caratteristica costruttiva, viene replicata nel modello, collegando la struttura di rinforzo all'esistente, attraverso "bielle" che per definizione trasferiscono solo sforzo normale, ma non taglio e momento.

5.1.3 Definizione delle cerniere plastiche nelle strutture esistenti e di rinforzo al fine di eseguire l'analisi non-lineare per la verifica sismica

Il comportamento non lineare delle strutture esistenti e di rinforzo, è schematizzato attraverso un modello a plasticità concentrata con cerniere plastiche imposte all'estremità degli elementi.

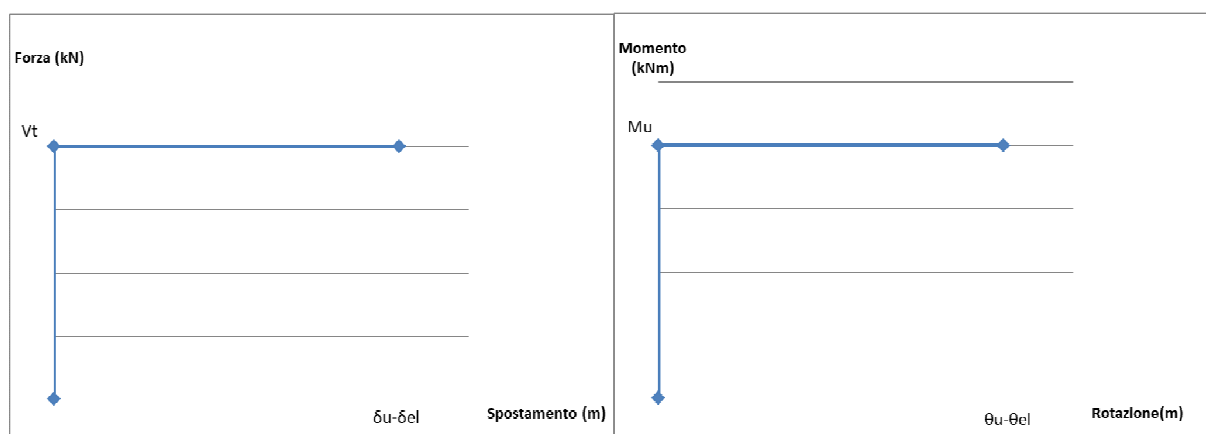
5.2 Maschi di muratura

I maschi in muratura sono caratterizzati da una resistenza a taglio ed una resistenza a pressoflessione nel piano. Dunque si dovrà determinare la resistenza dei maschi secondo quanto indicato sulle NTC2018.

Le resistenze del pannello sono determinate in funzione dello sforzo normale per carichi verticali in combinazione sismica.

Lo spostamento e la rotazione ultime della cerniera plastica è determinata considerando il suo valore decurtato della parte elastica.

Si riporta di seguito un grafico delle cerniere plastiche sugli elementi in muratura.



Cerniere plastiche a taglio e momento per i maschi in muratura

5.2.1 Comportamento a taglio nel piano

Il taglio resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$V_t = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

h = altezza pannello

$b = h/l$ con $1 \leq b \leq 1,5$ coefficiente correttivo per tenere conto della snellezza della parete

σ_0 = tensione normale media sul pannello

τ_{0d} = resistenza a taglio di calcolo della muratura determinata prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del taglio resistente si procede a calcolare lo spostamento elastico massimo secondo la seguente espressione.

$$\delta_{el} = \frac{V_t}{GA} h$$

Questo spostamento sarà decurtato dallo spostamento limite imposto dalle NTC2018 e pari a $0.005h$, ridotto del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.2.2 Comportamento a pressoflessione nel piano

Il momento resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} =$ resistenza a compressione di calcolo della muratura determinato

prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del momento resistente si procede a calcolare la rotazione elastica massimo secondo la seguente espressione.

$$\vartheta_{el} = \frac{M_u}{EJ} h$$

Dove $J = t^3 l^3 / 12$

Questa rotazione sarà decurtata dalla rotazione limite imposta dalle NTC2018 e pari a $0.01h/h$, ridotta del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.3 Pannelli composti da murature di differente tipologia

Negli allineamenti sono presenti alcuni pannelli di muratura realizzati con murature di tipologia diversa.

Negli allineamenti 6 (tra B e E), D e I sono presenti muratura in pietrame accostata a muratura in mattoni pieni che si considerano ben collegate sia allo stato esistente che allo stato di progetto.

Nell'allineamento E sono presenti porzioni di muratura in blocchi alveolari che allo stato esistente risultano essere indipendenti dalla muratura in mattoni pieni adiacenti. Allo stato di progetto si prevedono interventi tali da rendere connessi questi pannelli.

Per analizzare il pannello composto, ci si riporta ad un pannello di muratura con caratteristiche equivalenti.

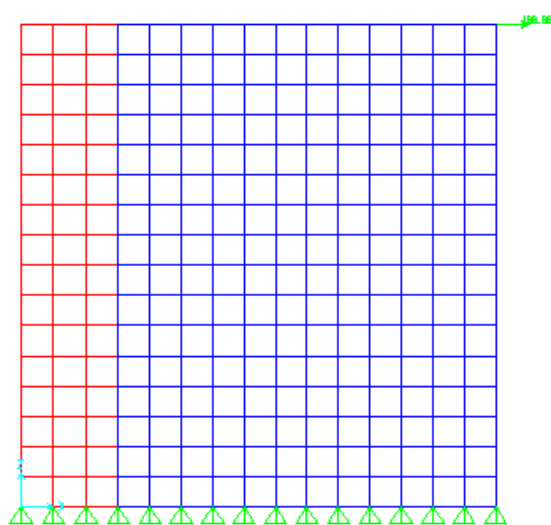
5.3.1 Definizione dello spessore equivalente

Per definire lo spessore equivalente della parete per avere la stessa rigidezza del pannello composto, si realizzano modelli agli elementi finiti piani, così da determinare lo spessore equivalente tale da ripristinare la rigidezza dei pannelli collegati.

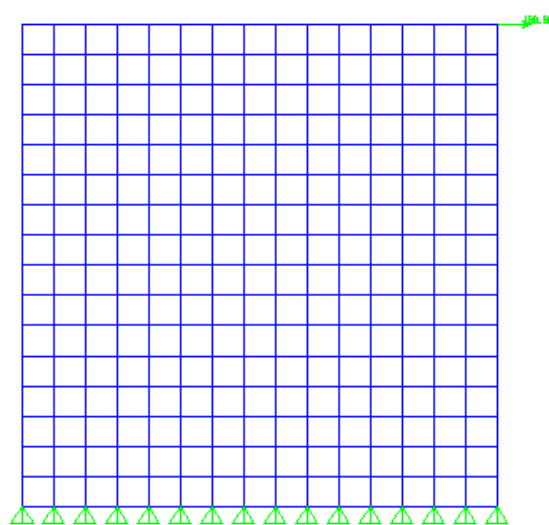
La rigidezza è determinata applicando una forza in testa al pannello e valutandone lo spostamento del pannello composto e del pannello equivalente.

Al pannello equivalente si ipotizza di assegnare le caratteristiche meccaniche della muratura in mattoni pieni definita nei capitoli successivi.

Si riporta un esempio dei due modelli analizzati.



*Modello agli elementi finiti
del pannello composto*



*Modello agli elementi finiti
del pannello equivalente*

5.3.2 Comportamento a taglio del pannello equivalente

La resistenza a taglio del pannello composto è determinata sommando le singole resistenze a taglio dei maschi che compongono il pannello. Si utilizzano le stesse formule dei maschi singoli riportate precedentemente.

Il taglio resistente del singolo maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$V_t = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

h = altezza pannello

$b = h/l$ con $1 \leq b \leq 1,5$ coefficiente correttivo per tenere conto della snellezza della parete

σ_0 = tensione normale media sul pannello

τ_{0d} = resistenza a taglio di calcolo della muratura determinata prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del taglio resistente dei singoli pannelli si determina il taglio resistente totale:

$$V_{Rd} = \sum V_{Rdi}$$

Una volta determinato il taglio resistente totale si procede a calcolare lo spostamento elastico massimo secondo la seguente espressione.

$$\delta_{el} = V_t / (GA') \times h$$

Dove $A' = A/1.2$ è determinato dalla lunghezza totale del pannello composto e dallo spessore equivalente e G è il modulo di taglio della muratura utilizzata per definire l'elemento frame equivalente del modello (in questo caso si è sempre utilizzato il modulo di taglio della muratura in mattoni pieni).

Questo spostamento sarà decurtato dallo spostamento limite imposto dalle NTC2018 e pari a $0.005h$, ridotto del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.3.3 Comportamento a pressoflessione nel piano del pannello equivalente

La resistenza a pressoflessione nel piano del pannello composto è determinata analizzando un maschio in muratura di spessore pari allo spessore minimo delle parti che lo compongono e da una lunghezza pari alla lunghezza totale del pannello composto. Si utilizzano le stesse formule dei maschi singoli riportate precedentemente.

Il momento resistente del maschio murario vale, secondo le indicazioni delle NTC:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

l = lunghezza del pannello composto

t = spessore minimo dei pannelli

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area della sezione calcolata con lunghezza totale del pannello e spessore minimo dei vari pannelli

$f_d = \frac{f_k}{FC \gamma_m}$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura in mattoni pieni

determinato prendendo il valore medio della tabella C8A.2.1 della circolare.

Una volta determinato il valore del momento resistente del pannello composto si procede a calcolare la rotazione elastica massimo secondo la seguente espressione.

$$\vartheta_{el} = \frac{M_u}{EJ} h$$

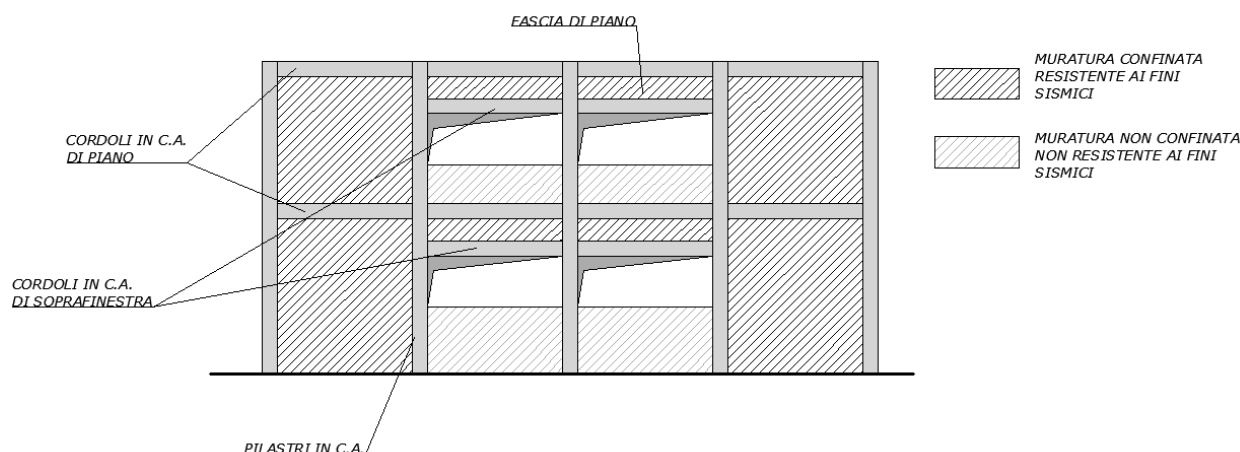
Dove $J = t^3 l^3 / 12$

Questa rotazione sarà decurtata dalla rotazione limite imposta dalle NTC2018 e pari a $0.01h/h$, ridotta del 25% per tenere di conto che stiamo analizzando lo stato limite di salvaguardia della vita invece di quello di collasso.

5.4 Verifica dei puntoni in muratura equivalenti

Come evidenziato dalla figura seguente, all'interno di alcuni allineamenti risultano presenti dei campi di muratura confinata; tale muratura si ritiene resistente ai fini sismici ed è schematizzata attraverso un puntone equivalente.

PARETE MISTA MURATURA-C.A. (SCHEMA COSTRUTTIVO TIPICO)



Per schematizzare tale puntone, si considera una biella di spessore pari a quello della parete e larghezza pari ad 1/10 della diagonale.

I pannelli in esame possono andare in crisi per scorrimento, per compressione diagonale, per schiacciamento degli spigoli o per taglio concentrato sul pilastro in c.a. adiacente: ciascuno di questi meccanismi viene riportato ad una resistenza a compressione equivalente specifica per l'asta in esame.

La trattazione utilizzata per tale schematizzazione, fa riferimento alle trattazioni di Bertoldi, Decanini et al nonché a quanto riportato sull'EC8-1 §5.9.

5.4.1 Cerniere plastiche dei puntoni in muratura

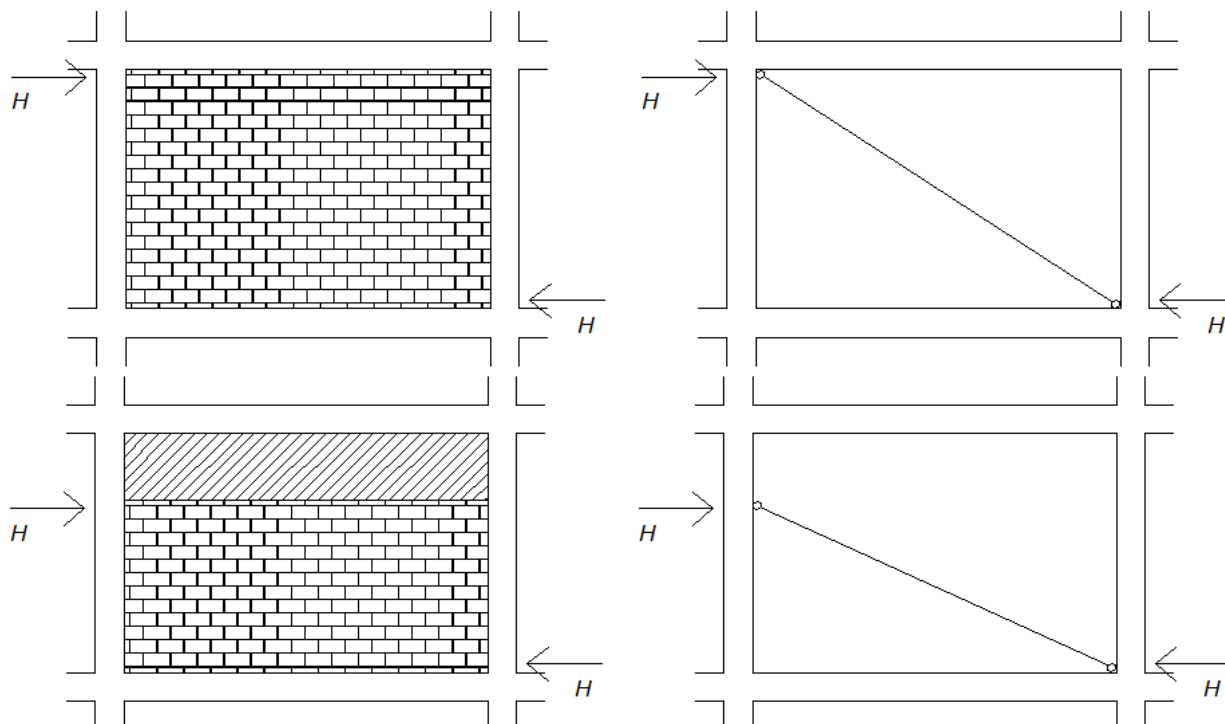
Il puntone in muratura da modello risulta essere soggetto ad uno sforzo normale.

Questo sforzo normale massimo è determinato dal valore minimo tra le resistenze descritte in precedenza che sono rappresentate da una azione orizzontale sul pannello di muratura.

$$H = N_{\text{puntone}} \cos(\theta)$$

Dove θ = angolo del puntone rispetto all'orizzontale

Lo schema di verifica del pannello è il seguente, per il caso di pannello di tamponamento completo o parziale.



La geometria dei pannelli è definita con: l =lunghezza pannello, t =spessore pannello e h =altezza pannello.

Le verifiche da eseguire sui pannelli di muratura sono le seguenti:

-Verifica a scorrimento

$$H \leq \tau_u l t$$

$$\tau_u = \tau_{ok} \sqrt{1 + \frac{0.8h/l - 0.2}{1.5\tau_{ok}} \frac{H}{lt}}$$

Dove
 τ_{ok} =resistenza a taglio della muratura

-Verifica a compressione del diagonale

$$H \leq \frac{\tau_{ok} l t}{0.6}$$

-Verifica a schiacciamento degli spigoli dal pannello

$$H \leq 0.8 f_{mk} \cos^2(\vartheta) \sqrt[4]{\frac{E_{cls}}{E_{muratura}} J h t^3}$$

Dove f_{mk} =resistenza a compressione della muratura,

E_{cls} =modulo elastico del cls dei pilastri del telaio

$E_{muratura}$ =modulo elastico della muratura del pannello

J =media dei momenti di inerzia con asse ortogonale al pannello dei pilastri adiacenti al pannello stesso.

Capita in alcune fasce di piano di dimensioni estese di applicare il puntone equivalente, dunque nella verifica a schiacciamento al posto di E_{cls} e J si utilizza l' E della muratura ed il momento di inerzia J dei maschi adiacenti.

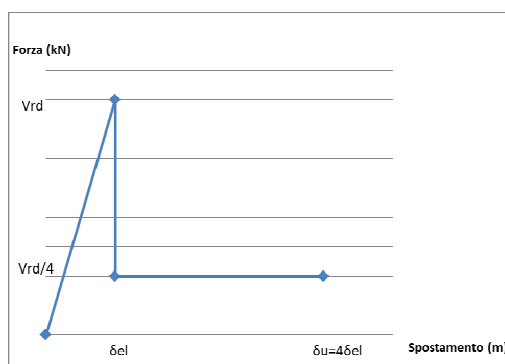
Nella modellazione delle fasce di piano attraverso il puntone diagonale equivalente, solo per comodità di modellazione il puntone è stato “sdoppiato” in due diagonali, una tesa ed una compressa, in modo da avere un unico modello valido indipendentemente dal verso della forza applicata; naturalmente all’atto della verifica, ricordando che nella muratura si instaura solo il puntone, l’azione determinata sulla singola diagonale viene raddoppiata.

-Verifica a taglio dei pilastri adiacenti

Per ovviare al problema del massimo taglio assorbibile dai pilastri adiacenti in CA, si inseriscono delle barre di armatura a collegare la muratura ed i pilastri stessi, come da tavole di progetto relativamente all’intervento di rinforzo delle pareti con betoncino. In questo modo l’azione orizzontale trasmessa dal puntone in muratura sul pilastro adiacente viene distribuita e quindi, a parità di risultante orizzontale trasferita, viene ridotta l’entità del taglio sul pilastro. Alla luce di ciò non è necessario tenere di conto di questo effetto nella definizione della cerniera plastica del puntone equivalente.

5.5 Fasce di piano in muratura interne

Nel caso di fasce di piano in muratura, si considera che queste siano soggette ad una rottura a taglio o flessione; per il taglio la cerniera plastica che si introduce è la seguente, per la rottura a flessione si veda quanto riportato a seguire.



Cerniere plastiche a taglio per le fasce in muratura

5.5.1 Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a taglio e momento

La resistenza a taglio della muratura della fascia di piano è determinata secondo le formule della NTC2018.

La resistenza a taglio V_t viene calcolata con:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd}$$

Si determina dunque la resistenza a trazione del cordolo in c.a. posto all'interno della fascia, determinata ipotizzando 4 ferri diam.12mm, pari a $H_p = 130$ kN.

La resistenza a compressione necessaria per il calcolo del momento resistente flessionale è pari a:

$$H_p = 0.4 \cdot h \cdot t \cdot f_{hd}$$

dove si ipotizza che f_{hd} , la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione perpendicolare, sia pari a $f_{hd} = f_{vd}/3$.

Si prende dunque il minimo tra questi due valori di H_p .

Si determina dunque il valore del momento resistente flessionale della fascia di piano secondo la seguente espressione:

$$M_u = H_p \cdot h / 2 \left[1 - H_p / (0.85 f_{hd} \cdot h \cdot t) \right]$$

Si determina dunque secondo le NTC2018 il seguente valore del taglio resistente corrispondente alla rottura a flessione della fascia:

$$V_u = 2 M_u / l$$

Dove l =lunghezza della fascia di piano.

Come valore del taglio resistente ultimo della muratura V_{Rd} si assume il minimo tra V_t e V_u .

Dai risultati ottenuti si evidenzia che il valore minimo è sempre quello derivante dalla resistenza a taglio della fascia di piano calcolato secondo la prima espressione, cioè V_t .

A questo valore viene sommata la resistenza a taglio dell'elemento in C.A. presente nella fascia di piano (cordolo in C.A. 25x25 armato con 4 ferri Ø12mm).

Una volta determinato il taglio ultimo si procede alla determinazione dello spostamento elastico secondo la seguente espressione:

$$\delta_{el} = \frac{V_{Rd}}{GA} l$$

Dove l =lunghezza della fascia di piano, A =area della sezione della fascia di piano.

5.5.2 Calcolo cerniere plastiche fasce di piano interne a momento

La resistenza a momento è determinata secondo le formule della NTC2018 per le travi in C.A. e per le fasce in muratura.

Si ha sempre sugli allineamenti interni un cordolo in C.A. 25x25 armato con 4 ferri Ø12mm.

Per il calcolo del momento resistente della fascia in muratura si fa riferimento alle formule del paragrafo precedente per M_u .

5.6 Fasce di piano in muratura esterne

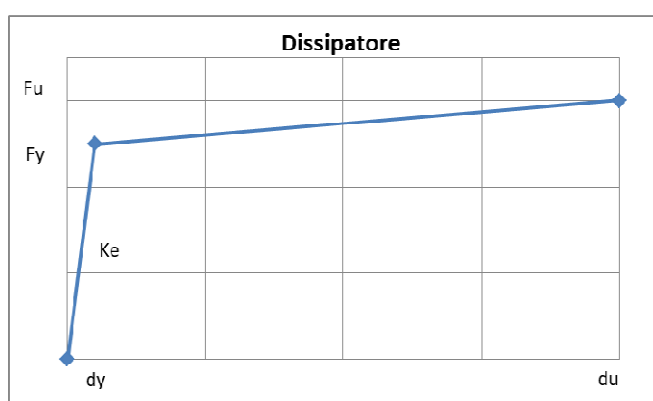
Nel caso di fasce di piano in muratura esterne, si schematizza il loro funzionamento come una reticolare, costituita da due correnti che rappresentano il cordolo di piano e il

cordolo di architrave e da un diagonale che costituisce il pannello equivalente di muratura che effettivamente è compreso tra i due cordoli di piano. Il diagonale è presente solo nella fasce di piano di altezza superiore a circa 1.5m, perché altrimenti non può considerarsi completamente la sua azione.

Nel caso di cordoli esterni in c.a., collegati a profili di rinforzo in acciaio, come resistenza totale degli elementi, si considera la somma delle resistenze dei due componenti.

5.7 Elementi dissipativi

Gli elementi dissipativi sono inseriti nelle diagonali dei tralicci verticali di rinforzo e sono caratterizzati dal seguente legame forza-spostamento.



Tipica curva forza-spostamento per i dissipatori

F_y =forza di snervamento, F_u =forza a rottura, d_y =spostamento di snervamento, d_u =spostamento a rottura e K_e =rigidezza del tratto elastico.

Le caratteristiche degli elementi utilizzati nel progetto in esame sono riportate nelle tabelle seguenti.

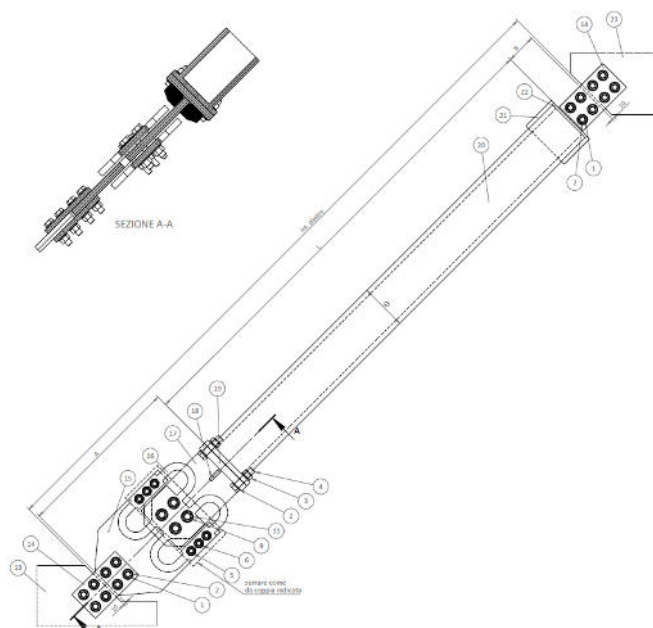
| ELEMENTO HBF 195/30 | | | | |
|---------------------|-------|-------|-------|--------|
| F_y | d_y | F_u | d_u | K_e |
| kN | mm | kN | mm | kN/m |
| 191 | 0.86 | 195 | 15 | 223000 |

Valori caratteristici per elementi dissipativi nei tralicci

5.8 Elementi diagonali delle strutture di rinforzo composti da dissipatore e profilo tubolare

Gli elementi diagonali del sistema di rinforzo, sono realizzati con i dissipatori indicati, in serie a profili tubolari di opportuna sezione, collegati fra loro con continuità;

Per congruenza lo spostamento totale dell'elemento è la somma dei singoli spostamenti, mentre evidentemente la sollecitazione cui sono sottoposti è la medesima.

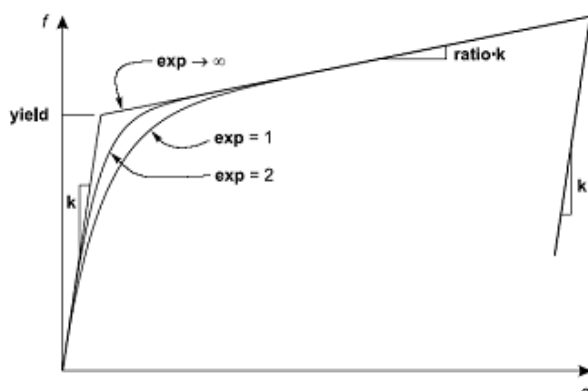


L'elemento finito impiegato per modellare i diagonali è un elemento tipo "Plastic – Wen", caratterizzato da una legge elasto-plastica monoassiale.

Le grandezze che caratterizzano la legge di comportamento dell'elemento Wen sono:

- rigidezza tratto elastico
- forza al limite elastico
- rapporto tra rigidezza del ramo elastico e rigidezza del ramo plastico
- esponente (assunto pari a $n=20$) che definisce l'acutezza nel passaggio tra il primo e il secondo ramo della bilatera

Si riporta di seguito un grafico del modello di Wen.



Comportamento plastico secondo il modello di Wen

Yield=Forza di snervamento F_y
Ratio=rapporto tra rigidezze $=k_p/k_e$
 k =rigidezza elastica $=k_e$
exp=parametro n

E' opportuno sottolineare che l'elemento wen utilizzato nel modello agli elementi finiti è caratterizzato da un punto di snervamento e dalla pendenza del ramo plastico, non è possibile definire il punto di rottura ed il grafico prosegue con la pendenza del tratto plastico senza un limite. Al contrario, nel comportamento effettivo della struttura di rinforzo, una volta superato un determinato valore di forza (coincidente con la forza di

rottura del dissipatore), l'elemento diagonale perde completamente di rigidità ed il traliccio di rinforzo assume un comportamento a telaio privo dei diagonali.

Per ovviare a tale incongruenza tra il modello agli elementi finiti si assume come punto di rottura della curva pushover il valore corrispondente alla rottura dell'elemento di rinforzo.

Nel caso in esame l'elemento Wen deve simulare l'asta composta da dissipatore e tubolare, le grandezze di riferimento sono quindi ottenute considerando i suddetti elementi in serie.

5.8.1 ***Rigidità equivalente***

La rigidità dell'elemento Wen, sia per il tratto elastico che per il tratto plastico, è determinata attraverso le seguenti espressioni

$$\frac{1}{k_e} = \frac{1}{k_{e1}} + \frac{1}{k_{e2}} \qquad \frac{1}{k_p} = \frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}}$$

essendo k_{e1} , k_{p1} le rigidità elastiche e plastiche del sistema 1 (dissipatore) e k_{e2} , k_{p2} quelle del sistema 2 (profilo tubolare).

Le rigidità del dissipatore vengono fornite dal produttore stesso.

| HBF 195/30 | | |
|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| F_y | k_{e1} | k_{p1} |
| kN | kN/m | kN/m |
| 191 | 223000 | 282.8 |

Dissipatore del traliccio

Per quanto riguarda il tubolare, come condizione di progetto si impone che il profilo rimanga sempre elastico, si ottiene quindi che la rigidità elastica coincide con quella plastica e corrisponde alla rigidità assiale del profilo scatolare determinata secondo la seguente espressione.

$$k_{e2} = k_{p2} = \frac{E_s A}{l_d}$$

Dove E_s =modulo elastico dell'acciaio, A =area della sezione profilo tubolare e l_d =lunghezza del profilo tubolare.

I tubolari che si sono utilizzati sono i seguenti:

- Traliccio = profilo tubolare Ø159 sp.16mm;

Per la definizione del diagonale del traliccio di rinforzo, questo giunge a snervamento o a rottura quando il dissipatore raggiunge tali stadi.

Le corrispondenti forze vengono quindi assunte coincidenti con le relative grandezze del dissipatore.

5.8.2 Grafico forza-spostamento

Le grandezze riportate nella tabella precedente sono riportate nel grafico seguente in cui si evidenzia il comportamento dei singoli elementi e del diagonale equivalente utilizzato per la definizione dell'elemento non lineare equivalente Wen.

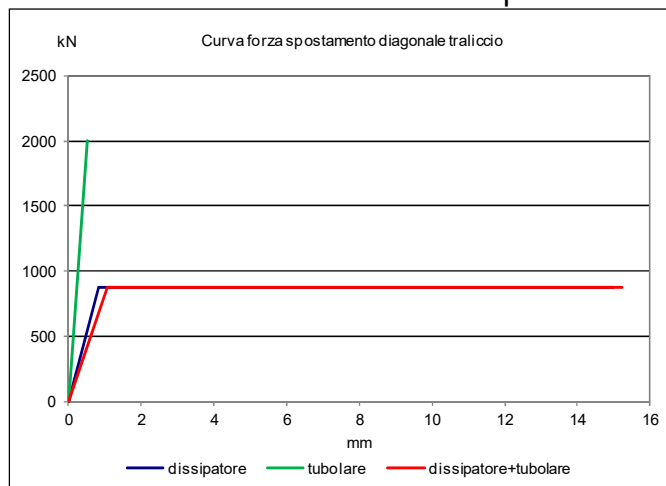
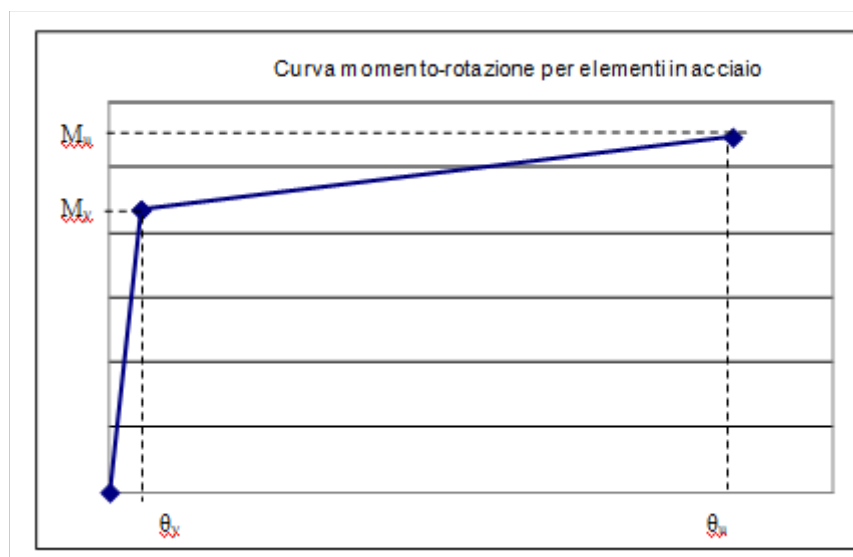


Grafico forza spostamento tipo degli elementi diagonalali

5.9 Cerniere plastiche degli elementi in acciaio di nuova realizzazione

5.9.1 Cerniere plastiche di tipo duttile a momento

Le cerniere plastiche di tipo duttile a momento per gli elementi in acciaio dei tralicci di rinforzo (travi e pilastri) sono caratterizzate dal grafico momento – rotazione del tipo riportato nel grafico seguente.



Tipica curva momento-rotazione utilizzata per schematizzare i tratti terminali degli elementi finiti

Per ciascuna direzione, il comportamento è simmetrico nei due versi dell'azione.

Le grandezze riportate nel grafico sono determinate nel modo seguente:

Momento di snervamento M_y

Rappresenta il momento al limite elastico della sezione in acciaio, determinato utilizzando il modulo di resistenza elastico della sezione e la tensione di snervamento dell'acciaio.

La resistenza caratteristica del materiale per la determinazione dei momenti della cerniera è divisa per il coefficiente $\gamma_m=1.05$.

Momento ultimo M_u

Rappresenta il momento ultimo della sezione in acciaio, determinato utilizzando il modulo di resistenza plastico della sezione e la tensione di snervamento dell'acciaio.

La resistenza caratteristica del materiale per la determinazione dei momenti della cerniera è divisa per il coefficiente $\gamma_m=1.05$.

Rotazione a snervamento θ_y

Il valore della rotazione a snervamento viene desunto dal **Prospetto B6 dell'EC8 Parte 3 Adeguamento edifici § B.5.2**.

Nell'ipotesi di connessioni del tipo "*IWUFCs - Improved welded unreinforced flange connections*" come nel caso in esame, il valore della rotazione a snervamento, corrispondente allo stato limite considerato, risulta pari a $\theta_y=0.013$ rad

Rotazione a rottura θ_u

Il valore a rottura viene desunto dal **Prospetto B6 dell'EC8 Parte 3 Adeguamento edifici § B.5.2**.

Nell'ipotesi di connessioni del tipo "*IWUFCs - Improved welded unreinforced flange connections*" come nel caso in esame, il valore della rotazione a snervamento, corrispondente allo stato limite considerato, risulta pari a $\theta_u=0.05$ rad

5.9.2 Funzionamento a sforzo normale degli elementi di acciaio

Il comportamento per sforzo normale degli elementi finiti schematizzanti gli elementi del traliccio è controllato attraverso una proprietà attribuita assegnata all'elemento frame (hinge).

In particolare si considera un legame forza-spostamento di tipo bi-lineare in trazione e lineare in compressione, con comportamento non simmetrico a compressione e a trazione a causa di fenomeni di instabilità.

Le grandezze che caratterizzano tale andamento sono riportate di seguito

Forza di snervamento a trazione

$$F_{y+}=A \cdot f_{yk}/1.05 \quad \text{forza di snervamento a trazione}$$

Spostamento di snervamento a trazione

$$d_{y+} = F_y/(EA) \cdot l \quad \text{spostamento a snervamento a trazione}$$

Forza di rottura a trazione

$$F_{u+}=0.9 \cdot A \cdot f_{tk}/1.25 \quad \text{forza ultima a trazione}$$

Spostamento di rottura a trazione

$$d_{u+} = F_u / (EA) \cdot l \quad \text{spostamento ultimo a trazione}$$

Forza di snervamento a compressione

$$F_y = N_{b,Rd} \quad \text{forza di snervamento a compressione (coincidente con la resistenza a stabilità)}$$

Nel ramo della compressione il comportamento dell'elemento è di tipo fragile e il punto di snervamento e rottura coincidono e corrispondono all'instabilità del profilo.

5.9.3 Funzionamento a taglio degli elementi di acciaio

Analogamente a quanto effettuato per i pilastri in c.a., anche il comportamento a taglio degli elementi finiti schematizzanti le aste metalliche è controllato attraverso una proprietà attribuita assegnata all'elemento frame (hinge) che considera che l'elemento giunga a rottura allorché si raggiunge valore di taglio massimo sopportabile dalla sezione resistente determinato secondo le indicazioni delle NTC2018.

Le resistenze caratteristiche dell'acciaio sono divise per il coefficiente sui materiali $\gamma_m = 1.05$.

5.10 Cerniere plastiche elementi in C.A. esistenti

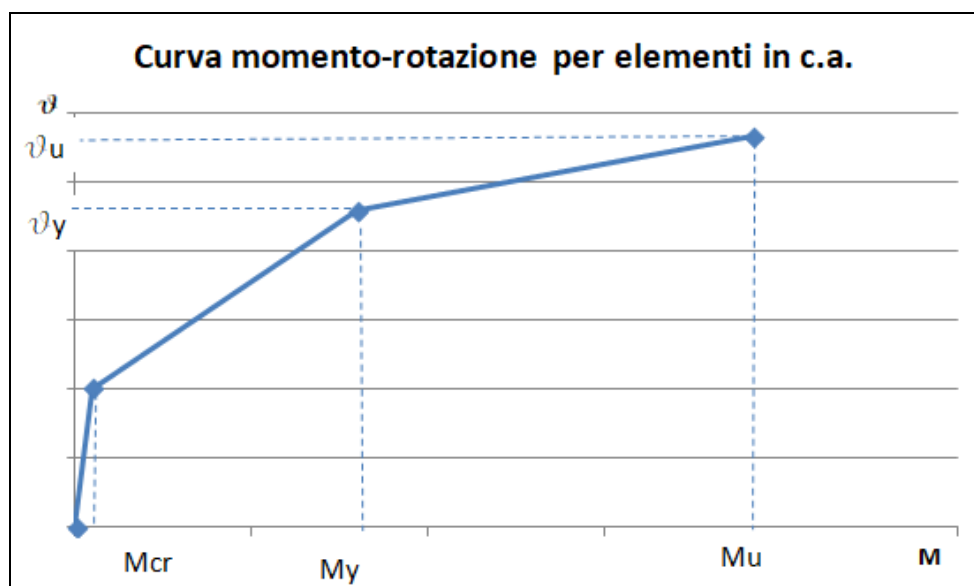
5.10.1 Cerniere plastiche di tipo duttile a momento

Le cerniere plastiche di tipo duttile per gli elementi in C.A. sono caratterizzate da un diagramma Momento-Rotazione definito in accordo con EC8.

Le resistenze caratteristiche di calcestruzzo e acciaio da armatura per determinare le cerniere sono divise per il fattore di confidenza FC riportato nei capitoli precedenti, il tutto con riferimento alla Circolare esplicativa n.617, paragrafo §C8.7.2.4, tabella C8.4.

Nel caso dei pilastri, i diagrammi momento-curvatura sono tracciati mettendo in conto lo sforzo normale nella sezione. Il valore dello sforzo normale è quello riferito alla combinazione sismica.

Si riporta di seguito una curva tipica momento-rotazione per gli elementi in C.A.



Tipica curva momento-rotazione utilizzata per schematizzare i tratti terminali degli elementi finiti.

Nel programma agli elementi finiti, per la definizione della curva sopra riportata, il primo ramo (elastico) viene automaticamente considerato dal programma in base alla definizione delle sezioni stesse, pertanto nella definizione del diagramma, alle capacità di rotazione alla corda totali θ_u e θ_y specificate dalla Norma, si è sottratta la capacità di rotazione elastica alla corda dovuta all'elasticità dell'elemento, che è già tenuta di conto, appunto, dal programma a seguito della modellazione effettuata, indipendentemente dall'inserimento della cerniera plastica. Nel grafico le grandezze riportate sono determinate nel modo seguente:

Momento di prima fessurazione M_{cr}

Momento sollecitante che nella sezione genera una tensione pari alla resistenza a trazione del calcestruzzo $f_{ctm}=2.63 \text{ N/mm}^2$.

Momento ultimo M_u

Momento resistente della sezione in C.A., determinato secondo le indicazioni del capitolo NTC2018.

Rotazione alla corda a snervamento θ_y

Rotazione alla corda a snervamento della sezione in C.A., determinata in accordo con il paragrafo §C8.7.2.5 della Circ. n. 617 "Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato" secondo la seguente espressione:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}}$$

$$\theta_{y'} = \theta_y - \theta_e$$

Dove ϕ_y = curvatura a snervamento della sezione in C.A., L_v =rappresenta la luce di taglio pari al rapporto tra momento sollecitante e taglio sollecitante (per i pilastri è pari all'altezza del pilastro stesso.), h =lunghezza dell'elemento in C.A., d_b =diametro medio delle barre longitudinali, f_{yk} =resistenza caratteristica delle barre in acciaio e

f_{ck} =resistenza caratteristica del calcestruzzo (le resistenze caratteristiche sono divise per il fattore di confidenza FC elencato nei capitoli precedenti).

Rotazione alla corda a rottura θ_u

Rotazione alla corda a rottura della sezione in C.A., determinata a partire dalla capacità rotazionale allo stato limite di collasso (§C8.7.2.5 della Circ. n. 617 "Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato") secondo la seguente espressione
 $\theta_{SLV} = \frac{3}{4} \theta_u$

La capacità rotazionale a collasso è determinata in accordo con il paragrafo §C8A.6.1 della Circ. n. 617 "Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in calcestruzzo armato e in acciaio" secondo la seguente espressione:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\vartheta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

$$\theta_u' = \theta_u - \theta_e$$

Dove ϕ_y = curvatura a snervamento della sezione in C.A., ϕ_u = curvatura a rottura della sezione in C.A., L_v =rappresenta la luce di taglio pari al rapporto tra momento sollecitante e taglio sollecitante (per i pilastri è pari all'altezza del pilastro stesso.) e $\gamma_{el}=1.5$ per gli elementi primari.

Inoltre L_{pl} =lunghezza di cerniera plastica determinato secondo la seguente espressione:

$$L_{pl} = 0.1 L_v + 0.17 h + 0.24 \frac{d_b f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}}$$

Dove L_v =rappresenta la luce di taglio pari al rapporto tra momento sollecitante e taglio sollecitante (per i pilastri è pari all'altezza del pilastro stesso.), h =lunghezza dell'elemento in C.A., d_b =diametro medio delle barre longitudinali, f_{yk} =resistenza caratteristica delle barre in acciaio e f_{ck} =resistenza caratteristica del calcestruzzo (le resistenze caratteristiche sono divise per il fattore di confidenza FC elencato nei capitoli precedenti).

Rotazione alla corda elastica θ_e

Tenendo conto che le cerniere plastiche sono concentrate nelle sezioni iniziali e finali degli elementi, ed indicando con L_v la luce di taglio, la rotazione alla corda dovuta alla modellazione elastica dell'elemento, in corrispondenza del momento M_{cr} , è:

$$\theta_e = M_{cr} / L_v \left(L_v^2 / 3 E J + \chi / G A \right)$$

La curva di funzionamento della cerniera plastica inserita nel programma di calcolo agli elementi finiti è una approssimazione della curva reale ed è anch'essa riportata nel soprastante grafico.

5.10.2 Funzionamento a taglio dei pilastri

Analogamente a quanto effettuato per lo sforzo normale, anche il comportamento a taglio degli elementi finiti schematizzanti i pilastri è controllato attraverso una proprietà attribuita assegnata all'elemento frame (hinge) che considera che l'elemento giunga a rottura allorché si raggiunga il valore di taglio massimo sopportabile dalla sezione determinato secondo le indicazioni delle NTC2018.

Si determinano le cerniere per le due direzioni di applicazione del taglio sollecitante, ricordando che trattandosi di elementi esistenti, il taglio resistente è determinato come somma dei contributi di trave non armata a taglio e di quello dovuto all'armatura a taglio disposta nella trave. Le resistenze caratteristiche di calcestruzzo e acciaio da armatura sono divise per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente sui materiali γ_m .

5.11 Esecuzione dell'analisi statica non lineare (PUSHOVER)

La struttura del fabbricato esistente e quella complessiva costituita dalla esistente e da quella di rinforzo, sono state sottoposte ad una analisi statica non lineare di tipo pushover.

L'analisi consiste nell'applicare una forza orizzontale secondo una certa direzione in corrispondenza di un punto di controllo (nel nostro caso un punto in sommità del singolo allineamento) e controllare la risposta della struttura al crescere della forza stessa, coerentemente con quanto riportato al §7.3.4.2-NTC 2018.

La risposta della struttura si arresta in corrispondenza del primo elemento strutturale che va a rottura secondo le caratteristiche di comportamento non-lineare per gli elementi descritte in precedenza.

Al sistema strutturale reale viene quindi associato un sistema strutturale equivalente non lineare ad un grado di libertà. Si ottiene in questo modo un diagramma $F_b - d_c$ (taglio alla base – spostamento orizzontale del punto di controllo), che rappresenta la curva di capacità della struttura.

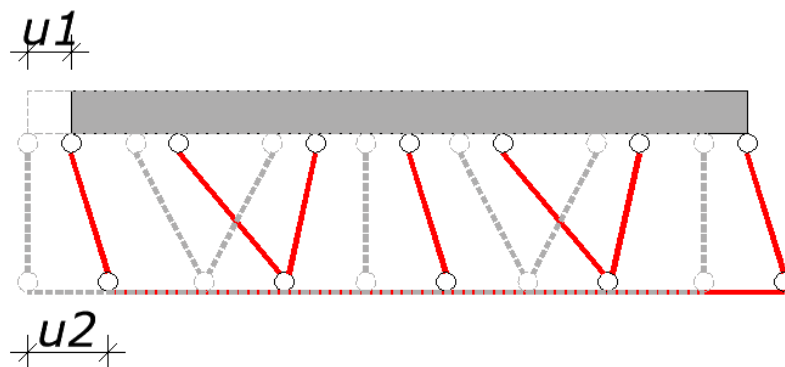
Le strutture da indagare con analisi push-over come indicato, sono i singoli allineamenti; risultano rispettati i requisiti normativi per poter effettuare l'analisi push-over.

In accordo con quanto richiesto al §7.8.1.6-NTC2018:

- la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2 e al §7.8.1.6 stesso;
- si verifica che nessuno degli elementi strutturali modellati sia collassato in corrispondenza del punto di rottura;
- la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare (q^*), ecceda il valore 4.0.

Nel particolare caso in esame, la domanda in spostamento utilizzata ai fini delle verifiche deve essere amplificata attraverso un coefficiente correttivo che tiene conto dell'eccentricità tra il punto di applicazione della forza e il sistema di rinforzo resistente alle azioni orizzontali.

Coerentemente con la trattazione “The extension of the N2 method to asymmetric buildings”, Fajfar P., Kilar V. et al., il coefficiente amplificativo viene determinato a partire dalla stima degli spostamenti ricavati dall’analisi dinamica lineare dei singoli allineamenti, come mostrato in via esemplificativa di seguito.



u_1 = spostamento orizzontale della parete in muratura da analisi dinamica lineare

u_2 = spostamento orizzontale del telaio in acciaio da analisi dinamica lineare

coefficiente correttivo = $u_2/u_1 > 1$

5.12 Risposta alle diverse componenti dell’azione sismica

Al §7.3.5-NTC 2018 viene prescritto che, nel caso di analisi dinamica o statica, lineare o non lineare, la risposta sia calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l’espressione $1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$

In particolare gli effetti più gravosi devono ricavarsi dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

Nel particolare caso in esame:

- la componente verticale dell’azione sismica può non essere considerata, non sussistendo le condizioni del §7.2.2-NTC 2018 (presenza di elementi orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, costruzioni con isolamento)
- i solai di tipo deformabile rendono indipendenti gli allineamenti che dunque risultano essere interessati da azioni orizzontali solo secondo la loro direzione principale, pertanto l’influenza del 30% dell’azione nell’altra direzione risulta irrisoria.

Inoltre, essendo la struttura rinforzata non simmetrica come anche le pareti sul fabbricato, l’analisi è condotta, considerando entrambi i possibili versi dell’azione applicata. I risultati ottenuti sono sostanzialmente analoghi, non differendo di molto il comportamento del traliccio con diagonale sottoposto a trazione o a compressione.

5.13 Distribuzione di forze considerate

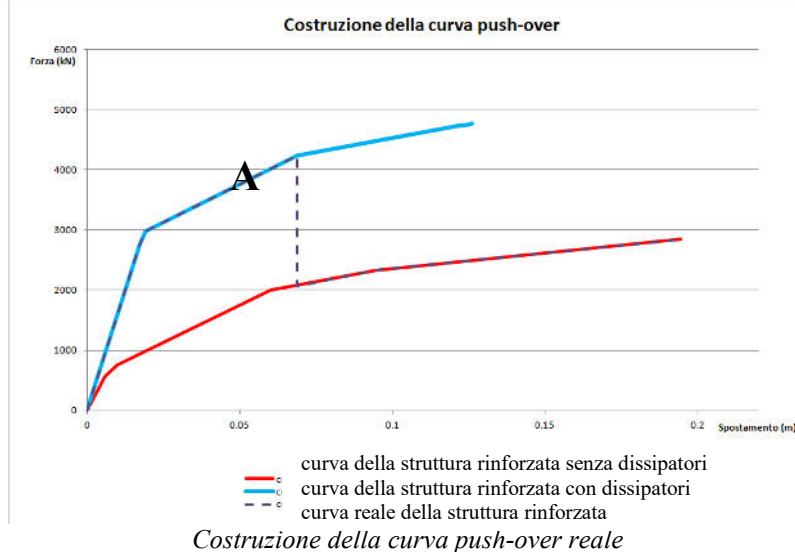
Ai sensi di quanto riportato al §7.3.4.2-NTC 2018 “Analisi non lineare statica”, per sviluppare un’analisi statica non lineare devono essere considerate almeno due distribuzioni di forze d’inerzia, ricadenti l’una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l’altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

In particolare, il gruppo 1 prevede l’applicazione di una forza a livello di ciascun piano, con distribuzione proporzionale alle forze statiche e il gruppo 2 prevede l’applicazione di una forza a livello di ciascun piano con distribuzione costante lungo l’altezza dell’edificio.

5.14 Procedimento di analisi statica non lineare

Nei dettagli, l’applicazione del procedimento precedente, si è sviluppata secondo le seguenti fasi:

- 1) Analisi statica sulla struttura per carichi gravitazionali.
- 2) Analisi di “spinta” sulla struttura rinforzata, fino a rottura, registrandone la risposta in termini di spostamento secondo i due gruppi di carico considerati agenti in senso positivo e negativo rispetto alla direzione principale della parete.
- 3) L’analisi condotta sulla struttura esistente rinforzata, mostra che di solito i primi elementi strutturali a rompersi, sono o i dissipatori nelle diagonali o i pannelli di muratura equivalente: una volta raggiunto tale limite, la struttura esistente in serie a quella di rinforzo ha ancora capacità di spostamento, ma naturalmente per forze minori e dunque si interrompe l’analisi.
- 4) La curva pushover della struttura rinforzata è ottenuta a partire da quella della struttura con i diagonali fino al punto di rottura di questi ultimi, se invece l’allineamento è sprovvisto di un sistema di rinforzo, la curva pushover si spinge fino a raggiungere il punto di rottura di uno degli elementi esistenti.



Ai fini delle verifiche normative, relative al presente progetto, visto che trattasi appunto del progetto di rinforzo di una struttura esistente, e non di indagare il suo esatto comportamento fino a rottura, si trascura a vantaggio di sicurezza, la fase di comportamento oltre il punto **A**, ovvero si ammette come rottura della struttura, la situazione in cui il primo elemento arriva a rottura.

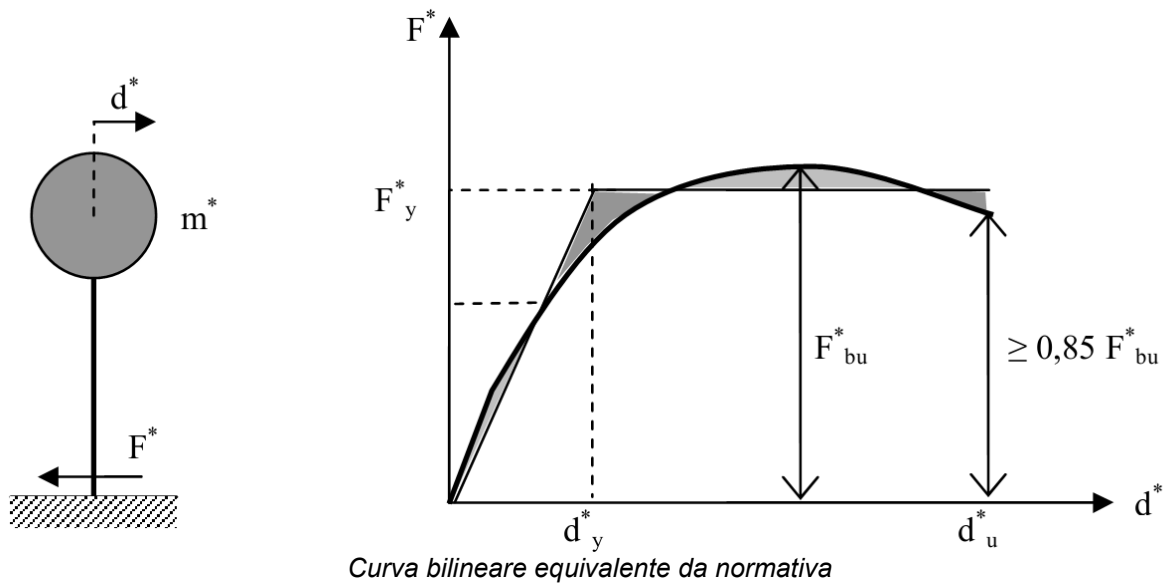
Una volta determinato il grafico di forza-spostamento completo, si può procedere con il procedimento dell'analisi statica non lineare di tipo pushover:

- 1) Si costruisce la curva con andamento bilineare equivalente per il sistema secondo quanto riportato nella **§C7.3.4.1-Circ. n. 617**;
- 2) la curva determinata deve essere opportunamente divisa per la massa totale dell'allineamento per determinarne la curva bilineare accelerazione-spostamento;
- 3) Si procede al calcolo dello spettro elastico in termini di spostamento a partire dallo spettro elastico ridotto in termini di accelerazioni agli SLV come riportato al **§3.2.3.2.3-NTC2018**;
- 4) Si confrontano lo spettro elastico in termini di spostamento (curva di domanda) con la curva bilineare accelerazione-spostamento (curva di capacità).
- 5) Si incrementa lo spostamento massimo richiesto di un coefficiente che tiene conto dell'eccentricità dei telai di rinforzo rispetto all'allineamento, questo coefficiente è rappresentato dal rapporto tra lo spostamento della struttura esistente e della struttura di rinforzo determinato da una analisi modale del modello tridimensionale. Si veda quanto riportato precedentemente sulle condizioni generali di verifica.

