



A.O. ISTITUTO ORTOPEDICO
GAETANO PINI p.zza Cardinal A. Ferrari 1 MILANO
AREU AZIENDA REGIONALE EMERGENZA URGENZA
via Alfredo Campanini 6 MILANO

Ristrutturazione piano rialzato dell' edificio
"padiglione ricovero" della sede di viale Monza per
realizzazione della nuova sede dell' Azienda Regionale di
Emergenza ed Urgenza (AREU) e interventi di rimozione
delle coperture contenenti amianto e rifacimento delle stesse
Centro di Formazione e di Simulazione per l'Attività formativa Clinico-Assistenziale di
Emergenza e Urgenza, Maxiemergenze Internazionali e Management di Sistemi Sanitari



PROGETTO PRELIMINARE

CUP I47E13000340001
CIG 6019106367

Doc 45 a - Verifiche sismiche ai sensi dell'OPCM n. 3274 del 20/3/2003

Direttore Generale AO Istituto Gaetano Pini:

Direttore Generale Areu : Dott. Alberto Zoli

Responsabile del Procedimento - Dirigente Ufficio Tecnico G. Pini: Ing. Massimiliano Agistri

Progettista incaricato : arch. Giovanni Arrigoni

Progettista Rinforzi Strutturali solai esistenti e Cuciture antisismiche: ing. Giorgio Vismara

COMMITTENTE:

Azienda Ospedaliera
ISTITUTO ORTOPEDICO GAETANO PINI
Piazza Cardinal Ferrari, 1 - 20122 Milano

Agg. :

Data : Giugno 2014

VERIFICHE SISMICHE AI SENSI DELL'OPCM N. 3274 DEL 20/3/2003

SOMMARIO

VERIFICHE SISMICHE AI SENSI DELL'OPCM N. 3274 DEL 20/3/2003.....	4
PREMESSA.....	4
COLLABORATORI	5
NORMATIVE	5
ANALISI STORICO-CRITICA	5
RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE.....	6
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI.....	7
INDAGINI GEOTECNICHE	12
LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	13
AZIONI DI PROGETTO	14
VERIFICA GLOBALE - ANALISI INCREMENTALE A COLLASSO (PUSH-OVER)	17
Dettaglio verifiche	21
Analisi 16.....	23
Analisi 19.....	38
ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO	58
1. Muro tipico di facciata corpo di fabbrica all'estremità nord-ovest	59
2. Muro di timpano del tetto.....	61
3. Muro di tamponamento esterno	63
4. Riepilogo e conclusioni.....	65
CONCLUSIONI	66
ALLEGATO – IPOTESI SUCCESSIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE.....	67

VERIFICHE SISMICHE AI SENSI DELL'OPCM N. 3274 DEL 20/3/2003

PREMESSA

La presente relazione viene redatta in ottemperanza alle prescrizioni di cui all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003, la quale all'art. 2, comma 3, stabiliva l'obbligo, per i proprietari di edifici "strategici o rilevanti", di procedere alle verifiche sismiche degli stessi entro cinque anni dalla data dell'ordinanza stessa. Atti successivi definivano meglio le categorie degli edifici soggetti e specificavano le modalità di svolgimento delle verifiche, in particolare il decreto del Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21/3/2003 dettagliava come segue le tipologie delle costruzioni di competenza statale da sottoporre a verifica:

Elenco A

Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico di competenza statale, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.

... omissis ...

Elenco B

Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di competenza statale che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

1. Edifici:

1. Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane.

2. Strutture il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali ... omissis ...

3. Edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese).

2. Opere infrastrutturali:

... omissis ...

L'edificio principale (ex padiglione ricovero) del complesso sito in viale Monza 223, appartenente all'Istituto Ortopedico Gaetano Pini (ex polo riabilitativo) ed attualmente in disuso, è destinato a divenire la nuova sede dell'Agenzia Regionale Emergenza ed Urgenza (AREU). Più precisamente l'edificio verrà utilizzato come centro di formazione per la gestione del trauma e delle emergenze; tale destinazione d'uso porta a classificarlo nella categoria B.1.1 in quanto, essendo adibito ad attività didattica ed in previsione di un futuro completo utilizzo, potrebbe risultare soggetto ad affollamenti significativi.

La presente relazione compendia il rilievo, l'indagine e la verifica analitica, svolta al fine di individuare il grado di vulnerabilità dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche.

Di seguito vengono elencate le norme e i documenti cui è stato fatto riferimento per lo svolgimento del lavoro; si sottolinea che, pur essendo l'Ordinanza anteriore alle vigenti norme tecniche, si è ritenuto di non poter prescindere dalle prescrizioni e indicazioni di cui

alla normativa oggi in vigore, con particolare riguardo a quanto previsto dal cap. 8 “Costruzioni esistenti” delle NTC 2008 e dalle relative istruzioni ministeriali.

COLLABORATORI

Hanno collaborato alle indagini, alle analisi e all'elaborazione dei presenti documenti:

ing. Luca Spadoni

ing. Luisa Rappa

Francesca Silvaroli

NORMATIVE

I calcoli di verifica sono stati condotti in base alle vigenti normative di legge, in particolare:

- “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” – OPCM n. 3274 del 20/03/2003;
- “Disposizioni attuative dell’art. 2, commi 2, 3 e 4, dell’OPCM n. 3274 del 20/03/2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»” – Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile - Decreto n. 3685 del 21/10/2003;
- “Norme tecniche per le costruzioni” - D.M. 14/01/2008;
- “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008” - circ. min. LL.PP. n. 617 del 2/02/2009;
- “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008” – Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9/02/2011.

ANALISI STORICO-CRITICA

Per ricostruire la storia della costruzione si è fatto innanzitutto riferimento alla relazione storica redatta dall’arch. Giovanni Arrigoni, progettista dell’intervento di recupero dell’edificio. L’unico dato certo che risulta è l’approvazione dell’opera con Regio Decreto il 20 agosto 1909; la costruzione inizia gli anni seguenti e viene successivamente ampliata a più riprese, ma purtroppo non risulta documentazione dell’attività edilizia antecedente alla seconda guerra mondiale, i cui bombardamenti hanno portato alla distruzione degli archivi contenenti gli atti dei comuni annessi al comune di Milano negli anni ’20 del secolo scorso, comuni dei quali faceva parte anche Gorla, nel cui territorio sorge l’opera di cui si tratta. Gli interventi più recenti (palestra, vano ascensore) risalgono presumibilmente agli anni ’50.