5.14.1 Costruzione della curva bilineare equivalente

A partire dalla grafico forza-spostamento del sistema reale, ricavato dall'analisi Push-Over si passa alla curva equivalente del sistema a un grado di libertà, secondo le indicazioni contenute al **§C7.3.4.1-Circ. n. 617**.

Si richiede dunque che al sistema reale sia associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.



Dove F^* e d^* (forza e spostamenti del sistema equivalente) sono determinati da quelli del sistema reale F e d (forza e spostamenti del sistema reale).

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

Dove Γ è il fattore di partecipazione modale.

Il fattore di partecipazione modale è definito dalla seguente espressione.

$$\Gamma = \frac{d \cdot U_x}{ModalMass}$$

Le grandezze per definire questo coefficiente sono determinate a partire dall'analisi modale della struttura con il modello agli elementi finiti, da cui si determina lo spostamento massimo d , il fattore di partecipazione dell'analisi modale del modello agli elementi finiti U_x e il fattore di scala $ModalMass$.

La curva bilineare equivalente è ricavata da quella reale (con ramo discendente interrotto al valore $0,85 F_{bu}$, dove F_{bu} =forza massima del sistema reale).

Si determina dunque il valore di F_y e d_y mediante le seguenti ipotesi:

- pendenza del tratto lineare $k^* = F_y / d_y$
- passaggio del tratto elastico dal punto $0,7 F_{bu}^*$
- spostamento ultimo coincidente con quello della curva reale con ramo discendente interrotto al valore $0,85 F_{bu}$
- coincidenza delle aree sottese dalle due curve.

5.14.2 Calcolo dello spettro in termini di spostamento

Lo spettro in termini di spostamento è determinato secondo quanto riportato nella NTC2018 al paragrafo §3.2.3.2.3.

Lo spettro in termini di spostamento è determinato secondo la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_E(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Dove $S_E(T)$ = spettro elastico in termini di accelerazioni e T = periodo.

Questo valore è determinato con lo spettro elastico in termini di accelerazioni opportunamente ridotto tramite il coefficiente di smorzamento in termini dissipativi determinato secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti.

5.14.3 Determinazione della domanda in termini di spostamento

Per determinare la domanda in termini di spostamento anelastica si distinguono due casi:

- Se $T^* > T_c$, lo spostamento anelastico coincide con lo spostamento elastico per $T = T^*$, cioè per lo spostamento al limite elastico della curva bilineare equivalente $d_{e,max}$.
- Se $T^* < T_c$, si deve determinare lo spostamento anelastico secondo la seguente espressione:

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

Dove q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. ($q^* = S_{e,max} \cdot \text{massa} / F_y^*$).

5.14.4 Verifiche da analisi pushover

Una volta determinato la domanda in termini di spostamento, si verifica che questa sia inferiore allo spostamento ultimo della curva bilineare equivalente.

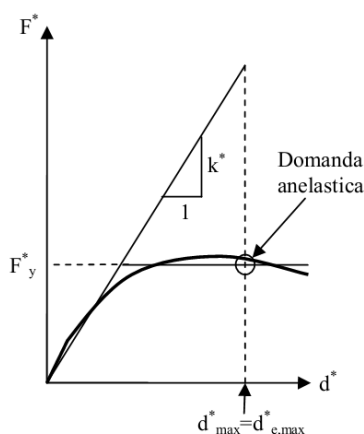


Figura C7.3.2a – Spostamento di riferimento per $T > T_c$

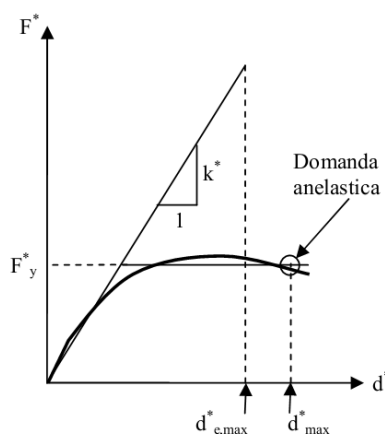


Figura C7.3.2b – Spostamento di riferimento per $T \leq T_c$

Procedimento grafico verifica analisi pushover

Inoltre si deve verificare che il valore di q^* sia inferiore a 4.

5.14.5 Determinazione dello spettro anelastico ridotto

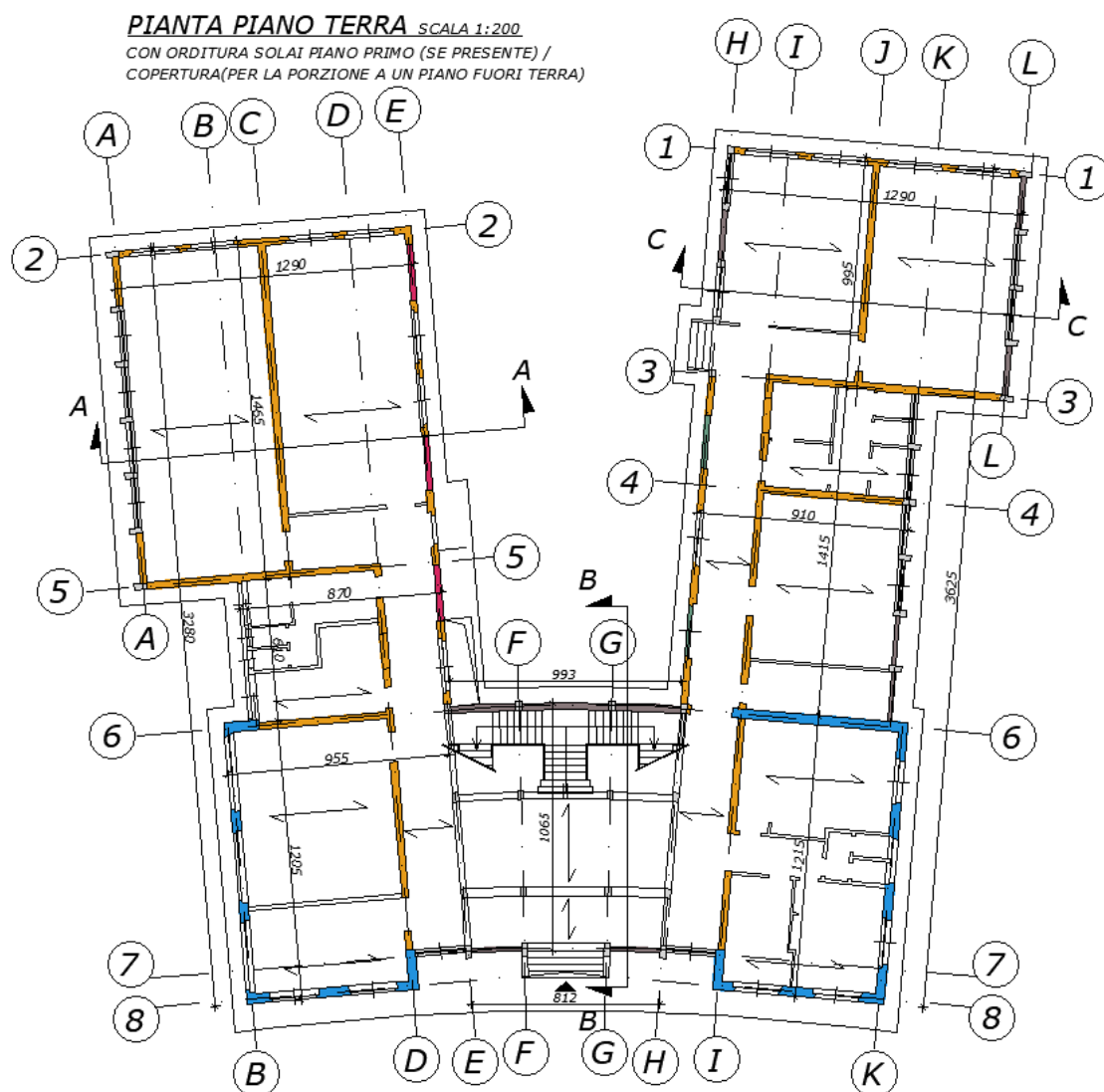
Una volta effettuata la verifica si determina lo smorzamento necessario per avere che lo spettro anelastico ridotto intercetti la curva di capacità in corrispondenza dello spostamento massimo determinato in precedenza.

Per determinare lo spettro anelastico ridotto a partire dallo spettro elastico si applica la seguente riduzione:

- Ordinate (accelerazioni) sono ridotte dividendole per il valore del fattore di riduzione determinato secondo le espressioni precedenti;
- Ascisse (spostamenti) sono ridotti dividendole per il valore del fattore di riduzione determinato secondo le espressioni precedenti e moltiplicandole per la duttilità in termini di spostamento.

6 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) DEGLI ALLINEAMENTI IN MURATURA

Si riporta a seguire la planimetria dell'edificio con indicazione degli allineamenti verificati a seguire.



A seguire sono riportati i principali risultati delle push-over, per la definizione delle cerniere plastiche, la costruzione delle curve push over e la definizione dei relativi punti caratteristici si rimanda al relativo elaborato allegato.

6.1 Allineamento 1

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e da architravi soprafinestra 25x15 in C.A. armato con 4Ø8.

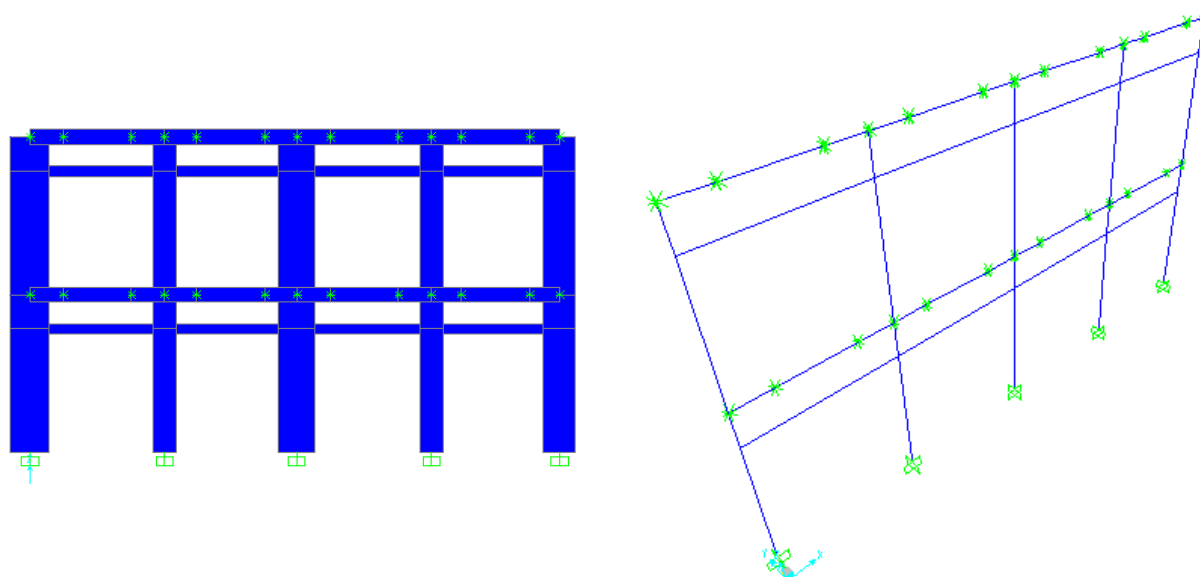
Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 80 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da 1 profili UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

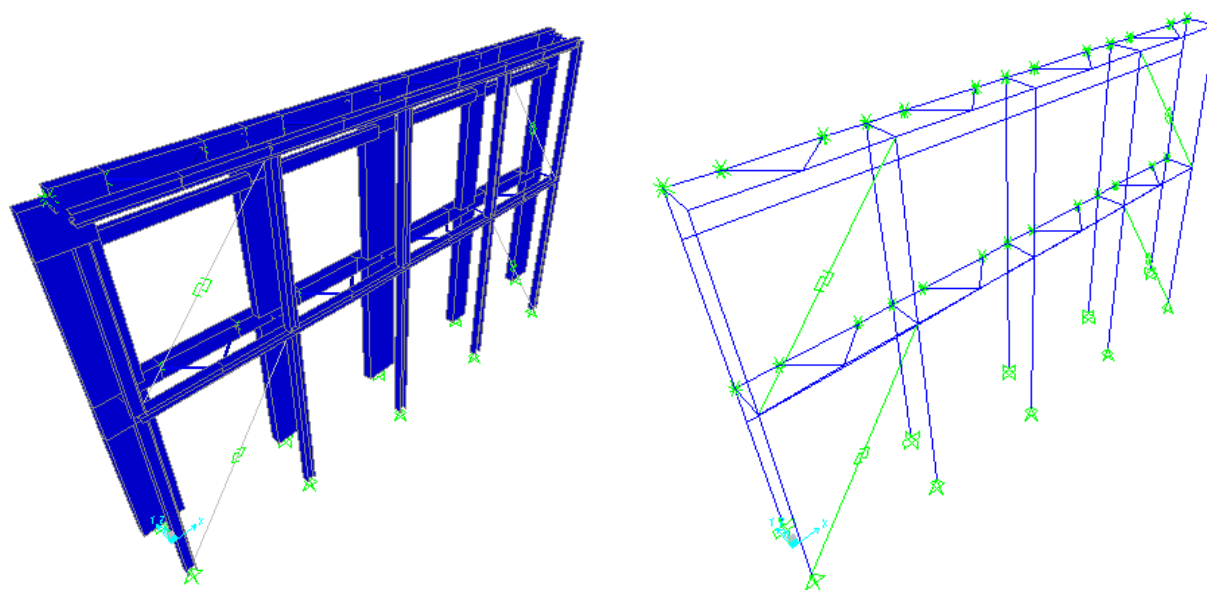
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo “Plastic – Wen”.

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei “bracci” di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

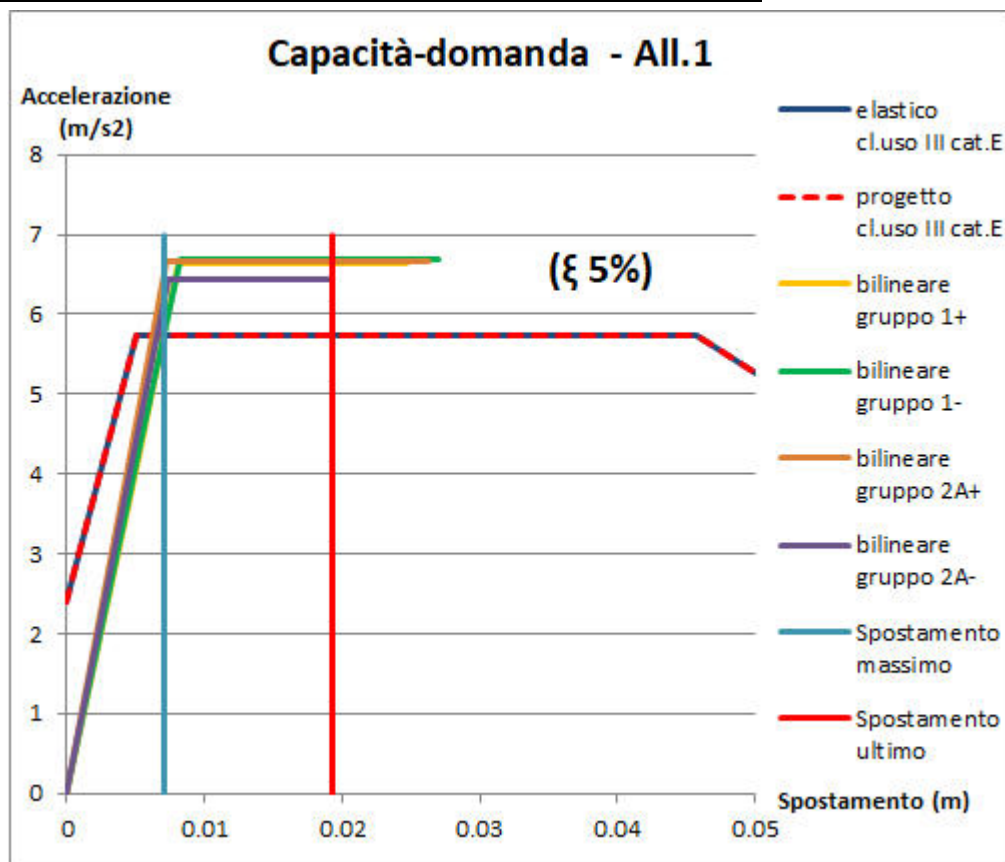
6.1.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $=0.5 \cdot 13.2 \cdot (1.9+1.3) + (13.2 \cdot (0.9+1.1) + 1.7 \cdot (0.9+0.55+0.85+0.55+0.75)) \cdot 0.24 \cdot 18 = 162.1 \text{ kN}$
- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $=0.5 \cdot 13.2 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3) + (13.2 \cdot (0.9+1.1) + 1.7 \cdot (0.9+0.55+0.85+0.55+0.75)) \cdot 0.24 \cdot 18 = 180.5 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 342.6 kN=34260 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 61.8%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 38.2%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 199.8 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 123.5 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 76.3 \text{ kN}$ |

6.1.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.863072 | <4 |
| d^*_{max} | 0.007021 | mm |
| d_{ultimo} | 0.024603 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.855819 | <4 |
| d^*_{max} | 0.007022 | mm |
| d_{ultimo} | 0.026921 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.858333 | <4 |
| d^*_{max} | 0.006155 | mm |
| d_{ultimo} | 0.02632 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.889961 | <4 |
| d^*_{max} | 0.006577 | mm |
| d_{ultimo} | 0.019241 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

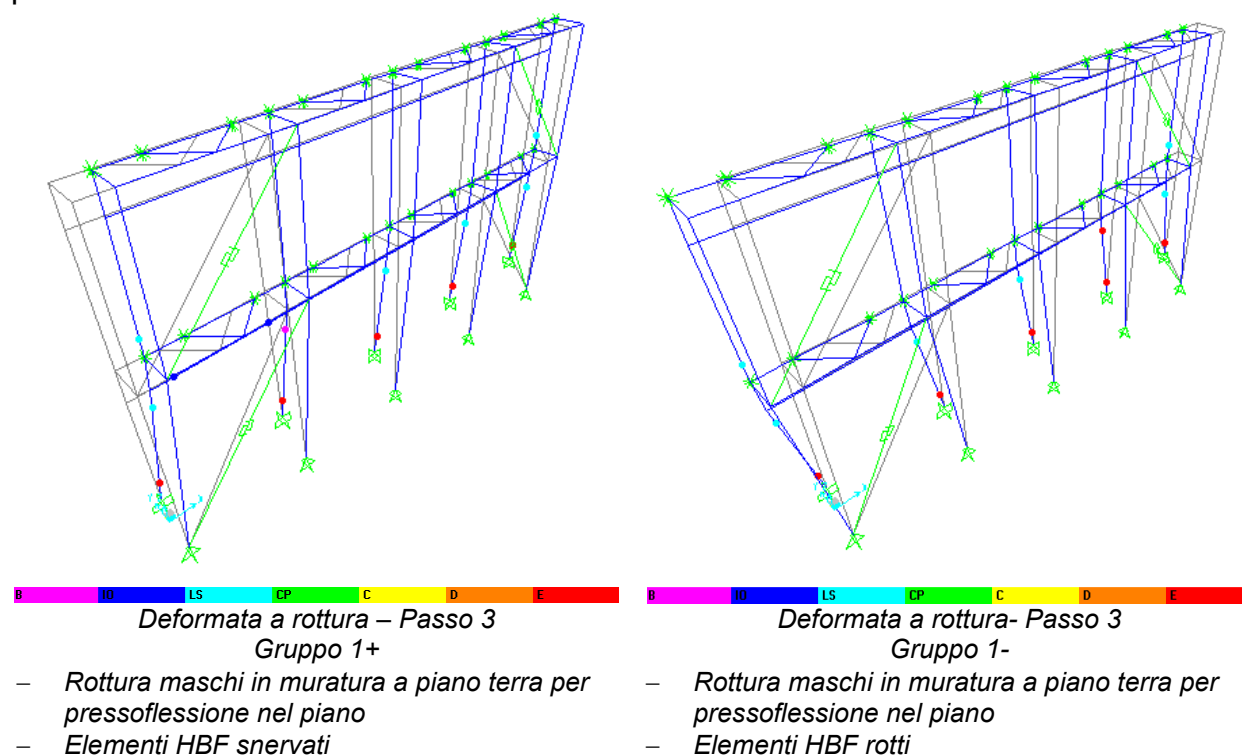
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

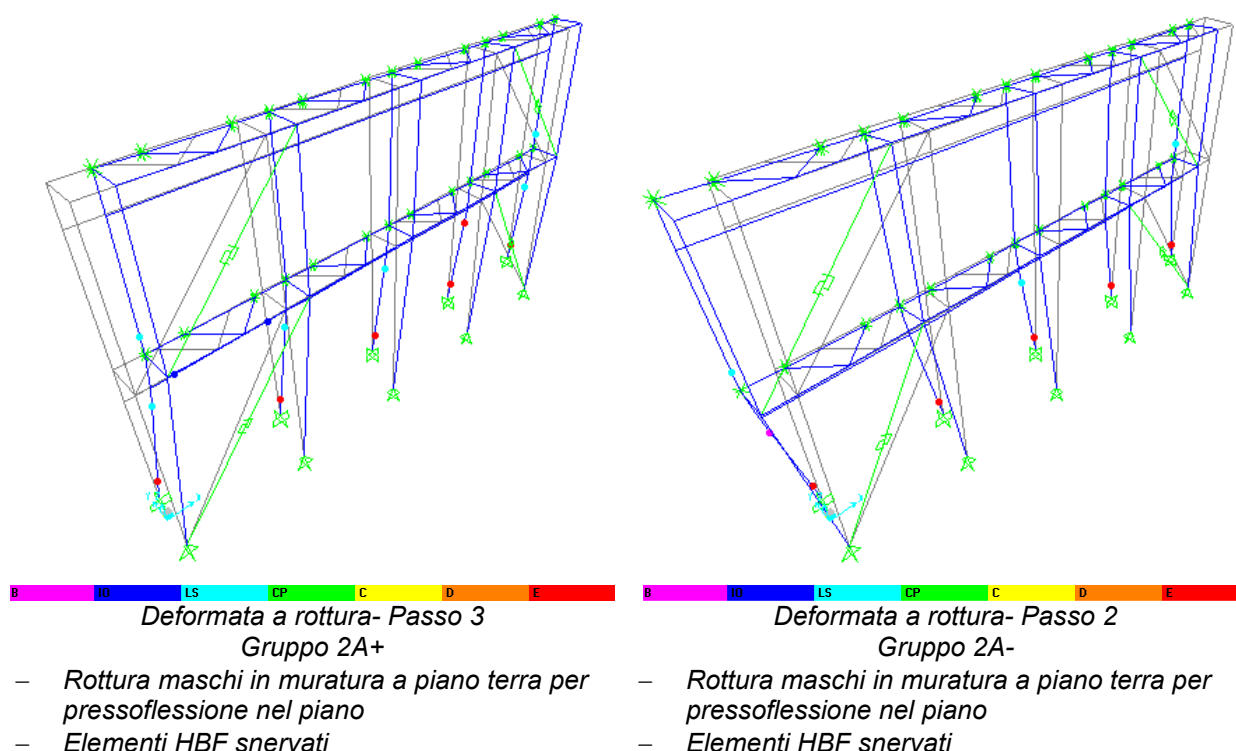
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=2.92$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=4.49$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=2.92$**

6.1.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.





Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1+:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +256 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -276 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 183 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=4)**
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 218 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=4)**
-

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 50.2 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 255.3 \text{ kN}$**

6.2 Allineamento 2

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e da architrave soprafinestra in C.A. 25x15 armato con 4Ø8.

Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 120 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota

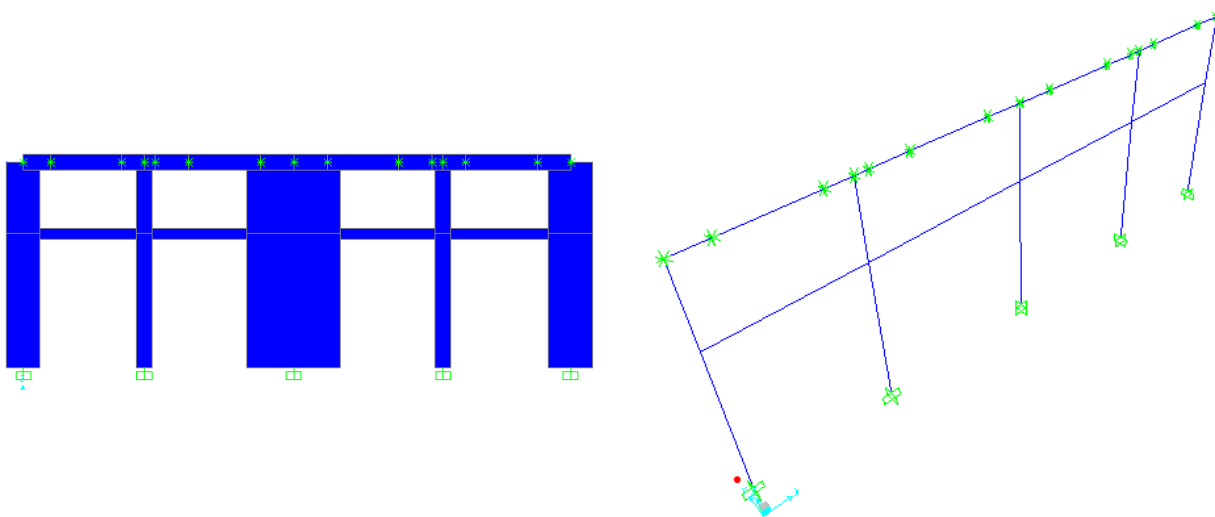
ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da 2 profili UPN160 a piano primo.

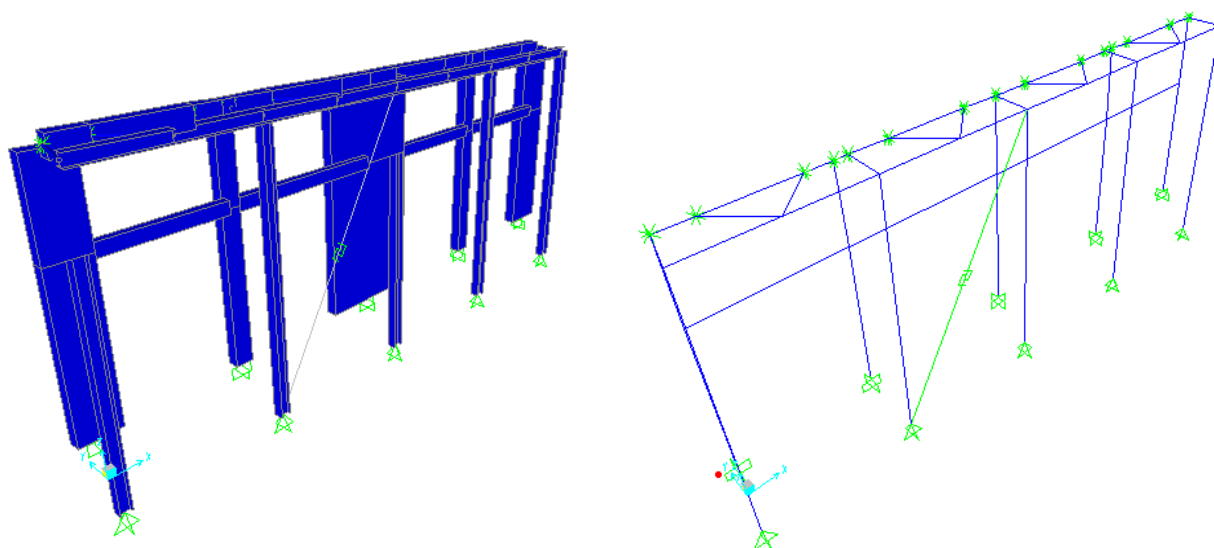
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo “Plastic – Wen”.

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei “bracci” di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.2.1 Analisi dei carichi

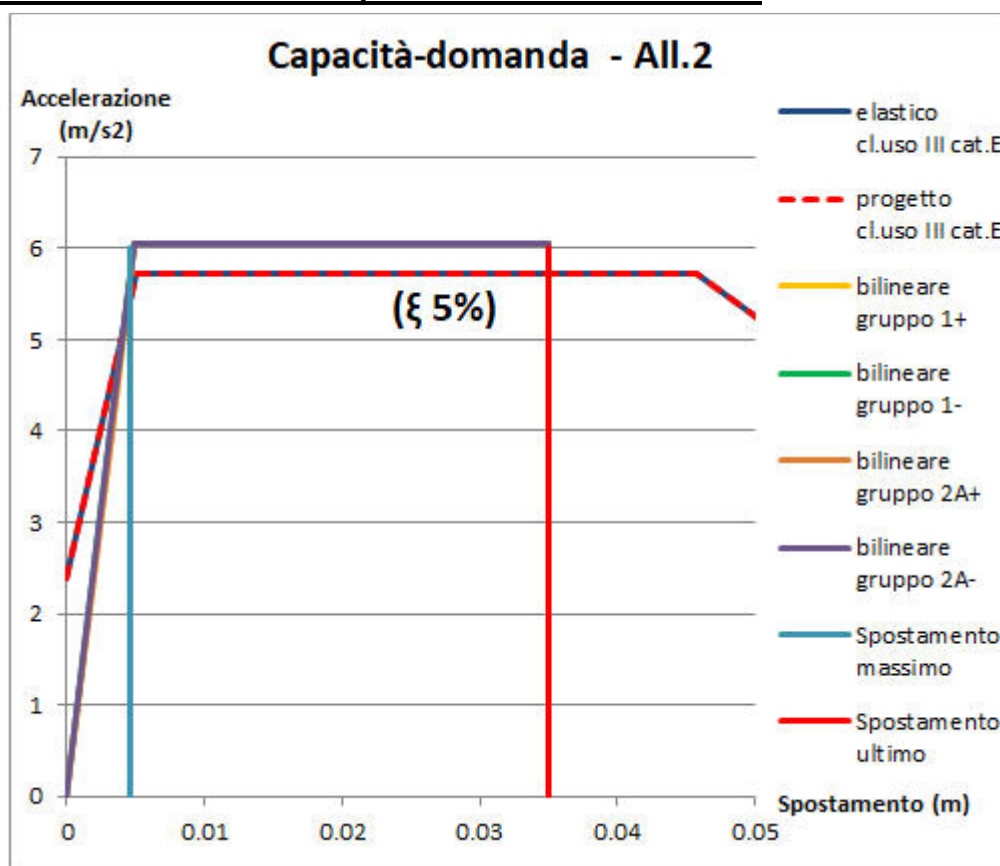
I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $=0.5 \cdot 13.15 \cdot (1.9+1.3) + (13.15 \cdot (1.8+1.1) + 1.7 \cdot (0.75+0.35+2.1+0.35+1.0)) \cdot 0.24 \cdot 18 = 219.3 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio:** **219.3 kN=21930 kg**

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:
Azione orizzontale a livello di piano primo

$F_h = 127.9 \text{ kN}$
 $F_{h1} = 127.9 \text{ kN}$

6.2.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano le tabelle con le verifiche sugli spostamenti e sul fattore q^* eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.945403 | <4 |
| d^*_{max} | 0.004652 | mm |
| d_{ultimo} | 0.034923 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.945879 | <4 |
| d^*_{max} | 0.004564 | mm |
| d_{ultimo} | 0.034923 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.945403 | <4 |
| d^*_{max} | 0.004652 | mm |
| d_{ultimo} | 0.034923 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|--------------|----------|----|
| q^* | 0.945879 | <4 |
| d^*_{max} | 0.004564 | mm |
| d_{ultimo} | 0.034923 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

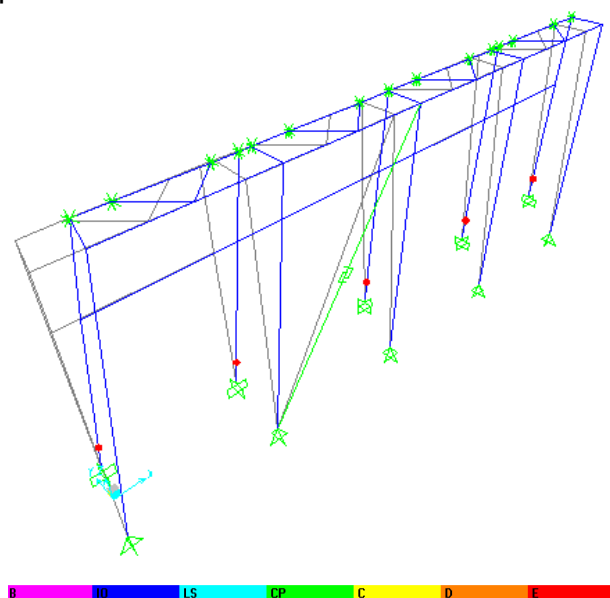
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=7.47$

- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=4.20$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=4.20$**

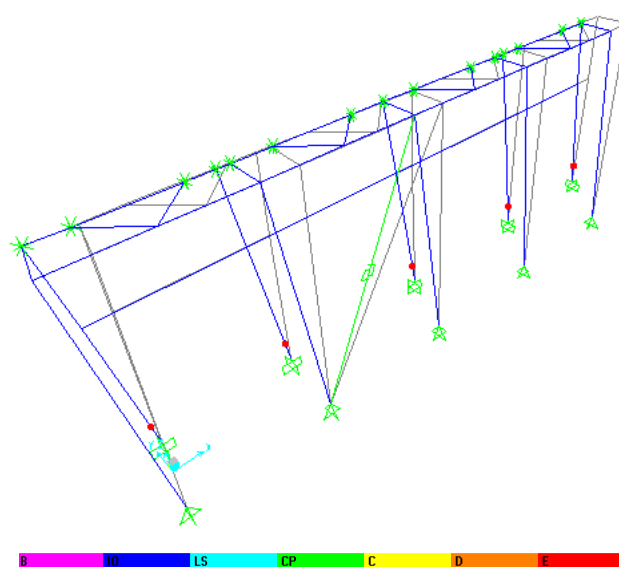
6.2.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



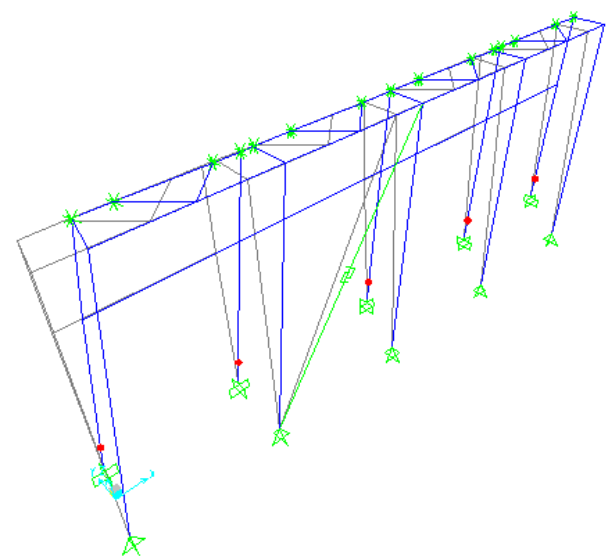
Deformata a rottura – Passo 5
Gruppo 1+

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti



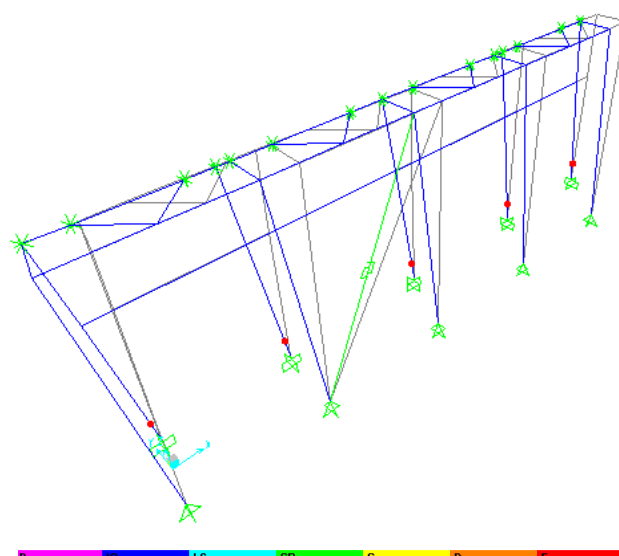
Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 1-

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti



Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A+

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti



Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A-

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1+:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +164 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -174 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 96 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=4)**

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 22.8 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 124 \text{ kN}$**

6.3 Allineamento 3

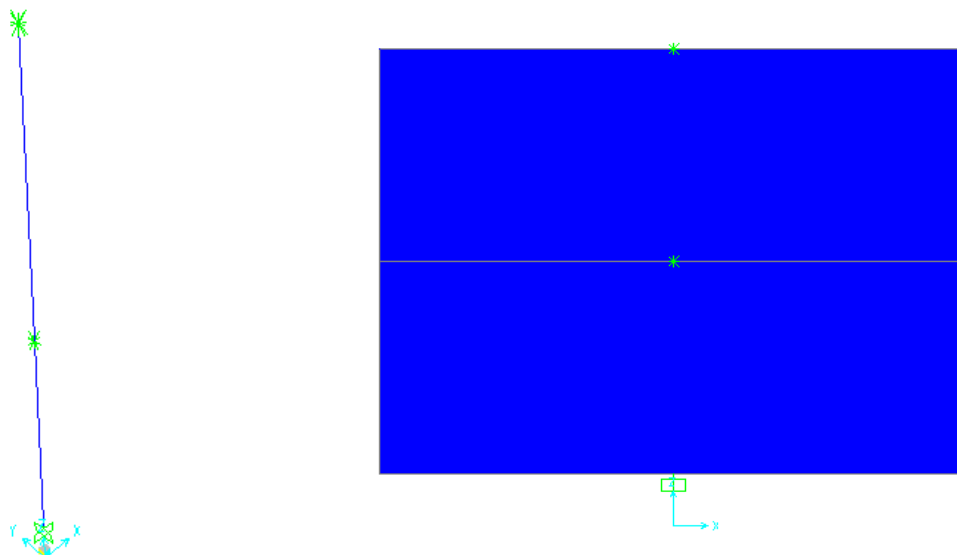
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da un solo pannello di muratura, dunque sono presenti solamente elementi frame verticali a schematizzare il pannello stesso.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

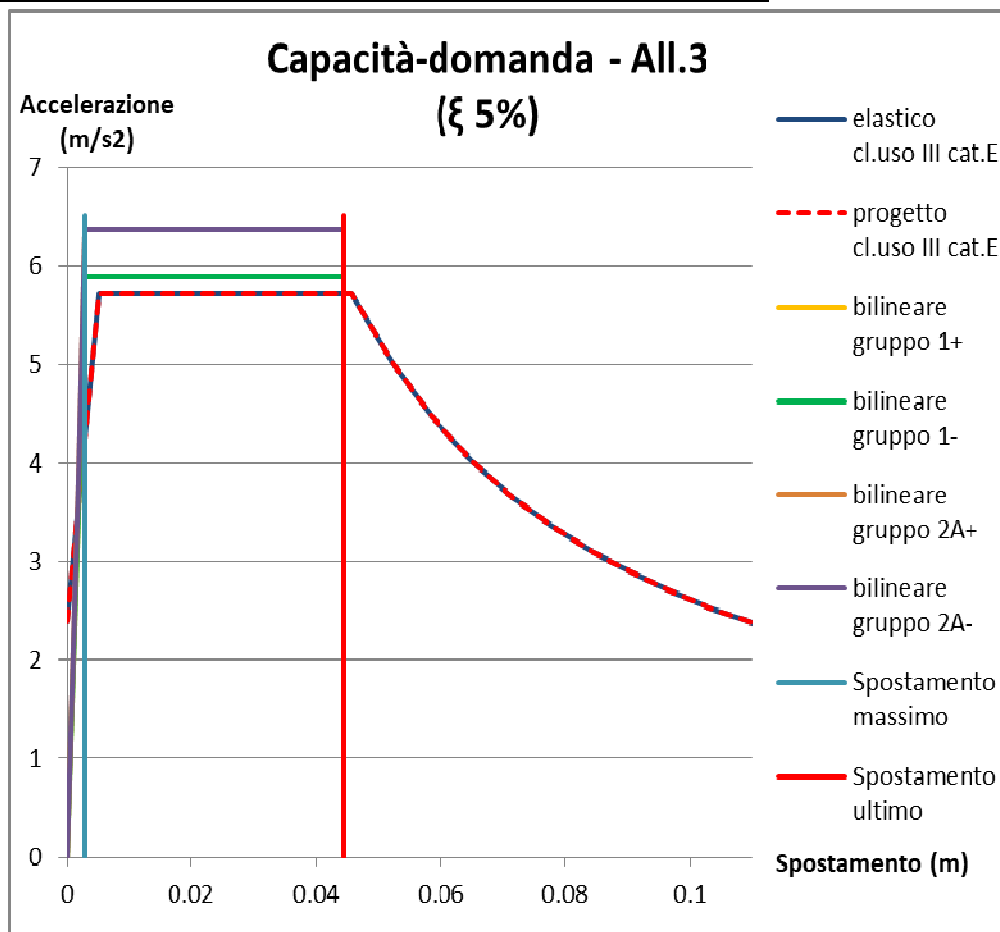
6.3.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):
 $=0.5 \cdot 12.9 \cdot (1.9+1.3) + (3.7 \cdot 10.2 + 1.5 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 198 \text{ kN}$
- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):
 $=0.5 \cdot 12.9 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3) + (3.7 \cdot 10.2 + 1.5 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 216 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 414 kN=41400 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 62.3%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 37.7%

| | |
|--|---------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h=241.4 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2}=150.4 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1}=91.0 \text{ kN}$ |

6.3.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.972964 | <4 |
| d*max | 0.002841 | mm |
| d ultimo | 0.044474 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.972964 | <4 |
| d*max | 0.002841 | mm |
| d ultimo | 0.044474 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.89921 | <4 |
| d*max | 0.002588 | mm |
| d ultimo | 0.044432 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.89921 | <4 |
| d*max | 0.002588 | mm |
| d ultimo | 0.044432 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

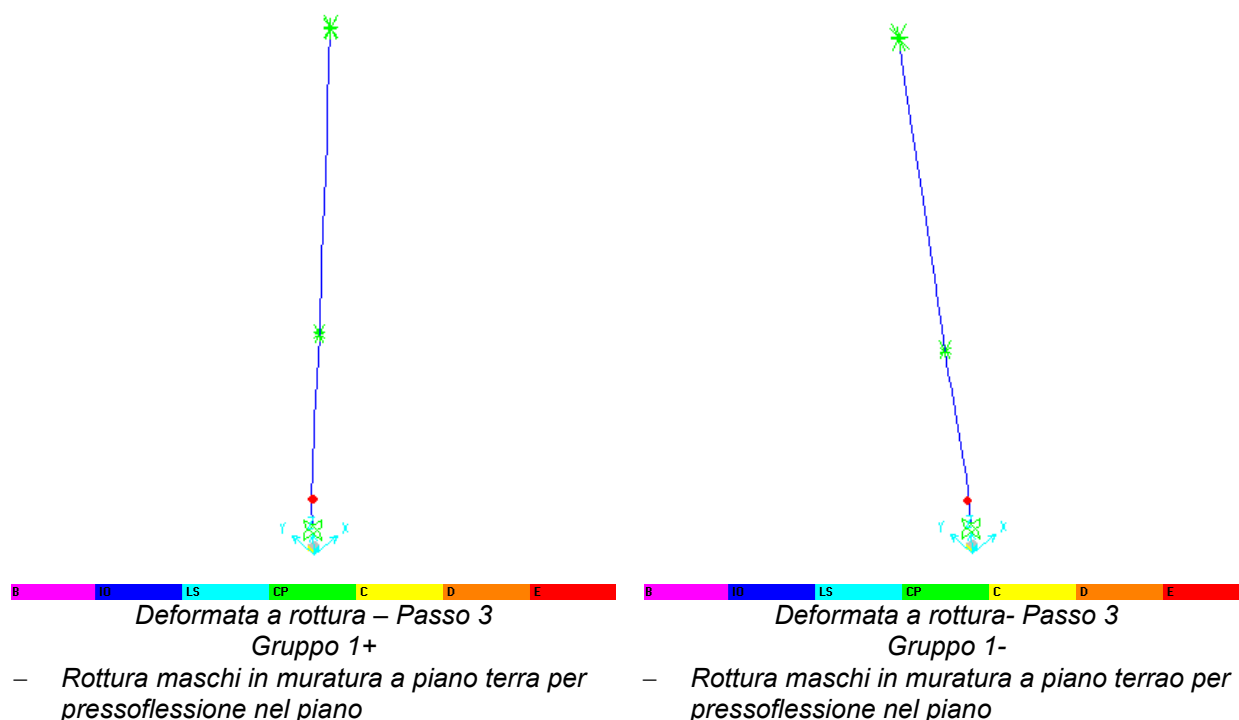
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:


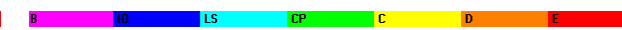
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=15.65$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=4.12$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_{es}=4.12$**

6.3.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



| | |
|---|--|
|  <p><i>Deformata a rottura- Passo 3</i> <i>Gruppo 2A+</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – <i>Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano</i> |  <p><i>Deformata a rottura- Passo 3</i> <i>Gruppo 2A-</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – <i>Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano</i> |
|---|--|

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 342.6 \text{ kN}$**

6.4 Allineamento 4

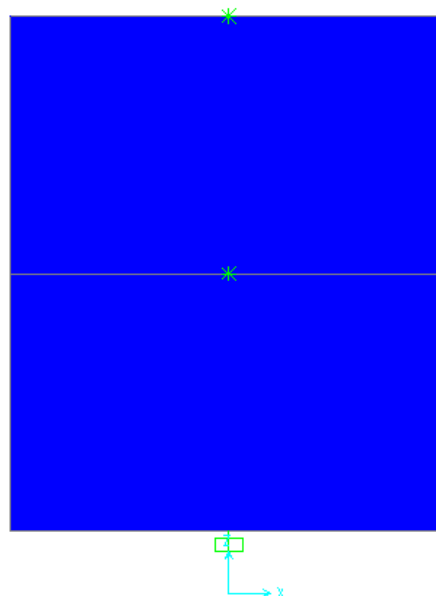
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da un solo pannello di muratura, dunque sono presenti solamente elementi frame verticali a schematizzare il pannello stesso.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.4.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):

$$=0.5 \cdot 8.8 \cdot (1.9+1.3) + (3.7 \cdot 6.3 + 1.5 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 129.1 \text{ kN}$$

- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):

$$=0.5 \cdot 8.8 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3) + (3.7 \cdot 6.3 + 1.5 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 141.4 \text{ kN}$$

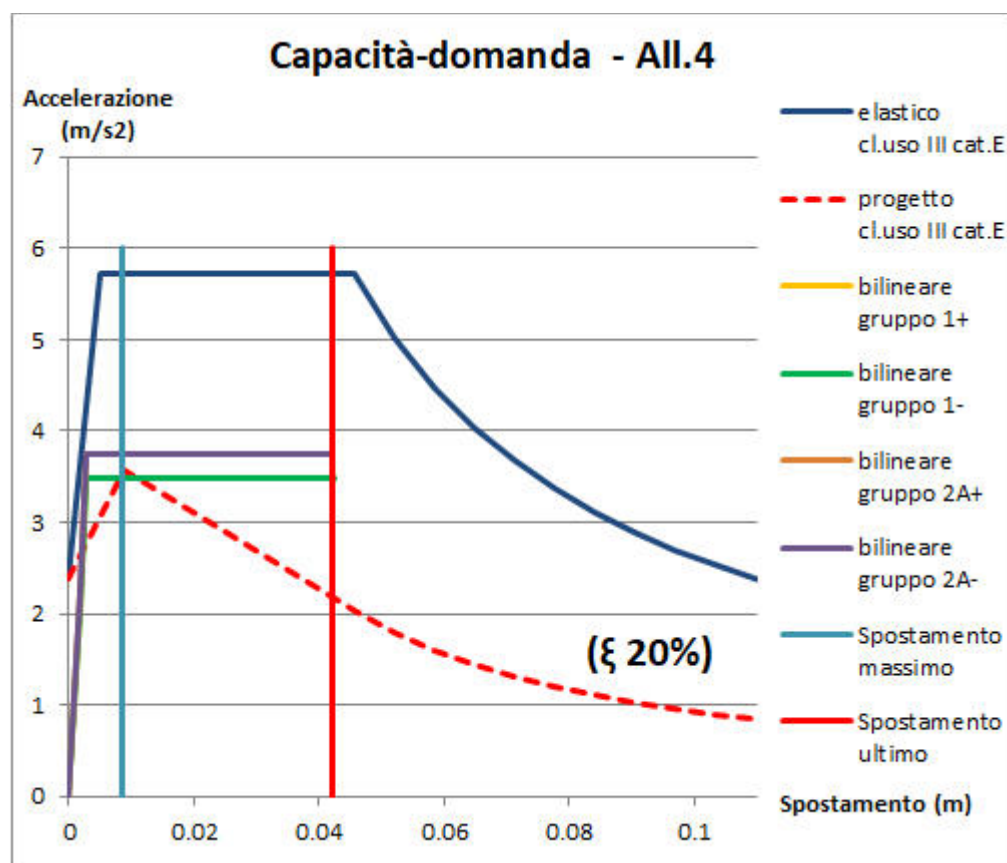
- **Massa totale edificio:** **270.5 kN=27050 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 62.2%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 37.8%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h=157.7 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2}=98.1 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1}=59.6 \text{ kN}$

6.4.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 20%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 20%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.648195 | <4 |
| d*max | 0.008623 | mm |
| d ultimo | 0.042321 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.648195 | <4 |
| d*max | 0.008623 | mm |
| d ultimo | 0.042321 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.524163 | <4 |
| d*max | 0.007577 | mm |
| d ultimo | 0.042253 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.524163 | <4 |
| d*max | 0.007577 | mm |
| d ultimo | 0.042253 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=4.90
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=2.44

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=2.44**

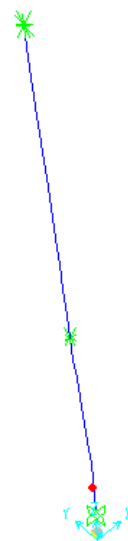
6.4.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



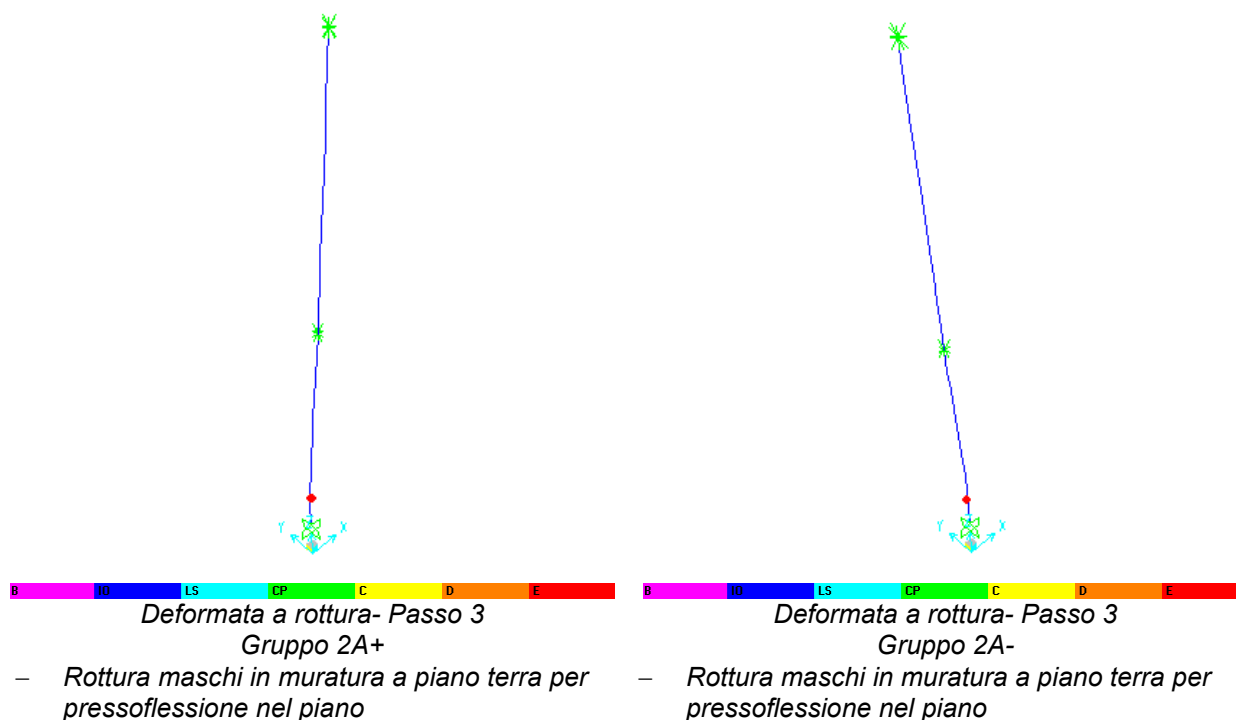
Deformata a rottura – Passo 3
Gruppo 1+

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



Deformata a rottura- Passo 3
Gruppo 1-

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 137.2 \text{ kN}$**

6.5 Allineamento 5

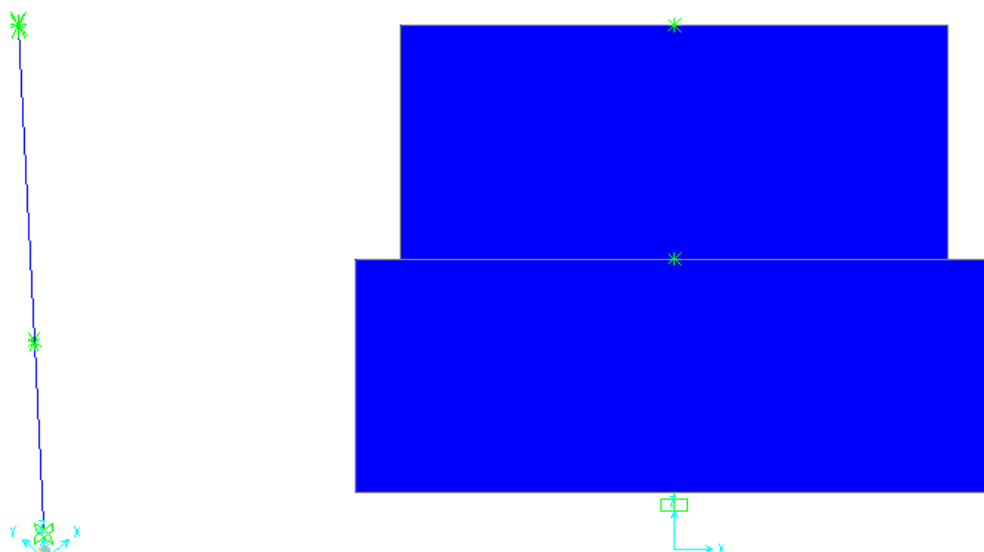
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da un solo pannello di muratura, dunque sono presenti solamente elementi frame verticali a schematizzare il pannello stesso.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

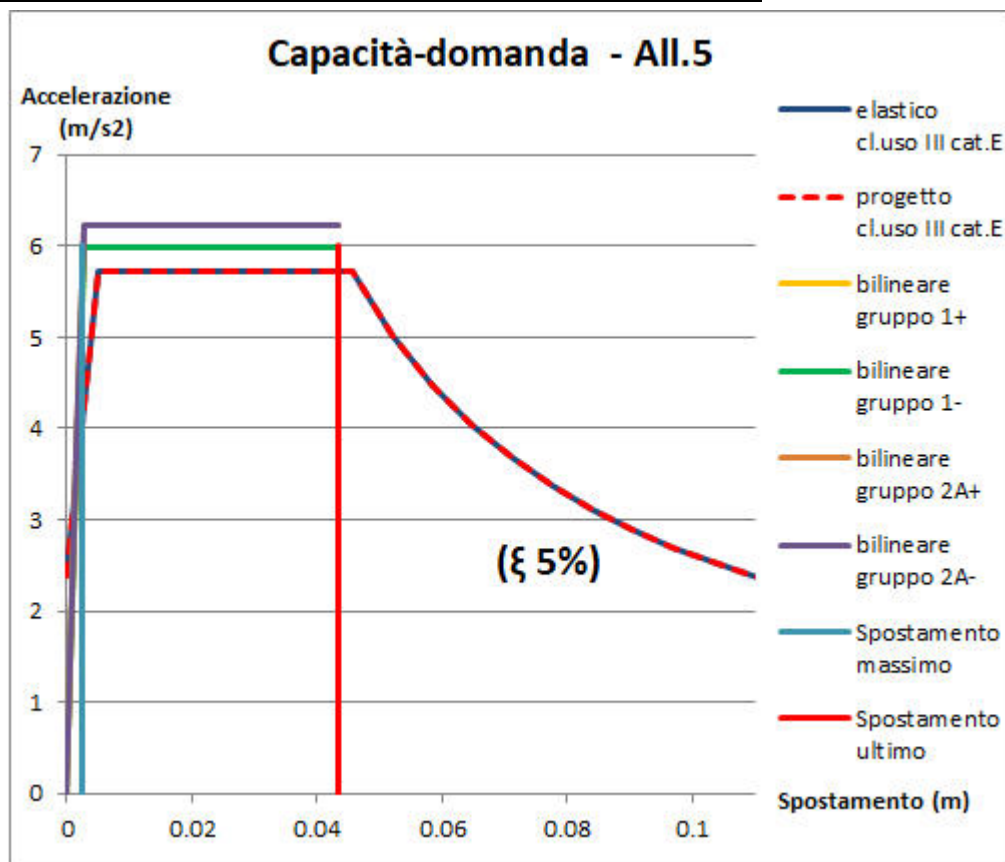
6.5.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $= 0.5 \cdot 8.7 \cdot (1.9 + 1.3) + (3.7 \cdot 8.7) \cdot 0.24 \cdot 18 = 153 \text{ kN}$
- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $= 0.5 \cdot 12.6 \cdot (2.2 + 2 + 0.6 \cdot 3) + (3.7 \cdot 10.1 + 1.5 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 213.5 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 366.5 kN=36650 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 56.3%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 43.7%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 213.7 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 120.3 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 93.4 \text{ kN}$ |

6.5.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.958022 | <4 |
| d*max | 0.002587 | mm |
| d ultimo | 0.043317 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.958022 | <4 |
| d*max | 0.002587 | mm |
| d ultimo | 0.043317 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.919444 | <4 |
| d*max | 0.002454 | mm |
| d ultimo | 0.043286 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.919444 | <4 |
| d*max | 0.002454 | mm |
| d ultimo | 0.043286 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

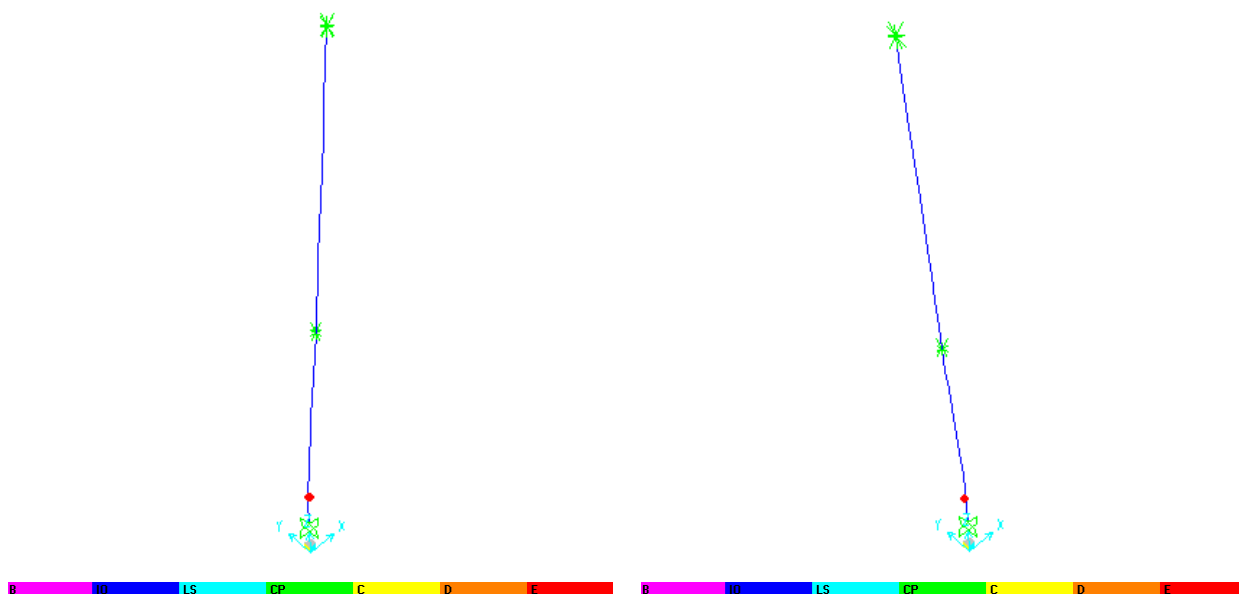
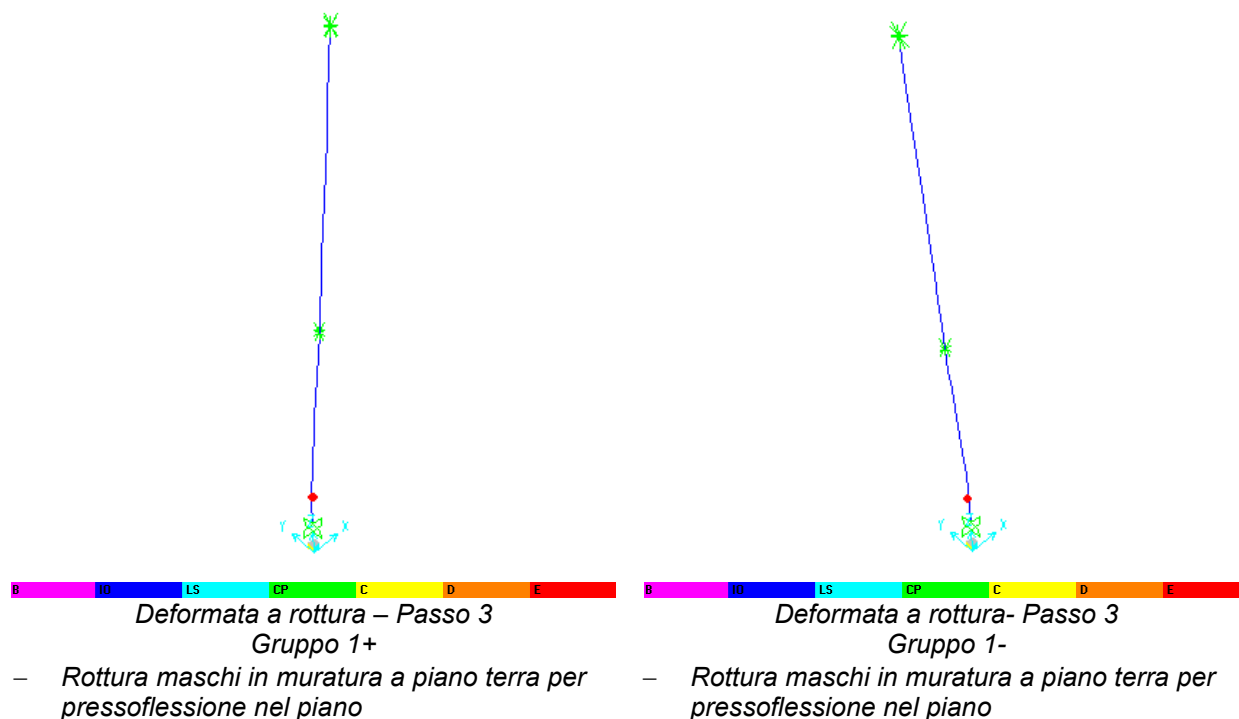
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=16.74$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=4.16$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_{es}=4.16$**

6.5.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



*Deformata a rottura- Passo 3
Gruppo 2A+*

- *Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano*

*Deformata a rottura- Passo 3
Gruppo 2A-*

- *Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano*

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 303.4 \text{ kN}$**

6.6 Allineamento 6A (tra all.B e all.E)

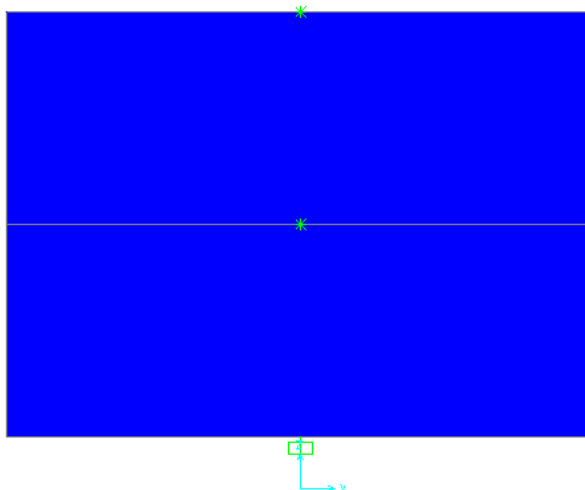
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm e da muratura in pietrame disordinato di spessore 35cm..

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da un solo pannello di muratura composto per piano, dunque sono presenti solamente elementi frame verticali a schematizzare il pannello stesso.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.6.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

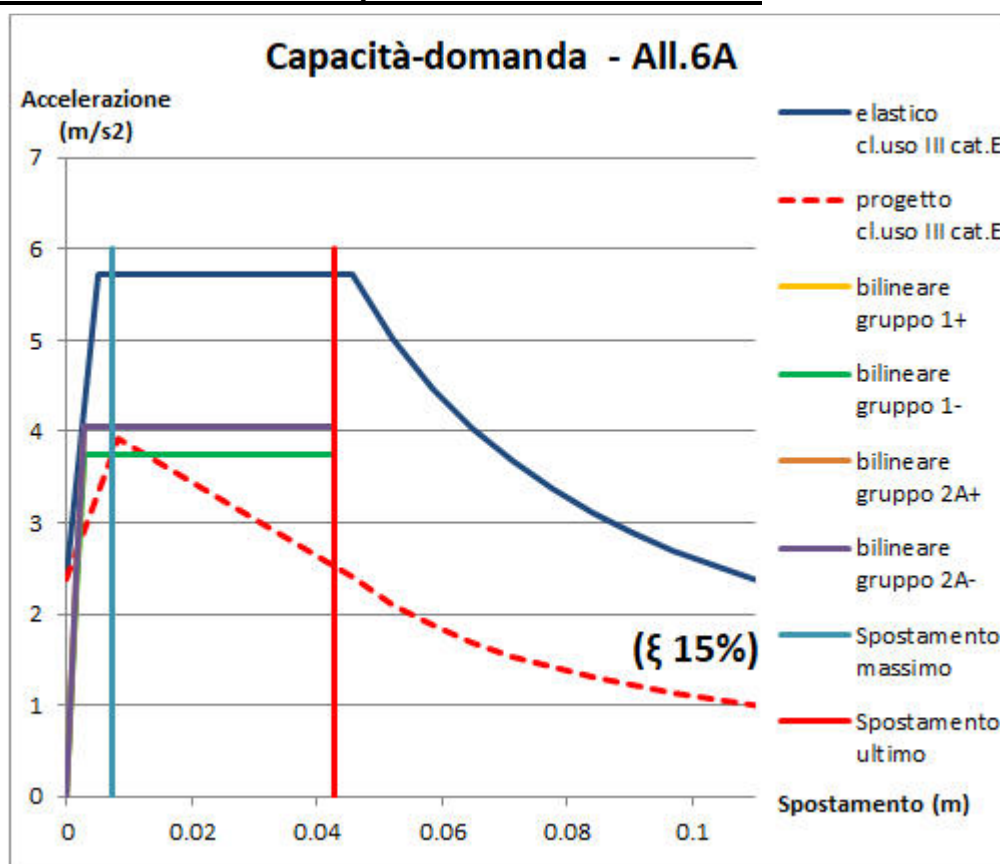
- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):
 $=0.5 \cdot 9.5 \cdot (1.9+1.3) + (3.7 \cdot 5.8 + 1.5 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 + (3.7 \cdot 1.5) \cdot 0.35 \cdot 19 = 159.1 \text{ kN}$
- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):

$$=0.5*9.5*(2.2+2+0.6*3)+(3.7*5.8+1.5*2.2)*0.24*18+(3.7*1.5)*0.35*19= 172.4 \text{ kN}$$

- **Massa totale edificio:** **331.5 kN=33150 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 62.5%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 37.5%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h=193.3 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2}=120.8 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1}=72.5 \text{ kN}$

6.6.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda
Smorzamento necessario per punto di verifica: 15%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 15%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.528274 | <4 |
| d*max | 0.007373 | mm |
| d ultimo | 0.042698 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.528274 | <4 |
| d*max | 0.007373 | mm |
| d ultimo | 0.042698 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura

Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.412784 | <4 |
| d*max | 0.006393 | mm |
| d ultimo | 0.042641 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura

Gruppo 2A+

Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.412784 | <4 |
| d*max | 0.006393 | mm |
| d ultimo | 0.042641 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura

Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=5.79
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=2.61

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=2.61**

6.6.3 Situazione elementi al punto di rottura

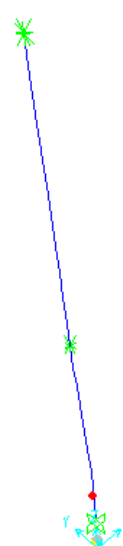
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Deformata a rottura – Passo 3

Gruppo 1+

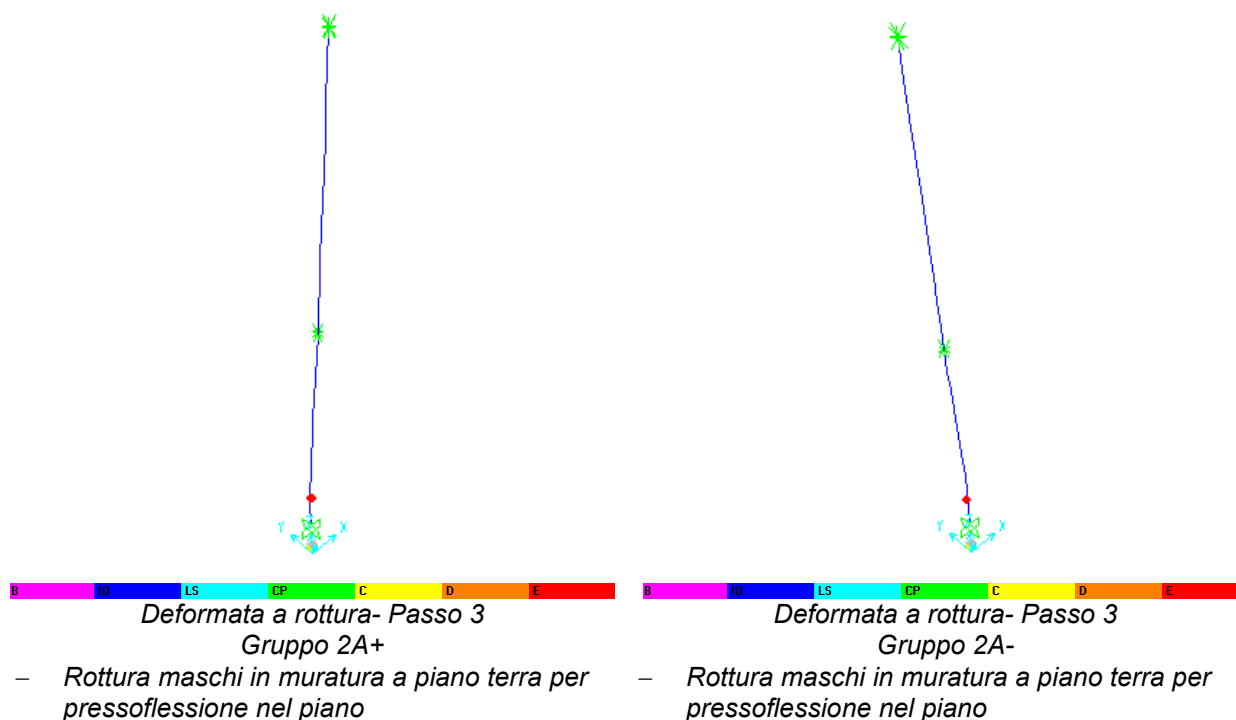
- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



Deformata a rottura- Passo 3

Gruppo 1-

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 179.9 \text{ kN}$**

6.7 Allineamento 6B (tra all.E e all.H)

L'allineamento è caratterizzato da un telaio in C.A. con pilastri 40x25 armati con 4 Ø16 e muratura in blocchi di cls a chiudere il piano primo.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 2.0m in copertura e 0m a piano primo.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10.

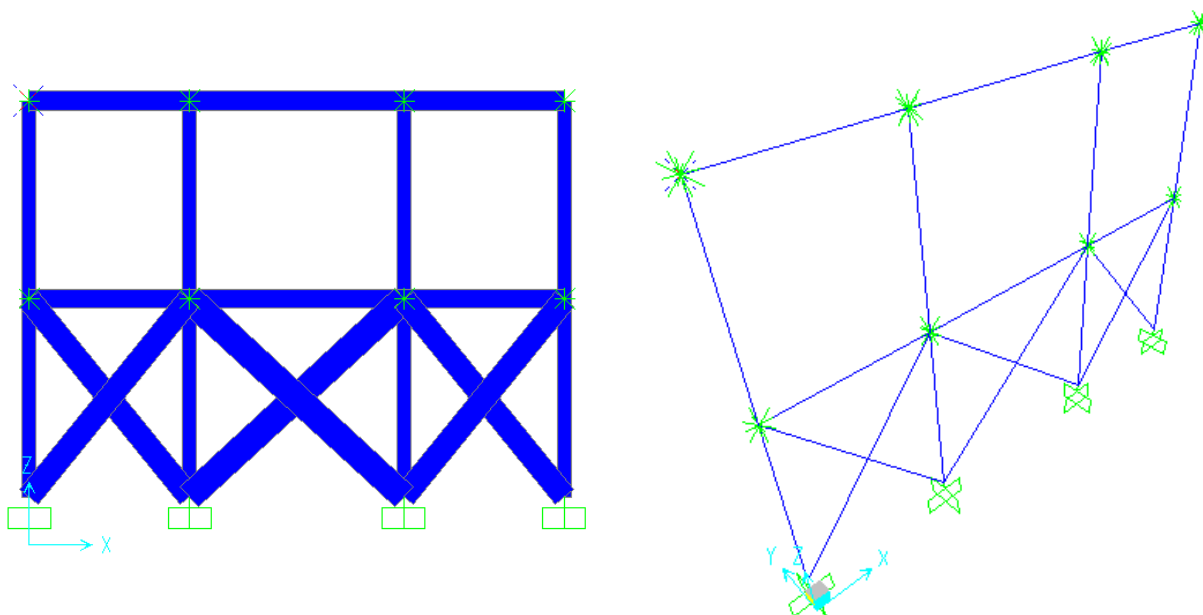
Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da 1 profilo UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

Nello stato di progetto si assume che i pilastri siano svincolati e non trasmettano momento, dunque si modellano come elementi frame con rilasci a momento alle estremità.

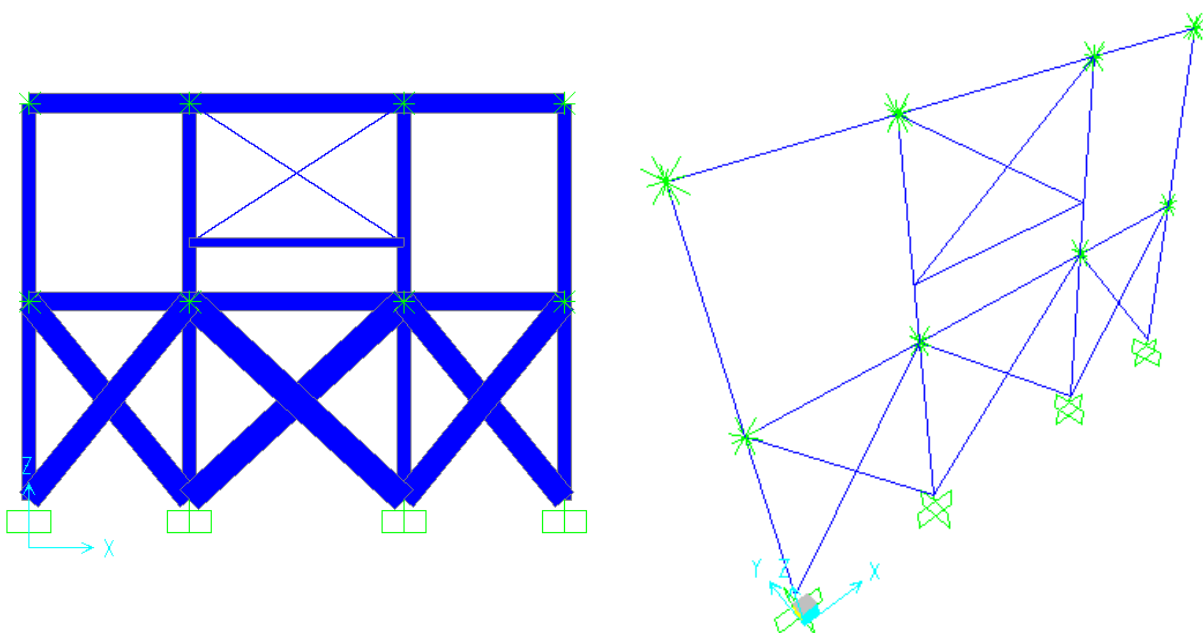
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto non sono presenti dissipatori ma un controvento a diagonale tesa attiva realizzato con un profilo tondo pieno Ø30mm.

Nel modello relativo allo stato di progetto le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.7.1 Analisi dei carichi

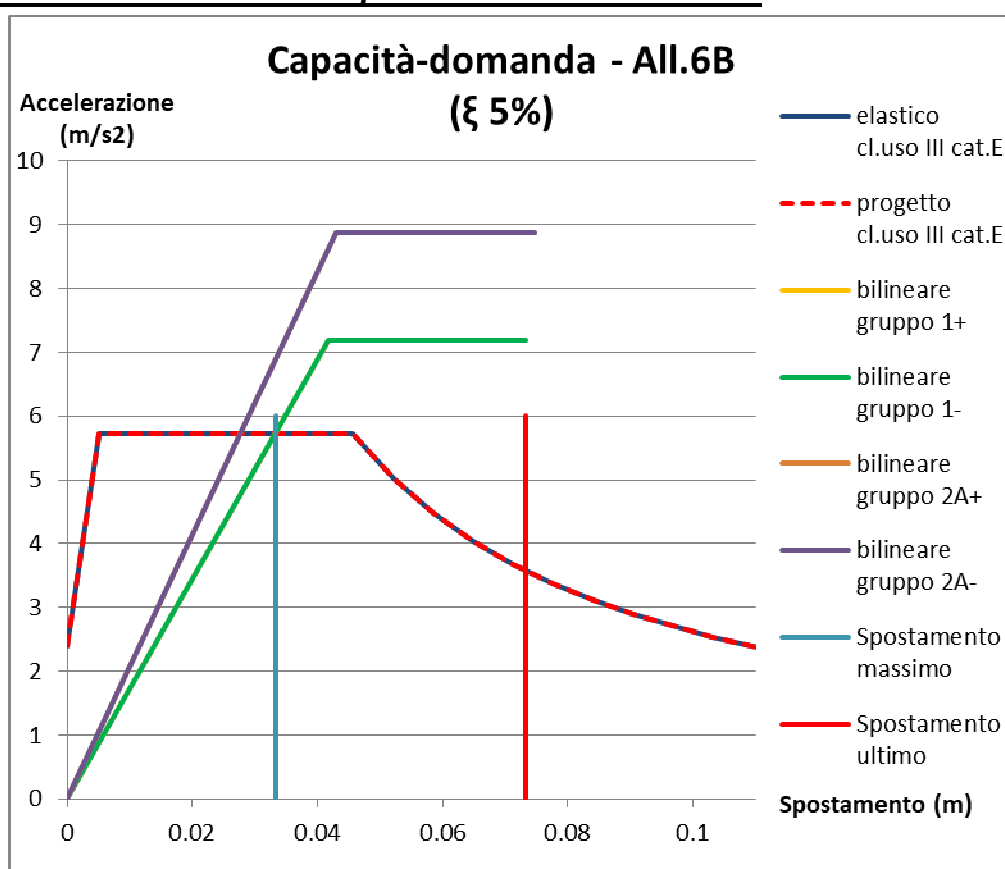
I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $= 2.0 \cdot 8.7 \cdot (1.9 + 1.3) + 0.4 \cdot 0.25 \cdot 3.7 \cdot 25 \cdot 4 + 1.1 \cdot 0.2 \cdot 8.7 \cdot 14 = 119.6 \text{ kN}$

- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $=0.4 \cdot 0.25 \cdot 3.7 \cdot 25 \cdot 4 + (3.7 \cdot 2.8 \cdot 2 + 3.7 \cdot 3.8) \cdot 0.2 \cdot 14 = 134.5 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio:** **254.1 kN=25410 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 61.6%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 38.4%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 148.2 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2} = 91.3 \text{ kN}$
Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1} = 56.9 \text{ kN}$

6.7.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.796508 | <4 |
| d*max | 0.033271 | mm |
| d ultimo | 0.073342 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.796508 | <4 |
| d*max | 0.033271 | mm |
| d ultimo | 0.073342 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.645803 | <4 |
| d*max | 0.027746 | mm |
| d ultimo | 0.07471 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.645803 | <4 |
| d*max | 0.027746 | mm |
| d ultimo | 0.07471 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

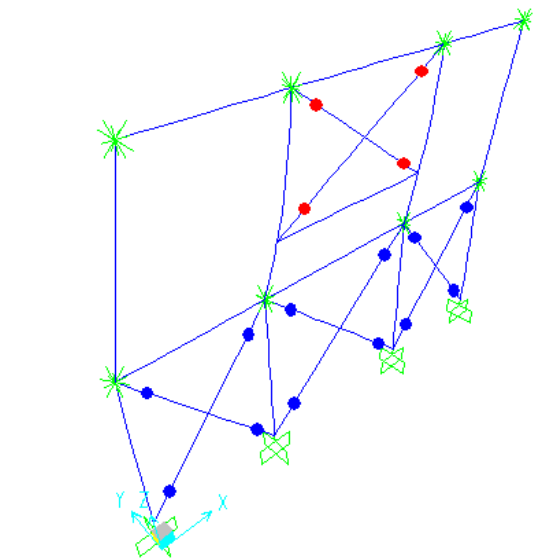
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=2.20
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=5.06

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_r=2.20**

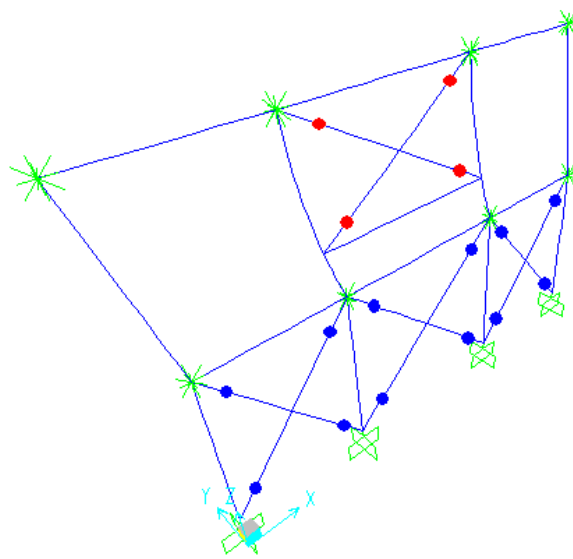
6.7.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



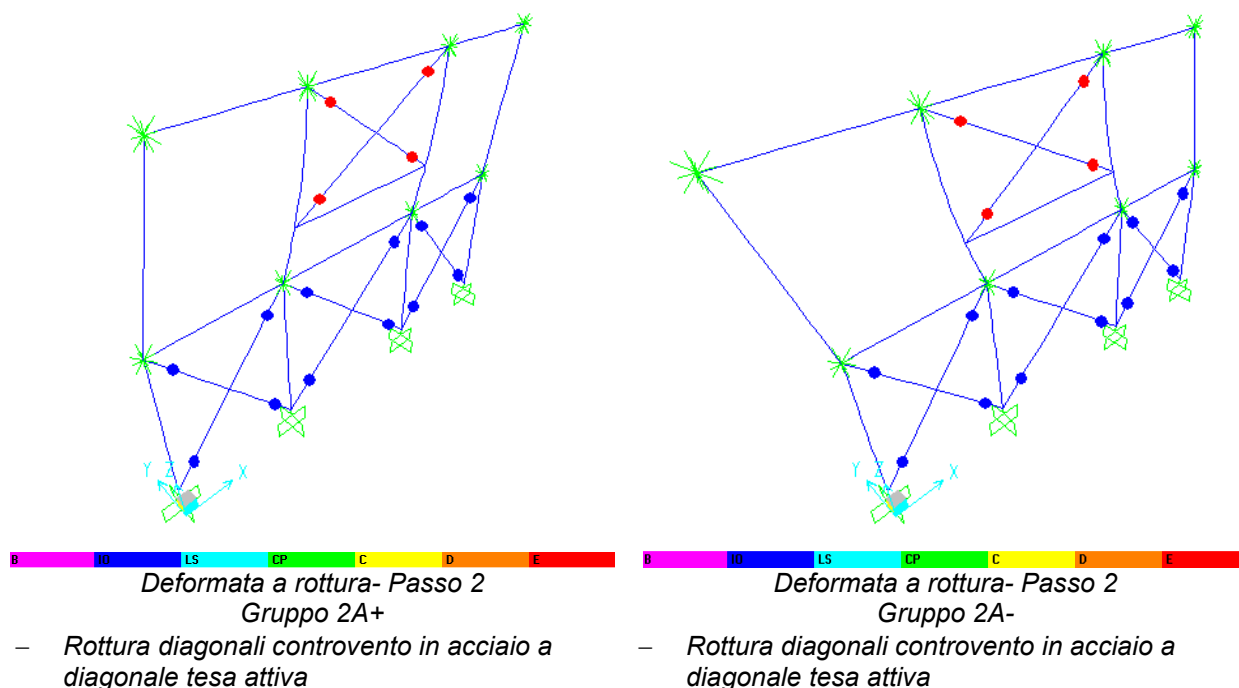
Deformata a rottura – Passo 2
Gruppo 1+

- Rottura diagonali controvento in acciaio a diagonale tesa attiva



Deformata a rottura- Passo 2
Gruppo 1-

- Rottura diagonali controvento in acciaio a diagonale tesa attiva



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 281.8 \text{ kN}$**

6.8 Allineamento 6C (tra all.H e all.K)

L'allineamento è caratterizzato da muratura in pietrame disordinata di spessore 35 cm.

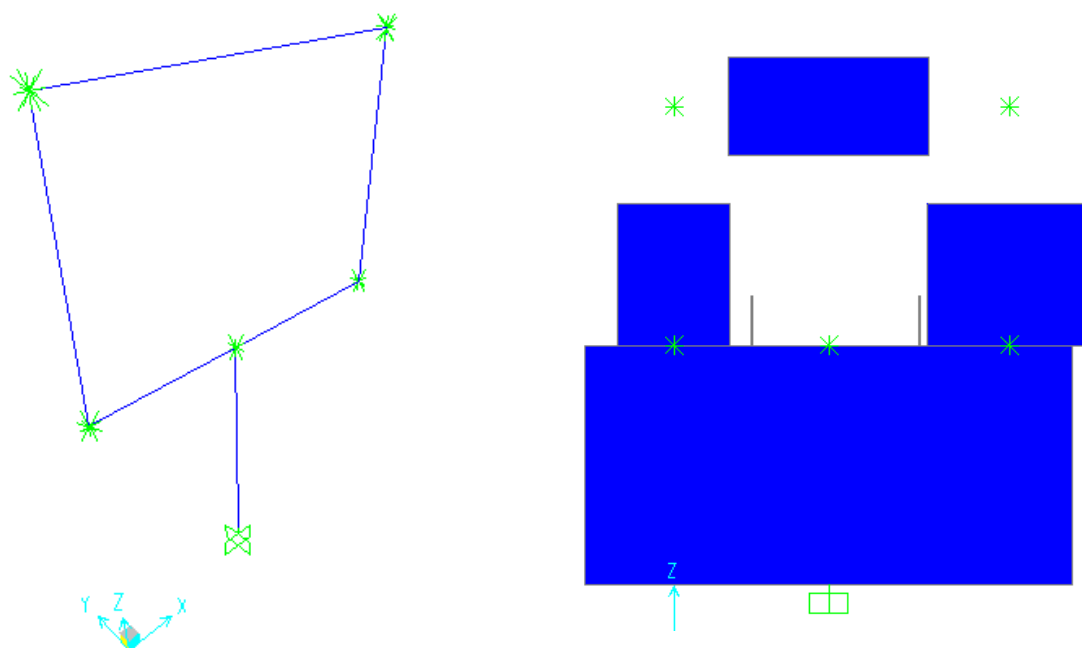
La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da un solo pannello di muratura a piano primo e da due pannelli di muratura a piano secondo, dunque sono presenti elementi frame verticali a schematizzare i pannelli ed elementi orizzontali a schematizzare le fasce di piano. A livello di piano primo la fascia serve a collegare i frame di piano primo con quelli di piano secondo, dunque è stata modellata come infinitamente rigida, mentre la fascia piano secondo che collega i frame di piano secondo è stata modellata con tratti infinitamente rigidi in corrispondenza dell'intersezione con il pannello di muratura, così da rappresentare la posizione reale della fascia di piano interna.

Inoltre i maschi a piano primo sono schematizzati con un tratto infinitamente rigido nella parte di intersezione con la fascia di piano.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

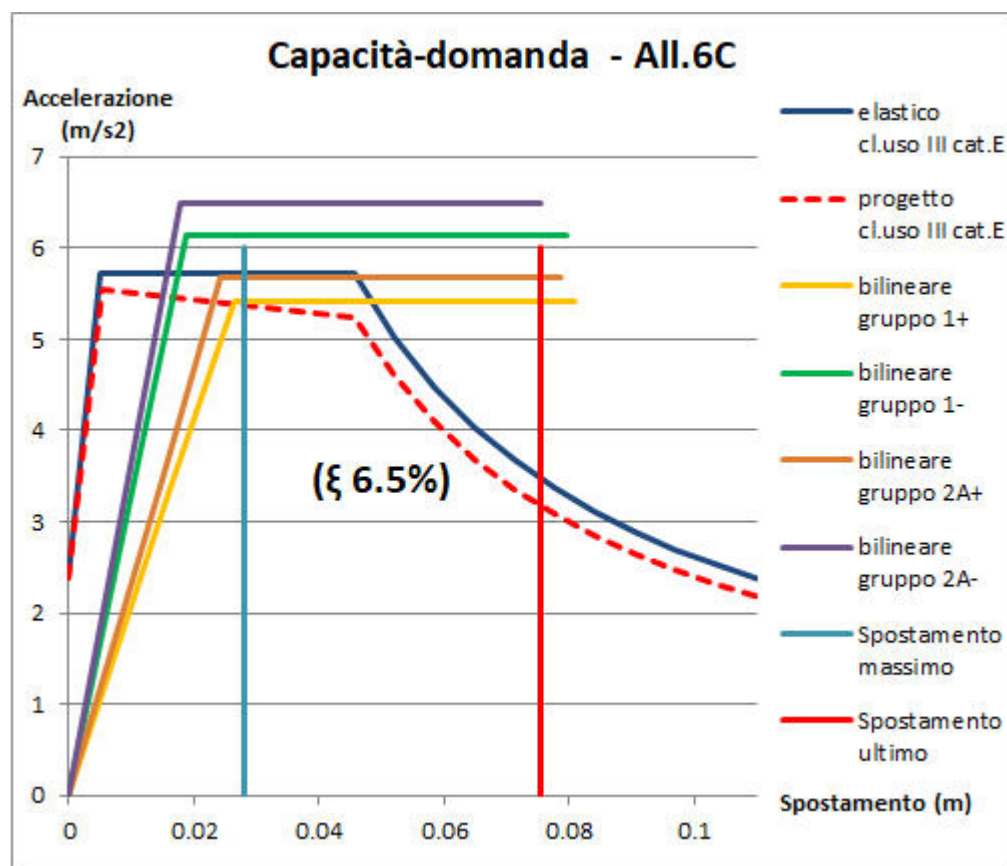
6.8.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $=0.5 \cdot 9.5 \cdot (1.9+1.3) + (1.5 \cdot 9.5 + (1.75+2.55) \cdot 2.2) \cdot 0.35 \cdot 19 = 172.9 \text{ kN}$
- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $=0.5 \cdot 9.5 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3) + (1.5 \cdot 9.5 + 7.55 \cdot 2.2) \cdot 0.35 \cdot 19 = 233.4 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 406.3 kN=40630 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 57.2%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 42.8%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 236.9 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 135.5 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 101.4 \text{ kN}$ |

6.8.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda
Smorzamento necessario per punto di verifica: 6.5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 6.5%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.056407 | <4 |
| d*max | 0.028176 | mm |
| d ultimo | 0.080801 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.933449 | <4 |
| d*max | 0.01754 | mm |
| d ultimo | 0.079411 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.008269 | <4 |
| d*max | 0.024523 | mm |
| d ultimo | 0.078458 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.883522 | <4 |
| d*max | 0.015839 | mm |
| d ultimo | 0.07553 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

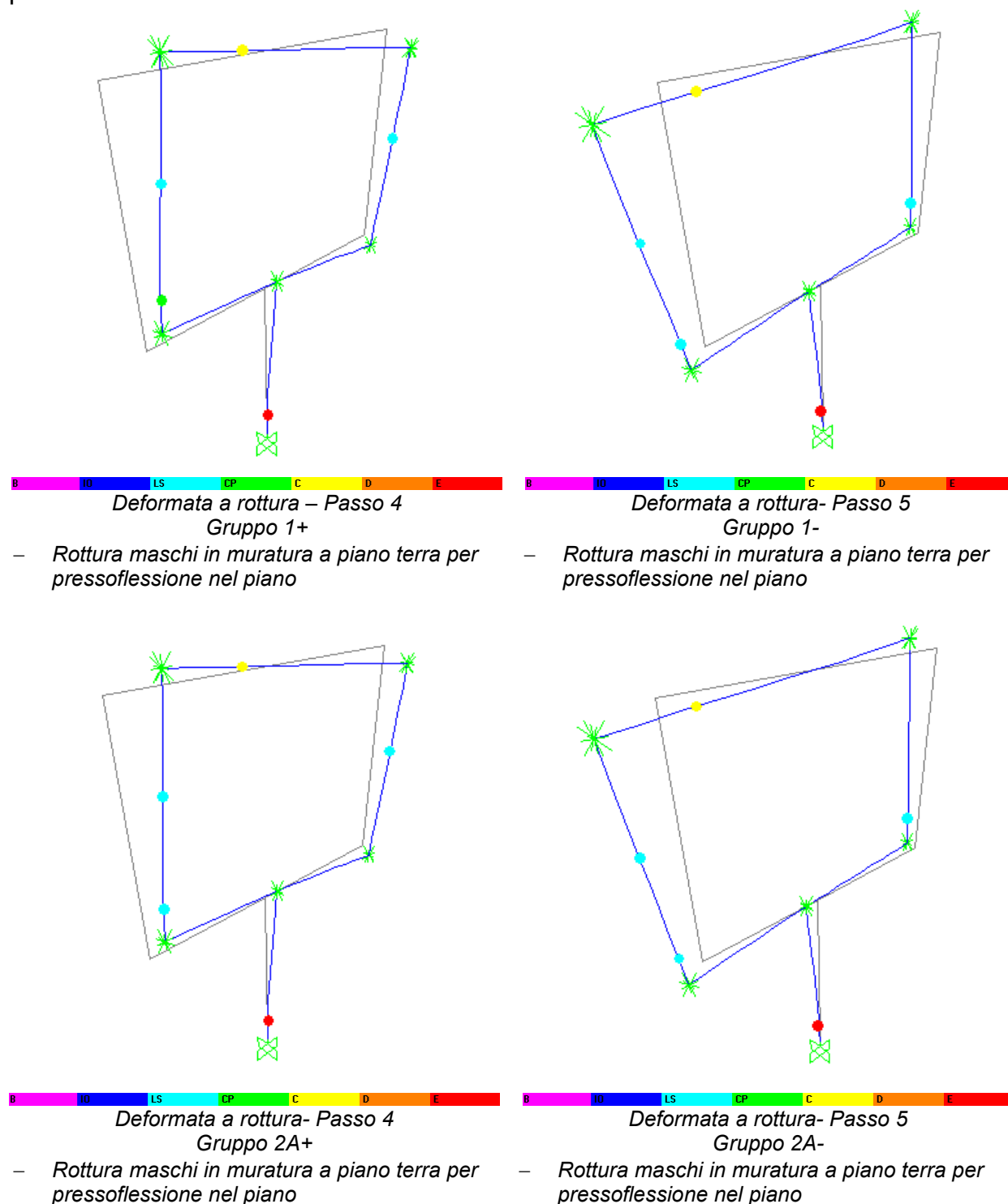
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=2.86
- un coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=3.81

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a:

$$CS_{es}=2.86$$

6.8.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 266.9 \text{ kN}$**

6.9 Allineamento 7

L'allineamento è caratterizzato da un telaio in C.A. con pilastri 55x25 armati con 4 Ø16 e muratura in blocchi di cls a chiudere alcuni campi a piano primo e a piano secondo. La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 3.3 m in copertura e 1.2m a piano primo.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e architravi soprafinestra in C.A. 25x15 armate con 4 Ø8.

Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da 2 profili UPN160 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

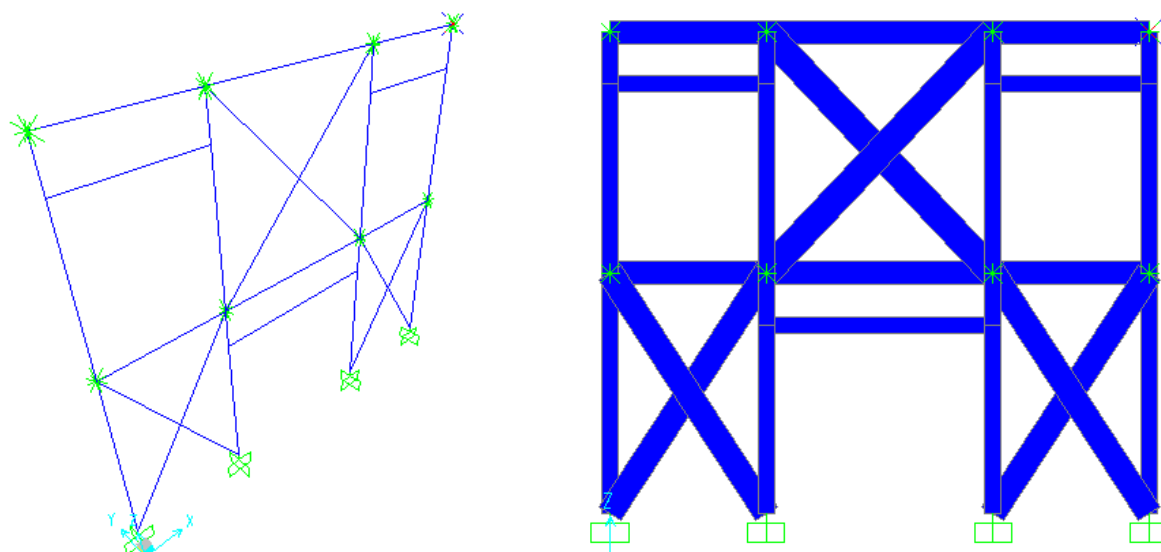
Nello stato esistente e nello stato di progetto si ipotizza che i pilastri non assorbano momento, si assume che siano svincolati e non trasmettano momento, dunque nello stato di progetto ed esistente si modellano come elementi frame con rilasci a momento alle estremità.

Nel modello si schematizzano i pannelli di muratura in blocchi di cls. Allo stato esistente questi pannelli sono di spessore pari a 20 cm, allo stato di progetto si prevede di incrementare lo spessore a 32 cm affiancando alla parete esistente una parete realizzata con blocchi di cls pieni di 12 cm.

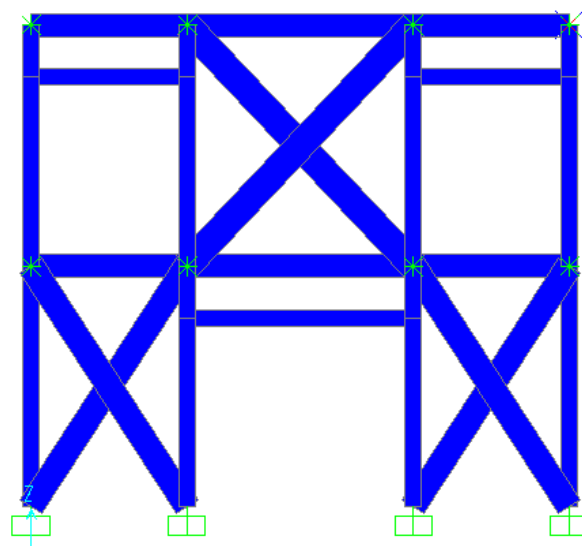
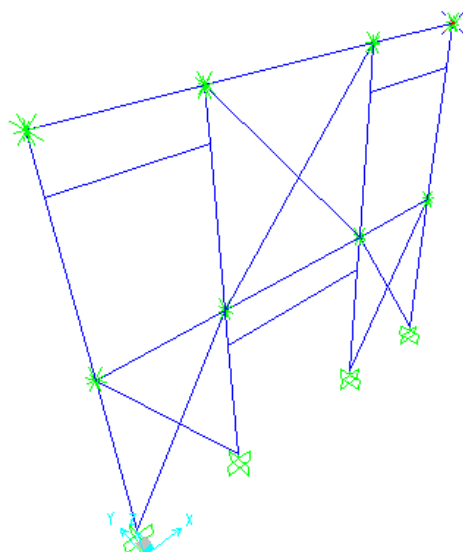
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto non sono presenti dissipatori.