Alcune informazioni possono essere desunte da una mappa catastale e da alcune fotografie risalenti agli anni ’20, e dal loro confronto con lo stato di fatto attuale. La successione degli interventi è peraltro leggibile anche dalla composizione delle facciate nonché dai materiali impiegati e dalla tessitura dei laterizi; i sondaggi effettuati, di cui si

dettaglia più oltre, hanno a loro volta consentito di individuare differenti tipologie costruttive, sia per quanto riguarda le strutture verticali che per gli impalcati, tipologie che evidentemente corrispondono alle diverse fasi di costruzione.

Sulla base degli elementi così raccolti, è stata ipotizzata una successione delle fasi costruttive che viene descritta negli elaborati grafici allegati.

RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

La geometria dell'edificio è sostanzialmente nota sulla base dei disegni di rilievo (piante, prospetti e sezioni) messi a disposizione da parte dell'ufficio tecnico dell'Istituto Ortopedico Gaetano Pini. Le informazioni desumibili da tali disegni sono state comunque verificate ed integrate mediante rilievi e misurazioni in sito, verificando in particolare gli spessori delle murature, la sagomatura e gli spessori dei solai, le principali dimensioni dei locali, la dimensione e il posizionamento delle aperture nei maschi murari, ecc.

Le strutture verticali sono costituite sostanzialmente da murature di mattoni pieni; fanno eccezione i corpi individuati con le sigle 4a, 4b e 5 nelle tavole cronologiche, dove le strutture portanti verticali sono costituite da pilastri in muratura, posti in asse tra finestra e finestra e corrispondenti alle lesene intonacate che scandiscono la facciata, mentre la rimanente porzione di muratura perimetrale è a cassa vuota, con paramento esterno in mattoni pieni faccia a vista, spessore una testa, e paramento interno in laterizi forati spessore 8 cm; una situazione particolare si riscontra nel corpo 4a, dove l'intercapedine è riempita da un getto in calcestruzzo.

Per gli impalcati piani sono presenti diverse tipologie costruttive, che sono state desunte innanzitutto dalle planimetrie e dalle osservazioni effettuate in sito.

Si evidenziano in particolare:

- solai in laterocemento;
- solai in c.a. con travi di sostegno in c.a.;
- solai in laterocemento con travi in c.a.;
- solai in laterocemento sostenuti da putrelle;
- solai in travetti prefabbricati in c.a. e tavelloni (tipo "solaio Varese").

I corpi 6 e 7 (cappella) sono privi di solaio di copertura, il plafone piano che si osserva all'interno degli ambienti è unicamente un controsoffitto sospeso alla struttura lignea di copertura.

Le diverse tipologie degli impalcati sono indicate nei disegni riportati nella relazione e sono inoltre identificate dalla documentazione fotografica.

Copertura: le coperture a falde sono realizzate con struttura in legno. Per il corpo principale di tre piani, si rileva una struttura con listelli e travetti su terzere in genere sostenute da capriate, sempre fornite di catena lignea. I corpi aggiunti a un solo piano (6 e 7) hanno la copertura formata da capriatelle in tavole di legno. In ogni caso non risultano situazioni in cui la copertura eserciti spinte orizzontali sulla struttura muraria sottostante.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Al fine di individuare le caratteristiche dei materiali (innanzitutto delle murature e dei solai, dal momento che i singoli manufatti in acciaio, o legno risultano in generale poco significativi per il comportamento dell'edificio nei confronti dell'azione sismica) è stata condotta una campagna di indagini in sito. Nella programmazione della campagna di sondaggi si è tenuto conto di possibili analogie e ripetitività a causa della simmetria del fabbricato.

Nelle murature sono stati effettuati circa 25 sondaggi, distribuiti su tutta l'area e su tutti i piani dell'edificio; per ogni punto di indagine si è proceduto come segue:

- rimozione dell'intonaco fino al vivo della muratura, per mettere in vista la tessitura della struttura, misurare le dimensioni dei mattoni e dei corsi di malta e verificarne le caratteristiche morfologiche; negli spigoli è stata verificata la presenza o meno di ammorsamenti tra le murature ortogonali; (foto A e B)
- esecuzione di sondaggi all'interno del maschio murario per individuarne la consistenza e composizione interna: saltuariamente si è proceduto all'esecuzione di un carotaggio, intervento che consente la visione diretta all'interno del foro (diametro 100 mm) e l'estrazione di un campione di muratura. (foto C)

Negli Impalcati sono stati effettuati circa 20 sondaggi, procedendo come segue:

- solai in laterocemento: rimozione dell'intonaco fino al raggiungimento delle pignatte e dei travetti per mettere in vista la tipologia della struttura, in alcuni casi anche con rottura del travetto per la misurazione dei ferri al suo interno, con rilievo delle dimensioni del manufatto e verifica delle caratteristiche morfologiche. (foto D);
- travi e solai in c.a.: rimozione dell'intonaco e del copriferro negli elementi in c.a. per mettere in vista e misurare le caratteristiche del ferro e rilevare l'eventuale presenza di staffe;
- travi eseguite con profilati metallici: rilievo delle misure utili ad individuare la tipologia del profilo.



Foto A



Foto B



Foto C



Foto D



Foto E

Le informazioni ottenute dalle indagini sono state giudicate utili e sufficienti allo scopo, ritenendo pertanto di non procedere ad ulteriori indagini sugli elementi costruttivi, anche per limitare l'esecuzione di interventi di fatto parzialmente distruttivi. Si è ritenuto di non procedere a prove sperimentali (martinetti piatti, analisi di laboratorio), in quanto costose, invasive e soprattutto, nel caso presente, superflue allo scopo, come confermato dai risultati delle analisi poi effettuate.