Nel modello relativo allo stato di progetto le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

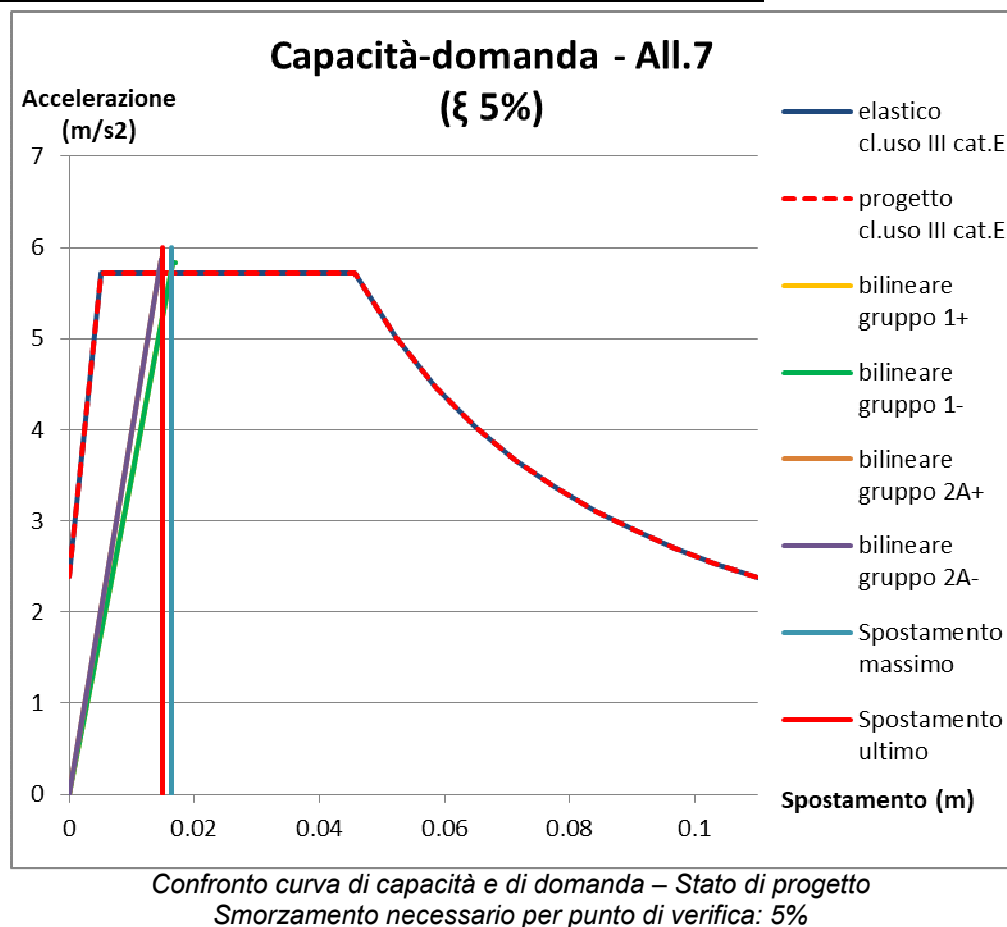
6.9.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $= 3.3 \cdot 8.6 \cdot (1.9 + 1.3) + 0.55 \cdot 0.25 \cdot 3.7 \cdot 25 \cdot 4 + ((2.2 \cdot 2 \cdot (0.9 + 1.1) + 3.3 \cdot 3.7) \cdot 0.2 \cdot 14 =$
 $= 200.5 \text{ kN}$
- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $= 1.2 \cdot 8.6 \cdot (2.2 + 2 + 0.6 \cdot 3) + 0.55 \cdot 0.25 \cdot 3.7 \cdot 25 \cdot 4 + ((3.3 \cdot (0.9 + 1.1) + 2.2 \cdot 2 \cdot 3.7) \cdot 0.2 \cdot 14 =$
 $= 176.9 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 377.4 kN=37740 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 67%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 33%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 225.7 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 151.2 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 74.5 \text{ kN}$ |

6.9.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.981964 | <4 |
| d*max | 0.016319 | mm |
| d ultimo | 0.016875 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.981964 | <4 |
| d*max | 0.016319 | mm |
| d ultimo | 0.016875 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.974687 | <4 |
| d*max | 0.014323 | mm |
| d ultimo | 0.014911 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.974687 | <4 |
| d*max | 0.014323 | mm |
| d ultimo | 0.014911 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

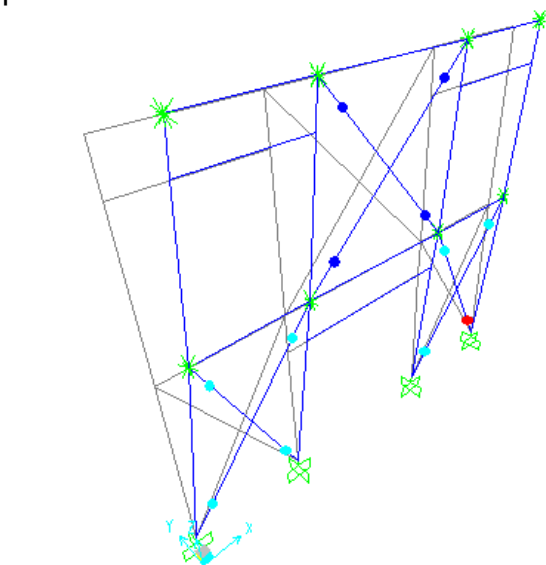
Si ottiene un coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=1.03

Si ottiene un coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=4.08$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=1.03$**

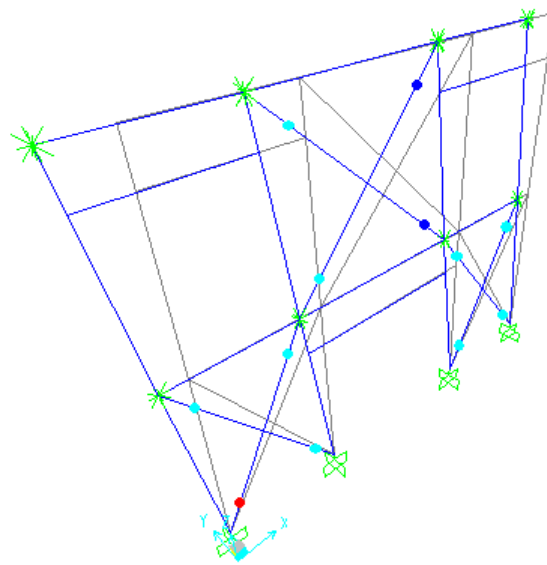
6.9.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



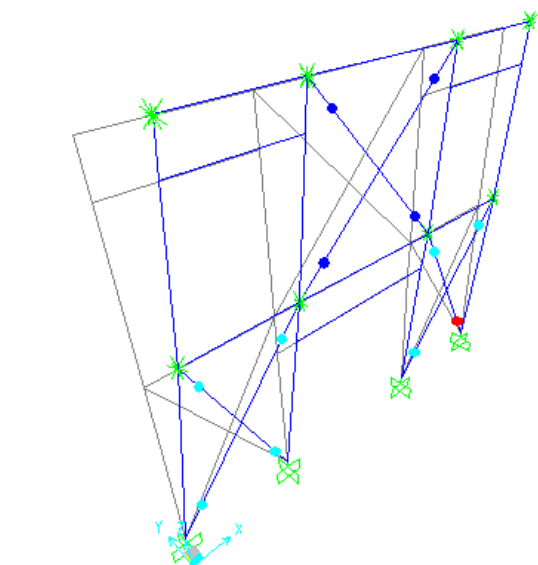
*Deformata a rottura – Passo 1
Gruppo 1+*

– Rottura pannello in muratura a piano terra

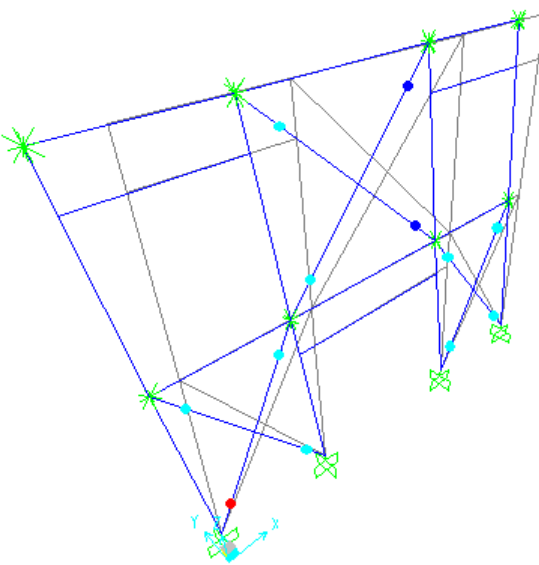


*Deformata a rottura- Passo 1
Gruppo 1-*

– Rottura pannello in muratura a piano terra



*Deformata a rottura- Passo 1
Gruppo 2A+*



*Deformata a rottura- Passo 1
Gruppo 2A-*

- *Rottura pannello in muratura a piano terra*
- *Rottura pannello in muratura a piano terra*

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 281.2$ kN**

6.10 Allineamento 8

L'allineamento è caratterizzato da muratura in pietrame disordinato di spessore 35 cm. La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 0.5m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e da architravi soprafinestra 25x15 in C.A. armato con 4Ø8.

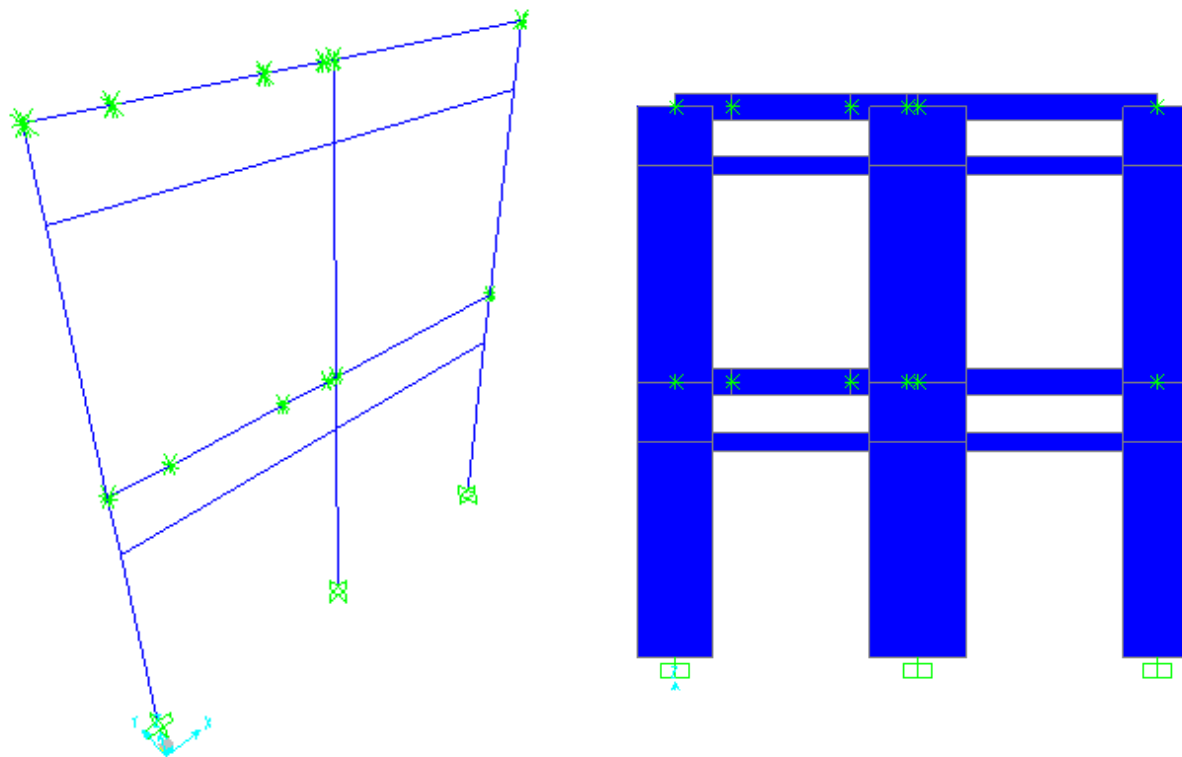
Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 80 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da un profilo UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

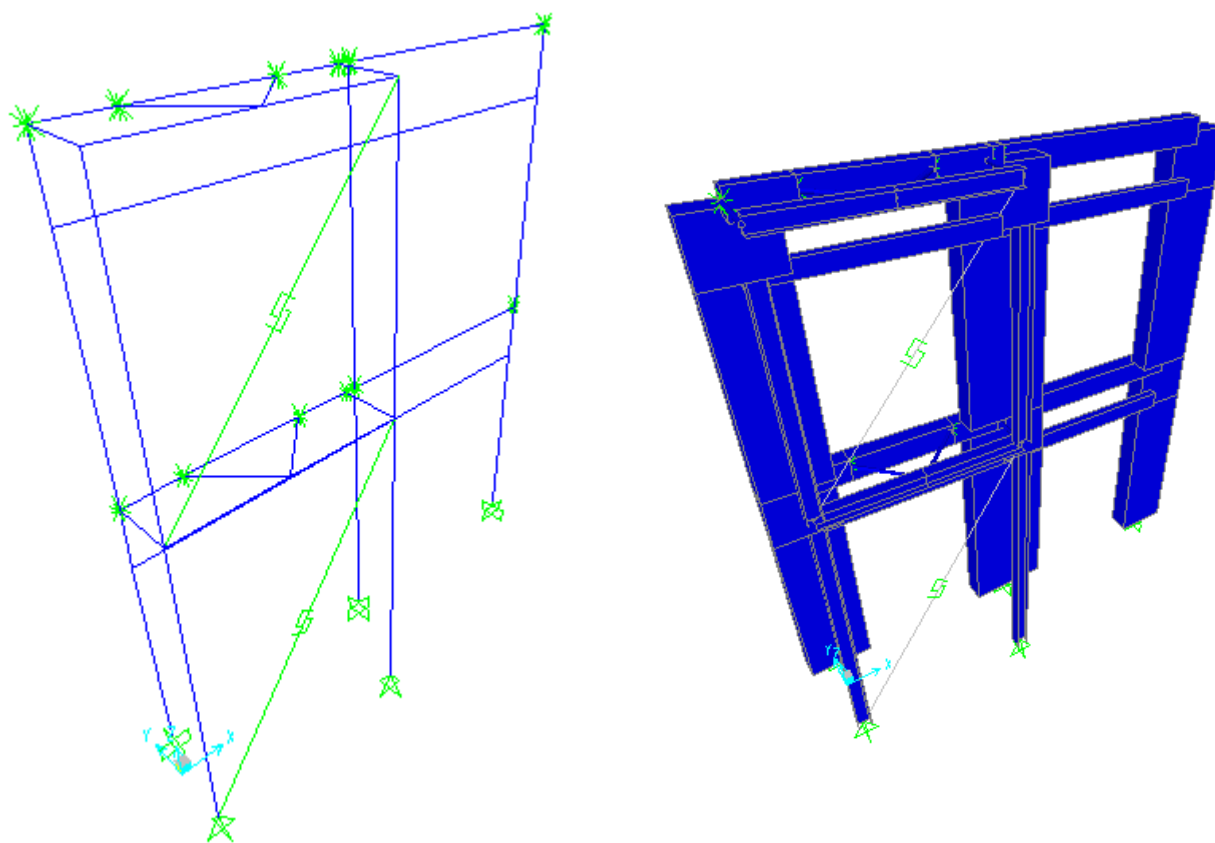
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.10.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):
 $=0.5 \cdot 7.4 \cdot (1.9+1.3) + (7.4 \cdot (0.9+1.1) + 1.7 \cdot (1+1.3+0.9)) \cdot 0.35 \cdot 19 = 146.5 \text{ kN}$
- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):
 $=0.5 \cdot 7.4 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3(7.4 \cdot (0.9+1.1) + 1.7 \cdot (1+1.3+0.9))) \cdot 0.35 \cdot 19 = 156.8 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio:** **303.3 kN=30330 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 62.7%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 37.3%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:

$F_h = 176.8 \text{ kN}$

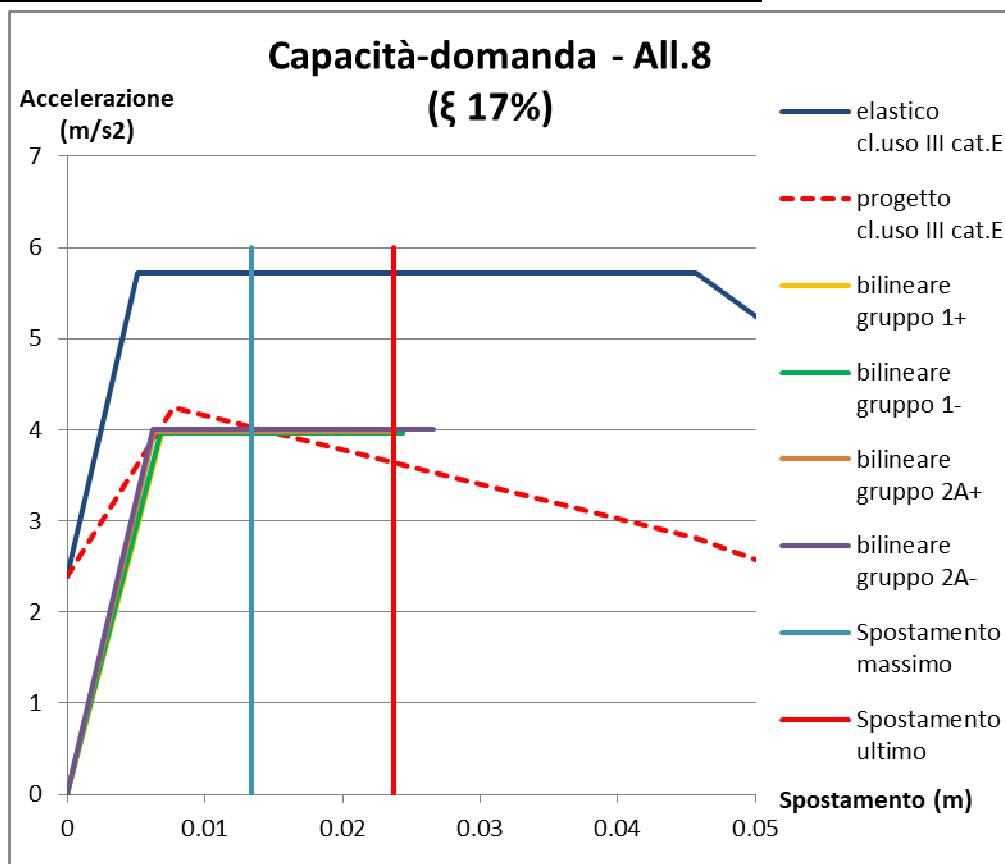
Azione orizzontale a livello di piano secondo

$F_{h2} = 110.8 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo

$F_{h1} = 66.8 \text{ kN}$

6.10.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 17%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 17%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.442613 | <4 |
| d*max | 0.013372 | mm |
| d ultimo | 0.024402 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.442477 | <4 |
| d*max | 0.01324 | mm |
| d ultimo | 0.024384 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.438387 | <4 |
| d*max | 0.012503 | mm |
| d ultimo | 0.023741 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.429413 | <4 |
| d*max | 0.012263 | mm |
| d ultimo | 0.026562 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

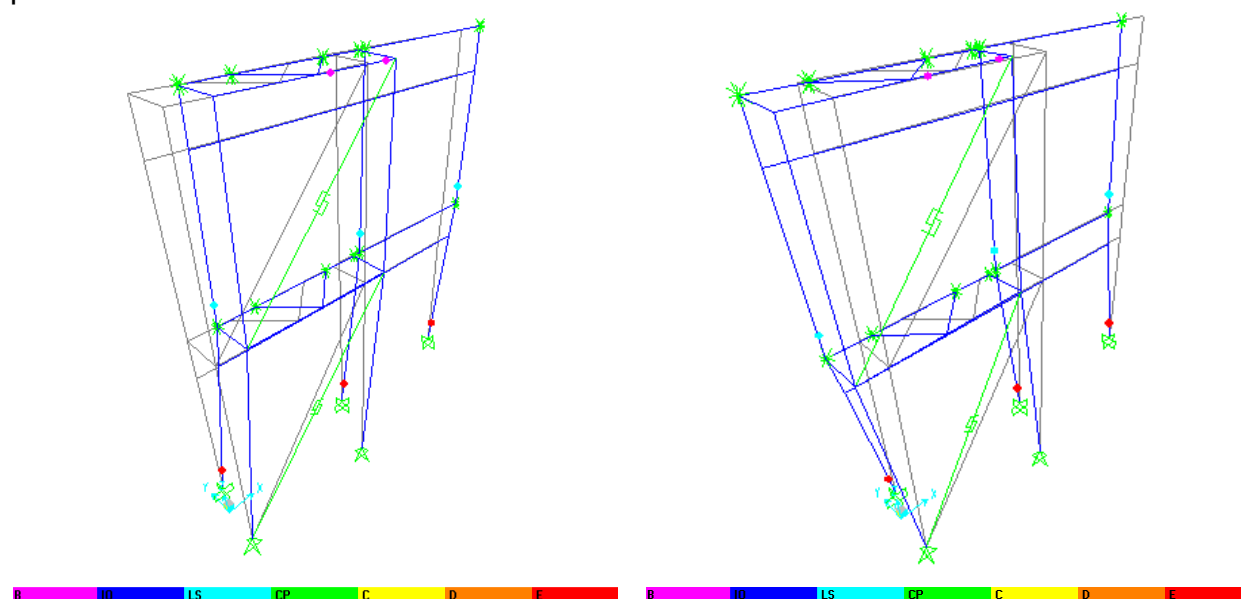
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=1.81$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=2.77$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=1.81$**

6.10.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.

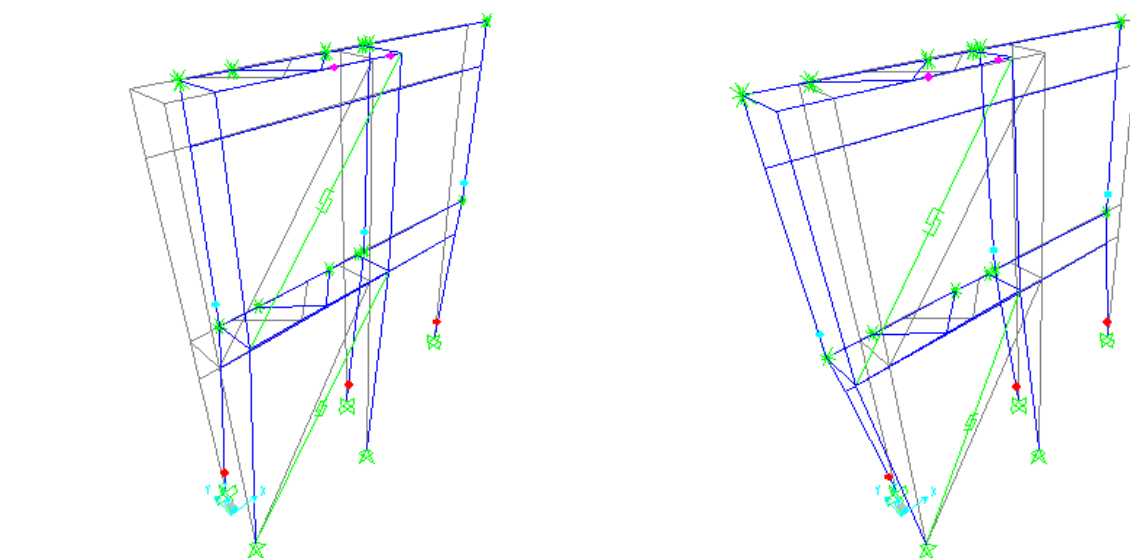


**Deformata a rottura – Passo 6
Gruppo 1+**

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF snervati

**Deformata a rottura- Passo 6
Gruppo 1-**

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF snervati



| | |
|---|---|
| | |
| <i>Deformata a rottura- Passo 8</i> | <i>Deformata a rottura- Passo 5</i> |
| <i>Gruppo 2A+</i> | <i>Gruppo 2A-</i> |
| <ul style="list-style-type: none"> – Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano – Elementi HBF snervati | <ul style="list-style-type: none"> – Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano – Elementi HBF snervati |

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1+ e 1-:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +309 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -326 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T2 = 115 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=1)**
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T1 = 109 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=1)**

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 42.3 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 121.2 \text{ kN}$**

6.11 Allineamento A

L'allineamento è caratterizzato da un telaio in C.A. con pilastri 55x25 armati con 4 Ø16 e muratura in mattoni pieni sp.24cm a chiudere alcuni campi del telaio.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 3.0 m in copertura.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e architravi soprafinestra in C.A. 25x15 armate con 4 Ø8.

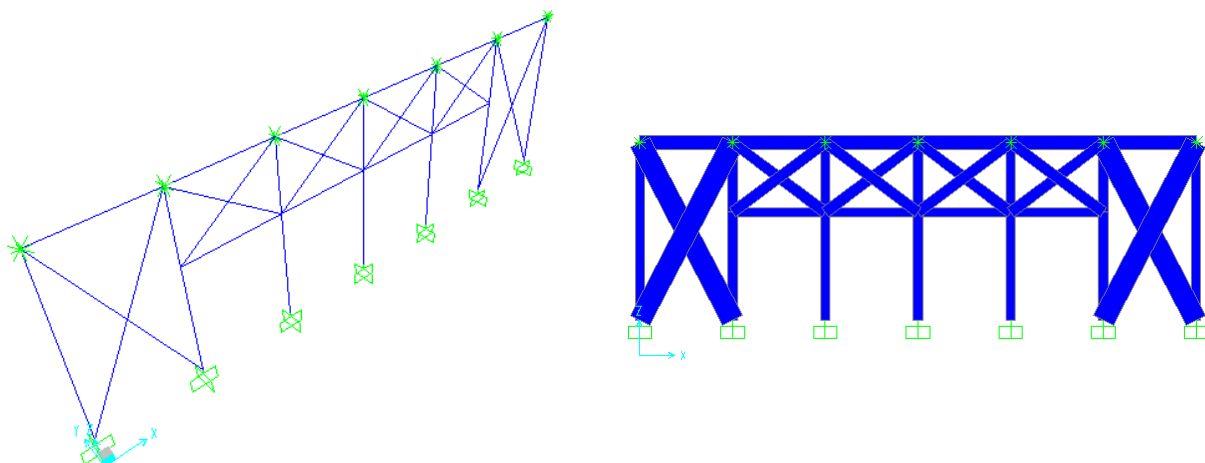
Fra i due cordoli è presente una consistente porzione di muratura, di altezza pari a circa 150 cm che viste le dimensioni offre una collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli, le architravi e i pannelli soprafinestra sono inseriti come bielle di collegamento tra i pilastri in C.A.

Nello stato esistente si ipotizza che i pilastri assorbano momento, si assume che non siano svincolati e trasmettano momento, dunque nello stato esistente si modellano come elementi frame continui. Sull'allineamento non si procede ad alcun intervento, dunque lo stato di progetto coincide con quello esistente.

Nel modello si schematizzano i pannelli di muratura in mattoni pieni. Allo stato esistente questi pannelli sono di spessore pari a 24 cm.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente

L'allineamento è ad un piano solo, dunque si può eseguire l'analisi pushover considerando solo il gruppo 1 dei carichi, poiché coincide con il gruppo 2A.

6.11.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

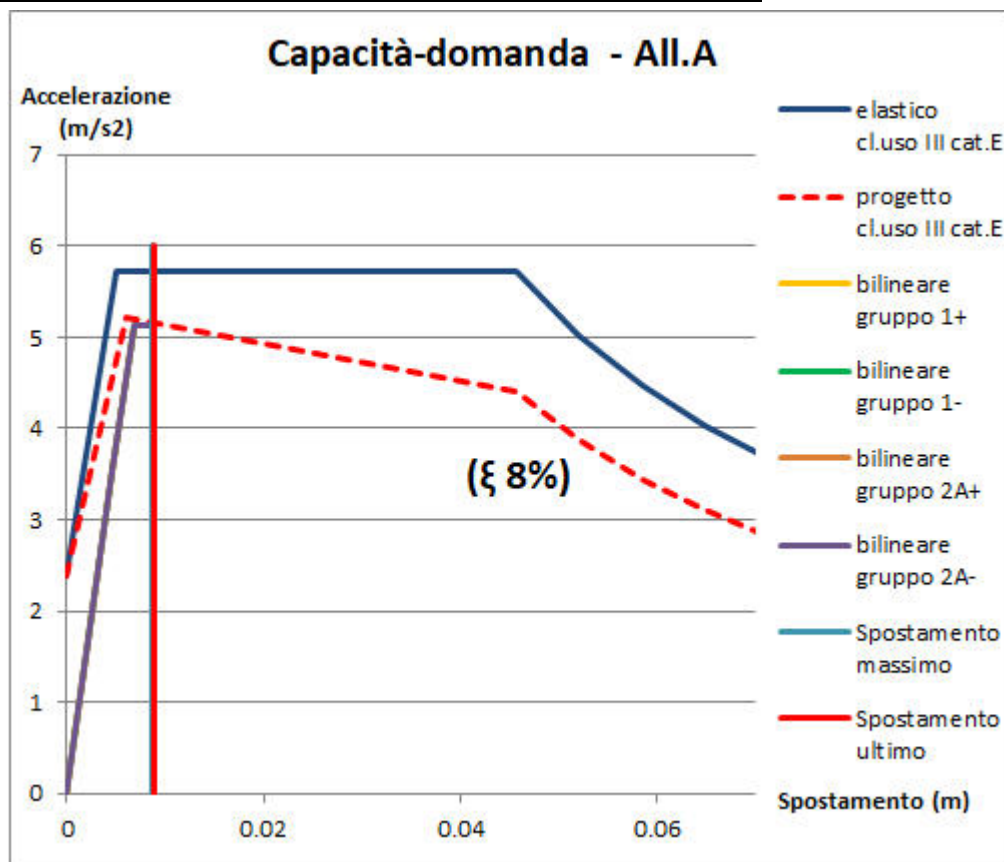
- Carichi piano secondo (z=5.5m):

$$= 3.0 \cdot 14.0 \cdot (1.9 + 1.3) + 0.55 \cdot 0.25 \cdot 4.6 \cdot 25 \cdot 7 + ((2.2 \cdot 2 \cdot 4.6 + 2.2 \cdot (1.7 + 1) \cdot 4) \cdot 0.24 \cdot 18 =$$

$$= 438.9 \text{ kN}$$
- **Massa totale edificio: 438.9 kN=43890 kg**

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 255.9 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 255.9 \text{ kN}$ |

6.11.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda
Smorzamento necessario per punto di verifica: 8%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 8%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.116363 | <4 |
| d*max | 0.008727 | mm |
| d ultimo | 0.008818 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.116242 | <4 |
| d*max | 0.008724 | mm |
| d ultimo | 0.008813 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.116363 | <4 |
| d*max | 0.008727 | mm |
| d ultimo | 0.008818 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.116242 | <4 |
| d*max | 0.008724 | mm |
| d ultimo | 0.008813 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

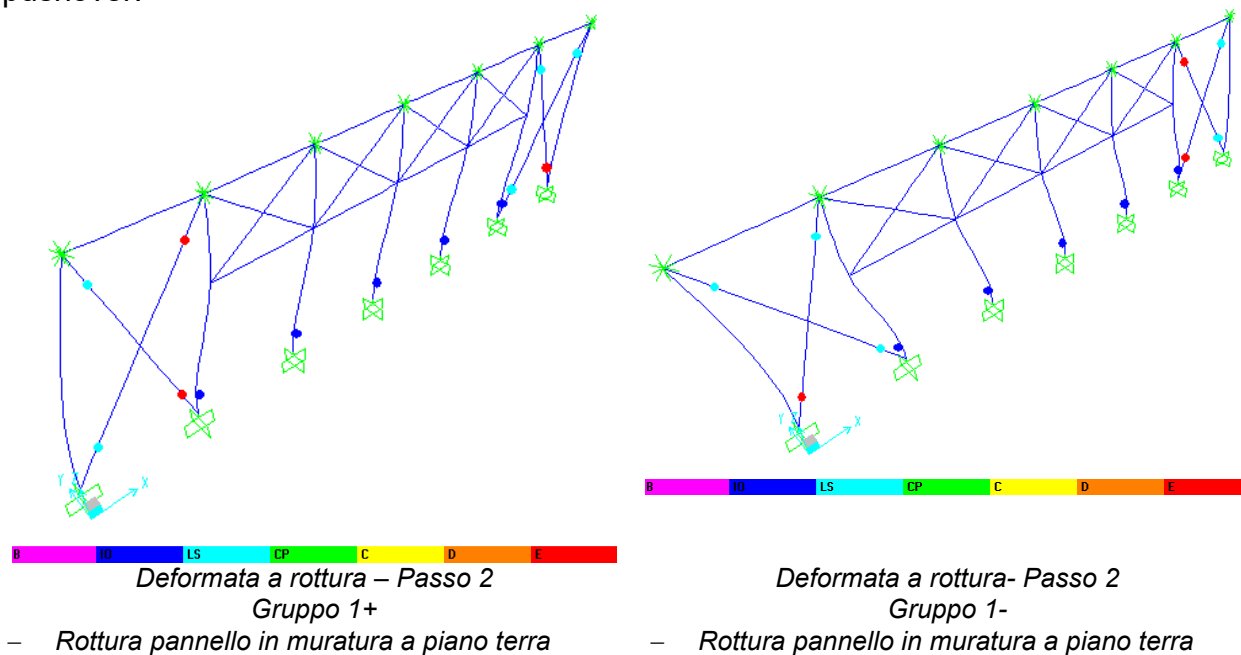
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=1.01$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=3.58$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_{es}=1.01$**

6.11.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes}= 258.8 \text{ kN}$**

6.12 Allineamento B

L'allineamento è caratterizzato da muratura in pietrame disordinata di spessore 35 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 3.65 m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e da architravi soprafinestra 25x15 in C.A. armato con 4Ø8.

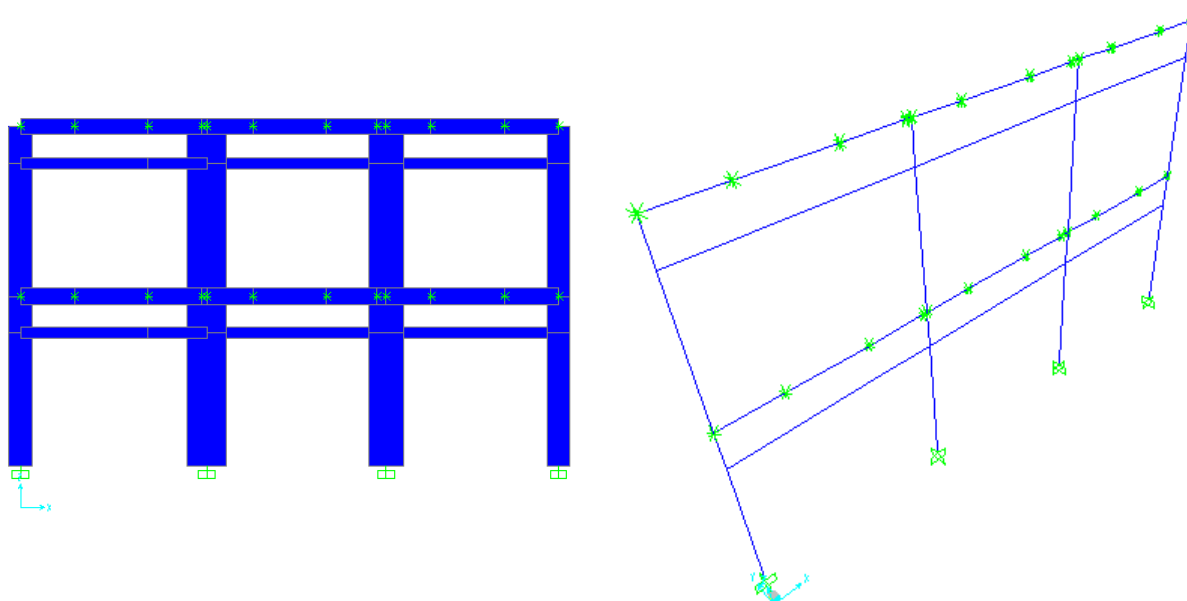
Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 80 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da un profili UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

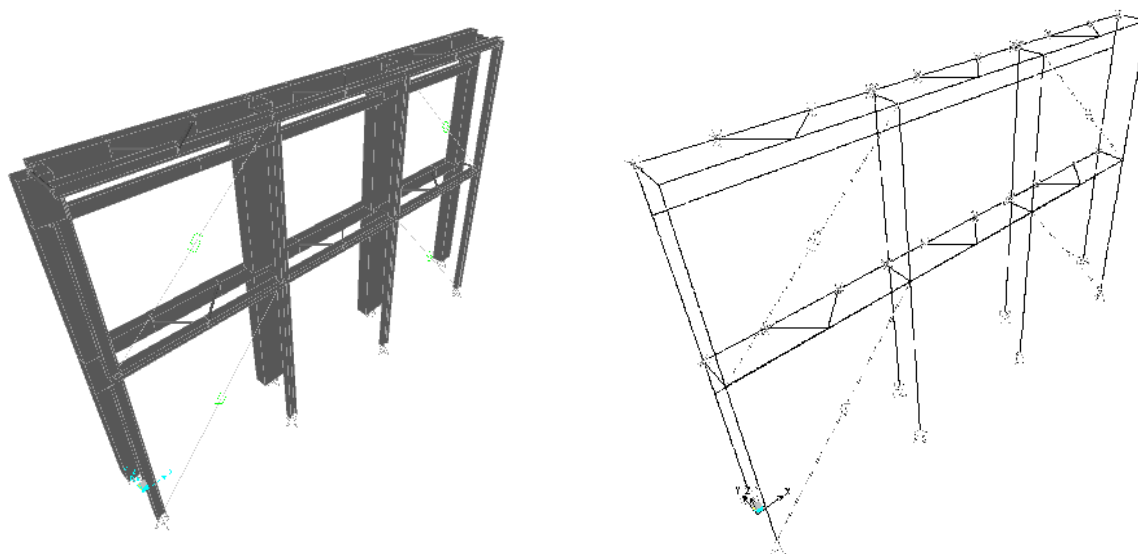
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo “Plastic – Wen”.

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei “bracci” di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

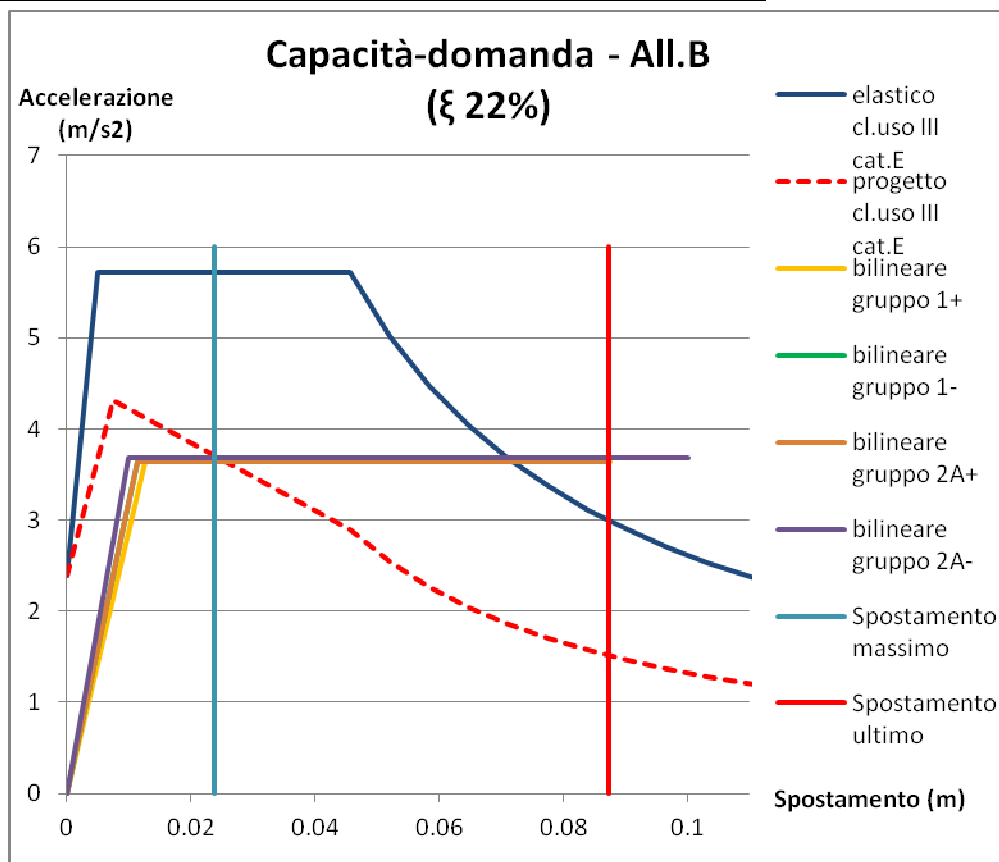
6.12.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $= 3.65 \cdot 12.15 \cdot (1.9 + 1.3) + (12.15 \cdot (0.9 + 1.1) + 1.7 \cdot (0.5 + 0.85 + 0.75 + 0.5)) \cdot 0.35 \cdot 19 =$
 $= 332.9 \text{ kN}$
- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $= 3.65 \cdot 12.15 \cdot (2.2 + 2 + 0.6 \cdot 3) + (12.15 \cdot (0.9 + 1.1) + 1.7 \cdot (0.5 + 0.85 + 0.75 + 0.5)) \cdot 0.35 \cdot 19 =$
 $= 457.1 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 790 kN=79000 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 56.7%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 43.3%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 460.6 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 261.2 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 199.4 \text{ kN}$ |

6.12.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda.



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 22%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 22%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.571493 | <4 |
| d*max | 0.023667 | mm |
| d ultimo | 0.087458 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.56962 | <4 |
| d*max | 0.021708 | mm |
| d ultimo | 0.087321 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.56962 | <4 |
| d*max | 0.021708 | mm |
| d ultimo | 0.087321 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.553087 | <4 |
| d*max | 0.019336 | mm |
| d ultimo | 0.100074 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

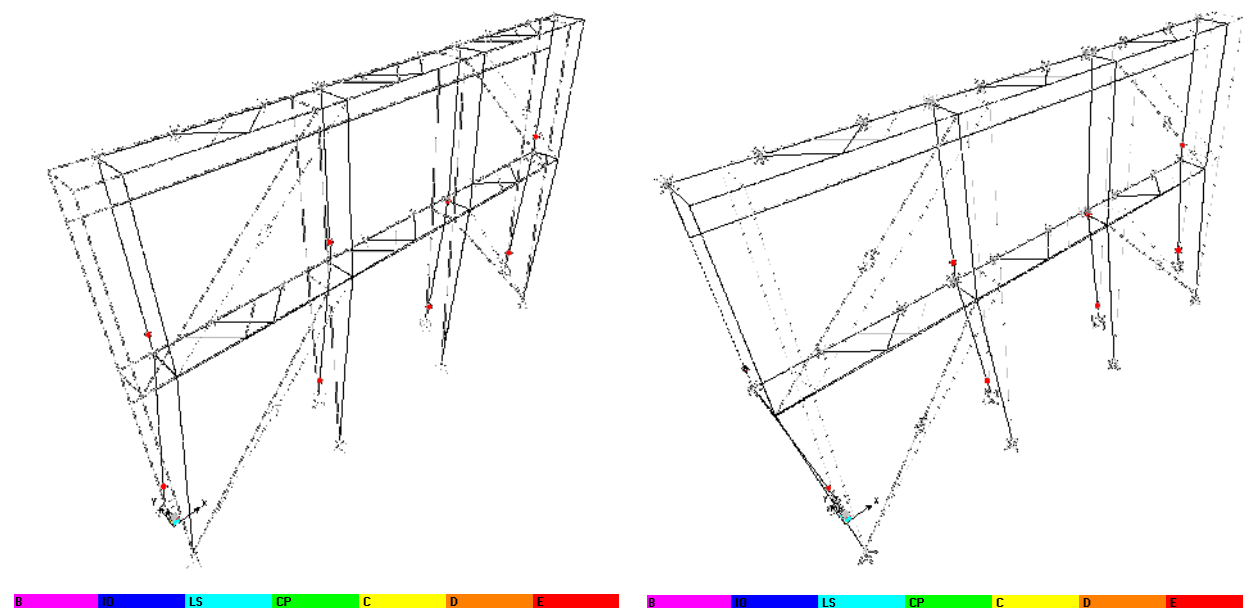
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=2.54$
- un coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=3.69$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=2.54$**

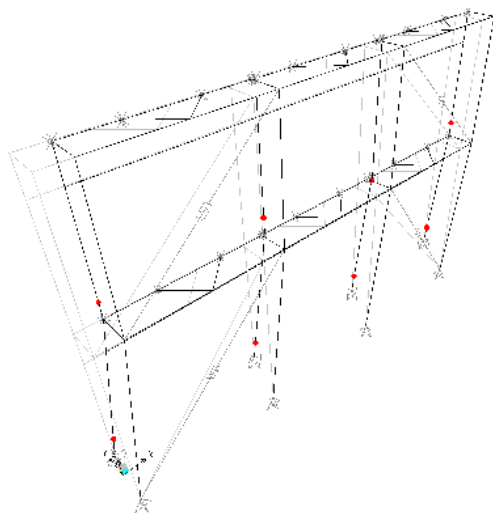
6.12.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



*Deformata a rottura – Passo 3
Gruppo 1+*

- Rottura maschi in muratura a piano terra e piano primo per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti

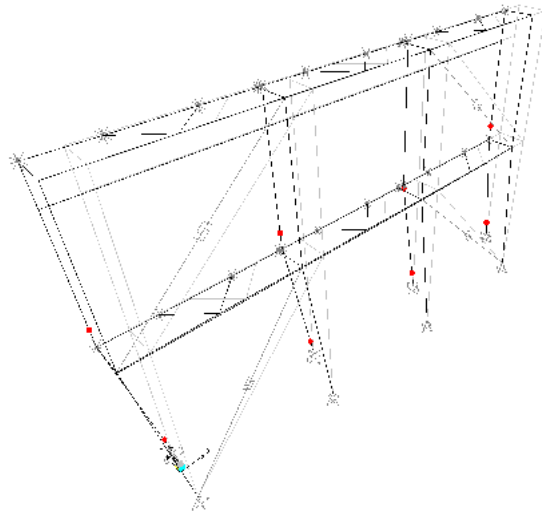


*Deformata a rottura- Passo 4
Gruppo 2A+*

- Rottura maschi in muratura a piano terra e piano primo per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti

*Deformata a rottura- Passo 4
Gruppo 1-*

- Rottura maschi in muratura a piano terra e piano primo per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti



*Deformata a rottura- Passo 4
Gruppo 2A-*

- Rottura maschi in muratura a piano terra e piano primo per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +267 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -293 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 146 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=3)**
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 233 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=3)**

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 21.4 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 374 \text{ kN}$**

6.13 Allineamento C

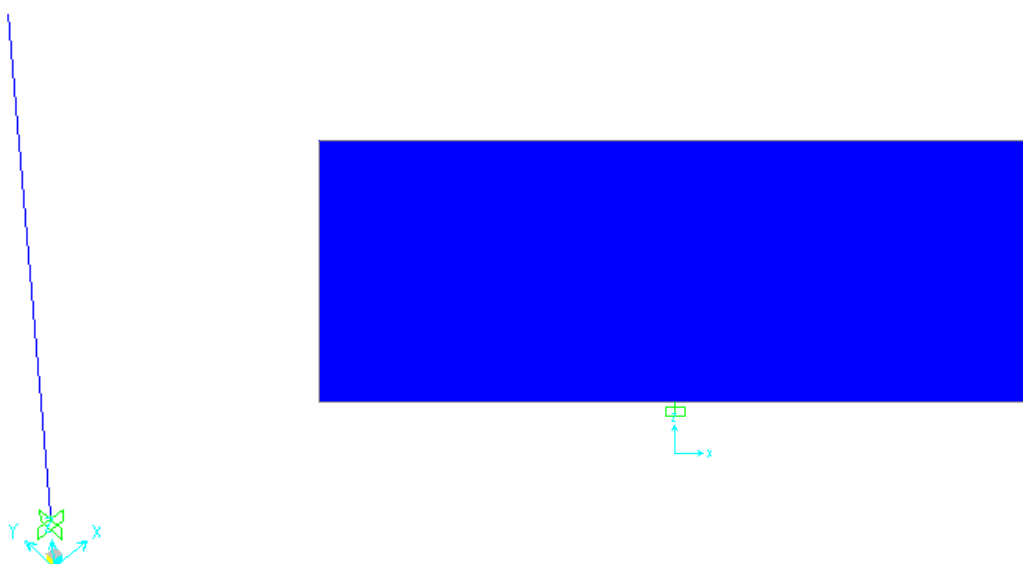
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 6.6m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da un solo pannello di muratura, dunque sono presenti solamente elementi frame verticali a schematizzare il pannello stesso.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.13.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano primo (z=5.5m):
 $= 6.6 * 14.6 * (1.9 + 1.3) + (12.6 * 4.6 + 1.7 * 1.8) * 0.24 * 18 = 572 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 572 kN=57200 kg**

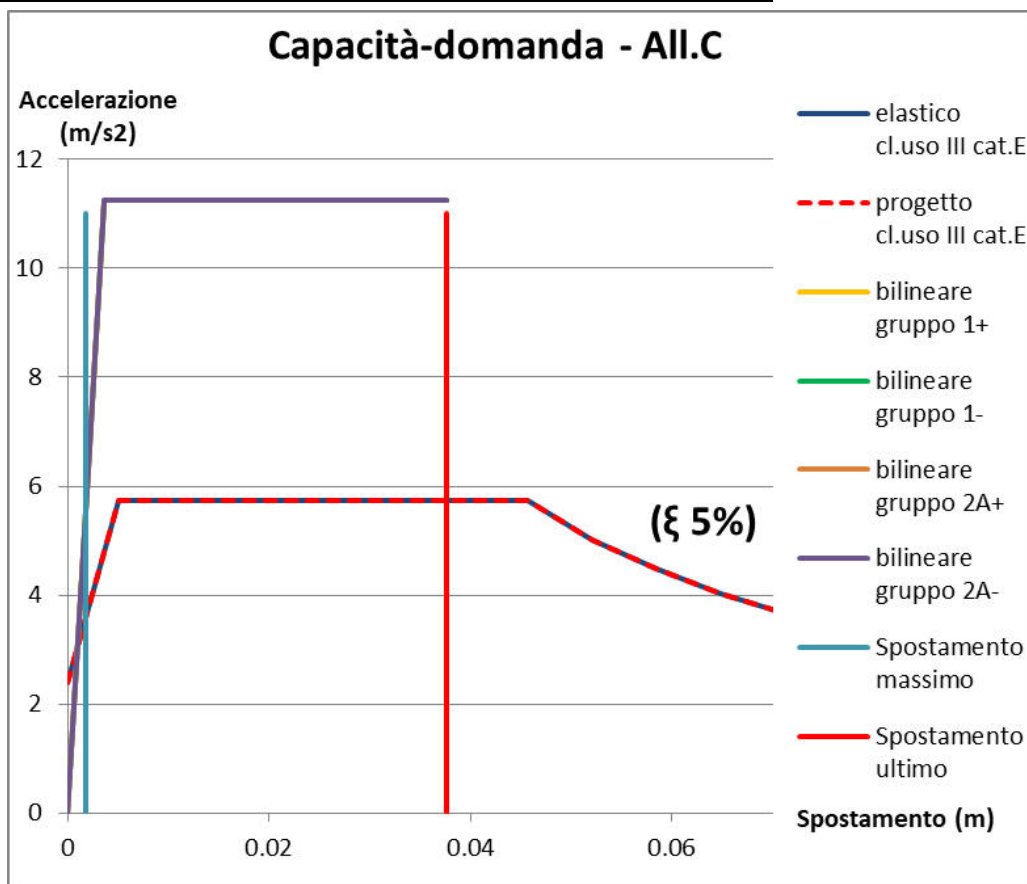
Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV:

$F_h = 333.5 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano primo

$F_{h2} = 333.5 \text{ kN}$

6.13.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.508851 | <4 |
| d*max | 0.001819 | mm |
| d ultimo | 0.037615 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.508851 | <4 |
| d*max | 0.001819 | mm |
| d ultimo | 0.037615 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

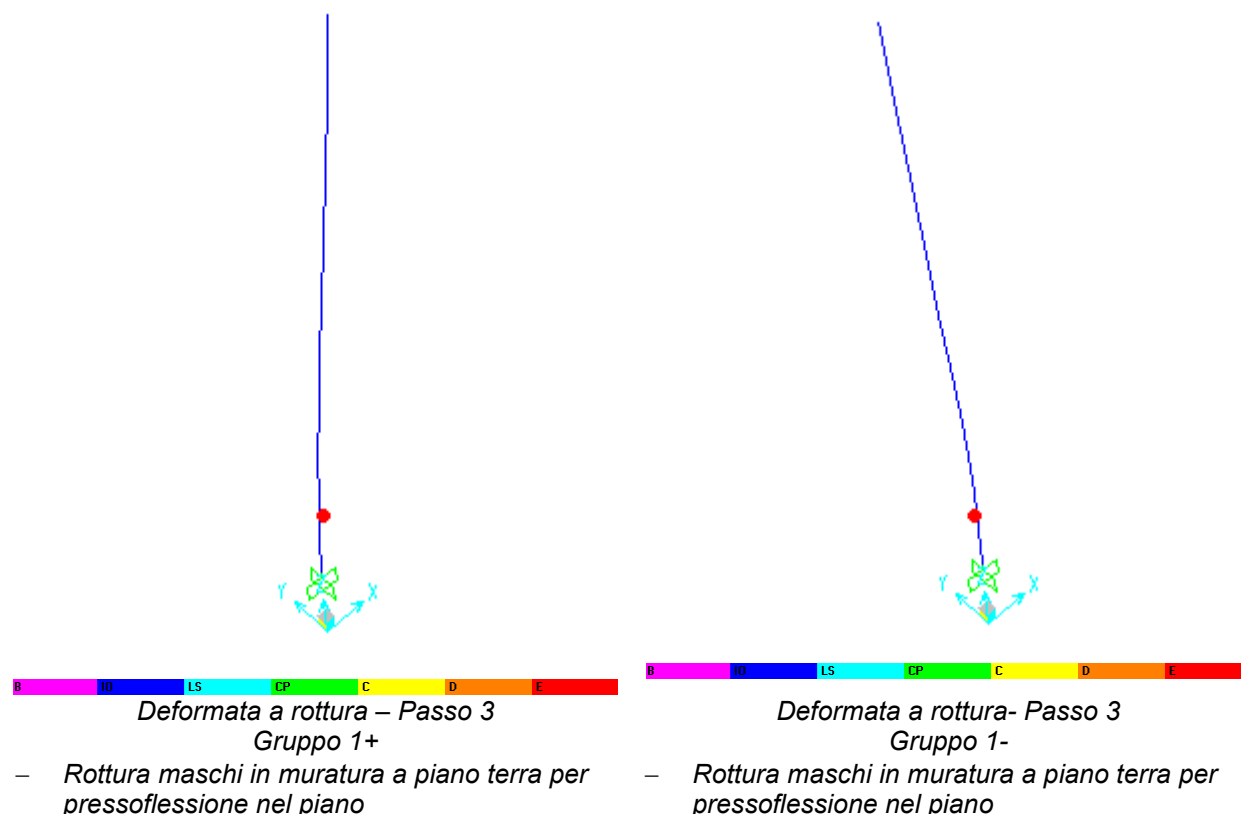
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=20.67
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=7.84