Dalle osservazioni effettuate risulta che in generale le murature sono realizzate in mattoni pieni su tutto lo spessore, con tessitura regolare e connessioni trasversali; i corsi di malta hanno spessore sempre ≥ 1 cm, mattoni e malta presentano caratteristiche di consistenza e resistenza quantomeno discrete.

Sono state riscontrate situazioni di muratura a cassavuota (sondaggio n. 9 – P.R. e n. 16 – P.1) (foto F), con paramento esterno in mattone pieno e paramento interno in mattone forato, intervallata da pilastri in muratura. Tra il paramento esterno e il pilastro è stata rilevata la presenza di legature saltuarie.

Un'altra situazione particolare è quella corrispondente ai sondaggi n. 8 e 8a, dove la muratura ha una composizione simile a quella citata precedentemente, ma all'interno del nucleo è stato colato del calcestruzzo.

Si è rilevato che in generale le murature sono regolarmente ammorsate tra loro negli spigoli, con poche eccezioni in corrispondenza dei punti di contatto con i corpi aggiunti successivamente, dove non sempre è assicurata la legatura tra le murature ivi convergenti.

Lo scrostamento degli intonaci e dei copriferrì e i carotaggi sono stati eseguiti dall'impresa La Nuova Bassa S.r.l.



Foto F – sondaggio n. 16

INDAGINI GEOTECNICHE

Al fine della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e di valutare la risposta sismica locale, l'ufficio tecnico dell'Istituto Ortopedico Gaetano Pini ha incaricato il dott. geol. Francesco Serra di effettuare le necessarie indagini. La relazione prodotta si basa sull'esito di una prova di misurazione diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio nel sottosuolo (prove MASW) eseguita per l'occasione, nonché sui dati desunti da indagini svolte in precedenza nelle immediate vicinanze, mediante carotaggi e prove penetrometriche.

Il terreno risulta caratterizzato da una successione di depositi granulari sabbioso-ghiaiosi con limitate presenze di componente limosa, la falda è localizzata a circa 12 m di profondità.

I valori della velocità V_{s30} risultanti dalle prove confermano che il sottosuolo è classificabile nella categoria B: *“depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità”*. Per i dettagli dell'analisi si rimanda alla relazione redatta dal dott. Serra.

LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Ai fini della verifica dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche, le indagini effettuate possono essere riepilogate sinteticamente e classificate come segue:

- Geometria: rilievo geometrico completo costituito da piante e sezioni (di scarso livello quanto a dettaglio e precisione) messe a disposizione dalla proprietà, comunque verificate e integrate localmente con rilievi e misurazioni in situ.
- Dettagli costruttivi: le verifiche effettuate in situ (tipologia e caratteristiche della muratura, qualità del collegamento tra pareti verticali, ecc) sono da ritenersi limitate rispetto all'entità della costruzione. Le caratteristiche degli orizzontamenti sono state desunte da indagini in situ.
- Proprietà dei materiali: indagini limitate, in quanto basate su: esami visivi della superficie muraria, sondaggi localizzati all'interno dello spessore murario, valutazione della qualità della connessione interna e valutazione approssimativa della compattezza della malta, con esclusione di prove sperimentali.

Ne consegue che il livello di conoscenza raggiunto è da classificarsi LC1 (livello minimo) e pertanto il corrispondente fattore di confidenza da applicarsi nel calcolo è:

$$FC = 1,35$$

Il fattore di confidenza così assunto sulla base delle NTC2008 risulta cautelativo rispetto a quello che si ottiene facendo riferimento alla DPCM del 9/02/2011 relativa al patrimonio culturale.

Il fattore di confidenza è da intendersi come un ulteriore coefficiente di sicurezza che tiene conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Il livello di conoscenza LC1 impone poi che i valori medi dei parametri meccanici vengano determinati come segue:

- Resistenze: valore minimo della tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione (muratura in mattoni pieni e malta di calce), corretto eventualmente con i coefficienti della tabella C8A.2.2 in funzione delle caratteristiche rilevate caso per caso (a favore di sicurezza è stato comunque trascurato il contributo positivo dovuto alla presenza, documentata, di connessioni trasversali, come parimenti è stato trascurato il consolidamento effettuato sulla muratura a sacco). I valori così ottenuti vengono poi ridotti dal coefficiente FC.
- Moduli elastici: valore medio degli intervalli riportati nella tabella C8A.2.1.

AZIONI DI PROGETTO

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2008 p.3.2.4].

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione;
- Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile;

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2008 Tabella 2.5.1].

Nella tabella seguente i carichi della copertura sono sommati a quelli del sottotetto; in particolare per i carichi variabili si ha: q_k = 50 (sottotetto)+ 120 (neve) = 170 daN/m²

Edificio	Piano	locale	tipologia	g _k	g _{kagg}	q _k	ψ ₂
				[daN/m ²]	[daN/m ²]	[daN/m ²]	
principale	P.R.	corridoio	c.a.	300	188	350	0,6
		stanze	c.a.	315	338	350	0,6
		stanze	c.a.	315	335	350	0,6
		stanze	c.a.	315	330	350	0,6
		stanze	c.a.	100	298	350	0,6
	P.1	stanza	latero cemento	278	338	350	0,6
		corridoio	c.a.	300	188	350	0,6
		stanze	latero cemento	297	268	350	0,6
		stanze	latero cemento	362	278	350	0,6
		Ex palestra	latero cemento	223	236	350	0,6
		terrazzo	latero cem.+putrelle	315	228	350	0,6
	P.2	stanze	latero cemento	278	338	350	0,6
		corridoio	c.a.	300	188	350	0,6
		stanze	latero cemento	382	338	350	0,6
	Sottotetto + copertura	corridoio	c.a.	250	104	170	0,0
		stanze	latero cemento	350	151	170	0,0
		stanze	latero cemento	383	151	170	0,0

I sovraccarichi variabili sono determinati come segue:

sovraccarichi variabili, in funzione della destinazione d'uso degli ambienti:

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole) **350 daN/m² (*)**

Categoria H1 - coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione **50 daN/m²**

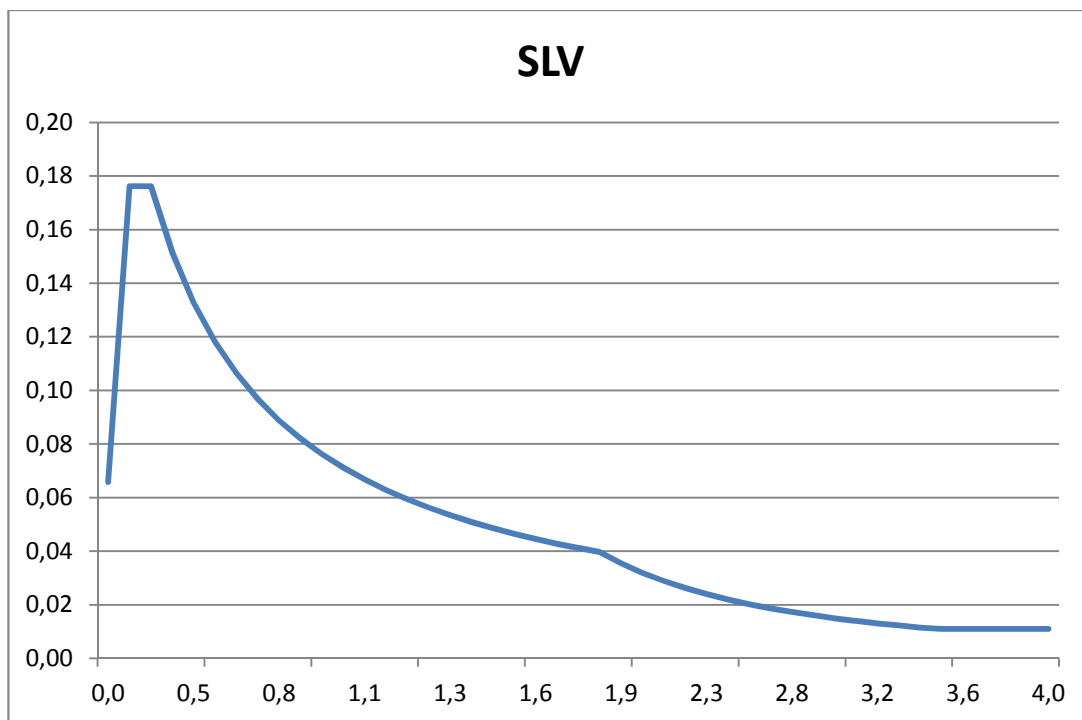
(*) valore adottato con riferimento a quanto previsto al paragrafo 5.4.2 del D.M. 18/12/1975 "Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica" (tutt'ora in vigore), in ogni caso cautelativo rispetto a NTC 2008 che prevede 300 daN/m²

neve

provincia:	Milano
zona:	I - mediterranea
altitudine s.l.m.:	$a_s = 113 \text{ m} < 200 \text{ m}$
valore caratteristico di riferimento del carico di neve:	$q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$
coefficiente di esposizione:	$C_E = 1$
coefficiente termico:	$C_t = 1$
inclinazione della copertura:	$\alpha = 0^\circ \div 30^\circ$
coefficiente di forma:	$\mu_1 = 0,8$
carico neve di calcolo:	$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 120 \text{ daN/m}^2$

sisma

Tipo di costruzione:	2 (opere ordinarie)
Vita nominale	$V_N = 50 \text{ anni}$
Classe d'uso:	III (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)
Coefficiente d'uso:	$C_U = 1,5$
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$
Località:	Milano, regione Lombardia
Latitudine:	$45,508362^\circ$
Longitudine:	$9,221202^\circ$
Zona sismica:	4
Categoria di sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1 (superficie pianeggiante con inclinazione $< 15^\circ$)
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1,2$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Tipologia struttura:	struttura in muratura



Spettro SLV – componente orizzontale

Non si procede alle analisi di dettaglio della pericolosità sismica locale in quanto richieste solo per edifici di nuova costruzione ai sensi del DGR n. IX/2616 del 30/11/2011.

VERIFICA GLOBALE - ANALISI INCREMENTALE A COLLASSO (PUSH-OVER)

I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

Al fine di eseguire la verifica dell'edificio in questione nei confronti della azione sismica, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare detta anche analisi incrementale a collasso o push-over, eseguita tramite software 3MURI di S.T.A. DATA S.r.l. Con tale metodologia di analisi si applicano in maniera incrementale, ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, le quali hanno il compito di "spingere" in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. Risultato finale della analisi è la curva di capacità: Taglio alla base (somma di tutte le forze orizzontali) – Spostamento (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale) ricavate per le diverse condizioni previste.

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

Secondo le prescrizioni da normativa [D.M. 14 gennaio 2008 p. 7.3.4.1.], le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene proseguita fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla sommità dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il limite ultimo per la stabilità dell'edificio.

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

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

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

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della

massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

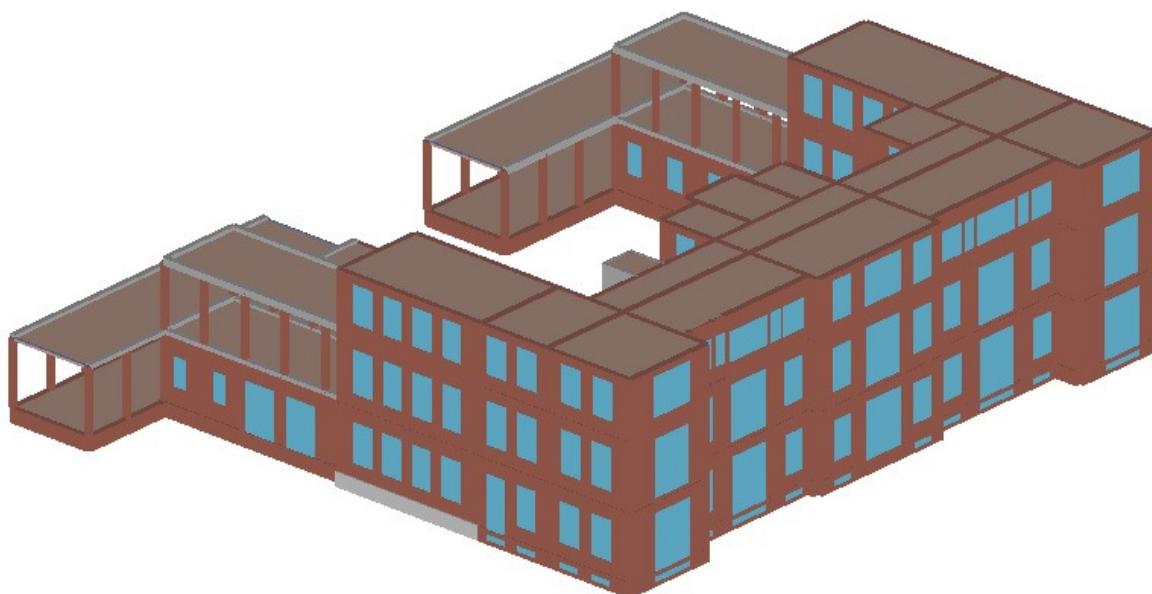
In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) viene presa in esame.

Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

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

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'utilizzo di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili.



Modello dell'intero edificio

Nella situazione specifica dalla costruzione del modello vengono escluse le due ali estreme S-O e N-O (indicate con 6 e 7 nella ricostruzione cronologica), in quanto corpi a un piano solo fuori terra, privi di un impalcato rigido di copertura. I maschi murari si comportano pertanto come corpi indipendenti soggetti ciascuno ai carichi di competenza. Tali elementi vengono pertanto studiati separatamente all'interno del capitolo relativo all'analisi dei meccanismi locali di collasso.

La geometria del modello rispecchia in linea di massima la geometria reale della struttura. Nella schematizzazione di telaio equivalente il danneggiamento strutturale può avvenire nei maschi murari o nelle fasce murarie: i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento

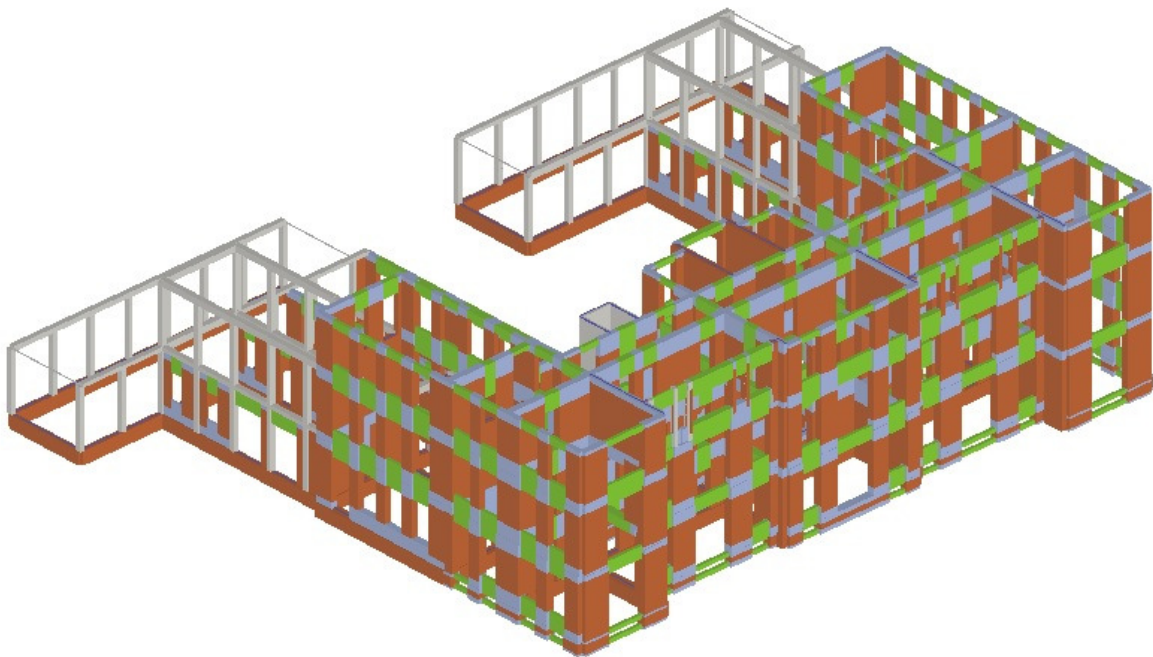
tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

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

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

Nel caso presente tutti gli impalcati sono stati quindi considerati come rigidi nel proprio piano, in quanto costituiti da solai in laterocemento (seppur privi di armatura nella cappa, e localmente anche privi di cappa) o in c.a., tenuto conto anche del fatto che l'edificio è ubicato in zona a bassissima sismicità (zona 4). In merito all'ipotesi effettuata si rimanda alle considerazioni finali

Le strutture di copertura non sono state inserite nel modello strutturale in quanto non collaborano alla resistenza nei confronti del sisma; in ogni caso sono stati messi in conto tutti i carichi di loro competenza.



Modello a telaio equivalente dell'edificio

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

Stato limite Ultimo (SLV):

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

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

D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

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

Stato limite di Danno (SLD):

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

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

D_d : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Vengono successivamente calcolati gli indicatori di rischio ai sensi dell'O.P.C.M. 3362 dell'8 luglio 2004. Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e un indicatore della inagibilità dell'opera.

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGA_{DS} : accelerazione stimata di danno severo (SLV)

PGA_{DL} : accelerazione stimata di danno lieve (SLD)

$$\alpha_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%} \text{ (SLV)}$$

$$\alpha_e = PGA_{DL} / PGA_{63\%} \text{ (SLD)}$$

L'analisi è positiva se l'indicatore di rischio risulta maggiore o uguale a 1.

Per l'edificio vengono riportati in forma sintetica i risultati di tutte le analisi effettuate, quindi per le due analisi più gravose rispettivamente in direzione x e in direzione y si riportano:

- la deformazione massima;
- la curva di capacità e il comportamento delle singole pareti più significative (rispetto all'azione del sisma considerata) relativamente ai passi principali dell'analisi (passo spostamento max richiesto dal sisma e spostamento max consentito dalla struttura).