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=7.84**

6.13.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- Struttura esistente: $T_{maxes} = 643.0 \text{ kN}$

6.14 Allineamento D

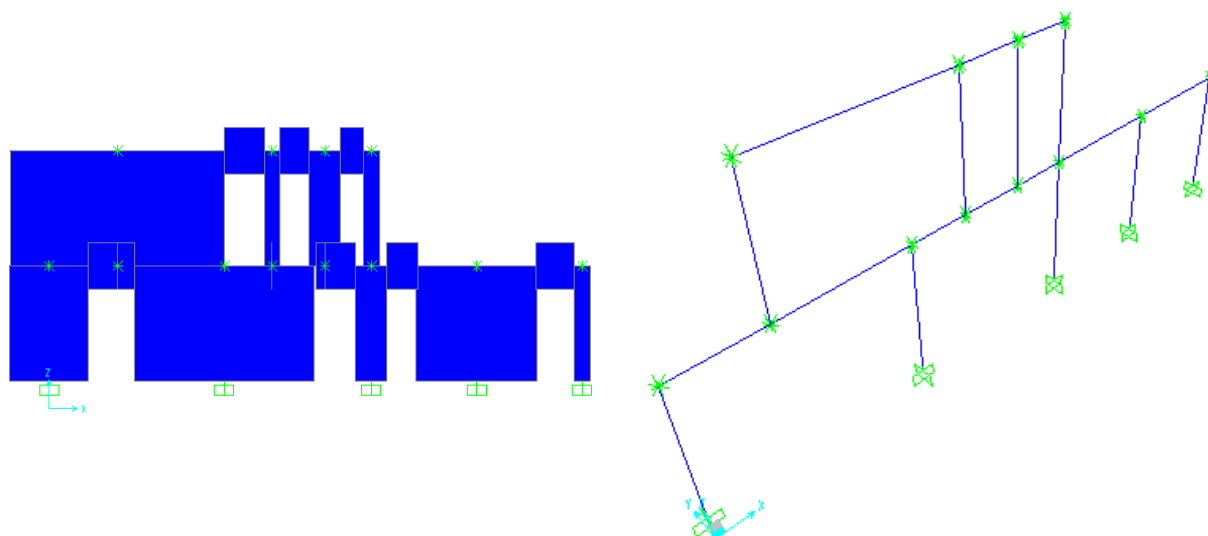
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 4.9m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da pannelli di muratura, schematizzati con elementi frame verticali e elementi frame orizzontali a schematizzare la fascia di piano.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

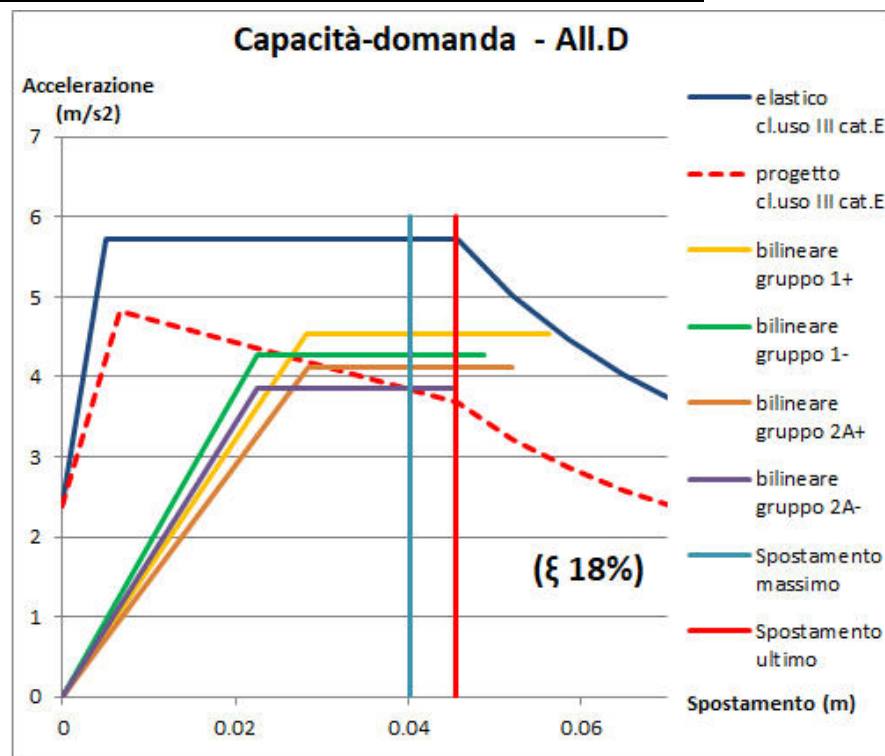
6.14.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):
 $=4.9 \cdot 12.05 \cdot (1.9+1.3) + (12.05 \cdot 1.5 + (6.9+0.6+1+0.5) \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 352.6 \text{ kN}$
- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):
 $=4.9 \cdot 18.45 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3) + (18.45 \cdot 1.5 + (2.55+5.8+1.5+3.9+0.55) \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 790.9 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio:** **1143.5 kN=114350 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 44.6%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 55.4%

| | |
|--|---------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h=666.7 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2}=297.4 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1}=369.3 \text{ kN}$ |

6.14.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 18%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 18%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.264484 | <4 |
| d*max | 0.036728 | mm |
| d ultimo | 0.056403 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.337357 | <4 |
| d*max | 0.031906 | mm |
| d ultimo | 0.048753 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.392486 | <4 |
| d*max | 0.040315 | mm |
| d ultimo | 0.052139 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.485229 | <4 |
| d*max | 0.035356 | mm |
| d ultimo | 0.04554 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

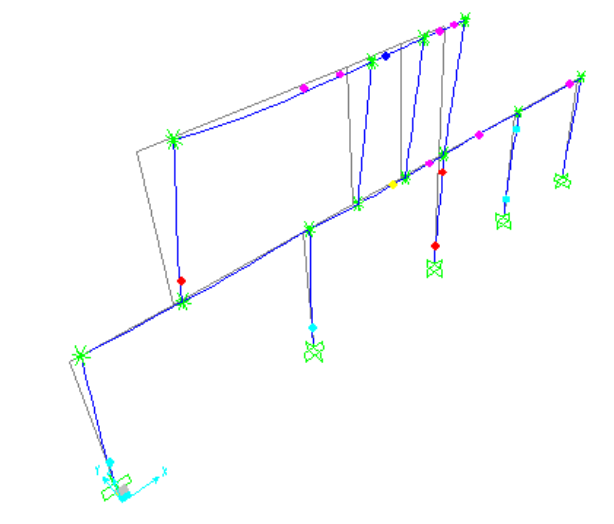
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=1.28
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=2.70

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_{es}=1.28**

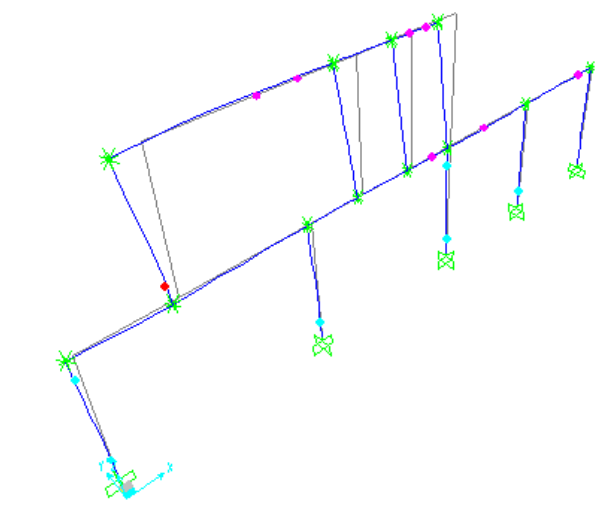
6.14.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



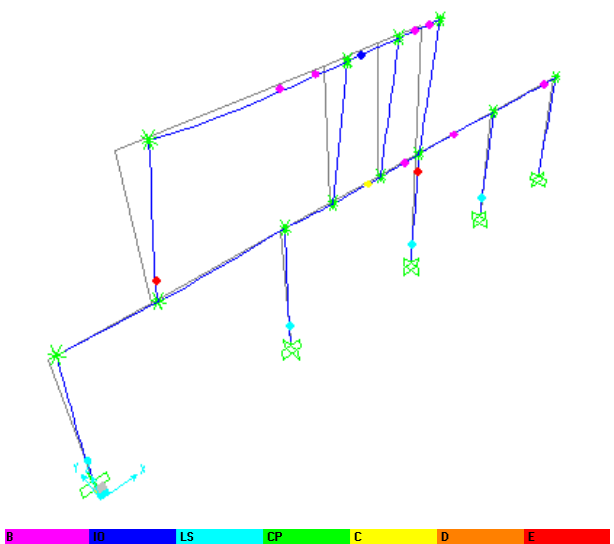
*Deformata a rottura – Passo 4
Gruppo 1+*

- Rottura maschi in muratura a piano terra e piano primo per pressoflessione nel piano



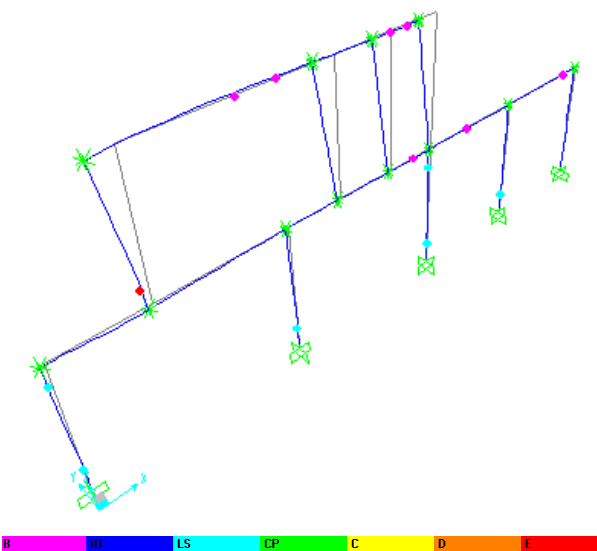
*Deformata a rottura- Passo 3
Gruppo 1-*

- Rottura maschi in muratura a piano primo per pressoflessione nel piano



*Deformata a rottura – Passo 3
Gruppo 1+*

- Rottura maschi in muratura a piano terra e piano primo per pressoflessione nel piano



*Deformata a rottura- Passo 3
Gruppo 1-*

- Rottura maschi in muratura a piano primo per pressoflessione nel piano

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 747.3$ kN**

6.15 Allineamento E

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a:

- 4.4 m a livello del piano secondo;
- 2.8 m a livello del piano primo;
- 3.3m a livello di copertura della parte di edificio ad un piano.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10.

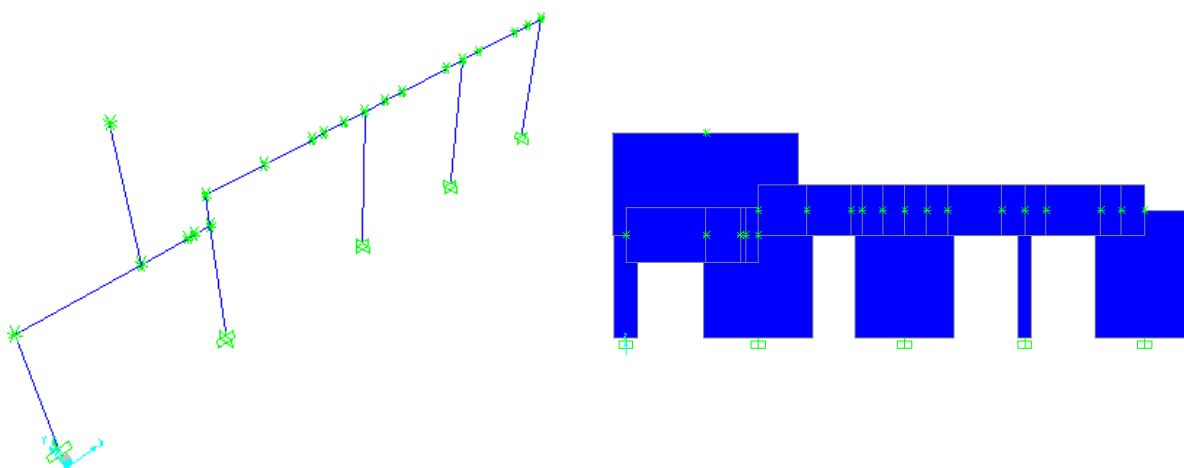
Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da un profilo UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

A livello di piano secondo non si sono modellati i cordoli poiché è presente un solo pannello di muratura, si è modellato un frame infinitamente rigido per collegare la struttura di rinforzo alla struttura esistente in muratura.

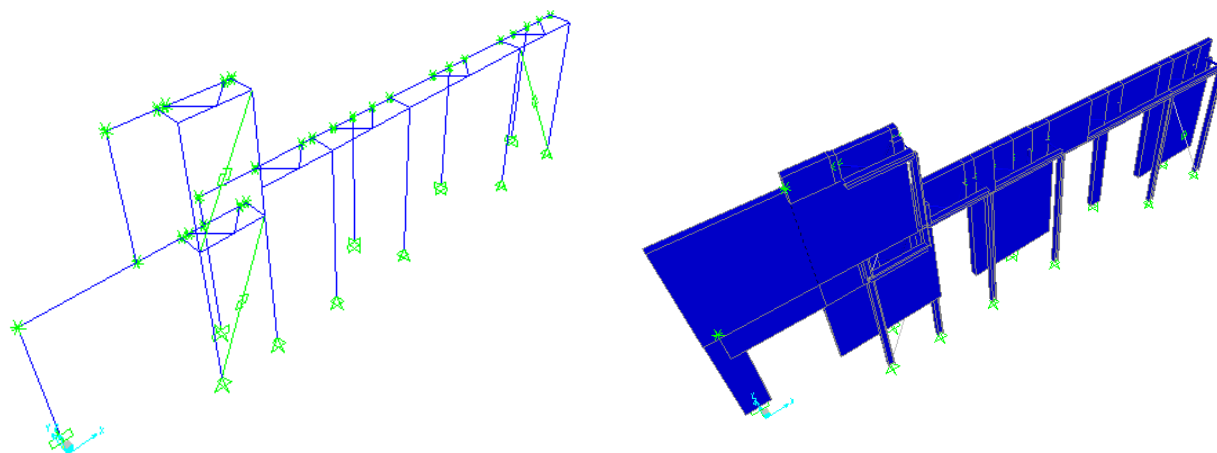
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

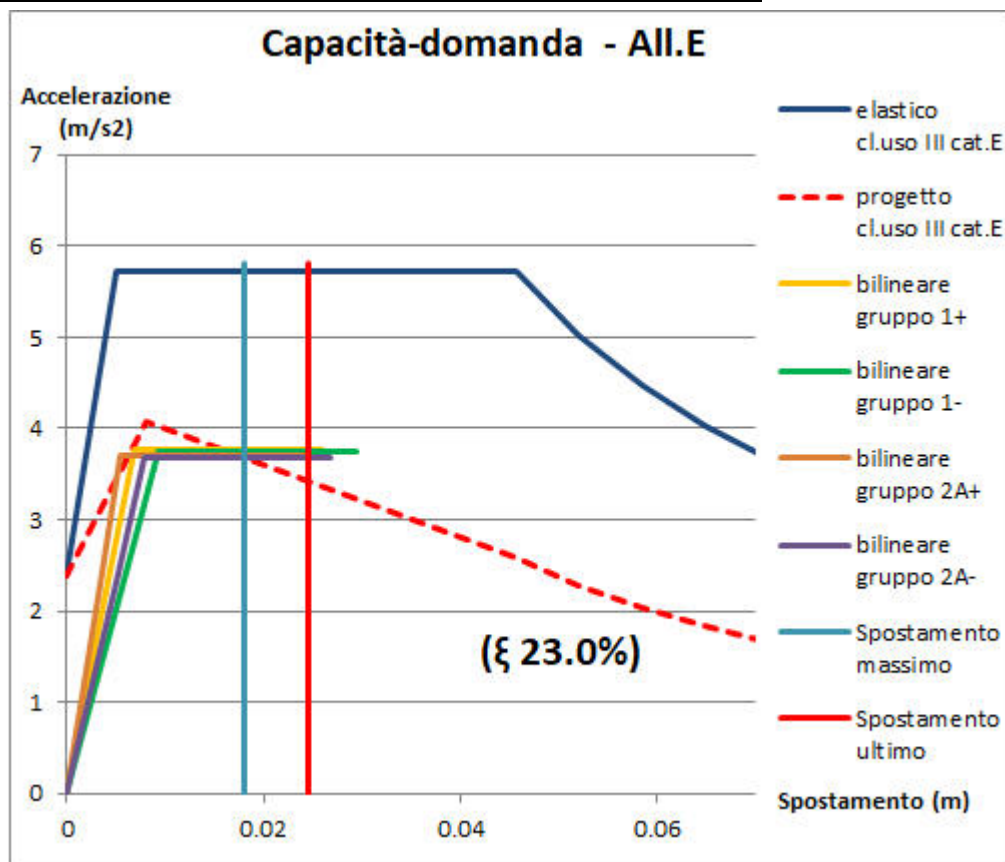
6.15.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):
 $=4.4*6.7*(1.9+1.3)+6.7*3.7*0.24*18=201.5 \text{ kN}$
- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):
 $=2.8*6.7*(2.2+2+0.6*3)+(6.7*(0.9+1.1)+2.2*(0.85+3.95))*0.24*18=216.1 \text{ kN}$
- Carichi copertura parte a un piano ($z=5.5\text{m}$):
 $=3.3*14.4*(1.9+1.3)+(14.4*(1.8+1.1)+1.7*(3.6+0.5+3.6))*0.24*18=389.1 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 806.7 kN=80670 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 34.8%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 44.5%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare copertura: 20.7%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h=470.3\text{kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2}=163.7 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1}=97.3 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di copertura parte a un piano | $F_{hcop}=209.3 \text{ kN}$ |

6.15.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 23%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 23%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.517562 | <4 |
| d*max | 0.014277 | mm |
| d ultimo | 0.025963 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.528477 | <4 |
| d*max | 0.018119 | mm |
| d ultimo | 0.029446 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.548025 | <4 |
| d*max | 0.012273 | mm |
| d ultimo | 0.02455 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.553604 | <4 |
| d*max | 0.016382 | mm |
| d ultimo | 0.026712 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Si ottiene un coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=1.62

Come indicato sulle modalità di effettuazione delle analisi pushover, per tener conto dell'eccentricità fra allineamento esistente e telaio di rinforzo, si incrementano opportunamente le domande di spostamento ottenute dalla verifica secondo normativa. I parametri necessari a determinare tale incremento in questo caso risultano:

-spostamento esistente: 0.6383 mm

-spostamento struttura rinforzo: 0.6492 mm

Il coefficiente correttivo dello spostamento è pari a: 1.02

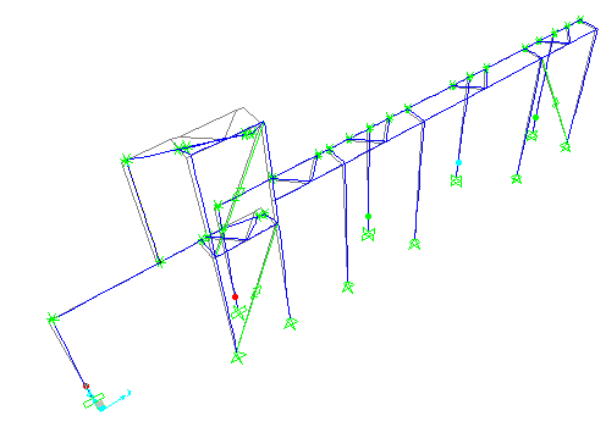
Si ottiene un coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=1.59$

Si ottiene un coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=1.93$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=1.59$**

6.15.3 Situazione elementi al punto di rottura

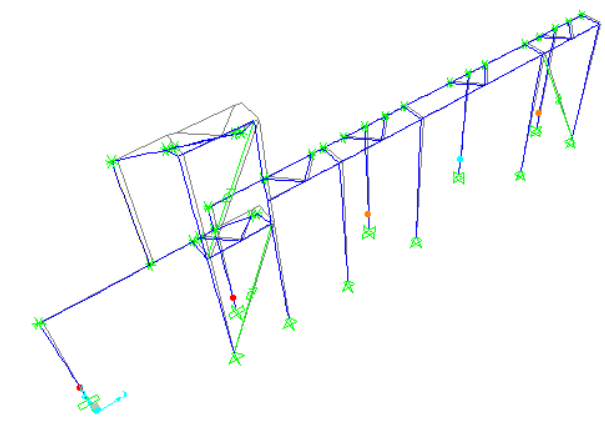
Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Deformata a rottura – Passo 6

Gruppo 1+

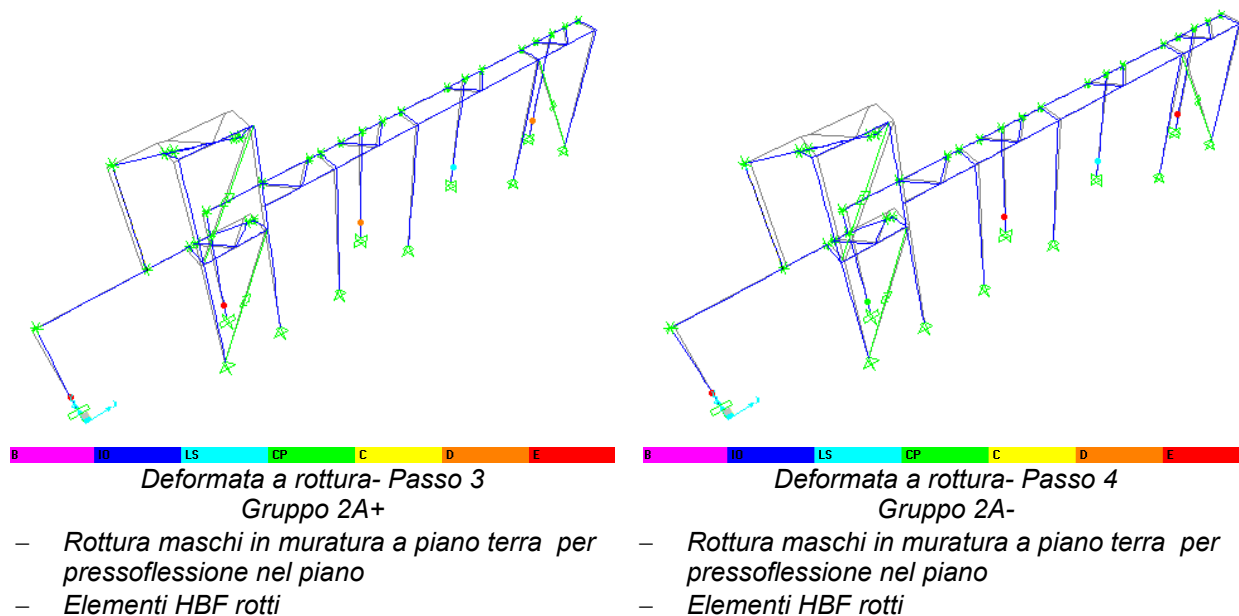
- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti



Deformata a rottura- Passo 4

Gruppo 1-

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF rotti



Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +400 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -399 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 91.2 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=1)**
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 173 \text{ kN}$**
- **(n° triangoli di collegamento=5)**

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 296 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 196.5 \text{ kN}$**

6.16 Allineamento H

L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a:

- 3.3 m nella parte con i telai in C.A.;
- 1.4 m nella parte con i maschi in muratura.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e un architrave soprafinestra in C.A. 25x15 armato con 4Ø8.

Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 80 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da un profilo UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

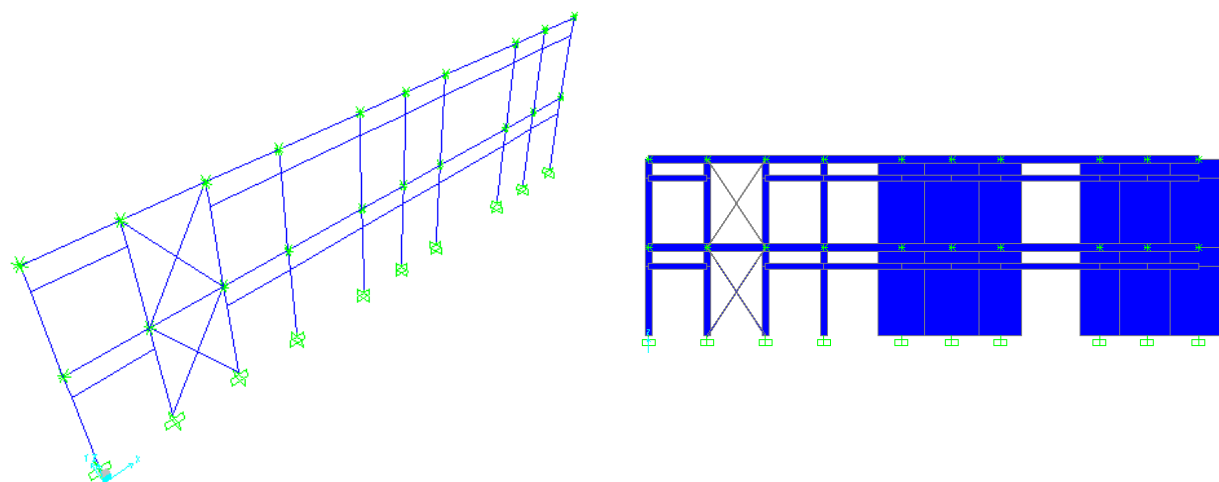
Nella situazione esistente si hanno dei maschi di muratura diversi non opportunamente collegati, che dunque saranno analizzati come indipendenti.

Nello stato di progetto invece si prevede di collegare in maniera opportuna questi maschi ottenendo così un pannello composto.

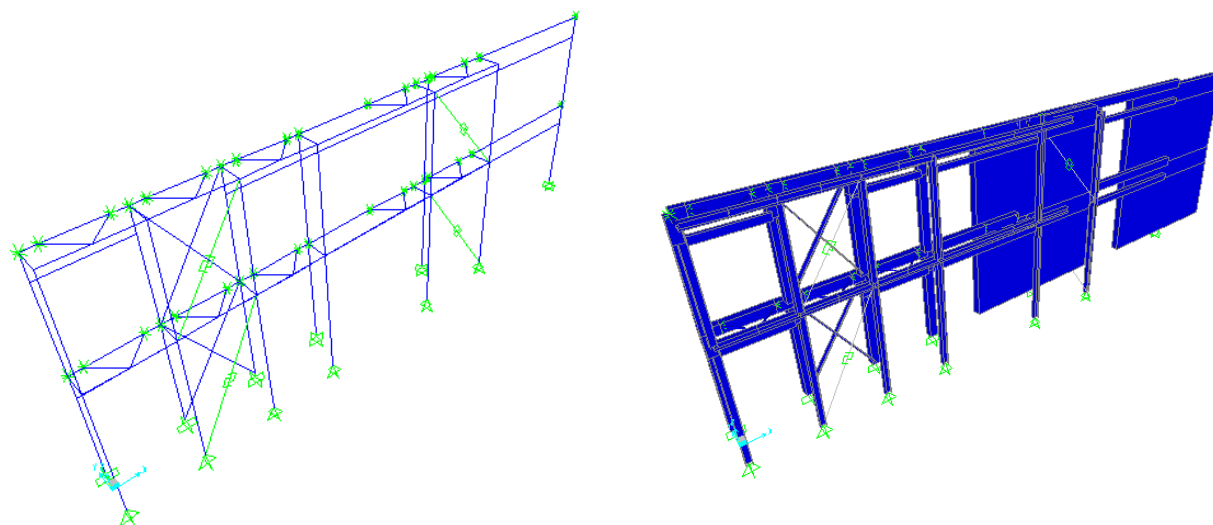
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.16.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

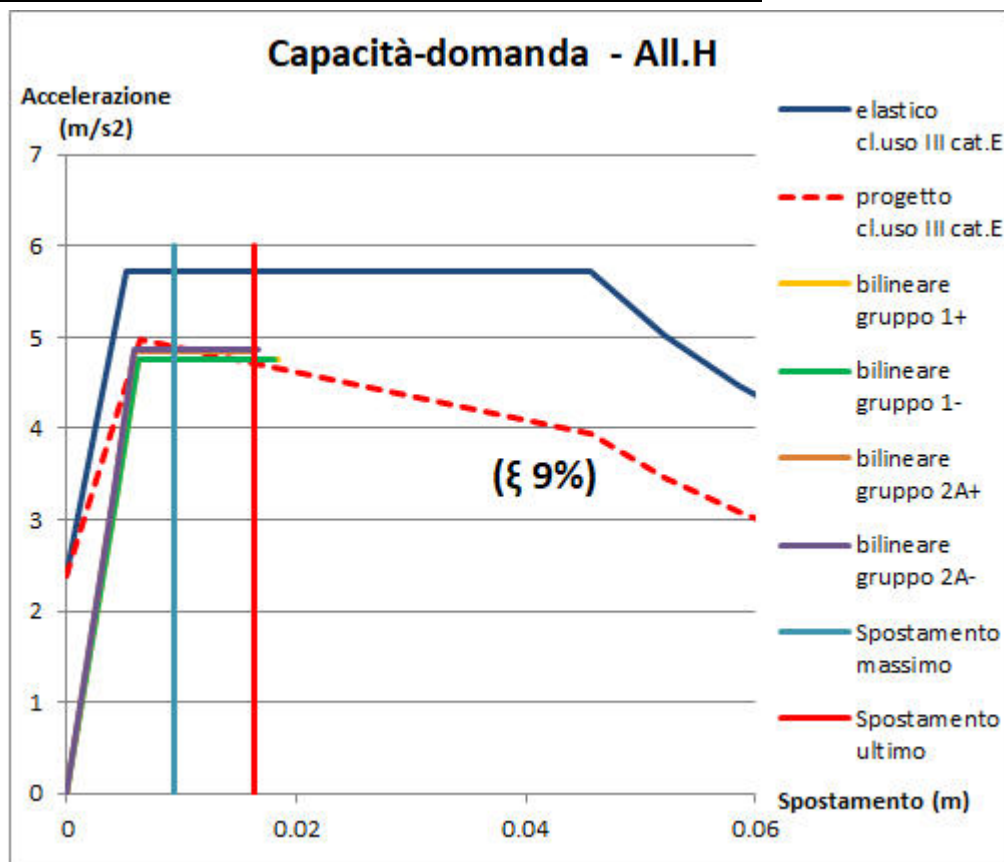
- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):

$$=(9.7*3.3+14.5*1.4)*(1.9+1.3)+((9.7+14.5)*(0.9+1.1)+1.7*(2.45+1.95+2.3+1.8+1.65+2.35+2.4))*0.24*18 = 485.9 \text{ kN}$$
- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):

$$=(9.7*3.3+14.5*1.4)*((2.2+2+0.6*3)+((9.7+14.5)*(0.9+1.1)+1.7*(2.45+1.95+2.3+1.8+1.65+2.35+2.4))*0.24*18 = 632.4 \text{ kN}$$
- **Massa totale edificio: 1118.3 kN=111830 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 58%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 42%

| | |
|--|-------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h=652 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2}=378 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1}=274 \text{ kN}$ |

6.16.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
Smorzamento necessario per punto di verifica: 15%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 9%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.201719 | <4 |
| d*max | 0.009358 | mm |
| d ultimo | 0.018363 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.205238 | <4 |
| d*max | 0.009401 | mm |
| d ultimo | 0.018116 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.182764 | <4 |
| d*max | 0.008677 | mm |
| d ultimo | 0.016334 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.178373 | <4 |
| d*max | 0.008662 | mm |
| d ultimo | 0.016623 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

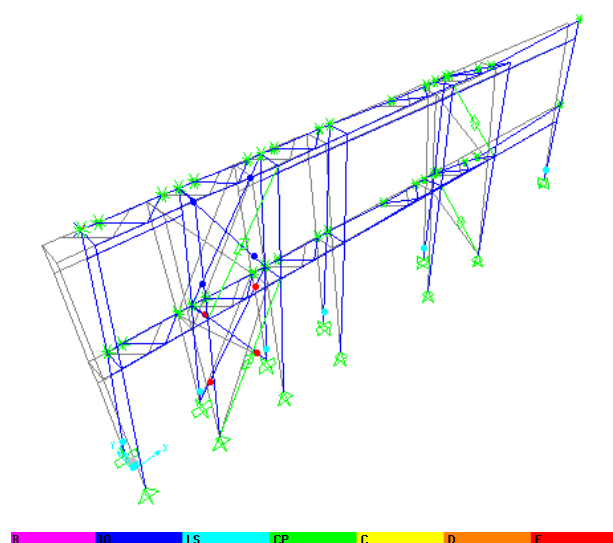
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=1.87

- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=3.33$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=1.87$**

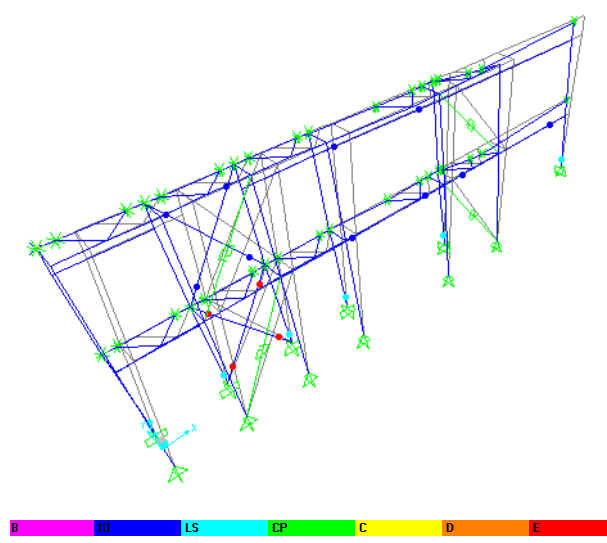
6.16.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



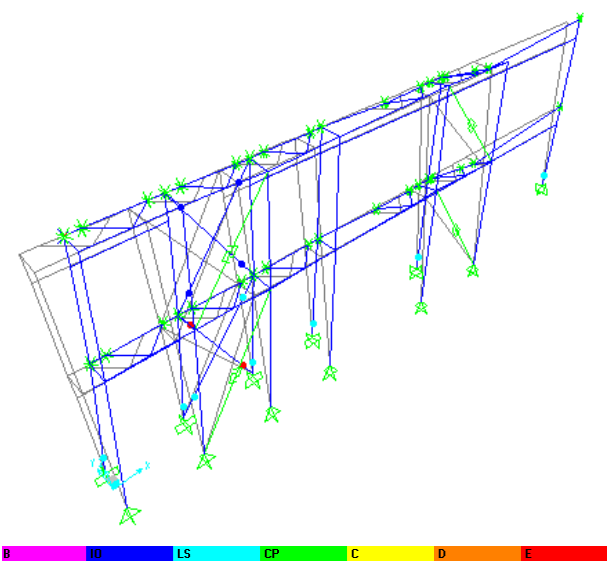
*Deformata a rottura – Passo 5
Gruppo 1+*

- Rottura pannello in muratura a piano terra
- Elementi HBF snervati



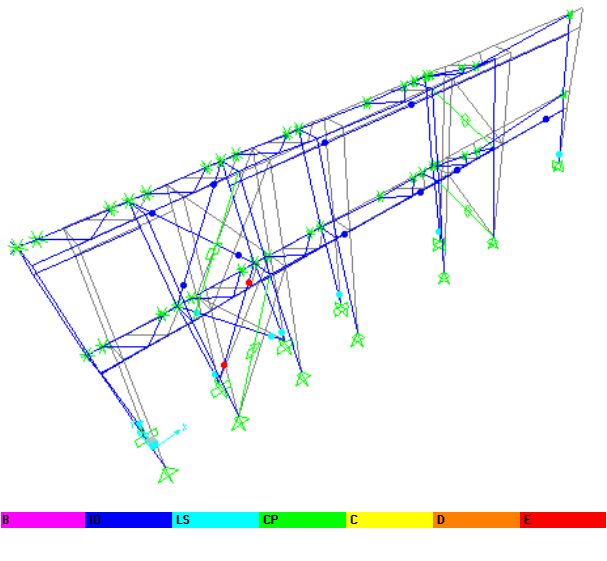
*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 1-*

- Rottura pannello in muratura a piano terra
- Elementi HBF snervati



*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A+*

- Rottura pannello in muratura a piano terra
- Elementi HBF snervati



*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A-*

- Rottura pannello in muratura a piano terra
- Elementi HBF snervati

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +304 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -325 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 230.7 \text{ kN}$**
(n° triangoli di collegamento=5)
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 199.0 \text{ kN}$**
(n° triangoli di collegamento=5)

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 505.5 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 210.6 \text{ kN}$**

6.17 Allineamento I

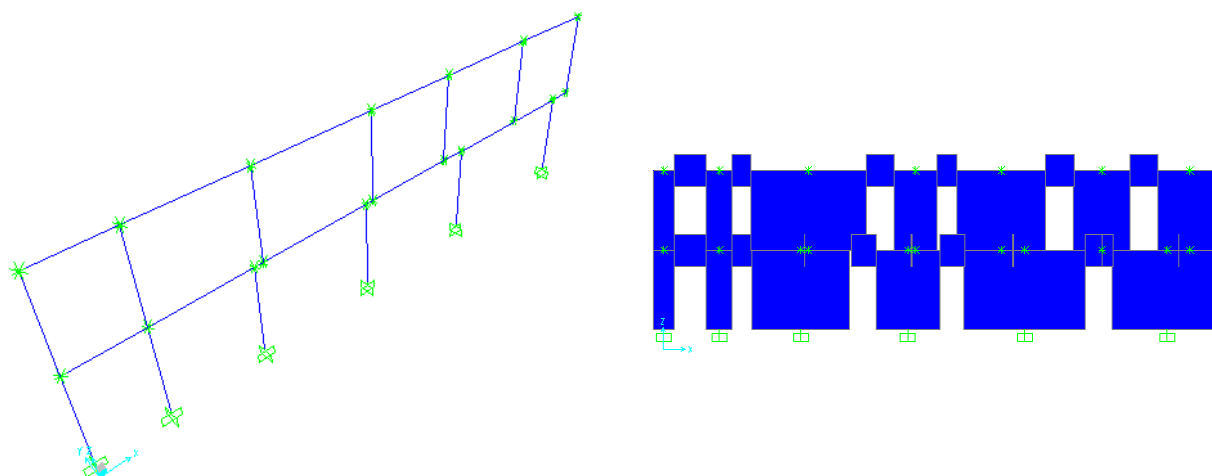
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 4.8m nella parte adiacente all'ingresso e pari a 4.5 m nel resto dell'allineamento.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da pannelli di muratura, schematizzati con elementi frame verticali e elementi frame orizzontali a schematizzare la fascia di piano.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.17.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

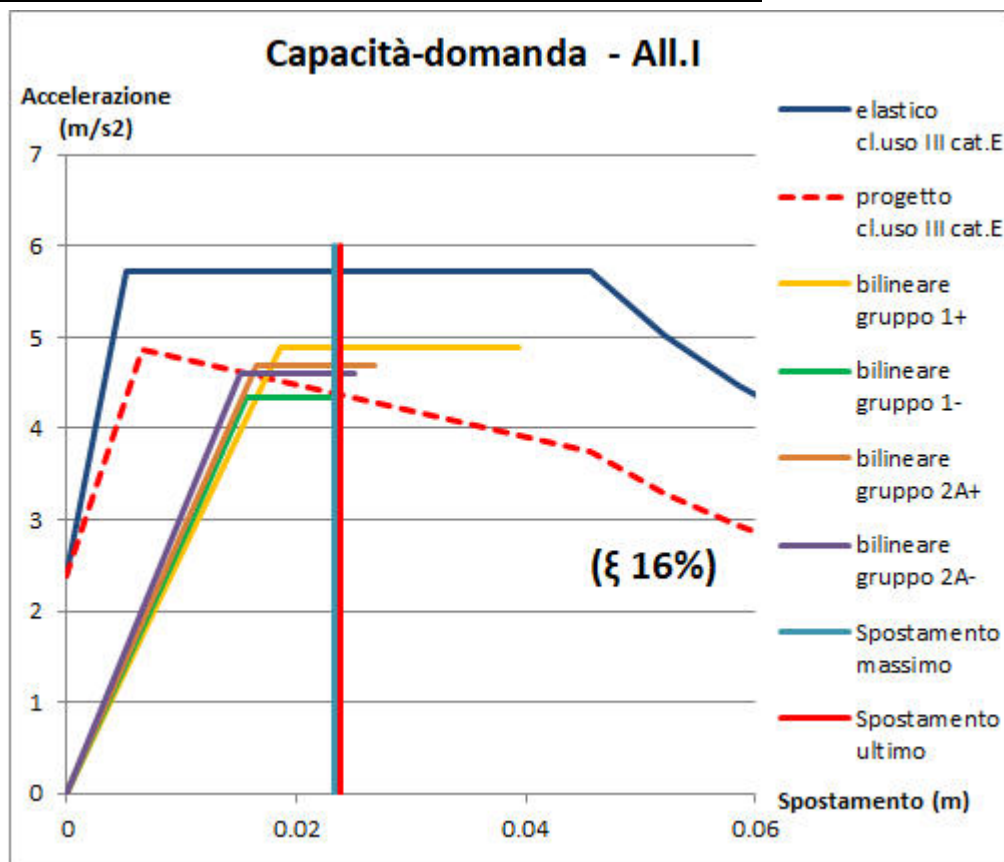
- Carichi piano secondo (z=8.3m):

$$=(14.85 \cdot 4.5 + 11.75 \cdot 4.8) \cdot (1.9 + 1.3) + ((11.75 + 14.85) \cdot 1.5 + (1 + 1.2 + 5.4 + 2 + 4.1 + 2.65 + 3) \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 750.6 \text{ kN}$$
- Carichi piano primo (z=4.6m):

$$=(14.85 \cdot 4.5 + 11.75 \cdot 4.8) \cdot (2.2 + 2 + 0.6 \cdot 3) + ((11.75 + 14.85) \cdot 1.5 + (1 + 1.2 + 4.55 + 2.95 + 2.65 + 5.65 + 5.15) \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 1106.8 \text{ kN}$$
- **Massa totale edificio:** **1857.4 kN=185740 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 55%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 45%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 1082.9 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 595.6 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 487.3 \text{ kN}$ |

6.17.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 16%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 16%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.169424 | <4 |
| d*max | 0.023254 | mm |
| d ultimo | 0.039403 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.318484 | <4 |
| d*max | 0.023073 | mm |
| d ultimo | 0.023877 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.221299 | <4 |
| d*max | 0.021978 | mm |
| d ultimo | 0.026868 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.242812 | <4 |
| d*max | 0.020824 | mm |
| d ultimo | 0.025061 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

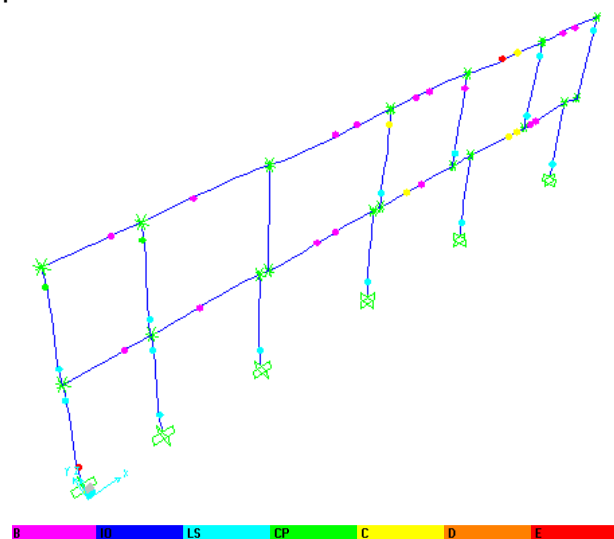
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: CS=1.04
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q* pari a: CS=3.03

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a:

$$CS_{es}=1.04$$

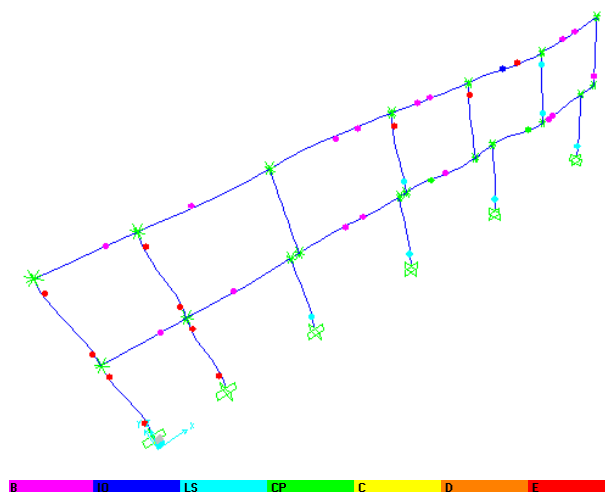
6.17.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



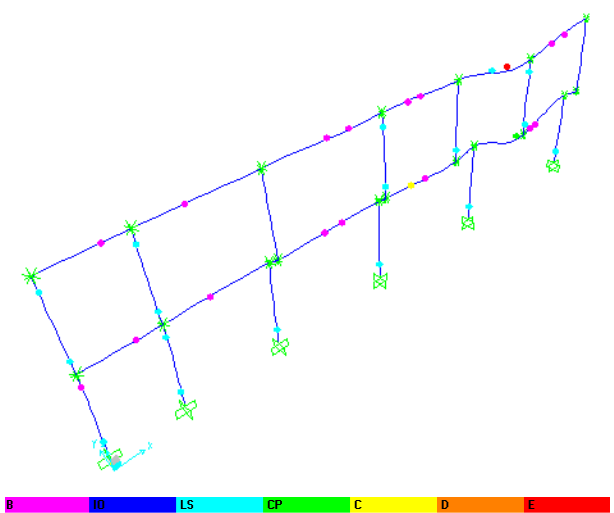
*Deformata a rottura – Passo 5
Gruppo 1+*

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



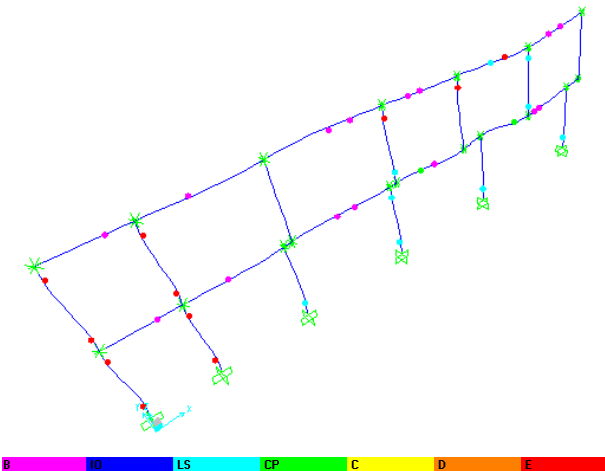
*Deformata a rottura- Passo 6
Gruppo 1-*

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



*Deformata a rottura – Passo 5
Gruppo 1+*

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



*Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 1-*

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes}= 1064$ kN**

6.18 Allineamento J

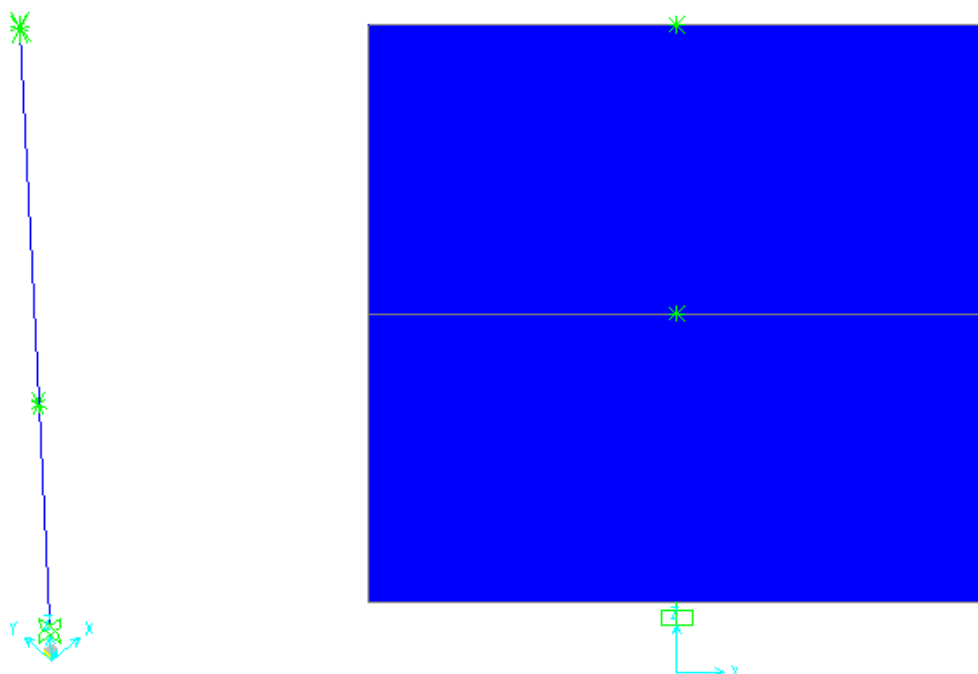
L'allineamento è caratterizzato da muratura in mattoni pieni di spessore 24 cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 6.4m.

L'allineamento in esame è interno ed è costituito da un solo pannello di muratura, dunque sono presenti solamente elementi frame verticali a schematizzare il pannello stesso.

Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto, che in questo caso coincidono.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; su questo allineamento non è presente alcun sistema di rinforzo.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente e di progetto

6.18.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

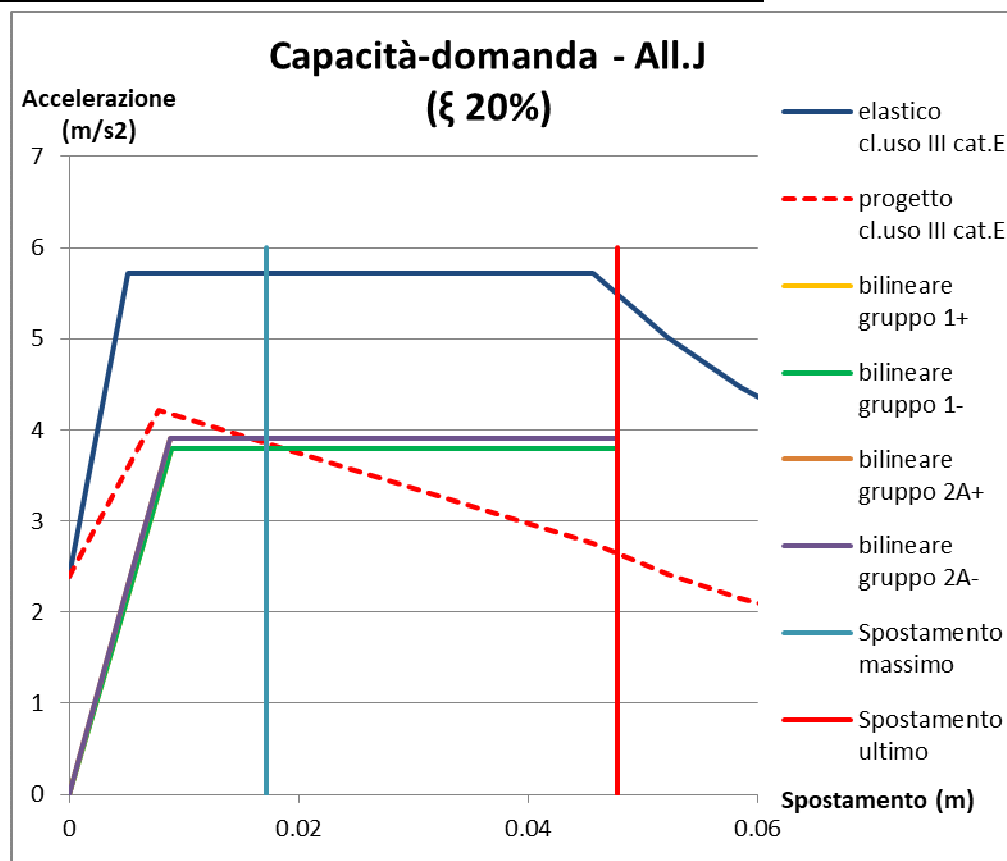
- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $=6.4 \cdot 10 \cdot (1.9 + 1.3) + (10 \cdot 1.5 + 7.9 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 344.7 \text{ kN}$
- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $=6.4 \cdot 10 \cdot (2.2 + 2 + 0.6 \cdot 3) + (10 \cdot 1.5 + 7.9 \cdot 2.2) \cdot 0.24 \cdot 18 = 523.9 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio: 868.6 kN=86860 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 54.2%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 45.8%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h = 506.4 \text{ kN}$

Azione orizzontale a livello di piano secondo
Azione orizzontale a livello di piano primo

$F_{h2}=274.5 \text{ kN}$
 $F_{h1}=231.9 \text{ kN}$

6.18.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato esistente
Smorzamento necessario per punto di verifica: 20%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 20%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.505934 | <4 |
| d*max | 0.01717 | mm |
| d ultimo | 0.047816 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.505934 | <4 |
| d*max | 0.01717 | mm |
| d ultimo | 0.047816 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.464858 | <4 |
| d*max | 0.016511 | mm |
| d ultimo | 0.047753 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.464858 | <4 |
| d*max | 0.016511 | mm |
| d ultimo | 0.047753 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

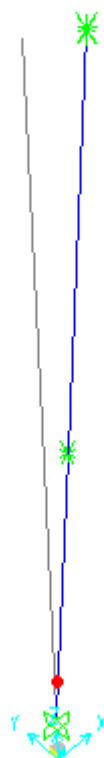
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=2.78$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=2.66$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_{es}=2.66$**

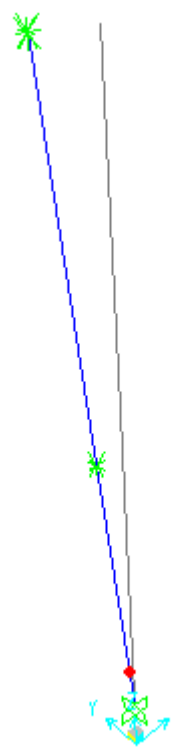
6.18.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



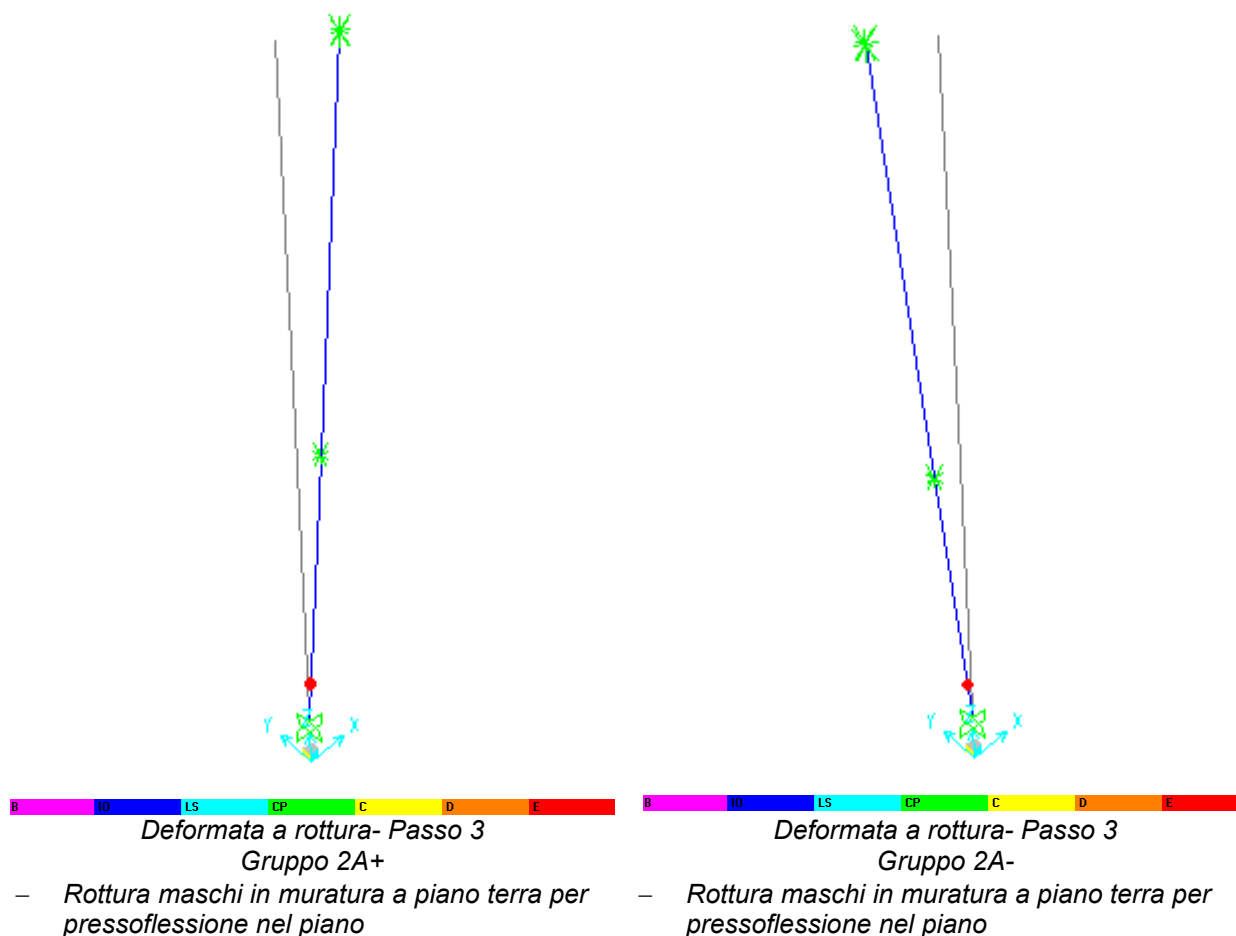
*Deformata a rottura – Passo 3
Gruppo 1+*

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



*Deformata a rottura- Passo 3
Gruppo 1-*

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano



Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 451.4 \text{ kN}$**

6.19 Allineamento Ka (tra all. 6 e all.8)

L'allineamento è caratterizzato da muratura in pietrame disordinata di spessore 35 cm. La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 3.65m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e da architravi soprafinestra 25x15 in C.A. armato con 4Ø8.

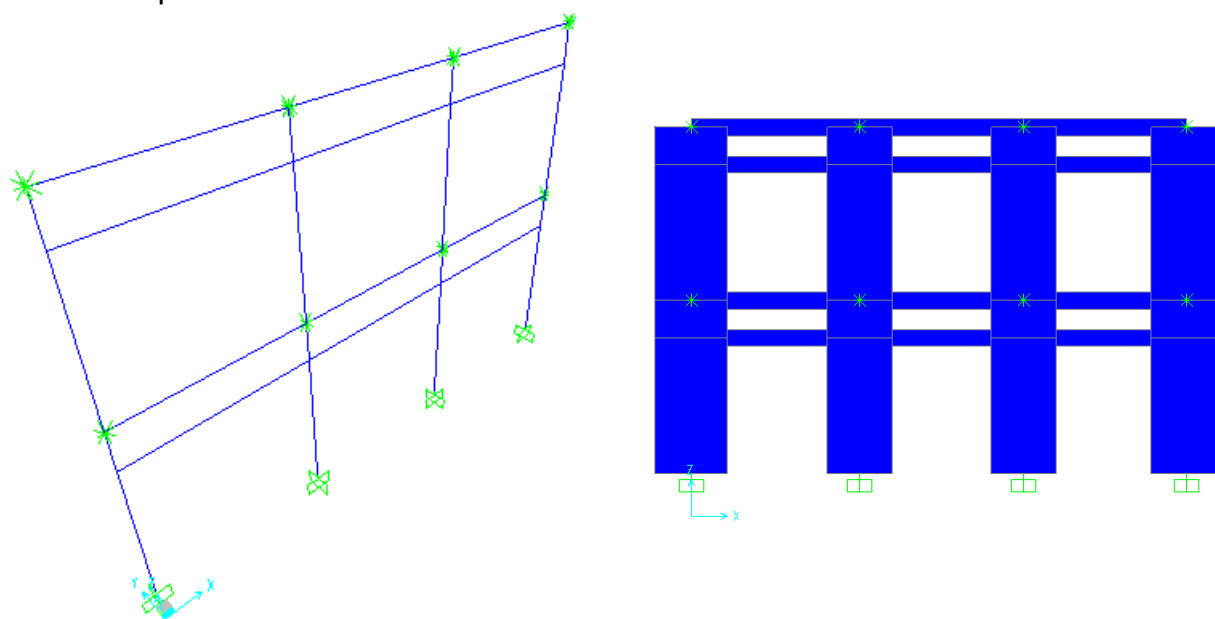
Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 80 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da un profilo UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

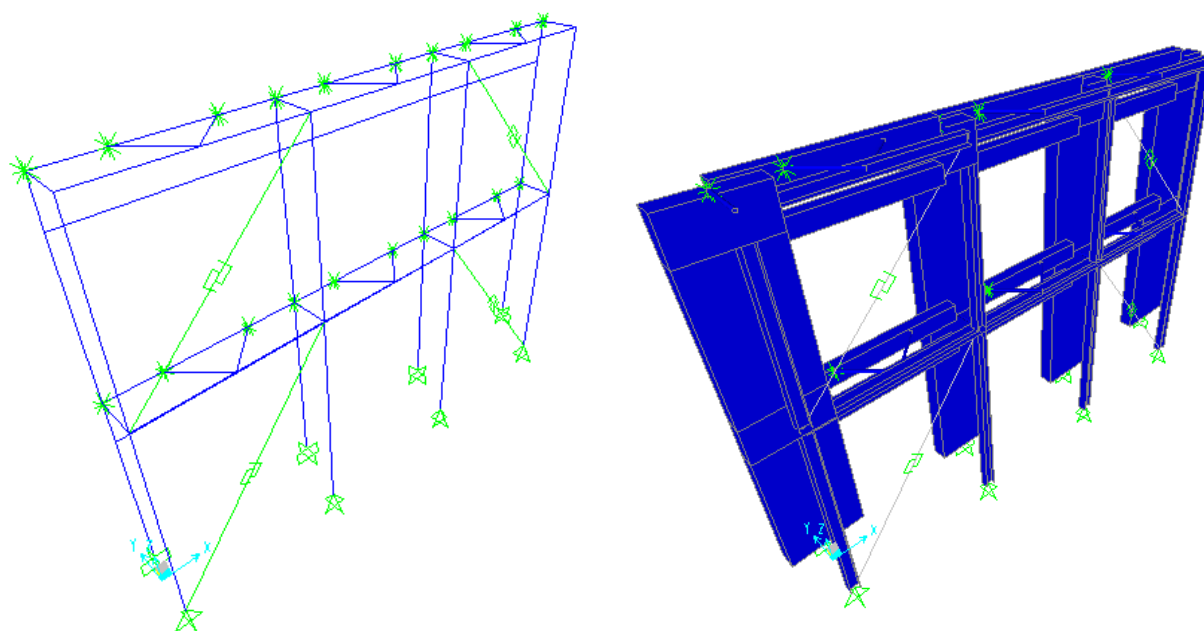
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo “beam” con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo “Plastic – Wen”.

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei “bracci” di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

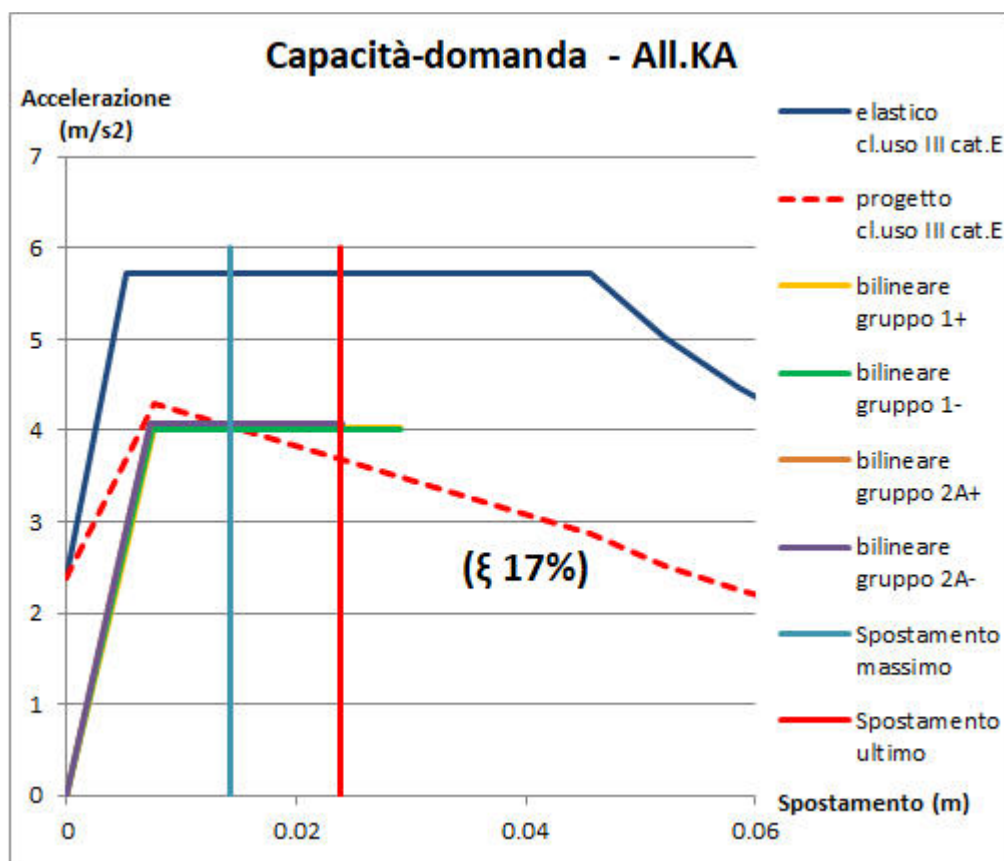
6.19.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo ($z=8.3\text{m}$):
 $=3.65 \cdot 12.15 \cdot (1.9+1.3) + (12.15 \cdot (0.9+1.1) + 1.7 \cdot (1.55 \cdot 2 + 1.4 \cdot 2)) \cdot 0.24 \cdot 18 = 370.2 \text{ kN}$
- Carichi piano primo ($z=4.6\text{m}$):
 $=3.65 \cdot 12.15 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3) + (12.15 \cdot (0.9+1.1) + 1.7 \cdot (1.55 \cdot 2 + 1.4 \cdot 2)) \cdot 0.24 \cdot 18 = 454.4 \text{ kN}$
- **Massa totale edificio:** **824.6 kN=82460 kg**
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 59.5%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 40.5%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h=480.7 \text{ kN}$
 Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2}=286.1 \text{ kN}$
 Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1}=194.6 \text{ kN}$

6.19.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
 Smorzamento necessario per punto di verifica: 17%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 17%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppo di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.423194 | <4 |
| d*max | 0.014256 | mm |
| d ultimo | 0.029059 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.425511 | <4 |
| d*max | 0.013951 | mm |
| d ultimo | 0.029067 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.402234 | <4 |
| d*max | 0.013348 | mm |
| d ultimo | 0.023878 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 1.40274 | <4 |
| d*max | 0.013346 | mm |
| d ultimo | 0.024011 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

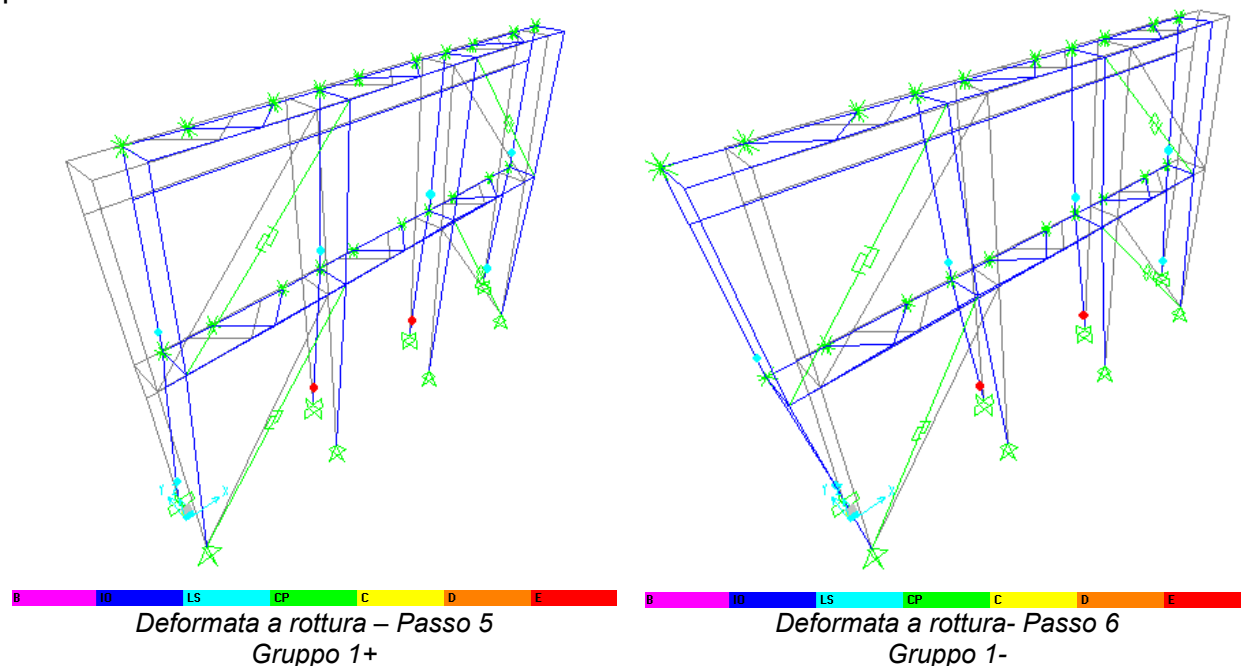
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=1.77$
- c coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=2.80$

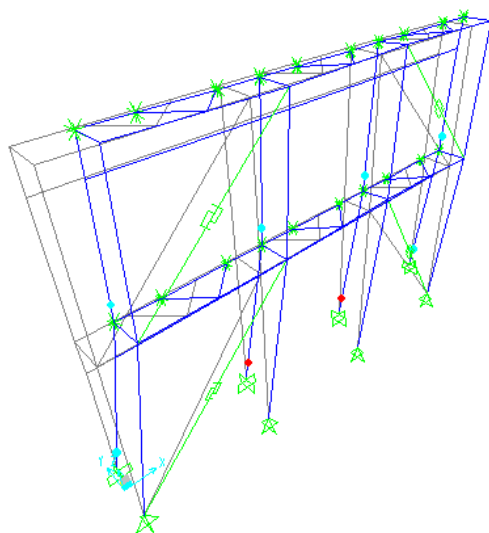
Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **$CS_r=1.77$**

6.19.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



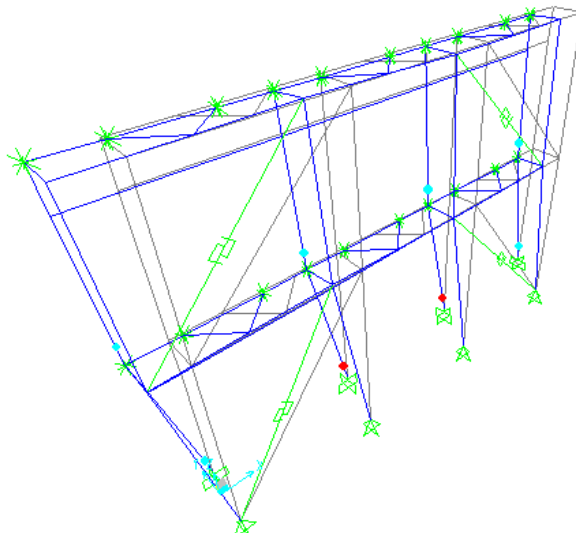
- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 5
Gruppo 2A+

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF snervati

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 4
Gruppo 2A-

- Rottura maschi in muratura a piano terra per pressoflessione nel piano
- Elementi HBF snervati

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +276 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -298 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 268.6 \text{ kN}$ (n° triangoli di collegamento=3)**
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 240.3 \text{ kN}$ (n° triangoli di collegamento=3)**

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 187 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 262.4 \text{ kN}$**

6.20 Allineamento Kb (tra all. 6 e all.3)

L'allineamento è caratterizzato da telai in C.A. con pilastri 55x25 e tamponamenti con blocchi di cls sp.20cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 3.0m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e da architravi soprafinestra 25x15 in C.A. armato con 4Ø8.

Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 80 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

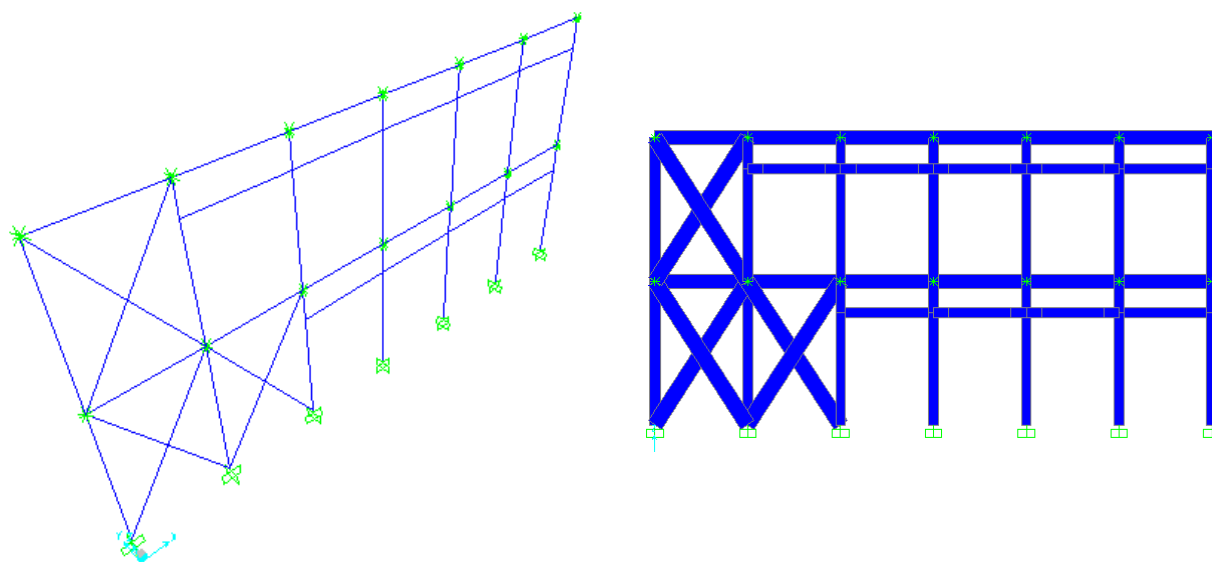
Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da un profilo UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

Sono presenti inoltre pannelli di tamponamento in blocchi di cls sp.20cm tra i telai in C.A. che saranno opportunamente collegati ad una muratura in blocchi pieni di cls sp.12 cm come sull'allineamento 7.

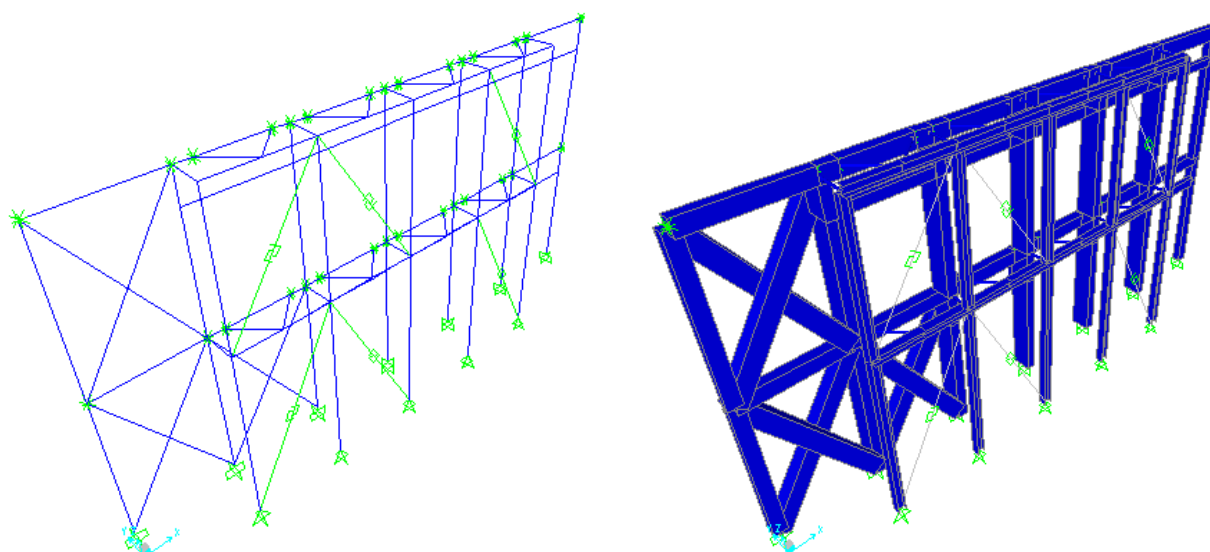
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.20.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

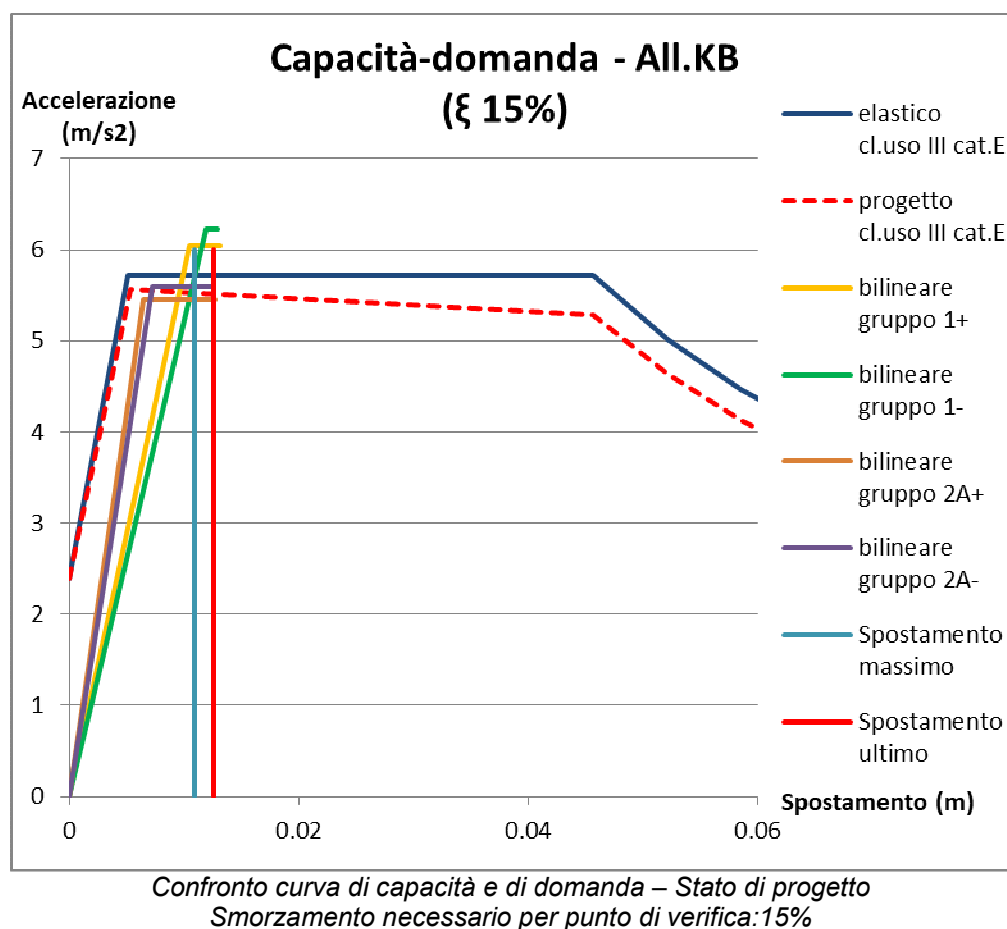
- Carichi piano secondo (z=8.3m):
 $= 3.0 \cdot 14 \cdot (1.9 + 1.3) + 5 \cdot 3.7 \cdot 0.25 \cdot 0.55 \cdot 25 + (2.1 \cdot 1.7 + 2.1 \cdot 6 \cdot (0.9 + 1.1)) \cdot 0.2 \cdot 14 = 278.5 \text{ kN}$
- Carichi piano primo (z=4.6m):
 $= 3.0 \cdot 14 \cdot (2.2 + 2 + 0.6 \cdot 3) + 5 \cdot 3.7 \cdot 0.25 \cdot 0.55 \cdot 25 + (2.1 \cdot 1.7 \cdot 2 + 2.1 \cdot 6 \cdot (0.9 + 1.1)) \cdot 0.2 \cdot 14 = 406.1 \text{ kN}$

Massa totale edificio: 684.6 kN=68460 kg

- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 55%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 45%

| | |
|--|-----------------------------|
| Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: | $F_h = 399.1 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano secondo | $F_{h2} = 219.5 \text{ kN}$ |
| Azione orizzontale a livello di piano primo | $F_{h1} = 179.6 \text{ kN}$ |

6.20.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene dopo il tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 15%.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | | |
|-----------------|-----------------|--------------|--|
| q* | 0.947713 | <4 | |
| d*max | 0.009893 | mm | |
| d ultimo | 0.013154 | mm | |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | | |
|-----------------|-----------------|--------------|--|
| q* | 0.919064 | <4 | |
| d*max | 0.010965 | mm | |
| d ultimo | 0.012918 | mm | |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | | |
|-----------------|-----------------|--------------|--|
| q* | 1.049329 | <4 | |
| d*max | 0.007344 | mm | |
| d ultimo | 0.012758 | mm | |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | | |
|-----------------|-----------------|--------------|--|
| q* | 1.02333 | <4 | |
| d*max | 0.007707 | mm | |
| d ultimo | 0.012578 | mm | |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

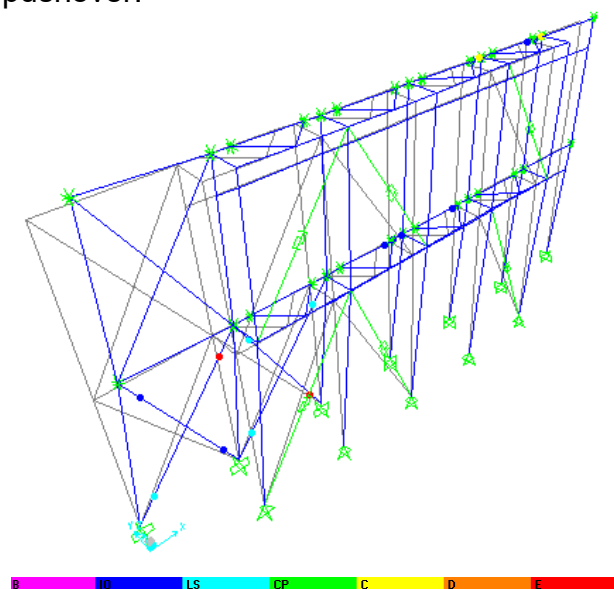
- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: $CS=1.17$
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: $CS=3.85$

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a:

$$CS_r=1.17$$

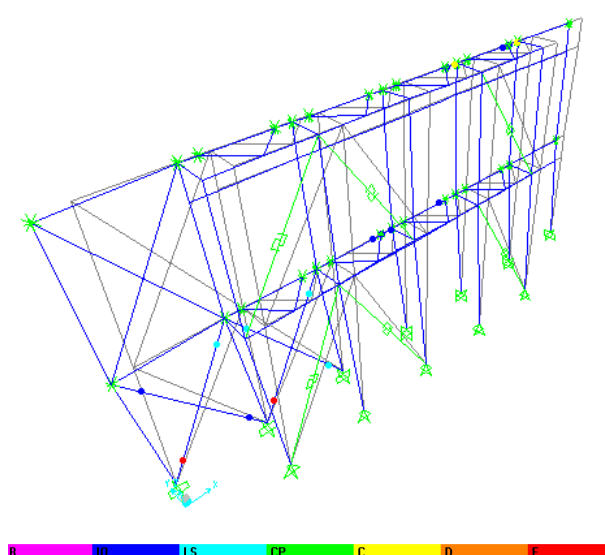
6.20.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



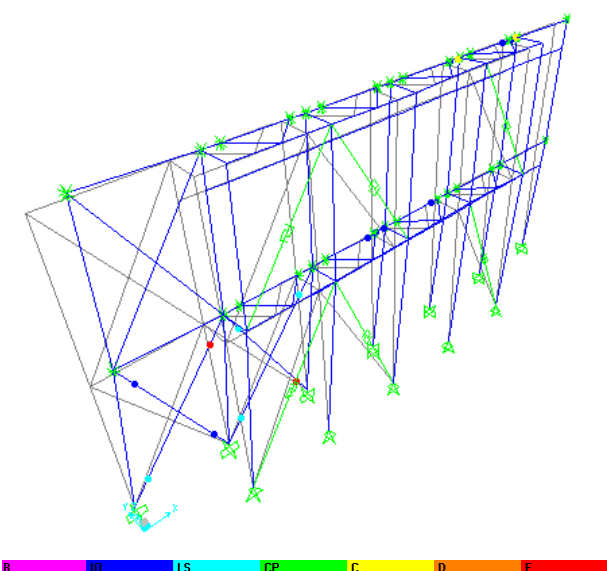
*Deformata a rottura – Passo 2
Gruppo 1+*

- Rottura pannelli a piano terra
- Elementi HBF snervati



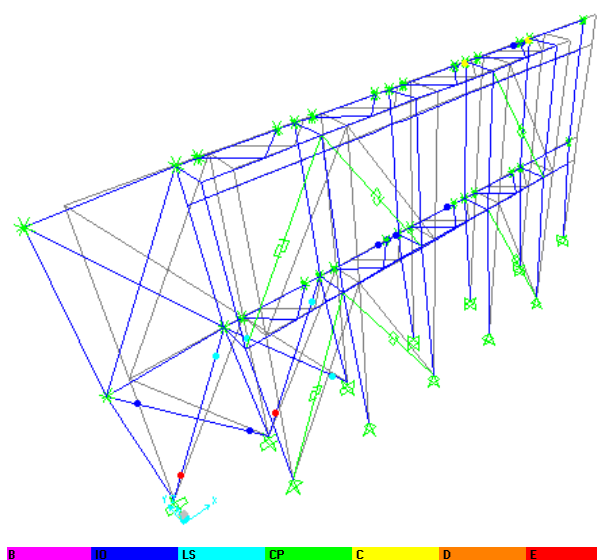
*Deformata a rottura- Passo 2
Gruppo 1-*

- Rottura pannelli a piano terra
- Elementi HBF snervati



*Deformata a rottura- Passo 2
Gruppo 2A+*

- Rottura pannelli a piano terra
- Elementi HBF snervati



*Deformata a rottura- Passo 2
Gruppo 2A-*

- Rottura pannelli a piano terra
- Elementi HBF snervati

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +239 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -258 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 279.2 \text{ kN}$ (n° triangoli di collegamento=4)**
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 262.6 \text{ kN}$ (n° triangoli di collegamento=4)**

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 268.1 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 281.5 \text{ kN}$**

6.21 Allineamento L

L'allineamento è caratterizzato da telai in C.A. con pilastri 55x25 e tamponamenti con blocchi di cls sp.20cm.

La larghezza di influenza per i carichi di solaio è pari a 3.3m.

Come indicato nella ricostruzione della struttura esistente le strutture orizzontali di piano, sono caratterizzate da un cordolo superiore in C.A. 36x25 armato con 4Ø10 e da architravi soprafinestra 25x15 in C.A. armato con 4Ø8.

Fra i due cordoli è presente una modesta porzione di muratura, di altezza pari a circa 80 cm che viste le dimensioni non offre alcuna collaborazione strutturale degna di nota ai due cordoli. I cordoli e le architravi sono inseriti come bielle di collegamento tra i maschi di muratura.

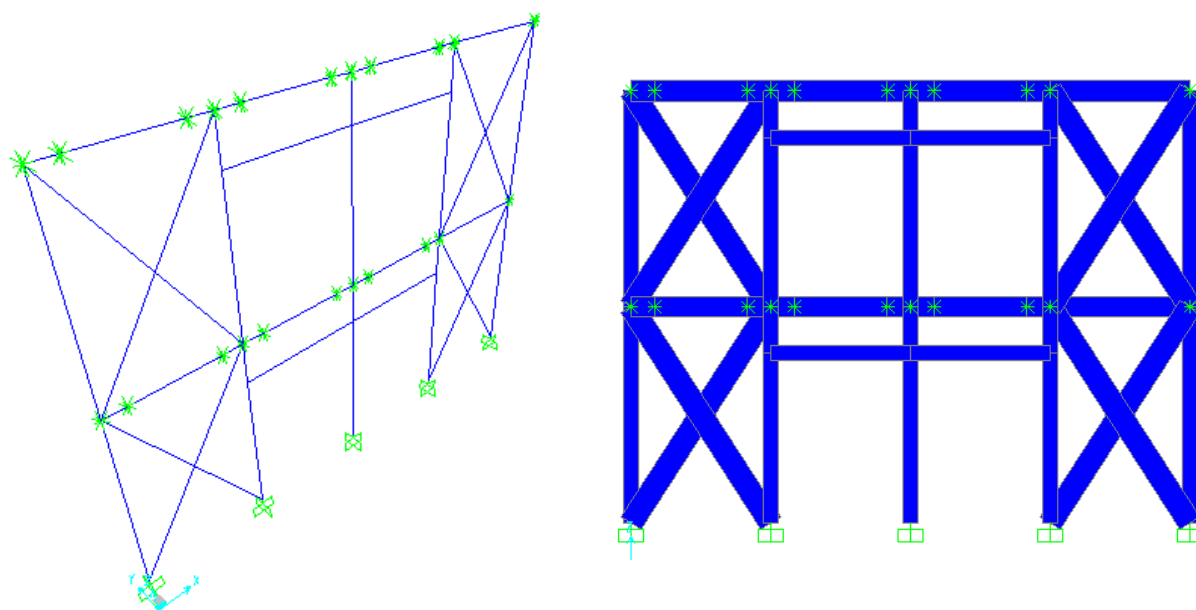
Nella situazione di progetto i cordoli sono affiancati da un profilo UPN160 + piatto 160x10 a piano secondo e da un profilo UPN160 a piano primo.

Sono presenti inoltre pannelli di tamponamento in blocchi di cls sp.20cm tra i telai in C.A. che saranno opportunamente collegati ad una muratura in blocchi pieni di cls sp12 cm come sull'allineamento 7.

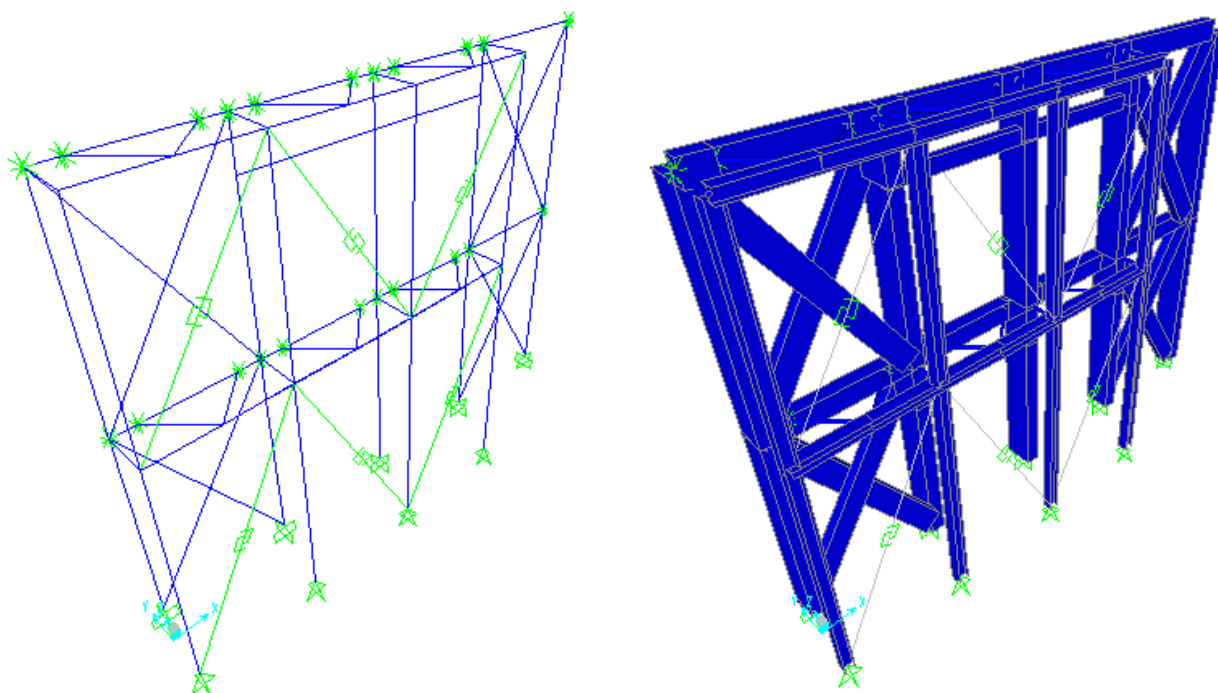
Si riporta di seguito una immagine del modello tridimensionale agli elementi finiti per la struttura dell'allineamento nello stato esistente e nello stato di progetto.

Tutti gli elementi impiegati per il modello, sono di tipo "beam" con non linearità concentrata alle estremità; nel modello relativo allo stato di progetto i dissipatori presenti nelle diagonali dei controventi in acciaio sono stati modellati con elementi non lineari tipo "Plastic – Wen".

Nel modello relativo allo stato di progetto, pilastri e travi dei telai di rinforzo sono continui, mentre le aste diagonali dei "bracci" di collegamento e le aste diagonali dei controventi presentano alle estremità il rilascio dei momenti flettenti.



Modello tridimensionale relativo alla struttura esistente



Modello tridimensionale relativo alla struttura rinforzata di progetto

6.21.1 Analisi dei carichi

I carichi che gravano sull'allineamento considerando i carichi trasmessi dai solai e dal peso proprio degli elementi strutturali sono pari a:

- Carichi piano secondo (z=8.3m):

$$= 3.3 \cdot 10 \cdot (1.9 + 1.3) + 5 \cdot 3.7 \cdot 0.25 \cdot 0.55 \cdot 25 + (3.7 \cdot 2 \cdot 0.2 \cdot 2.2 \cdot 14 + 2 \cdot (0.9 + 1.1) \cdot 0.2 \cdot 2.2 \cdot 14)$$

$$= 239.4 \text{ kN}$$
- Carichi piano primo (z=4.6m):

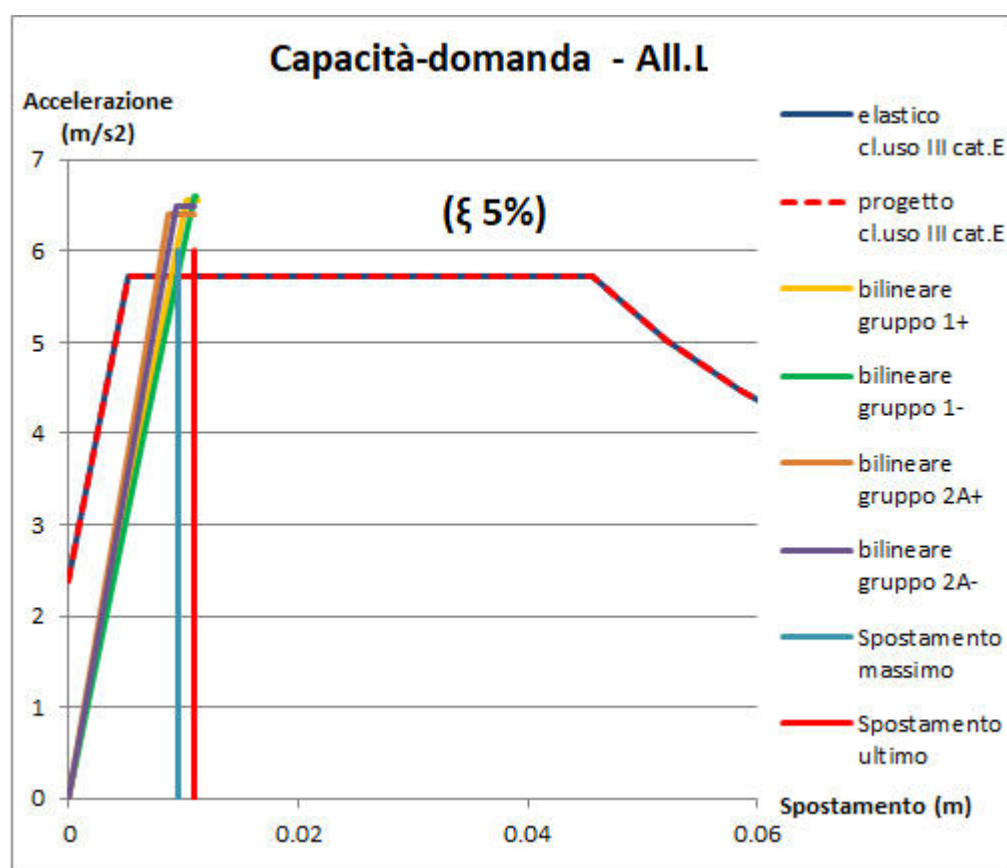
$$=3.3 \cdot 10 \cdot (2.2+2+0.6 \cdot 3)+5 \cdot 3.7 \cdot 0.25 \cdot 0.55 \cdot 25+(3.7 \cdot 2 \cdot 0.2 \cdot 2.2 \cdot 14+2 \cdot (0.9+1.1) \cdot 0.2 \cdot 2.2 \cdot 14=331.8 \text{ kN}$$

Massa totale edificio: 571.2 kN=57120 kg

- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano secondo: 57%
- Percentuale azione orizzontale analisi statica lineare piano primo: 43%

Azione massima orizzontale secondo spettro elastico SLV: $F_h=333 \text{ kN}$
 Azione orizzontale a livello di piano secondo $F_{h2}=189.8 \text{ kN}$
 Azione orizzontale a livello di piano primo $F_{h1}=143.2 \text{ kN}$

6.21.2 Confronto tra curva di capacità e curva di domanda



Confronto curva di capacità e di domanda – Stato di progetto
 Smorzamento necessario per punto di verifica: 5%

Poiché in questo caso, l'intersezione fra lo spettro elastico e la curva di capacità del sistema avviene all'interno del tratto elastico di funzionamento di quest'ultimo, lo smorzamento viscoso equivalente richiesto perché la verifica risulti soddisfatta è pari al 5%, ovvero al valore normalmente assunto in normativa.

Si riportano anche le tabelle con le verifiche eseguite per i 4 gruppi di carico.

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.873727 | <4 |
| d*max | 0.008936 | mm |
| d ultimo | 0.011236 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.868642 | <4 |
| d*max | 0.009491 | mm |
| d ultimo | 0.011072 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 1-

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.893964 | <4 |
| d*max | 0.007776 | mm |
| d ultimo | 0.010956 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A+

| | | |
|----------|----------|----|
| q* | 0.881316 | <4 |
| d*max | 0.008239 | mm |
| d ultimo | 0.010895 | mm |

Verifiche spostamenti e fattore struttura
Gruppo 2A-

Si ottiene un coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: **CS=1.17**

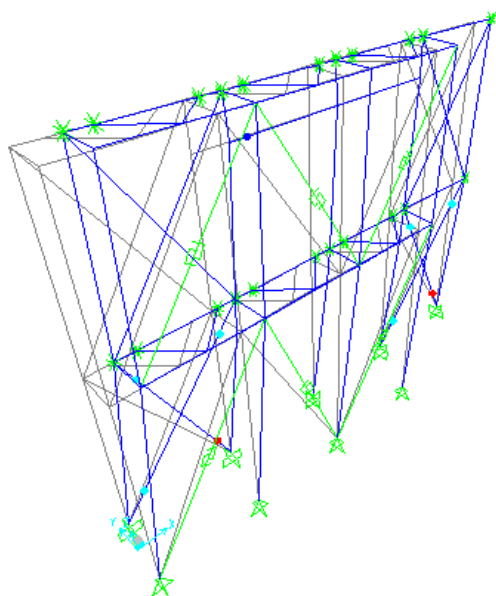
Inserendo anche il fattore correttivo degli spostamenti legato all'eccentricità tra parete in muratura ed elemento di rinforzo, si ottiene:

- coefficiente di sicurezza per gli spostamenti pari a: **CS=1.16**
- coefficiente di sicurezza per il fattore di struttura q^* pari a: **CS=4.49**

Dunque il coefficiente di sicurezza corretto è pari a: **CS_r=1.16**

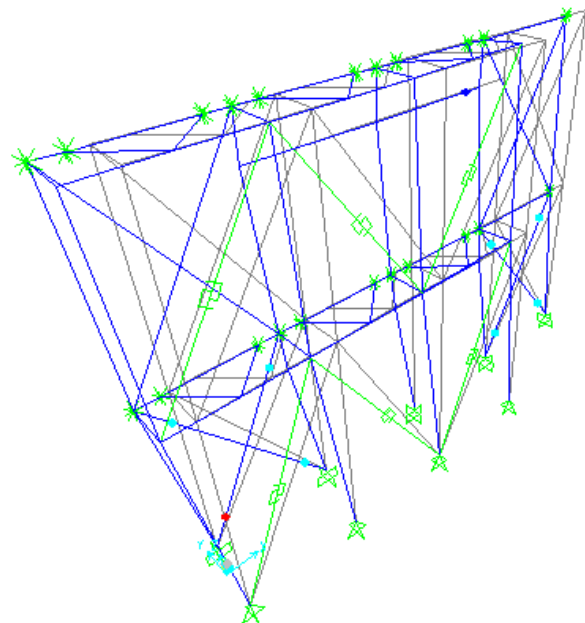
6.21.3 Situazione elementi al punto di rottura

Si riportano di seguito le deformate della struttura nella situazione di progetto per evidenziare gli elementi che sono arrivati a rottura, interrompendo così la curva pushover.