Dettaglio verifiche

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	SLV				SLD				
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	1,08	4,72	0,83	Si	0,41	2,69	Si	3,59	6,5
2	+X	1° modo	0	1,43	5,77	0,99	Si	0,55	2,96	Si	3,04	5,39
3	-X	Masse	0	0,98	4,78	0,96	Si	0,38	2,64	Si	3,11	6,99
4	-X	1° modo	0	1,51	6,22	0,95	Si	0,58	4,6	Si	3,15	7,94
5	+Y	Masse	0	1,34	5,92	0,81	Si	0,51	3,8	Si	3,72	7,4
6	+Y	1° modo	0	1,7	6,53	1,04	Si	0,66	3,88	Si	2,88	5,92
7	-Y	Masse	0	1,26	5,69	0,86	Si	0,49	4,08	Si	3,5	8,41
8	-Y	1° modo	0	1,6	5,36	1	Si	0,62	3,34	Si	3	5,42
9	+X	Masse	231,5	1,01	5,37	1	Si	0,39	3,11	Si	3,01	7,83
10	+X	Masse	-231,5	1,11	4,34	0,77	Si	0,43	2,79	Si	3,88	6,53
11	+X	1° modo	231,5	1,39	5,18	1,06	Si	0,53	4,21	Si	2,84	7,37
12	+X	1° modo	-231,5	1,48	5,95	0,95	Si	0,57	2,95	Si	3,17	5,2
13	-X	Masse	231,5	1,1	4,79	0,86	Si	0,42	2,62	Si	3,49	6,19
14	-X	Masse	-231,5	1,08	5,11	0,85	Si	0,42	4,02	Si	3,52	9,15
15	-X	1° modo	231,5	1,43	5,63	1,02	Si	0,55	3,06	Si	2,93	5,57
16	-X	1° modo	-231,5	1,36	6,4	1,07	Si	0,52	4,34	Si	2,8	7,28
17	+Y	Masse	314,3	1,25	4,76	0,92	Si	0,48	4,29	Si	3,26	8,47
18	+Y	Masse	-314,3	1,37	5,07	0,92	Si	0,53	2,62	Si	3,26	4,99
19	+Y	1° modo	314,3	1,61	6,62	1,14	Si	0,62	3,02	Si	2,62	4,87
20	+Y	1° modo	-314,3	1,73	7,57	1,09	Si	0,67	3,03	Si	2,75	4,54
21	-Y	Masse	314,3	1,22	4,47	0,92	Si	0,47	4,19	Si	3,26	8,47
22	-Y	Masse	-314,3	1,35	4,41	0,81	Si	0,52	3,08	Si	3,27	5,95
23	-Y	1° modo	314,3	1,56	5,38	1,06	Si	0,6	3,02	Si	2,84	5,04
24	-Y	1° modo	-314,3	1,55	5,37	1,1	Si	0,6	2,6	Si	2,72	4,35

In giallo sono indicate le situazioni più gravose con sisma agente rispettivamente in direzione X e in direzione Y.

L'indicatore di rischio α_u rappresenta il rapporto tra l'accelerazione che il fabbricato è in grado di sopportare e l'accelerazione prevista dalla normativa: la verifica è positiva quando $\alpha_u \geq 1$. Le accelerazioni sono espresse come rapporto rispetto alla accelerazione di gravità g .

Dalla tabella si evince che le accelerazioni che il fabbricato è in grado di sopportare sono sempre maggiori di quelle attese per il sisma di progetto previsto dalla normativa vigente.

Si evidenzia che comunque risulta sempre $\alpha_u > 1$, quindi tutte le verifiche globali risultano soddisfatte, pur avendo assunto bassi valori di resistenza dei materiali e il massimo valore del fattore di confidenza FC, a seguito delle limitate indagini effettuate.

Le sigle riportate in tabella hanno i seguenti significati:

N.	numero analisi condotta;
Dir. Sisma	direzione di incidenza dell'azione sismica;
Car. Sismico.	Distribuzione dell'azione sismica (proporz. alle masse o al 1° modo)
Ecc.	eccentricità dell'azione sismica rispetto al centro di massa;
D max SLU	Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite Ultimo;
Du SLU	Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite Ultimo
q *	rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (se > 3 analisi non soddisfatta)
SLU ver.	Verifica soddisfatta o meno – Stato Limite Ultimo
D max SLD	Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite di Danno;
Dd SLD	Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di Danno;
SLD ver.	Verifica soddisfatta o meno – Stato Limite di Danno;
Alfa u	indicatore del rischio di collasso (se > 1 edificio adeguato)
Alfa e	indicatore del rischio di inagibilità dell'opera

Nelle pagine a seguire si riportano, limitatamente alle due analisi risultate più gravose, le curve di capacità riferite all'intera struttura e i meccanismi di collasso per le pareti più significative. In particolare per ogni analisi riportata vengono illustrati i passi più rilevanti.

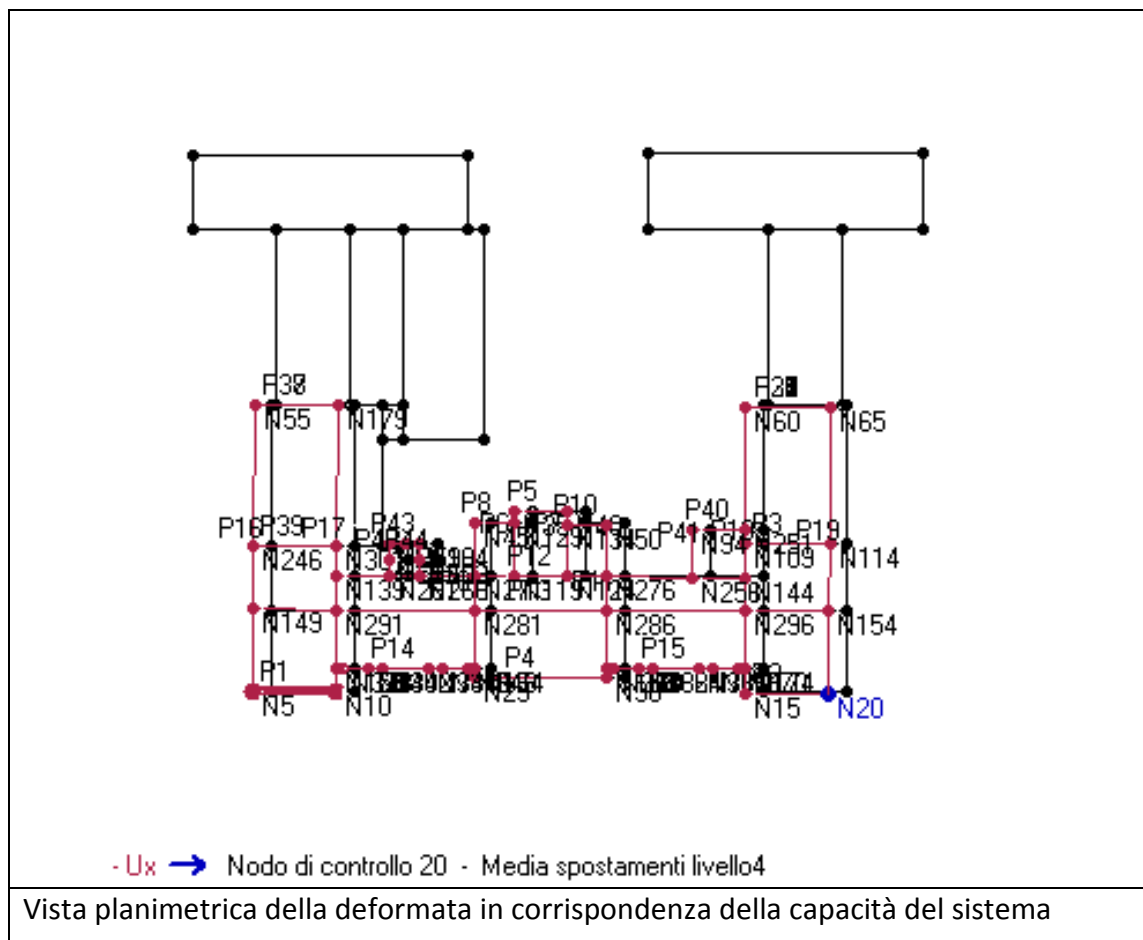
Analisi 16

Direzione : - X

Carico Sismico proporzionale al 1° modo

Eccentricità -231,5 cm

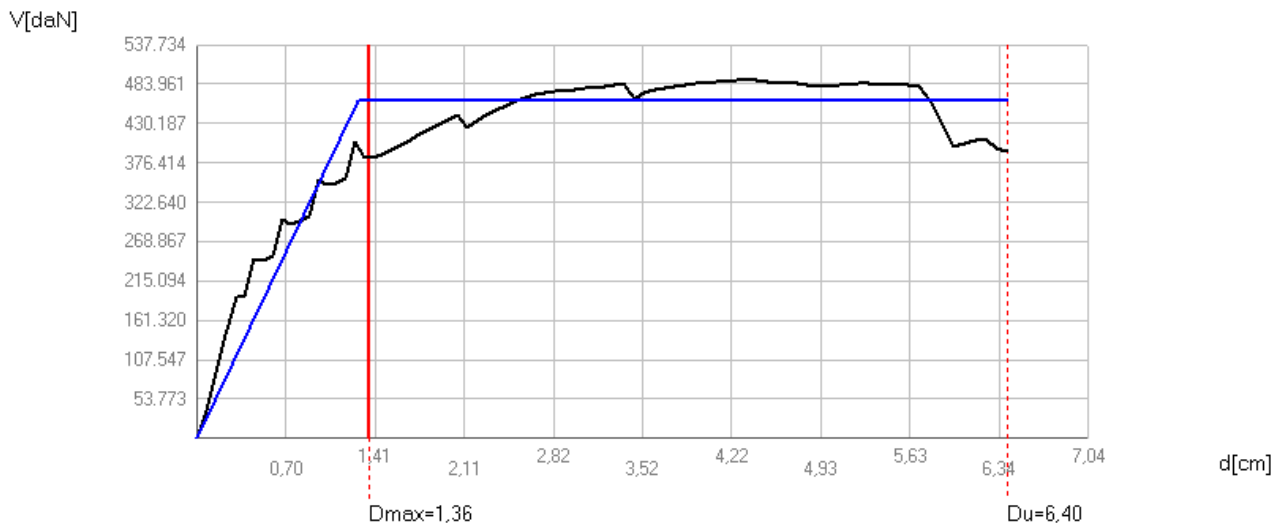
Nodo di controllo 20 (livello 4)



Allo stato limite di salvaguardia della vita le pareti maggiormente danneggiate sono le n. 3, 12, 13, 20, 25, 37, 39; che verranno qui di seguito illustrate, sia al passo iniziale, sia al passo 20 (capacità di spostamento richiesto dal sisma preso in esame) e infine al passo 84 (capacità di spostamento massimo della struttura).

Passo 1

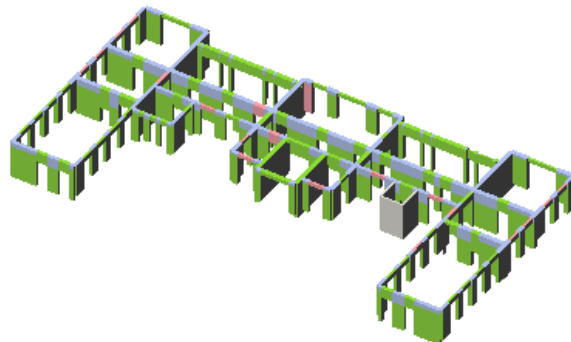
NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta



Sisma direzione X: curva di capacità e domanda di spostamento allo SLV – analisi 16 – passo 1/84