Deformata a rottura – Passo 2
Gruppo 1+

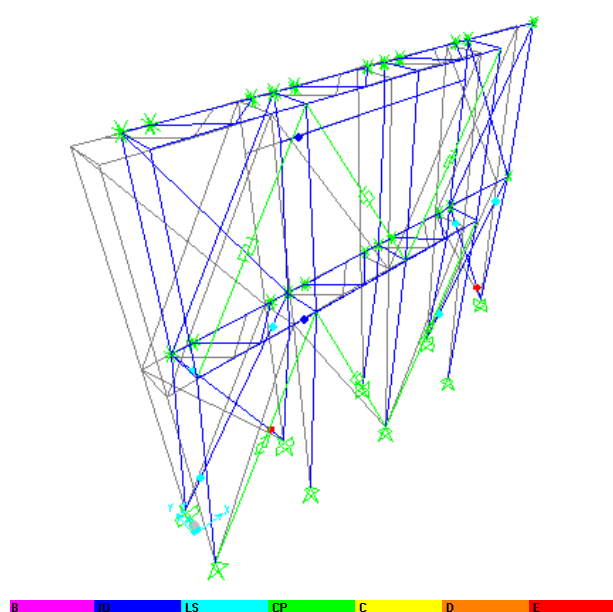
– Rottura pannelli a piano terra



Deformata a rottura- Passo 1
Gruppo 1-

– Rottura pannelli a piano terra

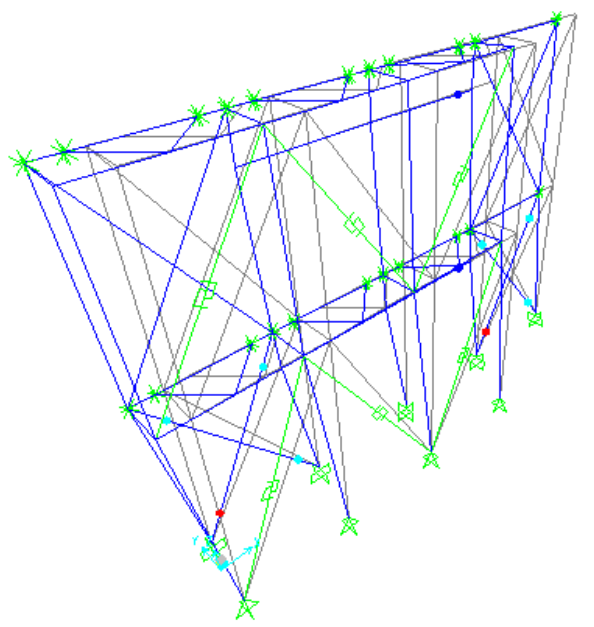
– Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 2
Gruppo 2A+

- Rottura pannelli a piano terra
- Elementi HBF snervati

– Elementi HBF snervati



Deformata a rottura- Passo 2
Gruppo 2A-

- Rottura pannelli a piano terra
- Elementi HBF snervati

Le azioni massime di trazione-compressione nei pilastri in acciaio si hanno nel punto di rottura del gruppo 1:

- **Azione massima di trazione: $N_{+max} = +234 \text{ kN}$**
- **Azione massima di compressione: $N_{-max} = -261 \text{ kN}$**

Le azioni massime di taglio sul telaio di rinforzo in acciaio valgono a rottura :

- **Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio: $T_2 = 199.2 \text{ kN}$
(n° triangoli di collegamento=3)**
- **Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio: $T_1 = 266.6 \text{ kN}$
(n° triangoli di collegamento=3)**

Le azioni massime di taglio alla base al punto di rottura delle curve pushover valgono:

- **Struttura esistente: $T_{maxes} = 178.5 \text{ kN}$**
- **Struttura di rinforzo: $T_{maxacc} = 276.5 \text{ kN}$**

7 **AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA IN CORRISPONDENZA DEL PUNTO DI ROTTURA**

T_1 = Azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio

T_2 = Azione di taglio a piano secondo sul telaio in acciaio

T_{maxacc} = Azione di taglio alla base sul telaio in acciaio

T_{maxes} = Azione di taglio alla base sulla struttura esistente

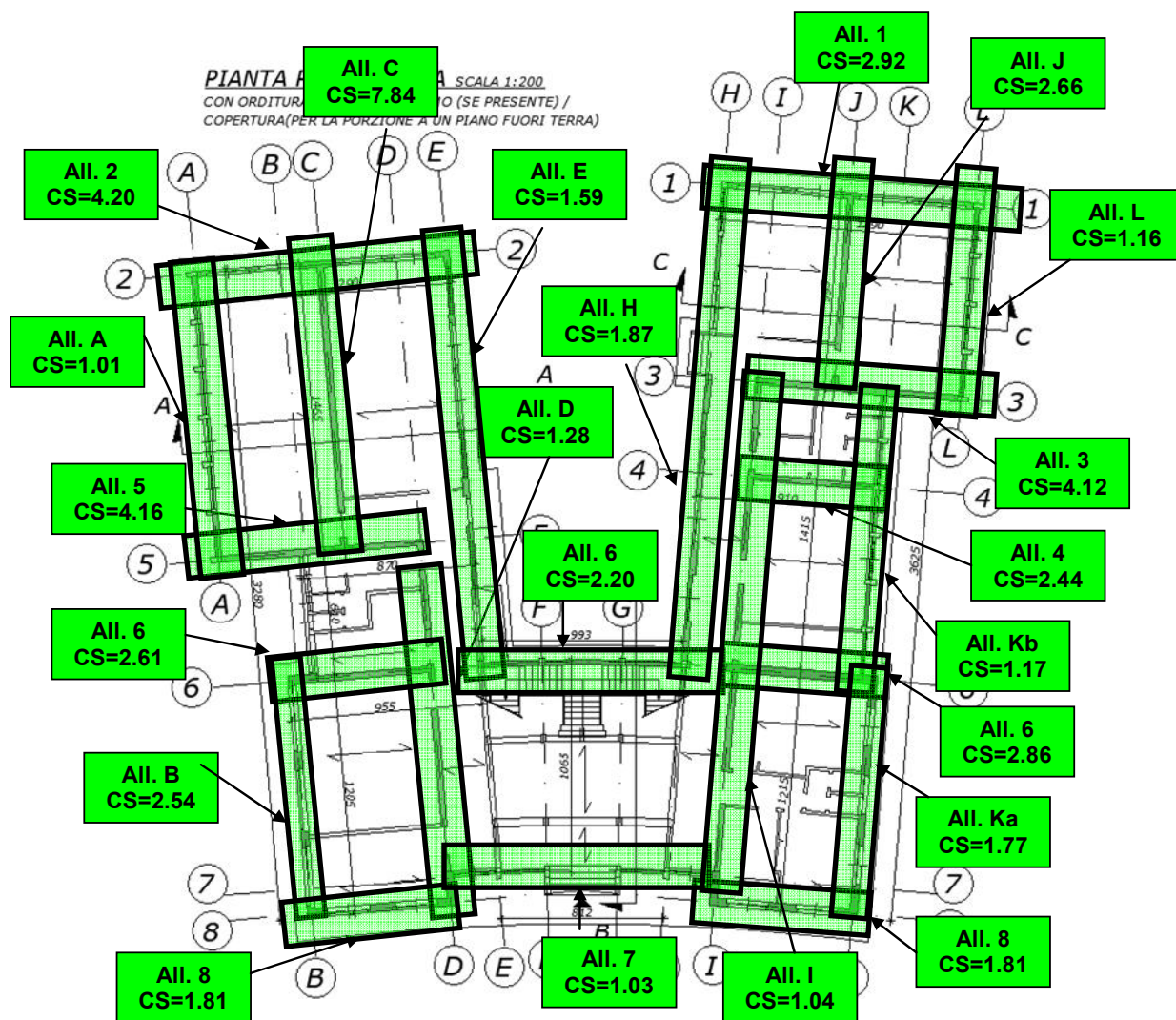
CS_{es} = Coefficiente di sicurezza della struttura esistente allo stato attuale (vedere allegato)

CS_r = Coefficiente di sicurezza della struttura esistente allo stato di progetto

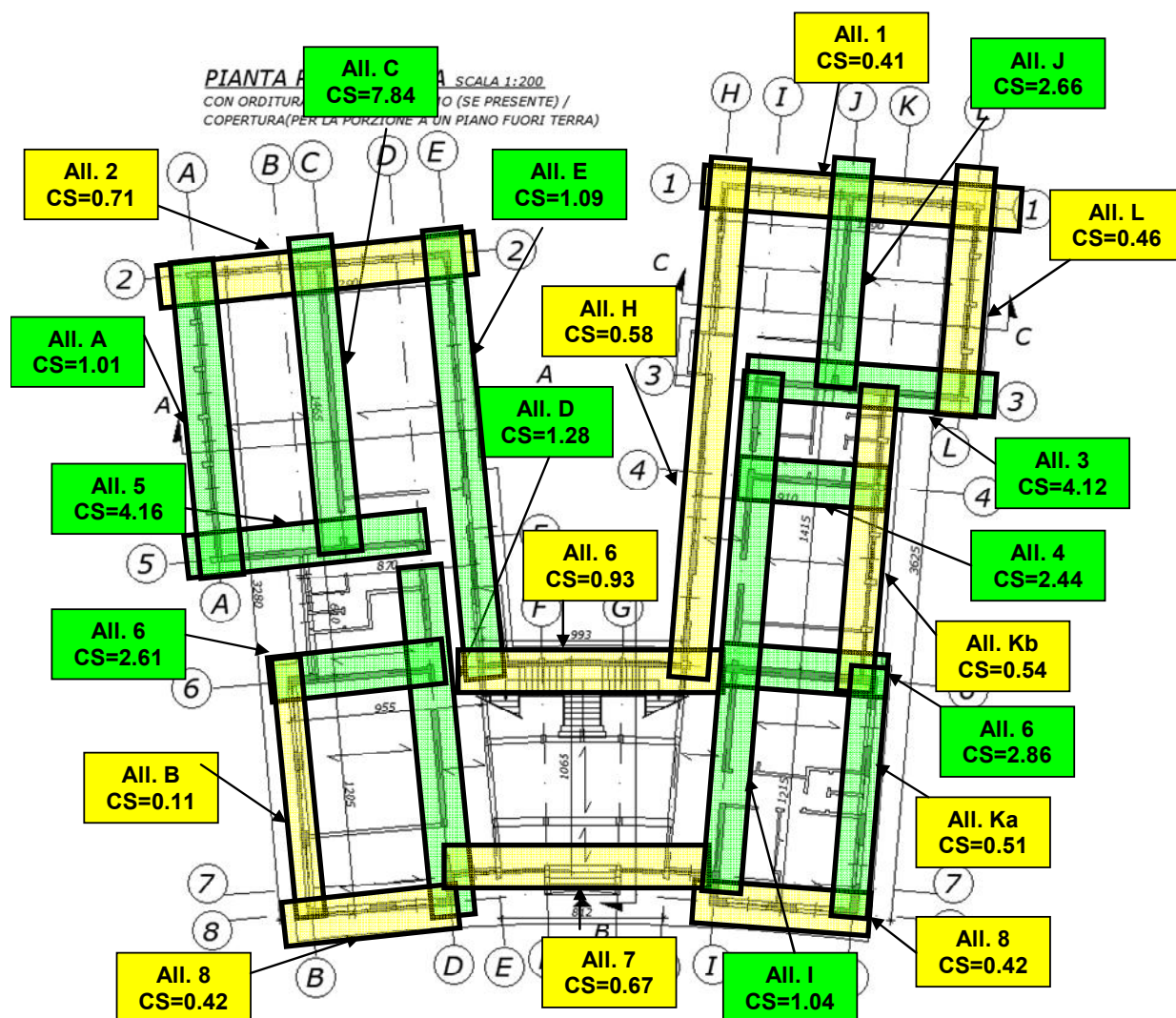
N_{+max} = Azione massima di trazione sulla colonna del traliccio di rinforzo

N_{-max} = Azione massima di compressione sulla colonna del traliccio di rinforzo

| | T_1 | T_2 | T_{maxacc} | T_{maxes} | CS_{es} | CS_r | N_{max+} | N_{max-} |
|------------------------|-------|-------|--------------|-------------|-----------|--------|------------|------------|
| | kN | kN | kN | kN | - | - | kN | kN |
| Allin. 1 | 183 | 218 | 255.3 | 50.2 | 0.41 | 2.92 | 256 | -276 |
| Allin. 2 | 96 | / | 124 | 22.8 | 0.71 | 4.20 | 164 | -174 |
| Allin. 3 | / | / | / | 342.6 | 4.12 | / | / | / |
| Allin. 4 | / | / | / | 137.2 | 2.44 | / | / | / |
| Allin. 5 | / | / | / | 303.4 | 4.16 | / | / | / |
| Allin. 6A (B-E) | / | / | / | 179.9 | 2.61 | / | / | / |
| Allin. 6B (E-H) | / | / | / | 281.8 | 0.93 | 2.20 | / | / |
| Allin. 6C (H-K) | / | / | / | 266.9 | 2.86 | / | / | / |
| Allin. 7 | / | / | / | 281.2 | 0.67 | 1.03 | / | / |
| Allin. 8 | 115 | 109 | 121.2 | 42.3 | 0.42 | 1.81 | 309 | -326 |
| Allin. A | / | / | / | 258.8 | 1.01 | / | / | / |
| Allin. B | 233 | 146 | 272 | 21.4 | 0.11 | 2.54 | 267 | -293 |
| Allin. C | / | / | / | 643.0 | 7.84 | / | / | / |
| Allin. D | / | / | / | 747.0 | 1.28 | / | / | / |
| Allin. E | 91.2 | 173 | 196.5 | 296 | 1.09 | 1.59 | 400 | -399 |
| Allin. H | 230.7 | 199.0 | 210.6 | 505.5 | 0.58 | 1.87 | 304 | -325 |
| Allin. I | / | / | / | 1064 | 1.04 | / | / | / |
| Allin. J | / | / | / | 451.4 | 2.66 | / | / | / |
| Allin. KA (6-8) | 268.6 | 240.3 | 262.4 | 187.0 | 0.51 | 1.77 | 276 | -298 |
| Allin. KB (3-6) | 279.2 | 262.6 | 281.5 | 268.1 | 0.54 | 1.17 | 239 | -258 |
| Allin. L | 199.2 | 266.6 | 276.5 | 178.5 | 0.46 | 1.16 | 234 | -261 |



Coefficienti di sicurezza – stato di progetto



Coefficienti di sicurezza – stato attuale

8 VERIFICA DELLE PARETI PER AZIONI ORTOGONALI AL PIANO

Mediante le analisi push-over di cui ai precedenti capitoli sono state verificate le pareti per azioni nel piano, coerentemente con quanto contenuto nella normativa tecnica, “nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti oppure appartenenti alla stessa parete.[...] Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente” (§7.8.5.1.2-NTC2018).

Per la verifica si fa riferimento a quanto prescritto al **§7.2.3-NTC 2018**, in cui la forza orizzontale agente sul pannello viene definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

dove:

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento nella direzione più sfavorevole. Nel caso in esame anziché applicare una forza concentrata, si è considerato un carico uniformemente distribuito equivalente p_a ;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo stato limite in esame;

q_a è il fattore di struttura dell'elemento

Come sezione di verifica si assume una porzione di parete di larghezza unitaria.

Per la stima di S_a e di q_a , in assenza di specifiche determinazioni, si è fatto riferimento a quanto riportato nella NTC 2008.

In assenza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

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

T_a è il periodo fondamentale dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento;

H è l'altezza della costruzione

Il valore del coefficiente sismico S_a non deve essere assunto minore di αS .

Il periodo fondamentale dell'elemento T_a viene calcolato come $T_a = 2\pi h^2 / 5.602 \sqrt{(\mu A / (EJ))}$

con μ massa specifica dell'elemento (kg/mc), A area della sezione trasversale, J momento di inerzia della sezione trasversale e h altezza totale della parete.

Per quanto riguarda il valore del fattore di struttura è stato assunto $q_a = 3$ (§7.8.1.5.2-NTC2018).

Noto il valore del carico distribuito agente sulla parete, lo schema di calcolo per la valutazione del momento sollecitante fuori dal piano è quello di trave doppiamente appoggiata di luce pari all'altezza interpiano.

In particolare per le pareti portanti l'appoggio di estremità è garantito dalla presenza dei cordoli in c.a. di piano, per le pareti di tamponamento in blocchi di cls presenti sugli allineamenti 7, H, L, K, è garantito dal collegamento alle travi in c.a. realizzato con betoncino armato ed inghisaggi. tale collegamento è ovviamente assente nello stato attuale, in cui le pareti tamponamento risultano libere di ribaltare per azioni ortogonali al proprio piano medio.

Il valore del momento resistente della parete per azioni ortogonali al proprio piano medio è valutato mediante la seguente espressione

$$M_u = (t^2 l \sigma_0 / 2) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d}\right)$$

l = lunghezza del pannello

t = spessore del pannello

σ_0 = tensione normale media sul pannello

$f_d = f_m / (\gamma_m \times FC)$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Il calcolo di cui sopra viene effettuato su una sezione di larghezza unitaria ($l=1m$) in riferimento ai seguenti casi:

- 1) zona a un piano fuori terra, parete di mattoni pieni su cui scarica il solaio;
- 2) zona a un piano fuori terra, parete di mattoni pieni su cui non scarica il solaio;
- 3) zona a due piani fuori terra, parete di mattoni pieni a piano primo su cui scarica il solaio;
- 4) zona a due piani fuori terra, parete di mattoni pieni a piano primo su cui non scarica il solaio;
- 5) zona a due piani fuori terra, parete di mattoni pieni a piano terra su cui scarica il solaio;
- 6) zona a due piani fuori terra, parete di mattoni pieni a piano terra su cui non scarica il solaio;
- 7) zona a due piani fuori terra, parete di pietrame a piano primo su cui scarica il solaio;
- 8) zona a due piani fuori terra, parete di pietrame a piano primo su cui non scarica il solaio;
- 9) zona a due piani fuori terra, parete di pietrame a piano terra su cui scarica il solaio;
- 10) zona a due piani fuori terra, parete di pietrame a piano terra su cui non scarica il solaio

- 11) zona a due piani fuori terra, parete di tamponamento in blocchi di cls a piano primo;
 12) zona a due piani fuori terra, parete di tamponamento in blocchi di cls a piano terra.

Ai fini della verifica in esame le pareti su cui scarica il solaio, avendo un maggiore sforzo normale, risultano in una condizione meno gravosa rispetto alle stesse pareti prive del carico trasmesso dal solaio, le verifiche dei casi 1), 3), 5), 7), 9) possono essere omesse, ritenendosi automaticamente soddisfatte nel caso in cui siano verificati rispettivamente i casi 2), 4), 6), 8) e 10).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per i casi in esame.

| | t | b | E | w | l | z | J | Ta | Sa | q | fd |
|----|------|---|-------|-------|-----|-----|--------|------|------|------|-------|
| | m | m | N/mm2 | kN/m3 | m | m | m4 | sec | - | kN/m | kN/m2 |
| 1 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 4.4 | 2.2 | 0.0012 | 0.40 | 0.46 | 0.67 | 2000 |
| 2 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 4.4 | 2.2 | 0.0012 | 0.40 | 0.46 | 0.67 | 2000 |
| 3 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.5 | 6.4 | 0.0012 | 0.25 | 1.30 | 1.88 | 2000 |
| 4 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.5 | 6.4 | 0.0012 | 0.25 | 1.30 | 1.88 | 2000 |
| 5 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.6 | 2.6 | 0.0012 | 0.27 | 0.86 | 1.23 | 2000 |
| 6 | 0.24 | 1 | 1125 | 18 | 3.6 | 2.6 | 0.0012 | 0.27 | 0.86 | 1.23 | 2000 |
| 7 | 0.4 | 1 | 1230 | 19 | 3.5 | 6.4 | 0.0053 | 0.15 | 1.20 | 3.04 | 1350 |
| 8 | 0.4 | 1 | 1230 | 19 | 3.5 | 6.4 | 0.0053 | 0.15 | 1.20 | 3.04 | 1350 |
| 9 | 0.4 | 1 | 1230 | 19 | 3.6 | 2.6 | 0.0053 | 0.16 | 0.83 | 2.10 | 1350 |
| 10 | 0.4 | 1 | 1230 | 19 | 3.6 | 2.6 | 0.0053 | 0.16 | 0.83 | 2.10 | 1350 |
| 11 | 0.2 | 1 | 1480 | 14 | 3.5 | 6.4 | 0.0007 | 0.23 | 1.33 | 1.24 | 2000 |
| 12 | 0.2 | 1 | 1480 | 14 | 3.6 | 2.6 | 0.0007 | 0.25 | 0.89 | 0.83 | 2000 |

| ag | S | H | T1 | q |
|-------|-------|-----|-------|---|
| g | - | m | m | - |
| 0.152 | 1.598 | 6.4 | 0.220 | 3 |

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

$$M_u = \frac{lt^2\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85f_d} \right)$$

| | t (m) | l (m) | f _d (kN/m2) | N (kN) | σ ₀ (kN/m2) | MRd (kNm) | MSd (kNm) | γ | verifica soddisfatta |
|----|-------|-------|------------------------|--------|------------------------|-----------|-----------|------|----------------------|
| 2 | 0.24 | 1 | 2000 | 9.50 | 39.60 | 1.11 | 0.08 | 0.08 | SI |
| 4 | 0.24 | 1 | 2000 | 7.56 | 31.50 | 0.89 | 0.23 | 0.26 | SI |
| 6 | 0.24 | 1.667 | 2000 | 22.90 | 57.24 | 2.66 | 0.15 | 0.06 | SI |
| 8 | 0.4 | 1.667 | 1350 | 13.30 | 19.95 | 2.61 | 0.38 | 0.15 | SI |
| 10 | 0.4 | 1.667 | 1350 | 20.33 | 30.49 | 3.96 | 0.26 | 0.07 | SI |
| 11 | 0.2 | 1.667 | 2000 | 4.90 | 14.70 | 0.49 | 0.16 | 0.32 | SI |
| 12 | 0.2 | 1.667 | 2000 | 5.04 | 15.12 | 0.50 | 0.10 | 0.21 | SI |

La verifica risulta sempre soddisfatta.

9 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEI TRALICCI ALLA STRUTTURA ESISTENTE

9.1 Verifica del collegamento al cordolo in c.a.

L'azione di piano sul traliccio di rinforzo si ripartisce tra gli elementi di collegamento triangolari, pertanto si ha

| | All. 1 | All. 2 | All. 8 | All. B | All. E | All. H | All. Ka | All. Kb | All. L |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|
| F (kN) | 218 | 96 | 115 | 233 | 173 | 230 | 240 | 280 | 266 |
| n° collegamenti | 4 | 4 | 1 | 3 | 5 | 5 | 4 | 4 | 3 |
| T_{Sd} | 55 | 24 | 115 | 77 | 35 | 46 | 60 | 70 | 89 |

L'azione massima sul collegamento tra tralicci di rinforzo e struttura esistente si ha quindi in corrispondenza dell'All. 8.

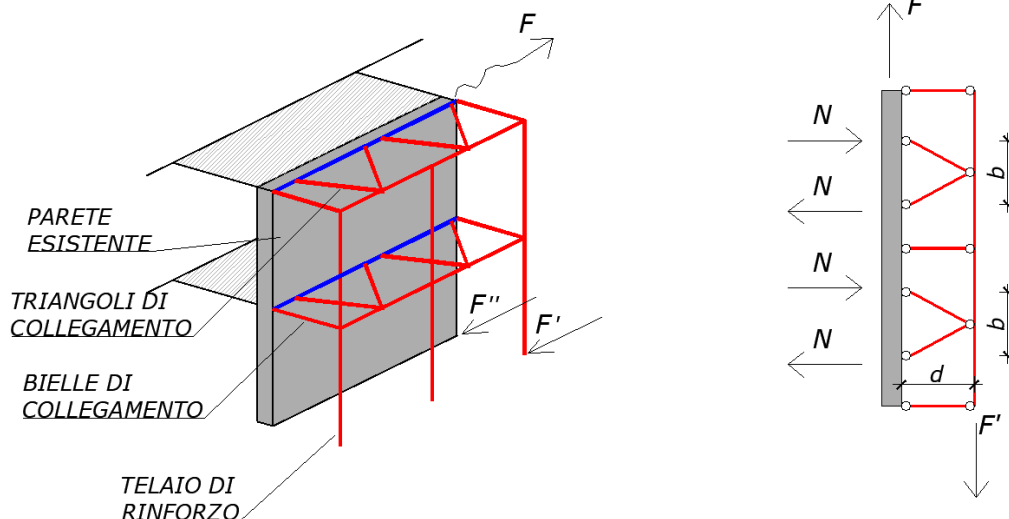
In corrispondenza di tale allineamento si ha infatti

$T_1 = 115$ kN azione di taglio a piano primo sul telaio in acciaio

n° di elementi "a triangolo" per il collegamento = 1

$T_{Sd} = 115/1 = 115$ kN

L'elemento di collegamento assume il funzionamento spiegato nel capitolo 5 e di seguito riportato



F = azione sismica che nasce sull'allineamento parete in virtù della sua massa

$F' + F'' = F$

F = taglio sismico totale

F' = parte di F che viene assorbita dal telaio in acciaio

F'' = parte di F che viene assorbita dalla parete esistente

$N = F'd/(2b)$ = azioni sulla muratura dovute all'eccentricità del telaio di acciaio

Essendo $b=1.40\text{m}$, $d=0.82\text{ m}$, si ha
 $N = \pm 67\text{ kN}$

Tale azione viene trasmessa al cordolo mediante n°4 barre diam. 20 mm inserite con resina in corrispondenza di ciascun attacco del profilo diagonale al profilo UPN.

L'azione sulla singola barra risulta quindi pari a

$$N_{\text{Sdi}} = 67/4 = 16.8\text{ kN}$$

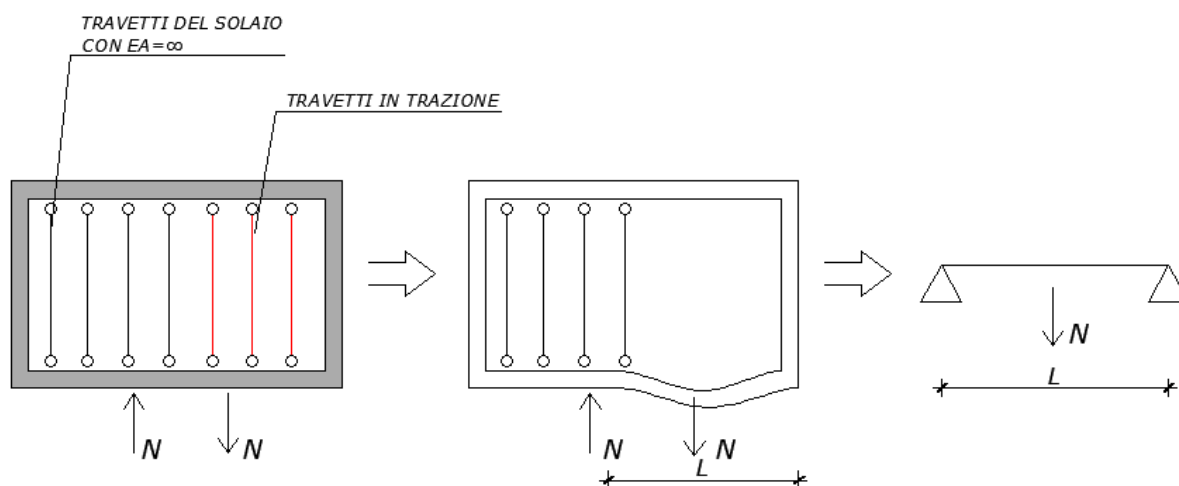
Considerando barre diam.20 mm inserite con resina tipo HIT-HY 150 per non meno di 20 cm ($f_T = 1.17$) in un calcestruzzo C25/30 ($i=25\text{ cm}$, $c=10\text{ cm} \rightarrow f_{A,N} = 0.87$, $f_{R,N} = 0.70$), si ottiene

$$N_{\text{Rdi}} = 36.4 \times 1.17 \times 0.87 \times 0.7 = 25.9 > N_{\text{Sdi}} = 16.8\text{ kN}$$

La verifica del collegamento risulta quindi soddisfatta.

9.2 Verifica del cordolo in c.a.

Come già detto, l'azione F'' impegna la parete esistente come azione nel piano, N se è di compressione è trasmesso dal cordolo al solaio, se è di trazione, ipotizzando che i travetti del solaio non funzionino a trazione, è assorbita dal cordolo in c.a. mediante il funzionamento spiegato nelle immagini seguenti, valido nel caso in cui l'azione n sia diretta parallelamente all'orditura del solaio.



Nel caso in cui, al contrario, N sia diretta ortogonalmente all'orditura del solaio, non essendo presente una soletta in c.a. di ripartizione, il cordolo funziona su una luce pari alla distanza tra le pareti ortogonali a quella in esame.

In entrambi i casi il cordolo deve essere verificato a flessione solo nel caso in cui l'azione N lo spinga verso l'esterno del fabbricato, nel caso contrario il cordolo contrasta infatti contro il solaio esistente e non si inflette.

Per quanto riguarda il primo caso, ossia quello di azione N diretta parallelamente all'orditura del solaio, il caso più gravoso è quello dell'allineamento B, in cui si hanno tre elementi di collegamento triangolari, i cui puntoni esercitano un'azione pari a

$$N = (233/3) \times 0.82 / 1.40 = 45 \text{ kN}$$

Si ottiene quindi il seguente valore di momento flettente.

$$M = 19 \text{ kNm}$$

Il cordolo ha sezione 30x20 ed è armato con 4 barre diam. 12 mm ed è rinforzato con un profilo metallico sull'esterno del fabbricato (quindi dal lato delle fibre tese della sezione di verifica), ha quindi il seguente valore di momento flettente resistente

$$M_{Rd} = 96 \text{ kNm}$$

Nel caso di azione diretta ortogonalmente all'orditura del solaio, il caso più gravoso è quello dell'all.8, in cui il cordolo può essere assimilato ad una trave di luce $l=6.95 \text{ m}$ sottoposta ad una coppia di forze $N = \pm 67 \text{ kN}$.

Si ottengono quindi le seguenti azioni sul cordolo in c.a.

$$M = 65 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 96 \text{ kNm}$$

In entrambi i casi la verifica del cordolo in c.a. risulta quindi soddisfatta.

10 VERIFICA DELLE FONDAZIONI E DELLE UNIONI RELATIVE

L'azione massima rilevata alla base della singola colonna dei tralicci di rinforzo è pari a $N = 400$ kN.

In corrispondenza di ciascuna di queste colonne si hanno n°4 micropali di diametro 250 mm e luce $l=9$ m.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle fondazioni si riportano quindi a seguire le seguenti verifiche:

- verifica di capacità portante del micropalo;
- verifica del micropalo per azioni orizzontali
- verifica dell'ancoraggio del micropalo al plinto di fondazione;
- verifica a punzonamento del plinto di fondazione
- verifica dell'armatura del plinto di fondazione
- verifica dell'ancoraggio dei tralicci al plinto di fondazione

10.1 Verifica di capacità portante del micropalo

Le azioni di verifica agenti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente

| | |
|-------------|--------|
| N micropali | 100 kN |
|-------------|--------|

Avendo sia pali sottoposti a trazione che a compressione, si trascura la resistenza alla punta e la resistenza per aderenza laterale del singolo palo può essere valutata tramite la seguente relazione:

$$N_{R,calcolo} = \alpha \cdot c_u \cdot S_L$$

dove:

c_u è il valore della coesione non drenata riportato nella relazione geologica in base allo strato di terreno considerato

α = coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno e dal tipo di palo (valore suggerito dalla letteratura)

S_L = superficie laterale del palo calcolata considerando la camicia esterna del palo di diametro pari a 25cm

Nella tabella seguente sono riportati i valori della c_u utilizzati nel calcolo della capacità portante e dedotti dalla Relazione Geologica allegata.

| Strato | Profondità | Lunghezza | C_u , k | α |
|--------|---------------|-----------------|-----------|----------|
| A1 | 0-3 m | 3-0.6=2.40 m | 55 kN/mq | 0.60 |
| A2 | 3.0 – 4.70 m | 1.70 m | 55 kN/mq | 0.60 |
| B3 | 4.70 – 7.50 m | 2.80 m per pali | 35 kN/mq | 0.80 |
| B4 | 7.50-9.80 m | 2.10 m | 35 kN/mq | 0.80 |

In riferimento alle due tipologie di pali presenti, considerando che per entrambi la testa del palo si trova a circa 60 cm dal p.c., si ha

| Lunghezza palo | $Q_{lat k}$ | $Q_{lat d}$ | FS (N_{Rd}/N_{Ed}) |
|----------------|-------------|-------------|------------------------|
| $L=8$ m | 214 kN | 165 kN | 1.65 |

Il valore di progetto della capacità laterale è ottenuto da quello caratteristico applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma=1.3$, ossia quello riferito al palo sottoposto a trazione. Per entrambe le tipologie di pali la verifica risulta soddisfatta.

10.2 Verifica dei micropali di fondazione per azioni orizzontali

Il taglio risultante sui tralicci di rinforzo viene ripartito tra i pali di fondazione presenti sull'allineamento, pertanto si ha

| | All. 1 | All. 2 | All. 8 | All. B | All. E | All. H | All. Ka | All. Kb | All. L |
|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|
| F (kN) | 255 | 124 | 121 | 272 | 196.5 | 210.6 | 262.4 | 281.5 | 276.5 |
| n° pali | 16 | 12 | 8 | 16 | 16 | 14 | 16 | 20 | 16 |
| T_{sd} (kN) | 16 | 10.5 | 15.2 | 17 | 12.31. | 15 | 16.4 | 14.1 | 17.3 |

Il massimo valore di azione orizzontale applicata in testa al micropalo è quindi pari a $F_H = 17.3$ kN

Per determinare la rigidezza alla traslazione orizzontale del terreno circostante il palo K_{wo} ci si riferisce ad un comportamento del palo alla Winkler, quindi è necessario fissare il modulo di Winkler del terreno per azioni orizzontali.

Il terreno in cui è infisso il micropalo offre un contrasto laterale alla deformazione dei micropali in acciaio (molle), che viene valutato con la relazione di Chiarugi-Maia. I micropali utilizzati sono di diametro $\varnothing=80$ mm sp.8 mm:

$$K_H = \frac{E}{D(1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{ED^4}{E_p J_p}}$$

E= modulo elastico longitudinale del terreno (vedi relazione geologica)

ν = coefficiente di Poisson (valori di letteratura)

D= diametro "efficace" del micropalo ottenuto tenendo conto del manicotto di malta che lo riveste, pari a circa 25cm

E_p = modulo elastico dell'acciaio=2.100.000 kg/cm²

J_p = momento d'inerzia del micropalo di solo acciaio

Il valore di K_H così ottenuto è riportato nella tabella seguente, facendo riferimento alla stratigrafia media presente nell'area in esame

| Strato | Profondità | E (N/mm ²) | ν | K_H (N/mm ³) |
|--------|---------------|------------------------|-------|----------------------------|
| A1 | 0-3 m | 4.5 | 0.35 | 0.016 |
| A2 | 3.0 – 4.70 m | 4.5 | 0.35 | 0.016 |
| B3 | 4.70 – 7.50 m | 2 | 0.2 | 0.006 |
| B4 | 7.50-9.80 m | 2 | 0.2 | 0.006 |

Le massime sollecitazioni ottenute lungo il fusto dei micropali sono pari a::

$M_{max}=7.7$ kNm, $T_{max}=10$ kN

Le corrispondenti sollecitazioni resistenti del palo in acciaio S355, risultano:

$$M_{Rd} = \frac{W_e f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 9.9 \text{ kNm}, \quad V_{Rd} = \frac{2 A f_{yk}}{\pi \sqrt{3} \gamma_{M0}} = 225 \text{ kN}$$

Poiché il taglio sollecitante è inferiore della metà del taglio resistente, non c'è interazione taglio-momento.

La verifica dei micropali può quindi ritenersi soddisfatta.

10.3 Verifica dell'ancoraggio del micropalo al plinto di fondazione

L'azione normale massima agente sul singolo micropalo, calcolata nei precedenti paragrafi, risulta pari a

$N = 100 \text{ kN}$

L'ancoraggio tra micropalo e fondazione è garantito mediante una piastra circolare diam. 250 mm e sp. 20 mm saldata in testa a ciascun micropalo.

La pressione agente sulla piastra (considerando l'area al netto del foro per il micropalo) risulta quindi pari a

$p = 2.3 \text{ N/mm}^2$

Considerando un tratto di piastra di larghezza unitaria funzionante secondo uno schema a mensola di luce $l = 250/2 - 80/2 = 85 \text{ mm}$, si ha

$M = 8310 \text{ Nmm}$ $T = 195 \text{ N}$

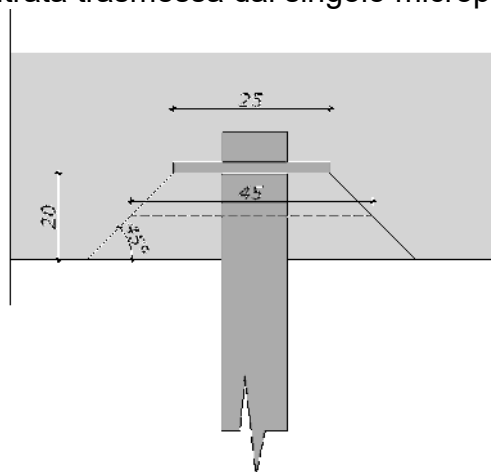
e conseguentemente

$\sigma = 125 \text{ N/mm}^2$ $\tau = 10 \text{ N/mm}^2$ $\sigma = 126 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$

La verifica della piastra di ancoraggio risulta quindi soddisfatta.

10.4 Verifica a punzonamento del plinto di fondazione

In riferimento all'immagine seguente, viene effettuata una verifica a punzonamento del plinto sotto l'azione concentrata trasmessa dal singolo micropalo $N = 100 \text{ kN}$.



La verifica viene effettuata sulla superficie media di punzonamento, che ha diametro 45 cm e altezza 20 cm, ovvero $A = 2800 \text{ cm}^2$

Si ottiene quindi un valore di $\tau = 0.35 \text{ N/mm}^2 < \tau_{Rd, \min} = 0.55 \text{ N/mm}^2$

in cui il valore della tensione di progetto $v_{Rd, min}$ è stato calcolato in accordo con quanto prescritto sull'EC2. Non risultano quindi necessarie armature a punzonamento, si dispongono ugualmente $2+2\Phi 12$ attraverso la superficie di scorrimento.

La verifica a punzonamento sotto l'azione concentrata delle colonne metalliche in quanto, a fronte di uno sforzo normale superiore ($N_{max}=400$ kN) presenta anche una superficie di verifica superiore, pertanto si ha:

Piastra di base 30×40 cm, altezza riempimento 12 cm, altezza plinto 50 cm

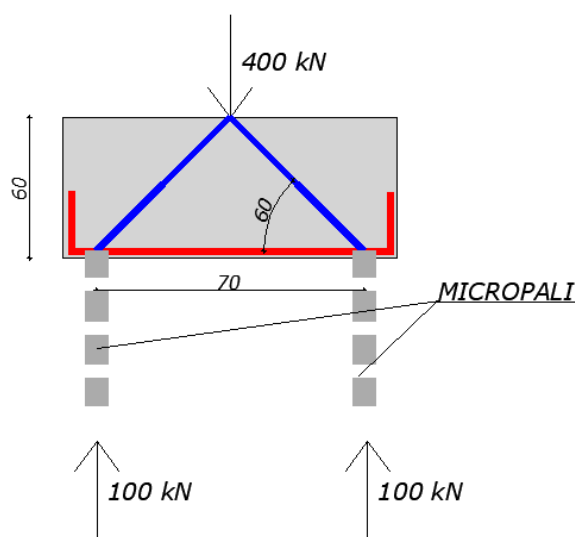
Superficie media $(2 \times (30+60) + 2 \times (40+60)) \times 50 = 19000$ cmq

$\tau = 0.2$ N/mmq

La verifica risulta quindi meno gravosa della precedente.

10.5 Verifica dell'armatura del plinto di fondazione

Per effetto dello sforzo normale di compressione trasmesso dalle colonne, si innesta nel plinto un funzionamento del tipo tirante del tipo schematizzato nell'immagine seguente.



Le armature del plinto risultano quindi sottoposte ad uno sforzo di trazione di circa 115 kN.

Si dispongono $2+2\Phi 16$ inferiori su cui risulta quindi

$N_{Rd} = 157$ kN > 115 kN

La verifica risulta quindi soddisfatta.

10.6 Verifica dell'ancoraggio delle colonne al plinto di fondazione

10.6.1 Ancoraggio tramite tirafondi per lo sforzo normale

Nel caso di azione di trazione, tale azione viene trasferita al plinto attraverso 6 tirafondi di diametro 24 mm, per cui si ha

$N_{Sdi} = 400/6 = 67$ kN

$N_{Rdi} (A_{res} = 353 \text{ mm}^2) = 203$ kN

La verifica dei tirafondi risulta quindi soddisfatta.

Le piastrine terminali dei tirafondi hanno dimensioni 100x100x25

La pressione agente risulta quindi pari a

$$p = 6.7 \text{ N/mm}^2$$

Considerando un tratto di piastra di larghezza unitaria funzionante secondo uno schema a mensola di luce $l = (100 - 24) / 2 = 38 \text{ mm}$, si ha

$$M = 4840 \text{ Nmm} \quad T = 255 \text{ N}$$

e conseguentemente

$$\sigma = 46 \text{ N/mm}^2 \quad \tau = 10 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma = 49 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della piastra di ancoraggio risulta quindi soddisfatta.

10.6.2 Ancoraggio tramite spezzone HE 200 A a taglio

Le azioni di taglio alla base del singolo traliccio risultano pari a

| | T_{max acc allinamento} | n° tralicci/all. | T_{max acc traliccio} |
|------------------------|--|-------------------------|--------------------------------------|
| | kN | | kN |
| Allin. 1 | 255.3 | 2 | 128 |
| Allin. 2 | 124 | 1 | 124 |
| Allin. 8 | 121.2 | 1 | 121.2 |
| Allin. B | 272 | 2 | 136 |
| Allin. E | 196.5 | 2 | 98.5 |
| Allin. H | 210.6 | 2 | 106 |
| Allin. KA (6-8) | 262.4 | 2 | 131.5 |
| Allin. KB (3-6) | 281.5 | 3 | 94 |
| Allin. L | 276.5 | 3 | 92 |

La massima azione di taglio sul singolo traliccio risulta quindi pari a $T = 136 \text{ kN}$ (all. B)

Su ciascun traliccio il collegamento a taglio con la fondazione è effettuato mediante due spezzoni di HE 200 A affogati nel getto della fondazione, di lunghezza pari a 45 cm ciascuno.

Essendo il profilo completamente immerso nel calcestruzzo, questo non può deformarsi, assumendo un comportamento puramente a taglio, per cui si ha

$$T_{Sd} = 136 / 2 = 68 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = 241 \text{ kN}$$

La verifica del profilo risulta quindi soddisfatta.

I tronchetti sono collegati alla traversa di base mediante piastra bullonata.

Ciascuna unione è realizzata mediante 4+4 bulloni diam.20 mm per cui si ha

$$F = 68 \text{ kN}$$

$$T_{Sdi} = 68 / 8 = 8.5 \text{ kN}$$

$$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rdi} = 94 \text{ kN}$$

La verifica della bullonatura risulta quindi soddisfatta

11 VERIFICA DELLE PARETI A CARICO VERTICALE

La verifica delle pareti a carico verticale è effettuata secondo il procedimento riportato dalla norma al §4.5.6.2.

I carichi applicati sono quelli riportati nell'analisi dei carichi in base alle aree di competenza di ciascuna parete, combinati con i coefficienti relativi allo SLU.

Coerentemente con quanto prescritto dalla norma, la tensione di progetto f_d viene ottenuta riducendo quella riportata nel capitolo relativo all'analisi dei materiali (pari a N/mm² per muratura in mattoni pieni e pari a 1.35 N/mm² per muratura in pietrame) attraverso il coefficiente Φ .

Per la determinazione del coefficiente di riduzione Φ sono state effettuate le seguenti assunzioni:

- per pareti interne si assume l'altezza coincidente con l'altezza interpiano, con l'eccezione di alcuni rari casi di pareti di modeste dimensioni, per le quali la rigidità offerta dalle fasce risulta non trascurabile e quindi è lecito assumere come altezza quella delle aperture adiacenti;
- per pareti esterne si assume l'altezza per il calcolo della snellezza pari all'altezza delle aperture;
- cautelativamente si assume sempre il fattore laterale di vincolo pari a 1 (muro isolato);
- in virtù della presenza di cordoli di piano in grado di ripartire il carico trasmesso dai solai sullo spessore della parete, si assume $e_s=0$.

Nelle tabelle a seguire sono riportati i risultati di tali verifiche.

11.1 Allineamento 1

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|----|----|---|--------|------|------|------|------|-------------------|-------------------|-------------------------------|------|---------|------|------|------|-------------------|-------------------|----|--|
| verifica sezione di base | | | | | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | | -- | N/mm ² | N/mm ² | | |
| 1 | 65 | 24 | 2 | 8.3 | 13.1 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.08 | ok | 9.5 | 0.4 | 0.05 | 1.19 | 0.5 | 1 | 0.13 | ok | |
| 2 | 60 | 24 | 2 | 8.3 | 15.6 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.11 | ok | 12.3 | 0.3 | 0.04 | 0.92 | 0.5 | 1 | 0.14 | ok | |
| 3 | 85 | 24 | 2 | 8.3 | 19.4 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.10 | ok | 14.7 | 0.5 | 0.04 | 1.04 | 0.5 | 1 | 0.15 | ok | |
| 4 | 60 | 24 | 2 | 8.3 | 15.6 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.11 | ok | 12.3 | 0.3 | 0.04 | 0.92 | 0.5 | 1 | 0.14 | ok | |
| 5 | 65 | 24 | 2 | 8.3 | 13.1 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.08 | ok | 9.5 | 0.4 | 0.05 | 1.19 | 0.5 | 1 | 0.13 | ok | |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| verifica sezione di base | | | | | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | | -- | N/mm ² | N/mm ² | | |
| 1 | 65 | 24 | 2 | 8.3 | 29.4 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.19 | ok | 25.8 | 0.4 | 0.02 | 0.59 | 0.66 | 1.32 | 0.22 | ok | |
| 2 | 60 | 24 | 2 | 8.3 | 36.8 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.26 | ok | 33.4 | 0.3 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.29 | ok | |
| 3 | 85 | 24 | 2 | 8.3 | 44.7 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.22 | ok | 39.9 | 0.5 | 0.02 | 0.54 | 0.66 | 1.32 | 0.25 | ok | |
| 4 | 60 | 24 | 2 | 8.3 | 36.8 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.26 | ok | 33.4 | 0.3 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.29 | ok | |
| 5 | 65 | 24 | 2 | 8.3 | 29.4 | 0.02 | 0.50 | 0.66 | 1.32 | 0.19 | ok | 25.8 | 0.4 | 0.02 | 0.59 | 0.66 | 1.32 | 0.22 | ok | |

11.2 Allineamento 2

| verifica sezione di base | | | | | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|----|---|--------|------|------|-----|------|-------------------|-------------------|-------------------------------|------|---------|------|------|-------|-------------------|-------------------|----|--|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | | |
| 1 | 100 | 24 | 2 | 8.3 | 18.3 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.08 | ok | 12.6 | 0.5 | 0.05 | 1.33 | 0.415 | 0.83 | 0.13 | ok | |
| 2 | 36 | 24 | 2 | 8.3 | 11.6 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.13 | ok | 9.5 | 0.2 | 0.03 | 0.77 | 0.58 | 1.16 | 0.17 | ok | |
| 3 | 210 | 24 | 2 | 8.3 | 38.0 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.08 | ok | 26.2 | 1.1 | 0.05 | 1.34 | 0.415 | 0.83 | 0.13 | ok | |
| 4 | 36 | 24 | 2 | 8.3 | 11.6 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.13 | ok | 9.5 | 0.2 | 0.03 | 0.77 | 0.58 | 1.16 | 0.17 | ok | |
| 5 | 75 | 24 | 2 | 8.3 | 14.5 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.08 | ok | 10.2 | 0.4 | 0.05 | 1.25 | 0.415 | 0.83 | 0.13 | ok | |

11.3 Allineamento 3

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|----|-----|-------------------|-------------------|-------------------------------|-------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 1 | 1060 | 24 | 3.5 | 14.6 | 253.8 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.4 | 0.8 | 0.10 | ok | 149.6 | 7.3 | 0.07 | 1.6544 | 0.17 | 0.34 | 0.13 | ok |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|----|-----|-------------------|-------------------|-------------------------------|-------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 1 | 1060 | 24 | 3.5 | 14.6 | 520.7 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.4 | 0.8 | 0.20 | ok | 416.5 | 7.3 | 0.03 | 0.8747 | 0.17 | 0.34 | 0.24 | ok |

11.4 Allineamento 4

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|-----|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1 | 630 | 24 | 3.5 | 14.6 | 141.7 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.09 | ok |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1 | 630 | 24 | 3.5 | 14.6 | 296.9 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.20 | ok |

11.5 Allineamento 5

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | | |
|---|------|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|-------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|-------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | ev | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 1 | 1010 | 24 | 4.5 | 18.8 | 692.5 | 0.045 | 1.125 | 0.275 | 0.55 | 0.29 | ok | 366.4 | 10.8 | 0.029 | 0.05 | 1.2991 | 0.24 | 0.48 | 0.36 | ok |

11.6 Allineamento 6

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|-----|-------|-------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 1 | 730 | 24 | 3.5 | 14.6 | 164.1 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.09 | ok |

| PIANO TERRA | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|-----|-------|---------|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fδ1 | σ1 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq |
| 1 | 730 | 24 | 3.5 | 14.6 | 344.0 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.20 ok |

11.7 Allineamento 8

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|---|--------|--------------------------|------|------|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|------|------|-------------------|-------------------|----|--|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | |
| 1 | 100 | 40 | 2 | 5.0 | 27.0 | 0.02 | 0.30 | 0.84 | 1.134 | 0.07 | ok | 17.1 | 0.5 | 0.04 | 0.63 | 0.63 | 0.8505 | 0.06 | ok | |
| 2 | 130 | 40 | 2 | 5.0 | 37.4 | 0.02 | 0.30 | 0.84 | 1.134 | 0.07 | ok | 24.5 | 0.7 | 0.04 | 0.58 | 0.63 | 0.8505 | 0.07 | ok | |
| 3 | 100 | 40 | 2 | 5.0 | 27.0 | 0.02 | 0.30 | 0.84 | 1.134 | 0.07 | ok | 17.1 | 0.5 | 0.04 | 0.63 | 0.63 | 0.8505 | 0.06 | ok | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | |
| 1 | 100 | 40 | 2 | 5.0 | 56.4 | 0.02 | 0.30 | 0.84 | 1.134 | 0.14 | ok | 47.1 | 0.5 | 0.02 | 0.32 | 0.84 | 1.134 | 0.14 | ok | |
| 2 | 130 | 40 | 2 | 5.0 | 79.6 | 0.02 | 0.30 | 0.84 | 1.134 | 0.15 | ok | 67.5 | 0.7 | 0.02 | 0.31 | 0.84 | 1.134 | 0.15 | ok | |
| 3 | 100 | 40 | 2 | 5.0 | 56.4 | 0.02 | 0.30 | 0.84 | 1.134 | 0.14 | ok | 47.1 | 0.5 | 0.02 | 0.32 | 0.84 | 1.134 | 0.14 | ok | |

11.8 Allineamento B

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
|---|----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|----|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 1 | 60 | 40 | 2 | 5.0 | 51.1 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.21 | ok | 45.5 | 0.3 | 0.02 | 0.2581 | 0.84 | 1.134 | 0.21 | ok |
| 2 | 90 | 40 | 2 | 5.0 | 90.7 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.25 | ok | 82.3 | 0.5 | 0.02 | 0.2397 | 0.84 | 1.134 | 0.25 | ok |
| 3 | 85 | 40 | 2 | 5.0 | 88.8 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.26 | ok | 80.8 | 0.5 | 0.02 | 0.2362 | 0.84 | 1.134 | 0.26 | ok |
| 4 | 60 | 40 | 2 | 5.0 | 51.1 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.21 | ok | 45.5 | 0.3 | 0.02 | 0.2581 | 0.84 | 1.134 | 0.21 | ok |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
|---|----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|----|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 1 | 60 | 40 | 2 | 5.0 | 131.4 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.55 | ok | 125.8 | 0.3 | 0.01 | 0.1891 | 0.84 | 1.134 | 0.54 | ok |
| 2 | 90 | 40 | 2 | 5.0 | 235.8 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.65 | ok | 227.3 | 0.5 | 0.01 | 0.1825 | 0.84 | 1.134 | 0.65 | ok |
| 3 | 85 | 40 | 2 | 5.0 | 231.3 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.68 | ok | 223.3 | 0.5 | 0.01 | 0.1812 | 0.84 | 1.134 | 0.68 | ok |
| 4 | 60 | 40 | 2 | 5.0 | 131.4 | 0.02 | 0.3 | ok | 0.84 | 1.134 | 0.55 | ok | 125.8 | 0.3 | 0.01 | 0.1891 | 0.84 | 1.134 | 0.54 | ok |

11.9 Allineamento C

| | l | t | h | lambda | verifica sezione di base | | | | | | | |
|---|------|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|----|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | N 1 | e1 | m1 | | Φ1 | fd1 | σ1 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 1 | 1235 | 24 | 4.5 | 18.8 | 769.5 | 0.045 | 1.125 | ok | 0.24 | 0.48 | 0.26 | ok |

11.10 Allineamento D

| PIANO PRIMO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|----|------|-------------------|-------------------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------------------|-------------------|----|
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1 | 175 | 40 | 3.5 | 8.8 | 102.9 | 0.035 | 0.525 | ok | 0.66 | 0.891 | 0.15 | ok | 74.3 | 2.9 | 0.06 | 0.8544 | 0.58 | 0.783 | 0.17 | ok |
| 2 | 95 | 24 | 3.5 | 14.6 | 61.0 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.27 | ok | 51.7 | | | | 0.58 | | | ok |
| 3 | 580 | 24 | 3.5 | 14.6 | 293.3 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.21 | ok | 236.3 | | | | 0.58 | | | ok |
| 4 | 105 | 24 | 3.5 | 14.6 | 70.4 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.28 | ok | 60.1 | | | | 0.58 | | | ok |
| 5 | 390 | 24 | 3.5 | 14.6 | 196.2 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.21 | ok | 157.9 | | | | 0.58 | | | ok |
| 6 | 55 | 24 | 3.5 | 14.6 | 35.7 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.27 | ok | 30.3 | | | | 0.58 | | | ok |
| PIANO TERRA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | | -- | N/mm ² | N/mm ² | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² | |
| 1 | 175 | 40 | 3.5 | 8.8 | 237.0 | 0.035 | 0.525 | ok | 0.66 | 0.891 | 0.34 | ok | 208.3 | 2.9 | 0.03 | 0.4735 | 0.66 | 0.891 | 0.36 | ok |
| 2 | 95 | 24 | 3.5 | 14.6 | 154.2 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.68 | ok | 144.8 | | | | 0.66 | | | ok |
| 3 | 580 | 24 | 3.5 | 14.6 | 722.9 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.52 | ok | 665.8 | | | | 0.66 | | | ok |
| 4 | 105 | 24 | 3.5 | 14.6 | 178.7 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.71 | ok | 168.4 | | | | 0.66 | | | ok |
| 5 | 390 | 24 | 3.5 | 14.6 | 483.2 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.52 | ok | 444.9 | | | | 0.66 | | | ok |
| 6 | 55 | 24 | 3.5 | 14.6 | 90.3 | 0.035 | 0.875 | ok | 0.5 | 1 | 0.68 | ok | 84.9 | | | | 0.66 | | | ok |

11.11 Allineamento E

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | |
|---|-----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|------|-------|-------|----|-------------------------------|---------|------|--------|-------|-------|-------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 1 | 85 | 24 | 2 | 8.3 | 23.9 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.12 | ok | 19.1 | 0.5 | 0.03 | 0.8584 | 0.58 | 1.16 | 0.15 | ok |
| 2 | 425 | 24 | 2 | 8.3 | 93.0 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.09 | ok | 69.1 | 2.3 | 0.04 | 1.0905 | 0.5 | 1 | 0.14 | ok |
| 3 | 370 | 24 | 2 | 8.3 | 140.9 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.16 | ok | 120.1 | 2.0 | 0.03 | 0.671 | 0.58 | 1.16 | 0.19 | ok |
| 4 | 50 | 24 | 2 | 8.3 | 53.7 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.45 | ok | 50.9 | 0.3 | 0.02 | 0.3842 | 0.788 | 1.575 | 0.48 | ok |
| 5 | 350 | 24 | 2 | 8.3 | 122.3 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.15 | ok | 102.6 | 1.9 | 0.03 | 0.7161 | 0.58 | 1.16 | 0.18 | ok |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | |
|---|-----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|------|-------|-------|----|-------------------------------|---------|------|--------|------|-------|-------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 1 | 85 | 24 | 2 | 8.3 | 56.9 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.28 | ok | 52.1 | 0.5 | 0.02 | 0.4729 | 0.79 | 1.58 | 0.31 | ok |
| 2 | 425 | 24 | 2 | 8.3 | 211.7 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.21 | ok | 187.9 | 2.3 | 0.02 | 0.5592 | 0.66 | 1.32 | 0.24 | ok |

11.12 Allineamento H

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
|---|-----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|------|-------|-------|----|------------------------------|--------|------|--------|------|-------|-------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | Mvento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 1 | 600 | 24 | 2 | 8.3 | 121.2 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.08 | ok | 87.5 | 3.3 | 0.05 | 1.1876 | 0.45 | 0.9 | 0.13 | ok |
| 2 | 575 | 24 | 2 | 8.3 | 116.4 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.08 | ok | 84.2 | 3.1 | 0.05 | 1.184 | 0.45 | 0.9 | 0.13 | ok |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
|---|-----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|------|-------|-------|----|------------------------------|---------|------|--------|-----|-------|-------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 1 | 600 | 24 | 2 | 8.3 | 271.0 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.19 | ok | 237.3 | 3.3 | 0.02 | 0.5956 | 0.6 | 1.2 | 0.22 | ok |
| 2 | 575 | 24 | 2 | 8.3 | 260.6 | 0.02 | 0.5 | 0.66 | 1.32 | 0.19 | ok | 228.3 | 3.1 | 0.02 | 0.5942 | 0.6 | 1.2 | 0.22 | ok |

11.13 Allineamento I

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | | |
|---|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|-------------------------------|---------|------|------|-------|-------------------|-------------------|----|--|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | m2 | fd2 | σ2 | | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | |
| 1 | 175 | 40 | 3.5 | 8.8 | 102.9 | 0.035 | 0.525 | 0.66 | 0.891 | 0.15 | ok | 74.3 | 2.9 | 0.06 | 0.85 | 0.583 | 0.78705 | 0.17 | ok | |
| 2 | 340 | 24 | 3.5 | 14.6 | 171.4 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.21 | ok | 138.0 | | | | 0.583 | | | ok | |
| 3 | 565 | 24 | 3.5 | 14.6 | 282.3 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.21 | ok | 226.7 | | | | 0.583 | | | ok | |
| 4 | 295 | 24 | 3.5 | 14.6 | 157.6 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.22 | ok | 128.6 | | | | 0.583 | | | ok | |
| 5 | 455 | 24 | 3.5 | 14.6 | 229.5 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.21 | ok | 184.8 | | | | 0.583 | | | ok | |
| 6 | 125 | 24 | 2.5 | 10.4 | 71.1 | 0.025 | 0.625 | 0.53 | 1.06 | 0.24 | ok | 62.3 | | | | 0.583 | | | ok | |
| 7 | 100 | 24 | 2.5 | 10.4 | 51.4 | 0.025 | 0.625 | 0.53 | 1.06 | 0.21 | ok | 44.4 | | | | 0.583 | | | ok | |

PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzzeria | | | | | | | |
|---|-----|----|-----|--------|--------------------------|-------|-------|------|-------------------|-------------------|----|-------------------------------|---------|------|------|------|-------------------|-------------------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m2 | m2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mm ^q | N/mm ^q | |
| 1 | 175 | 40 | 3.5 | 8.8 | 237.0 | 0.035 | 0.525 | 0.66 | 0.891 | 0.34 | ok | 208.3 | 2.9 | 0.03 | 0.47 | 0.66 | 0.891 | 0.36 | ok |
| 2 | 340 | 24 | 3.5 | 14.6 | 422.3 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.52 | ok | 388.9 | | | | 0.66 | | | ok |
| 3 | 565 | 24 | 3.5 | 14.6 | 694.6 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.51 | ok | 639.1 | | | | 0.66 | | | ok |
| 4 | 295 | 24 | 3.5 | 14.6 | 390.9 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.55 | ok | 361.9 | | | | 0.66 | | | ok |
| 5 | 455 | 24 | 3.5 | 14.6 | 565.5 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.52 | ok | 520.7 | | | | 0.66 | | | ok |
| 6 | 125 | 24 | 2.5 | 10.4 | 182.9 | 0.025 | 0.625 | 0.53 | 1.06 | 0.61 | ok | 174.1 | | | | 0.66 | | | ok |
| 7 | 100 | 24 | 2.5 | 10.4 | 131.2 | 0.025 | 0.625 | 0.53 | 1.06 | 0.55 | ok | 124.2 | | | | 0.66 | | | ok |

11.14 Allineamento J

PIANO TERRA

| verifica sezione di base | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|----|-----|--------|-------|-------|-------|-----|-------------------|-------------------|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| 1 | 225 | 24 | 3.5 | 14.6 | 196.5 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.36 ok |
| 2 | 225 | 24 | 3.5 | 14.6 | 196.5 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.36 ok |

PIANO PRIMO

| verifica sezione di base | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|----|-----|--------|------|-------|-------|-----|-------------------|-------------------|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mm ² | N/mm ² |
| 1 | 225 | 24 | 3.5 | 14.6 | 85.0 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.16 ok |
| 2 | 225 | 24 | 3.5 | 14.6 | 85.0 | 0.035 | 0.875 | 0.4 | 0.8 | 0.16 ok |

11.15 Allineamento Ka

PIANO PRIMO

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
|---|-----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|------|-------|-------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------|-------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m1 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 1 | 160 | 40 | 2 | 5.0 | 82.2 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.13 | ok | 67.2 | 0.9 | 0.02 | 0.3451 | 0.84 | 1.134 | 0.13 | ok |
| 2 | 145 | 40 | 2 | 5.0 | 97.0 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.17 | ok | 83.4 | 0.8 | 0.02 | 0.2926 | 0.84 | 1.134 | 0.16 | ok |
| 3 | 140 | 40 | 2 | 5.0 | 95.1 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.17 | ok | 82.0 | 0.8 | 0.02 | 0.2901 | 0.84 | 1.134 | 0.17 | ok |
| 4 | 155 | 40 | 2 | 5.0 | 80.3 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.13 | ok | 65.8 | 0.8 | 0.02 | 0.3432 | 0.84 | 1.134 | 0.13 | ok |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

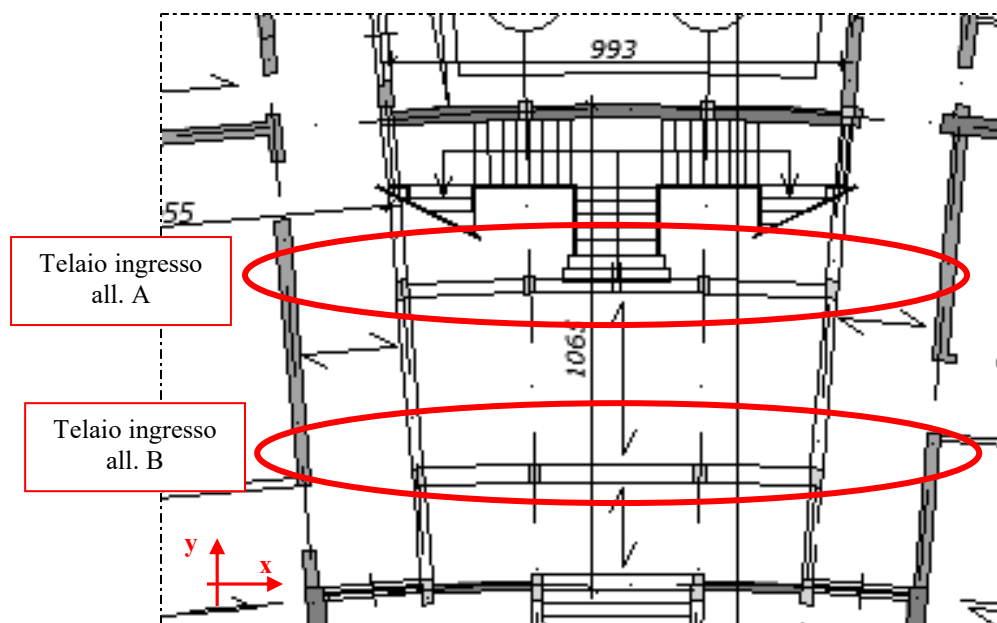
PIANO TERRA

| | | | | | verifica sezione di base | | | | | | | verifica sezione di mezzeria | | | | | | | |
|---|-----|----|---|--------|--------------------------|------|-----|------|-------|-------|----|------------------------------|---------|------|--------|------|-------|-------|----|
| | l | t | h | lambda | N 1 | e1 | m1 | Φ1 | fd1 | σ1 | | N 2 | M vento | e2 | m1 | Φ2 | fd2 | σ2 | |
| | cm | cm | m | -- | kN | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | | kN | kNm | m | -- | -- | N/mmq | N/mmq | |
| 1 | 160 | 40 | 2 | 5.0 | 200.9 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.31 | ok | 185.9 | 0.9 | 0.01 | 0.2206 | 0.84 | 1.134 | 0.31 | ok |
| 2 | 145 | 40 | 2 | 5.0 | 244.1 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.42 | ok | 230.5 | 0.8 | 0.01 | 0.2016 | 0.84 | 1.134 | 0.42 | ok |
| 3 | 140 | 40 | 2 | 5.0 | 239.6 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.43 | ok | 226.5 | 0.8 | 0.01 | 0.2007 | 0.84 | 1.134 | 0.42 | ok |
| 4 | 155 | 40 | 2 | 5.0 | 196.4 | 0.02 | 0.3 | 0.84 | 1.134 | 0.32 | ok | 181.9 | 0.8 | 0.01 | 0.2199 | 0.84 | 1.134 | 0.31 | ok |

12 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) DEL TELAIO IN C.A. ALL'INGRESSO

In corrispondenza dell'ingresso principale all'edificio sono presenti due telai in c.a., riportati nella planimetria seguente.

Si evidenzia che i telai in c.a. di bordo, tamponati con murature sono stati già analizzati nei precedenti paragrafi (all.7 e all. 6)

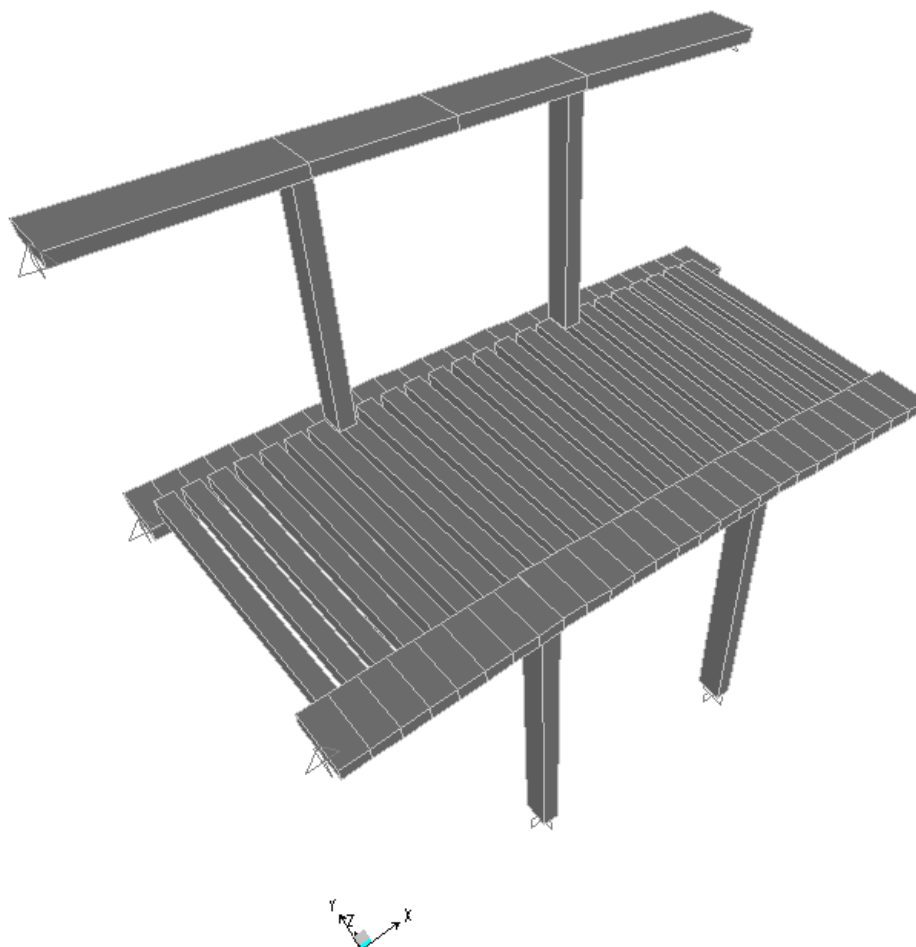


Entrambi i telai in esame sono costituiti da pilastri in c.a. 25x40 e travi nello spessore del solaio ($\approx 20 \times 80$ cm). Il telaio all. A si estende per due piani fuori terra mentre quello sull'all. B è presente solo a piano terra.

Non sono presenti travi nella direzione trasversale, i due telai risultano collegati tra loro unicamente attraverso il solaio.

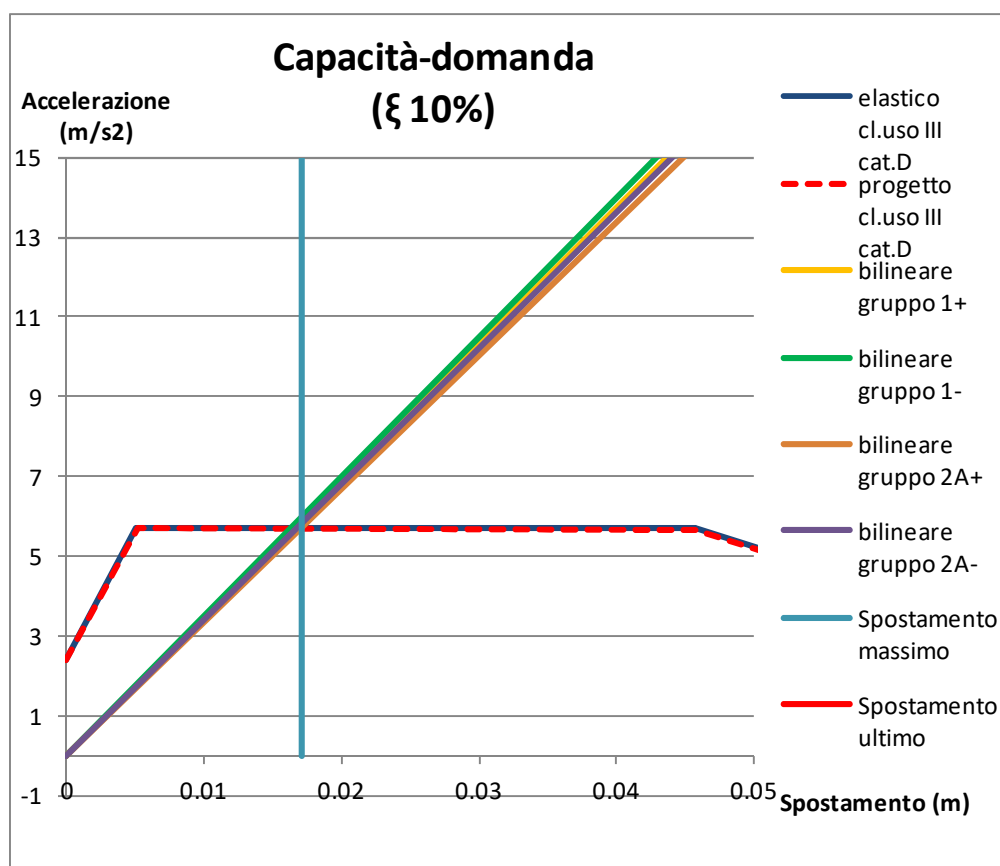
12.1 Analisi pushover in direzione y

Per analizzare il comportamento dei telai nel caso di sisma diretto ortogonalmente al piano dei telai stessi, è stato realizzato un modello agli elementi finiti tridimensionale dei due allineamenti, collegati tra loro attraverso bielle infinitamente rigide che simulano i travetti del solaio di piano primo.



Alla base i pilastri sono incastrati e le travi sono vincolate alle estremità da appoggi fissi, che simulano le pareti in muratura degli allineamenti E ed H, la cui rigidità rende un vincolo alla traslazione in direzione y per i telai in c.a. in esame.

I risultati delle analisi push over effettuate sono riportate nel grafico seguente.
Ai fini delle presenti analisi è stato trascurato il rinforzo dei pilastri con materiali compositi previsto nel progetto in esame.



L'azione ottenuta sui vincoli laterali in corrispondenza dello spostamento ultimo risulta pari a

$$R_2 = 110 \text{ kN} \quad \text{reazione vincolo in copertura}$$

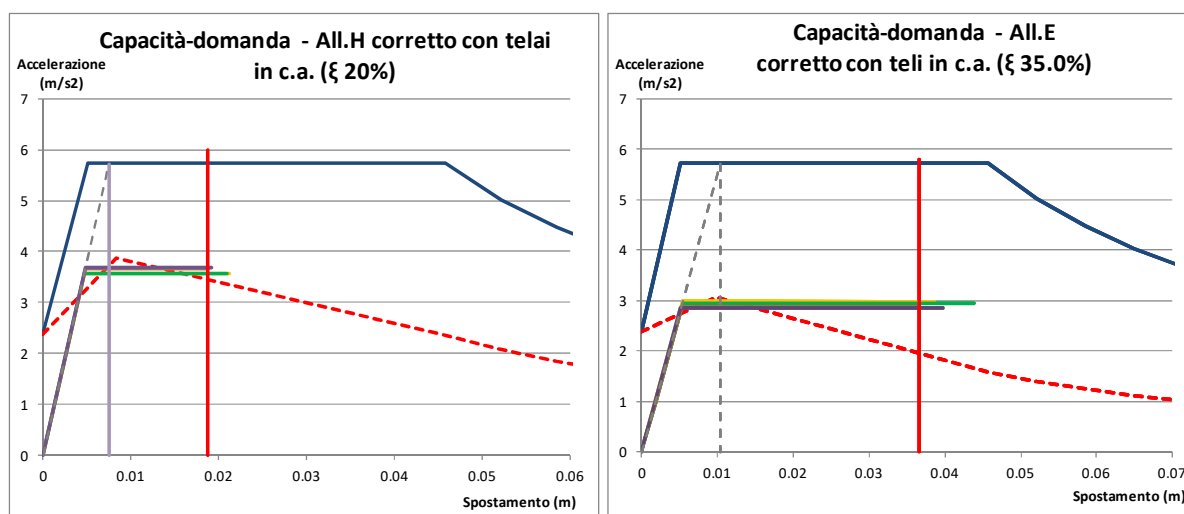
$$R_1 = 103 \text{ kN} \quad \text{reazione vincolo a piano primo}$$

$$R_{\text{tot}} = R_1 + R_2 = 213 \text{ kN}$$

Tali azioni, come detto, vengono assorbite dagli all. E ed H.

Per questi telai viene quindi aggiornata la verifica riportata nei precedenti paragrafi, aggiornando i grafici di confronto tra capacità e domanda mediante la riduzione dei valori delle ordinate della curva di capacità di un valore pari a $R_{\text{tot}} = 213 \text{ kN}$.

Come si vede dai grafici seguenti le verifiche in termini di spostamenti continuano ovviamente ad essere soddisfatte, è richiesto un maggior valore di smorzamento ma i valori richiesti sono comunque valori che la struttura in esame, rinforzata con elementi dissipativi riesce a garantire pertanto le verifiche possono ritenersi soddisfatte.

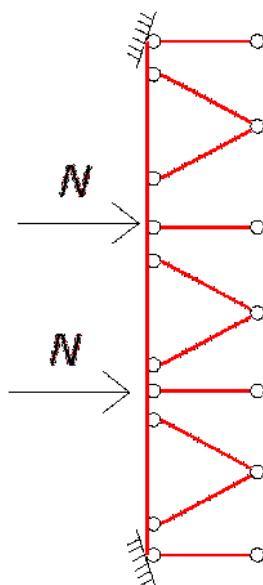


12.2 Analisi pushover in direzione x - all. A

Per azioni orizzontali dirette lungo x si ha un vero e proprio funzionamento a telai, grazie alla presenza della trave in c.a. in spessore.

Attraverso la suddetta trave e attraverso i travetti del solaio del corridoio e delle aule, l'azione sul telaio viene riportata sugli elementi di rinforzo esterni presenti sugli allineamenti B e Ka.

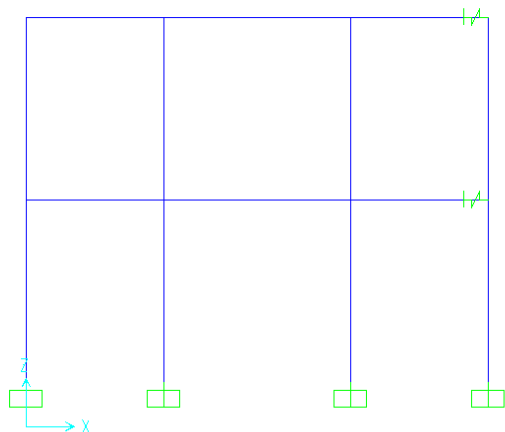
Ai fini delle analisi, si calcola quindi preliminarmente la rigidezza del rinforzo orizzontale attraverso lo schema riportato di seguito, in cui i vincoli fissi alle estremità dell'elemento di rinforzo sono offerti dalle pareti in muratura ortogonali.



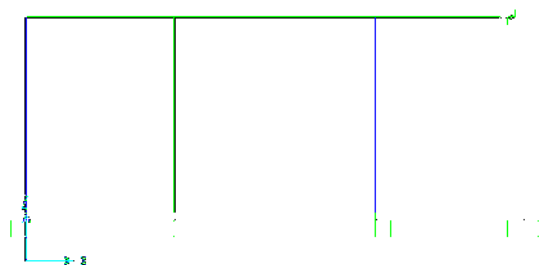
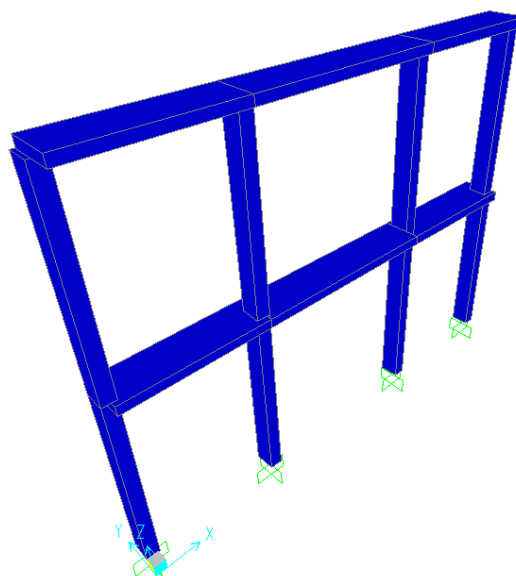
Si ottiene una rigidezza $k=3916$ kN/m

Tale rigidezza viene quindi assegnata alla molla inserita nel modello agli elementi finiti, nell'ipotesi che dei due sistemi piani di rinforzo situati sugli all. B e Ka ne funzioni solo

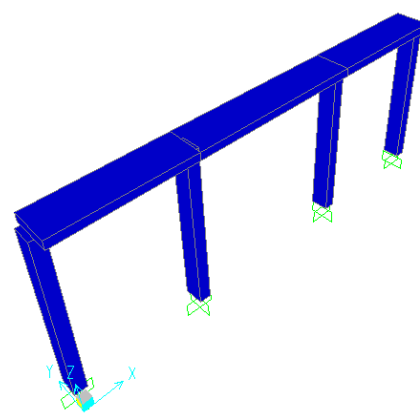
uno, ossia quello per cui i travetti del solaio entrano in compressione (assumendo quindi che questi ultimi non siano in grado di trasmettere trazione).



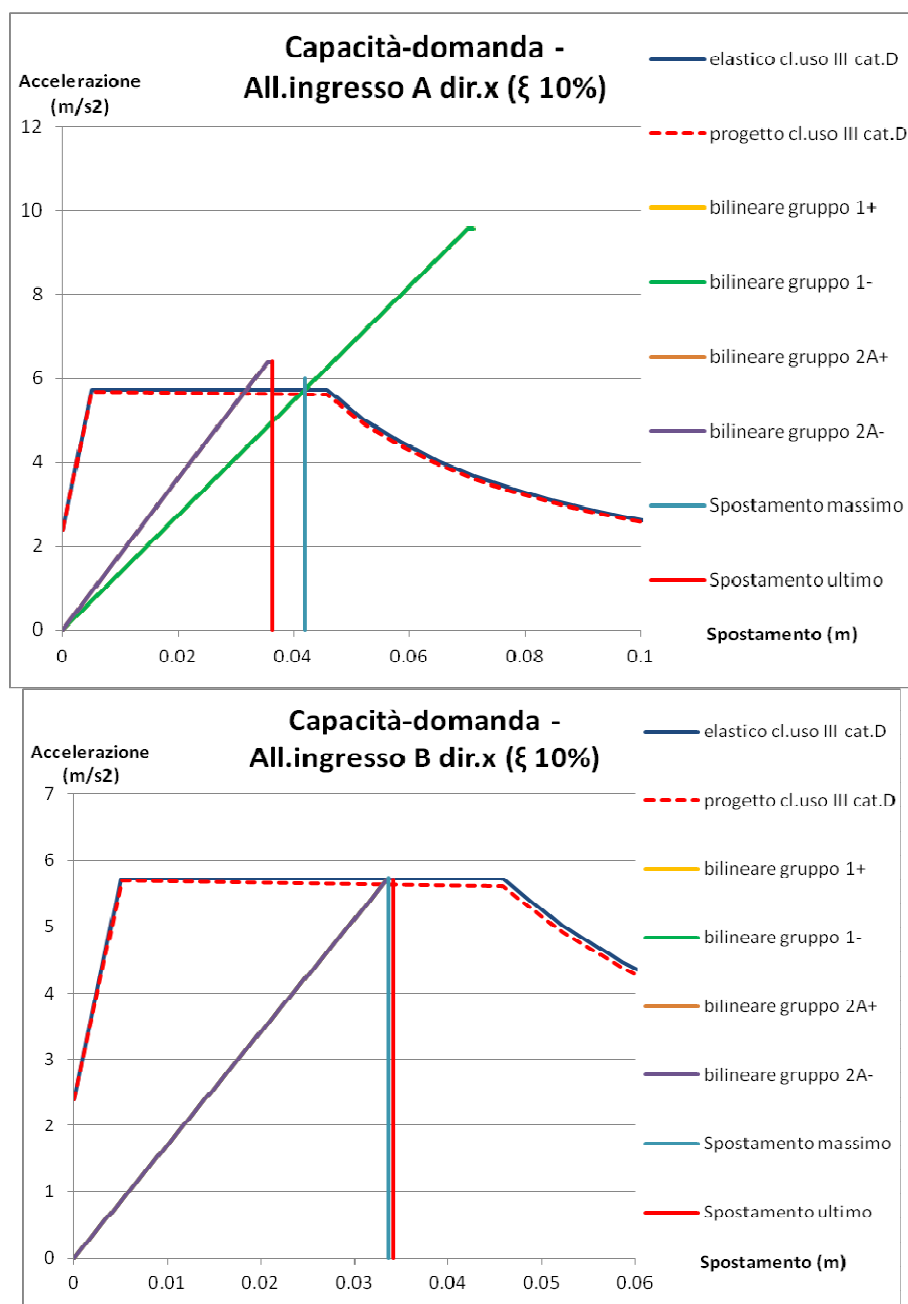
Telaio in c.a. all. A



Telaio in c.a. all. B



I risultati ottenuti dalle verifiche dell'analisi pushover sono sintetizzati nei grafici seguenti.

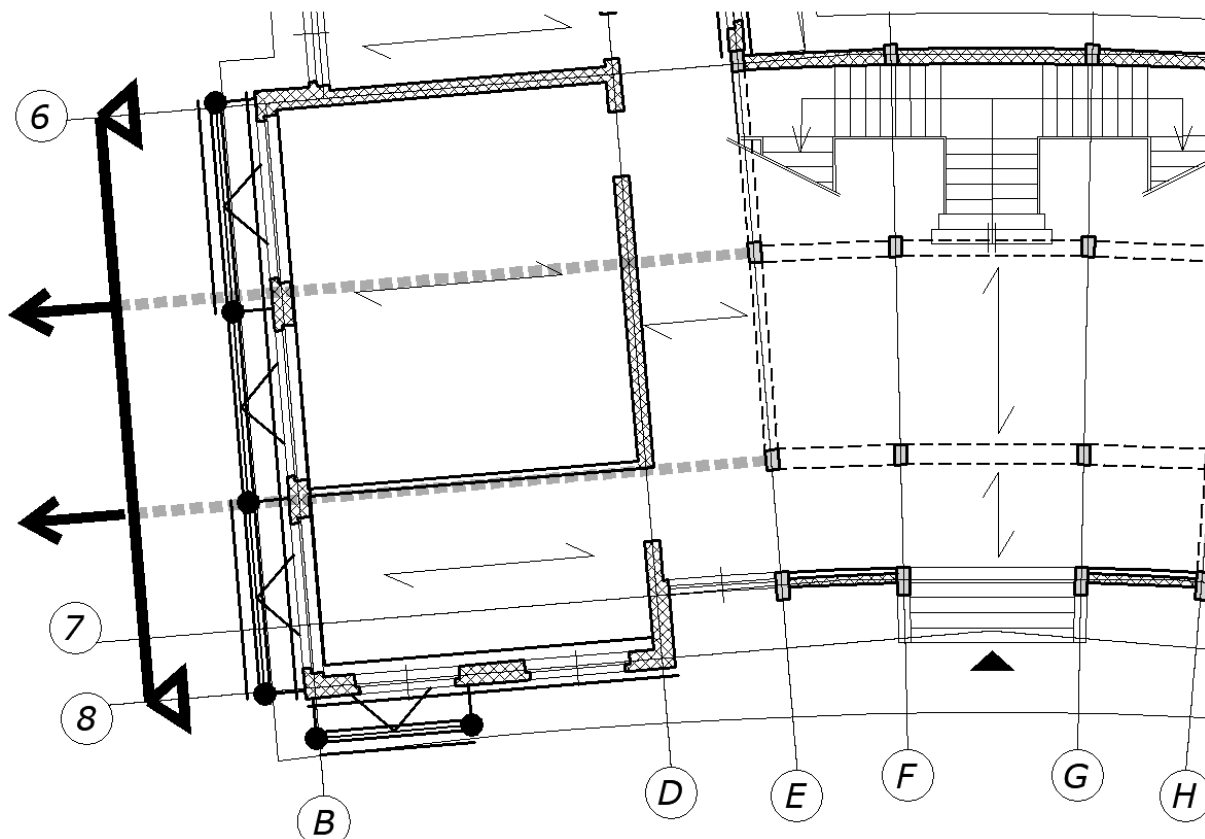


In analogia con quanto effettuato per la direzione del sisma ortogonale, anche in questo caso le reazioni delle molle ricavate dai modelli agli elementi finiti del telaio devono essere applicate ai controventi orizzontali presenti sugli all. B e Ka. In questo caso questi effetti non devono essere sommati a quelli delle pushover degli allineamenti stessi, in quanto riferite a due azioni del sisma ortogonali tra loro.

Si ha quindi, considerando i valori delle reazioni corrispondenti allo spostamento massimo richiesto:

$$R_{A,p1} = 70 \text{ kN} \quad R_{A,p2} = 162 \text{ kN} \quad R_{B,p1} = 140 \text{ kN}$$

Si analizza quindi il rinforzo nel piano orizzontale come una trave doppiamente appoggiata di luce $l = 11.70\text{m}$ sottoposta a due azioni concentrate secondo lo schema seguente, ottenendo i seguenti valori di sollecitazioni.



$$\begin{aligned} M_{Sd} &= 443 \text{ kNm} \\ T_{Sd} &= 116 \text{ kN} \\ R_v &= 116 \text{ kN} \end{aligned}$$

Il momento flettente viene scomposto in una coppia di azioni, ottenendo il seguente sforzo normale sul corrente HE200A e sul cordolo in c.a. rinforzato con 1UPN160:

$$N_{Sd, \text{corr}} = M_{Sd}/d = 443/0.82 = 540 \text{ kN}$$

Tale valore deve essere confrontato con i corrispondenti valori di sforzo normale resistente, sia lato corrente metallico che lato cordolo in c.a.. A favore di sicurezza si assume come resistente il valore minimo dello sforzo normale di compressione o di trazione, per le ipotesi effettuate, tuttavia, lo sforzo normale sul cordolo sarà sempre di compressione e quello sul corrente sarà sempre di trazione.

Lo sforzo normale resistente vale quindi:

$$N_{bRd, 1} = 2233 \text{ kN} \quad (\text{corrente HE 200 A in compressione})$$

$$N_{Rd, 2} = 1191 \text{ kN} \quad (\text{cordolo rinforzato in trazione})$$

La verifica dei correnti sotto l'azione aggiuntiva dovuta al telaio in c.a. di ingresso risulta quindi soddisfatta.

In maniera analoga, il taglio corrisponde ad una azione normale sui diagonali pari a

$$N_{Sd \text{ diag}} = T_{Sd}/\cos(45^\circ) = 164 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente del diagonale in compressione è pari a

$$N_{bRd,3} = 288 \text{ kN}$$

La verifica dei diagonali sotto l'azione aggiuntiva dovuta al telaio in c.a. di ingresso risulta quindi soddisfatta.

Infine la reazione vincolare deve essere ripartita tra le barre filettate inserite con resina nel cordolo in c.a. presenti.

La reazione ortogonale al cordolo viene ripartita a favore di sicurezza solo tra le barre presenti in prossimità dell'estremità.

Si ha quindi

$n=4+2=6$ (4 in corrispondenza del puntone e 2 delle 4 in corrispondenza del diagonale adiacente)

$$R_{vi} = 116/4 = 19 \text{ kN}$$

Considerando barre diam.20 mm inserite con resina tipo HIT-HY 150 per non meno di 20 cm ($f_T = 1.17$) in un calcestruzzo C25/30 ($i=25 \text{ cm}$, $c=10 \text{ cm} \rightarrow f_{A,N} = 0.87$, $f_{R,N} = 0.70$), si ottiene

$$N_{Rdi} = 36.4 \times 1.17 \times 0.87 \times 0.7 = 25.9 > 19 \text{ k}$$

La verifica del collegamento per la reazione ortogonale risulta quindi soddisfatta.

In definitiva il sistema di rinforzo nel piano orizzontale risulta verificato anche sotto l'azione aggiuntiva dovuta ai telai in c.a. dell'ingresso.

13 INTERVENTO ANTI-SFONDELLAMENTO DEL SOLAIO

I solai di piano primo e di copertura vengono rinforzati al loro intradosso per evitare problemi di sfondellamento.

Il sistema di rinforzo è costituito da lastre di cartongesso strutturale di spessore 15 mm fissato a guide metalliche poste ad un interasse di circa 1.20m.

Le guide sono a loro volta appese ad interasse 50 cm al soprastante solaio in corrispondenza delle pignatte. Al di sotto delle guide sono presenti travetti in legno lamellare 12x12 posti tra loro ad un interasse di circa 2-2.5 m.

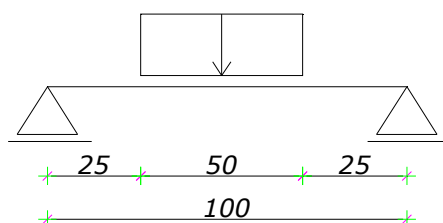
A piano primo i travetti in legno sono appesi al solaio mediante una barra passante con piastra di contrasto all'estradosso del solaio ad interasse 2.50m. Sono inoltre presenti profili IPE 200 ad interasse di circa 4.50 m

In copertura i travetti in legno sono sostenuti direttamente dai IPE 200.

13.1 Verifica delle guide metalliche di appensione

Le guide metalliche sono fissate alle pignatte ad interasse 50 cm.

Ai fini delle verifiche del sistema antisfondellamento, si considera il caso in cui dovesse cedere un'area di dimensioni 50x50 cm in corrispondenza di un fissaggio. In tale zona quindi la guida si troverebbe a lavorare su una luce di 1.00 m con un carico distribuito su una lunghezza di 50 cm a cavallo della mezzeria, come mostrato nello schema seguente.



Il carico applicato è dato dal peso della pignatta e dai carichi permanenti del solaio. Si ha quindi

$$q = 2 \text{ KN/mq} \times 0.50 \text{ m} + 0.1/0.5 = 1.2 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLU} = 1.3 \times 1.2 \text{ kN/m} = 1.6 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 0.15 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 0.4 \text{ kN}$$

Considerando la geometria del profilo si ottiene

$$\sigma = 294 \text{ N/mm}^2 \quad \tau = 12.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{id} = 295 \text{ N/mm}^2 < 355/1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica di resistenza dei profili risulta quindi soddisfatta.

La verifica di deformabilità, per come il sistema risulta concepito, può essere omessa.

13.2 Verifica dei travetti in legno lamellare

Anche i travetti vengono verificati nell'ipotesi che ceda un'intera fila di pignatte di larghezza 50 cm in corrispondenza della mezzeria, considerando una fascia di competenza del travetto di circa 2m. La verifica viene effettuata considerando

unicamente gli appoggi di estremità offerti dai profili IPE 200, trascurando i punti di appensione al soffitto intermedi.

In tali condizioni si ottiene

$$F_{SLU} = 1.6 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} = 3.2 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano

$$M_{Sd} = 3.76 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 1.6 \text{ kN}$$

Considerando la geometria del travetto 12x12 si ottiene

$$\sigma = 13 \text{ N/mm}^2 < f_{md} = 16.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 0.074 \text{ N/mm}^2 < f_{vd} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dei travetti risulta quindi soddisfatta.

La verifica di deformabilità, analogamente a quanto riportato sopra, può essere omessa.

13.3 Verifica dei profili IPE 200

I profili IPE 200 vengono verificati sotto la reazione vincolare del travetto in legno di cui al precedente paragrafo posta a favore di sicurezza nella mezzeria su una luce di 6.6m.

In tali condizioni si ottiene

$$F_{SLU} = 3.2/2 = 1.6 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni di verifica risultano

$$M_{Sd} = 2.64 \text{ kNm} < M_{Rd} = 65.7 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 0.8 \text{ kN} < T_{Rd} = 218 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Anche in questo caso la verifica di deformabilità può essere omessa.

14 RIFACIMENTO DELLA SCALA METALLICA ESTERNA

Allo stato attuale è presente una scala metallica che dovrà essere demolita per l'inserimento dei tralicci metallici di rinforzo. verrà quindi ricostruita ex-novo, appoggiandosi a livello del pianerottolo di sbarco a piano primo sulle travi dei tralicci stessi.

Alla base verrà fondata sulle fondazioni esistenti della vecchia scala. Non presentando questa allo stato attuale alcun problema di cedimento fondale e rimanendo i carichi sostanzialmente inalterati, si ritiene di poter omettere ulteriori verifiche lato fondazione. si riportano quindi a seguire le verifiche della sovrastruttura metallica.

14.1 Analisi dei carichi

| | |
|-------------------------------|---------------------|
| Gradini in grigliato | 1 kN/m ² |
| Peso proprio cosciale UPN 200 | 0.25 kN/m |
| Peso proprio parapetto | 0.25 kN/m |
| Carico accidentale scala | 4 kN/m ² |

14.2 Verifica angolari a sostegno del grigliato

Si conducono le verifiche sull'ala superiore dell'angolare 40x40x4 in riferimento allo schema statico di trave a mensola , di luce l=40 mm.

Il carico agente è dato dalla reazione di appoggio di metà gradino, di larghezza totale 1.50m si ha quindi, in riferimento ad una generica sezione di larghezza 1 m:

$$q_{SLU} = (1 \cdot 1.3 + 1.5 \cdot 4) \text{ kN/mq} \times 1.50 \text{ m} / 2 = 5.5 \text{ kN}$$

si ha quindi

$$M_{Sd} = 0.22 \text{ kNm}$$

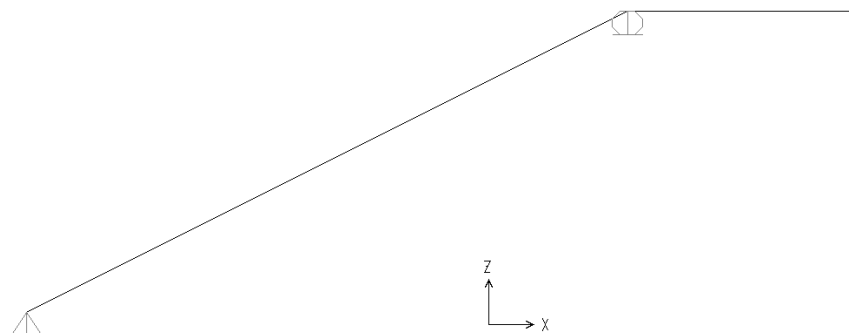
$$T_{Sd} = 5.5 \text{ kN}$$

$$\sigma = 82.5 \text{ N/mm}^2 \quad \tau = 1.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{id} = 82.5 \text{ N/mm}^2 < 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$$

verifica soddisfatta

14.3 Verifica dei cosciali UPN 200 della prima rampa

$$\text{Larghezza rampa} = 1.50 \text{ m} \rightarrow \text{fascia di competenza del singolo cosciale} = 1.5 / 2 \text{ m}$$



$$q_{SLU} = 1.3 \cdot (0.25 + 1 \cdot 1.5/2 + 0.25) + 1.5 \cdot 4 \cdot 1.5/2 = 6.2 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE} = 4.25 \text{ kN/m}$$

Per determinare le massime sollecitazioni agenti sui cosciali, i carichi sono stati applicati secondo le possibili scacchiere.

I valori delle sollecitazioni che si ricavano sono pari a:

$$M_{Sd} = 12.10 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 13.5 \text{ kN}$$

Il valore massimo della reazione vincolare in corrispondenza degli appoggi sulla colonna è pari a

$$R_{SLU} = 24.3 \text{ kN}$$

$$R_{SLE} = 16.9 \text{ kN}$$

Il valore massimo della reazione vincolare alla base è pari a

$$R_{SLU} = 12.9 \text{ kN}$$

14.3.1 Verifica di resistenza a flessione retta

$$M_{Sd} = 12.10 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a flessione retta viene valutata considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico della sezione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 64.6 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.18 < 1$$

14.3.2 Verifica di resistenza a taglio

$$V_{Ed} = 13.5 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a taglio, in accordo con §4.2.4.1.2 - NTC 2008, può essere valutata come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Per il caso in esame si ottiene:

$$V_{c,Rd} = 332 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0.04 < 1$$

Essendo, inoltre, il taglio di calcolo inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, è stato possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

14.3.3 Verifica di deformabilità

Il valore massimo della freccia risulta quindi pari a

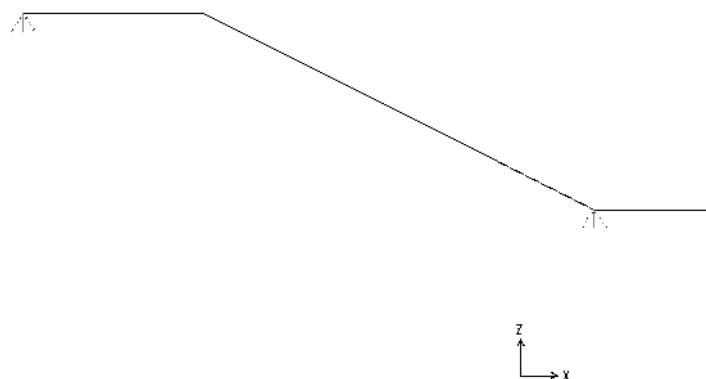
$$f_{\max} = 3.8 \text{ mm in campata} = L/1142$$

$$f_{\max} = 2 \text{ mm sullo sbalzo} = 2L/1400$$

14.4 Verifica dei cosciali UPN 200 della seconda rampa

Larghezza rampa = 1.50 m → fascia di competenza del singolo cosciale = 1.5/2 m

Si riporta unicamente la verifica riferita al cosciale più gravoso.



$$q_{SLU} = 1.3 \cdot (0.25 + 1 \cdot 1.5/2 + 0.25) + 1.5 \cdot 4 \cdot 1.5/2 = 6.2 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE} = 4.25 \text{ kN/m}$$

Per determinare le massime sollecitazioni agenti sui cosciali, i carichi sono stati applicati secondo le possibili scacchiere.

I valori delle sollecitazioni che si ricavano sono pari a:

$$M_{Sd} = 36 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 9.2 \text{ kN}$$

Il valore massimo della reazione vincolare in corrispondenza degli appoggi sulla colonna è pari a

$$R_{SLU} = 33.9 \text{ kN}$$

$$R_{SLE} = 23.5 \text{ kN}$$

Il valore massimo della reazione vincolare in testa è pari a

$$R_{SLU} = 22.3 \text{ kN}$$

$$R_{SLE} = 15.5 \text{ kN}$$

14.4.1 Verifica di resistenza a flessione retta

$$M_{Ed} = 36 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a flessione retta viene valutata considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico della sezione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 64.6 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.55 < 1$$

14.4.2 Verifica di resistenza a taglio

$$V_{Ed} = 9.2 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a taglio, in accordo con §4.2.4.1.2 - NTC 2008, può essere valutata come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Per il caso in esame si ottiene:

$$V_{c,Rd} = 332 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0.03 < 1$$

Essendo, inoltre, il taglio di calcolo inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, è stato possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

14.4.3 Verifica di deformabilità

Il valore massimo della freccia risulta quindi pari a

$$f_{max} = 29 \text{ mm in campata} = L/260$$

14.5 Verifica del cosciale UPN 200 del pianerottolo di sbarco

Si considera il profilo che costituisce l'appoggio in testa del cosciale analizzato al precedente paragrafo, funzionando come una mensola di luce $l=1.80$ con un carico in punta pari a

$$R_{SLU} = 22.3 \text{ kN}$$

$$R_{SLE} = 15.5 \text{ kN}$$

I valori delle sollecitazioni che si ricavano sono pari a:

$$M_{\max} = 40 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 22.3 \text{ kN}$$

14.5.1 Verifica di resistenza a flessione retta

$$M_{Ed} = 40 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a flessione retta viene valutata considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico della sezione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 64.6 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.62 < 1$$

14.5.2 Verifica di resistenza a taglio

$$V_{Ed} = 22.3 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a taglio, in accordo con §4.2.4.1.2 - NTC 2008, può essere valutata come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Per il caso in esame si ottiene:

$$V_{c,Rd} = 332 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0.07 < 1$$

Essendo, inoltre, il taglio di calcolo inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, è stato possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

14.5.3 Verifica di deformabilità

Il valore massimo della freccia risulta quindi pari a

$$f_{\max} = 7.4 \text{ mm sullo sbalzo} = 2L/485$$

14.5.4 Verifica della bullonatura 2+2Φ16

$$M_{\max} = 40 \text{ kNm}$$

$$N_{Sdi} = 66 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 22.3 \text{ kN}$$

$$T_{Sdi} = 5.6 \text{ kN}$$

Si ottiene $N_{Sdi} = 66 \text{ kN}$

$$T_{Sdi} = 5.6 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Sdi} = 9.3 \text{ kN (zona di piastra compressa)}$$

$$N_{Rdi} = 110 \text{ kN}$$

$$T_{Rdi} = 73 \text{ kN}$$

verifica della bullonatura soddisfatta

La piastra del nodo lato esterno di spessore 18 mm può essere analizzata considerando che l'azione di trazione del bullone si ripartisca su due mensole di luce $l=50$ mm e sezione resistente 100x18. Su ciascuna di queste si ottiene quindi

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.65 \text{ kNm} & T_{\max} &= 33 \text{ kN} \\ \sigma &= 305 \text{ N/mm}^2 & \tau &= 18 \text{ N/mm}^2 & \sigma_{id} &= 306 \text{ N/mm}^2 < 355/1.05 = 338 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

verifica soddisfatta

La piastra del nodo lato interno di spessore 18 mm può essere analizzata considerando che l'azione di trazione di due bulloni sia applicata su una trave di luce $l=17$ cm (a una distanza dagli appoggi di 2.5 cm) e sezione resistente 100x18. Si ottiene quindi

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.65 \text{ kNm} & T_{\max} &= 66 \text{ kN} \\ \sigma &= 305 \text{ N/mm}^2 & \tau &= 36 \text{ N/mm}^2 & \sigma_{id} &= 311 \text{ N/mm}^2 < 355/1.05 = 338 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

verifica soddisfatta

14.6 Verifica della trave HE120A in corrispondenza del pianerottolo intermedio

sulla trave sono applicate le reazioni dei cosciali calcolate ai precedenti paragrafi.

$$R_{SLU1} = 24.3 \text{ kN}$$

$$R_{SLE1} = 16.9 \text{ kN}$$

$$R_{SLU2} = 33.9 \text{ kN}$$

$$R_{SLE2} = 23.5 \text{ kN}$$

I valori delle sollecitazioni che si ricavano sono pari a:

$$M_{\max} = 27.9 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 33.9 \text{ kN}$$

14.6.1 Verifica di resistenza a flessione retta

$$M_{Ed} = 27.9 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a flessione retta viene valutata considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico della sezione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 35.9 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.77 < 1$$

14.6.2 Verifica di resistenza a taglio

$$V_{Ed} = 33.9 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a taglio, in accordo con §4.2.4.1.2 - NTC 2008, può essere valutata come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Per il caso in esame si ottiene:

$$V_{c,Rd} = 178 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0.19 < 1$$

Essendo, inoltre, il taglio di calcolo inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, è stato possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

14.6.3 Verifica di deformabilità

Il valore massimo della freccia risulta quindi pari a

$$f_{\max} = 3 \text{ mm sullo sbalzo} = L/1000$$

14.7 Verifica dei pilastri a carico verticale

Si riporta nella tabella seguente la verifica di stabilità per carico di punta.

| HE140A | | | | | |
|----------|-----------|-----------------|----------|-----------|-----------------|
| A | 3142 | mm ² | A | 3142 | mm ² |
| Jy | 10330000 | mm ⁴ | Jz | 3893000 | mm ⁴ |
| Wy | | mm ³ | Wz | | mm ³ |
| IO | 1850 | mm | IO | 1850 | mm |
| α | 0.34 | | α | 0.49 | |
| Ncr y | 6255699.9 | N | Ncr z | 2357545 | N |
| λ | 0.4222594 | | λ | 0.6878398 | |
| φ | 0.6269356 | | φ | 0.8560825 | |
| χ | 0.9171437 | | χ | 0.7322022 | |
| Nb, rd y | 974.27734 | kN | Nb, rd z | 777.81494 | kN |
| | | | Ned | 67 | kN |
| | | | Nb, rd | 777.8149 | kN |
| | | | | | 0.09 |
| trazione | | | | | |
| | | | Ned | 0 | kN |
| | | | Nt, rd | 1062.295 | kN |
| | | | | | 0 |

La verifica risulta soddisfatta.

14.8 Verifica in condizioni sismiche

Per sisma diretto parallelamente allo sviluppo dei cosciali, l'azione viene assorbita dai tralicci del controvento di rinforzo a cui la scala risulta collegata. Per sisma in direzione ortogonale il telaio in corrispondenza del pianerottolo intermedio assorbe azione sismica relativa alla massa di sua competenza. Si ha quindi

$$W = (1+0.6 \cdot 4) \text{ kN/mq} \times 1.50 \text{ m} \times (4.4/2+1.5+1.5+5.3/2) \text{ m} = 40 \text{ kN}$$

$$k = 4545 \text{ kN/m}$$

$$T = 0.186 \text{ g}$$

$$S_d(T) = 0.583 \text{ g (assumendo } q=1)$$

$$F_H = 23.32 \text{ kN}$$

Le conseguenti azioni sugli elementi strutturali risultano pari a

| | | | |
|---------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|
| colonne | $N_{Sd} = 3 \text{ kN}$ | $M_{Sd} = 12.8 \text{ kN}$ | $T_{Sd} = 11.7 \text{ kN}$ |
| trave | | $M_{Sd} = 21.9 \text{ kN}$ | $T_{Sd} = 25.5 \text{ kN}$ |

Il carico applicato è quello dato dalla reazione vincolare del corrimano, raddoppiata, per considerare che a ciascun montante competono due campate.

$$R_{SLU} = 2 \cdot 2.10 = 4.20 \text{ kN}$$

$$R_{SLE} = 2 \cdot 1.4 = 2.8 \text{ kN}$$

Di conseguenza le sollecitazioni di verifica risultano pari a:

$$M_{Ed} = 5.88 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 4.2 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\max} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = 315 \text{ N/mm}^2 < 338 \text{ N/mm}^2$$

Il montante è saldato alla base mediante n°2 cordoni $l=16 \text{ cm}$ $t=8 \text{ mm}$ sui quali si ha

$$\sigma_{\max} = 122 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 2.32 \text{ N/mm}^2$$

verifica soddisfatta.