Muratura

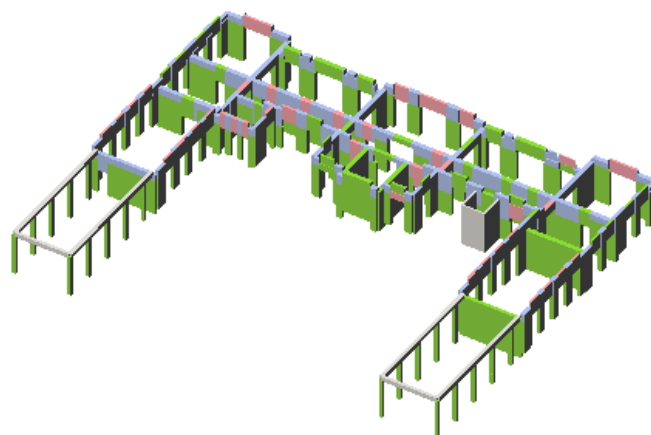
- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica



Sisma in -X, Analisi 16, Secondo Piano. (passo 1/84)

Muratura

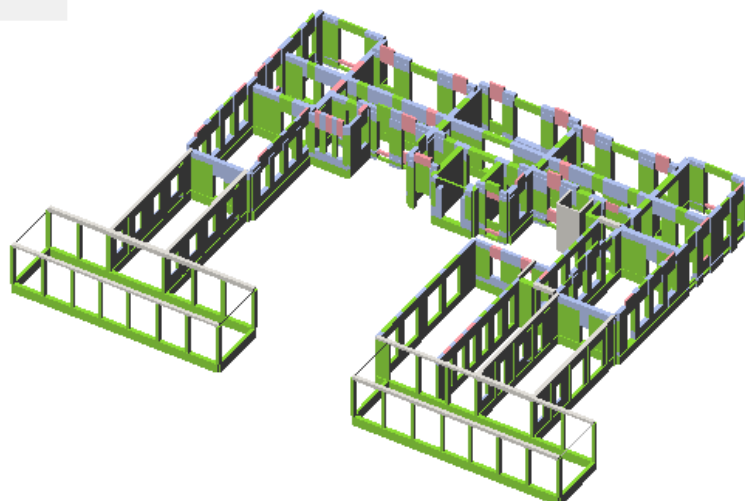
- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica



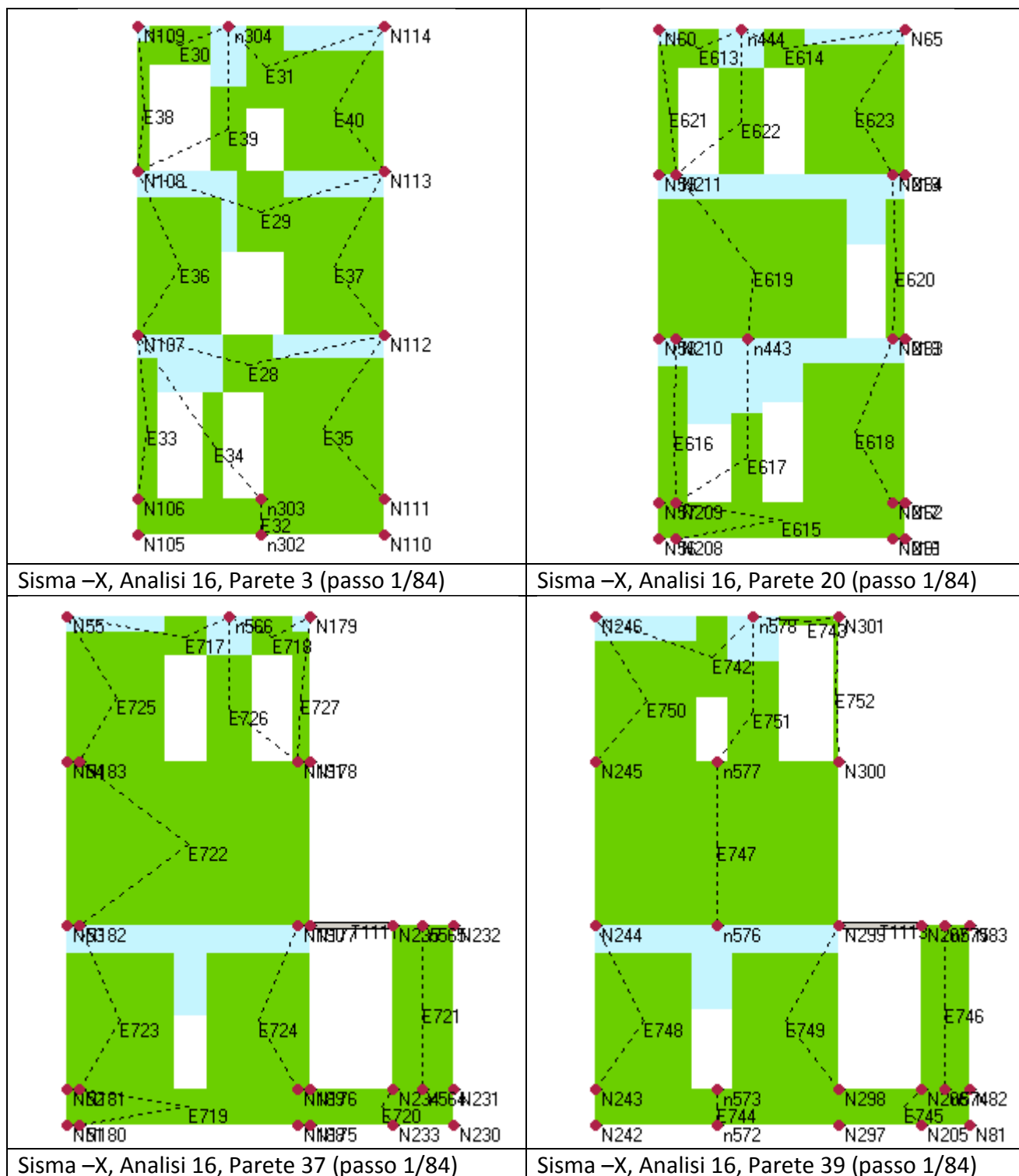
Sisma in $-X$, Analisi 16, Piano Primo. (passo 1/84)

Muratura

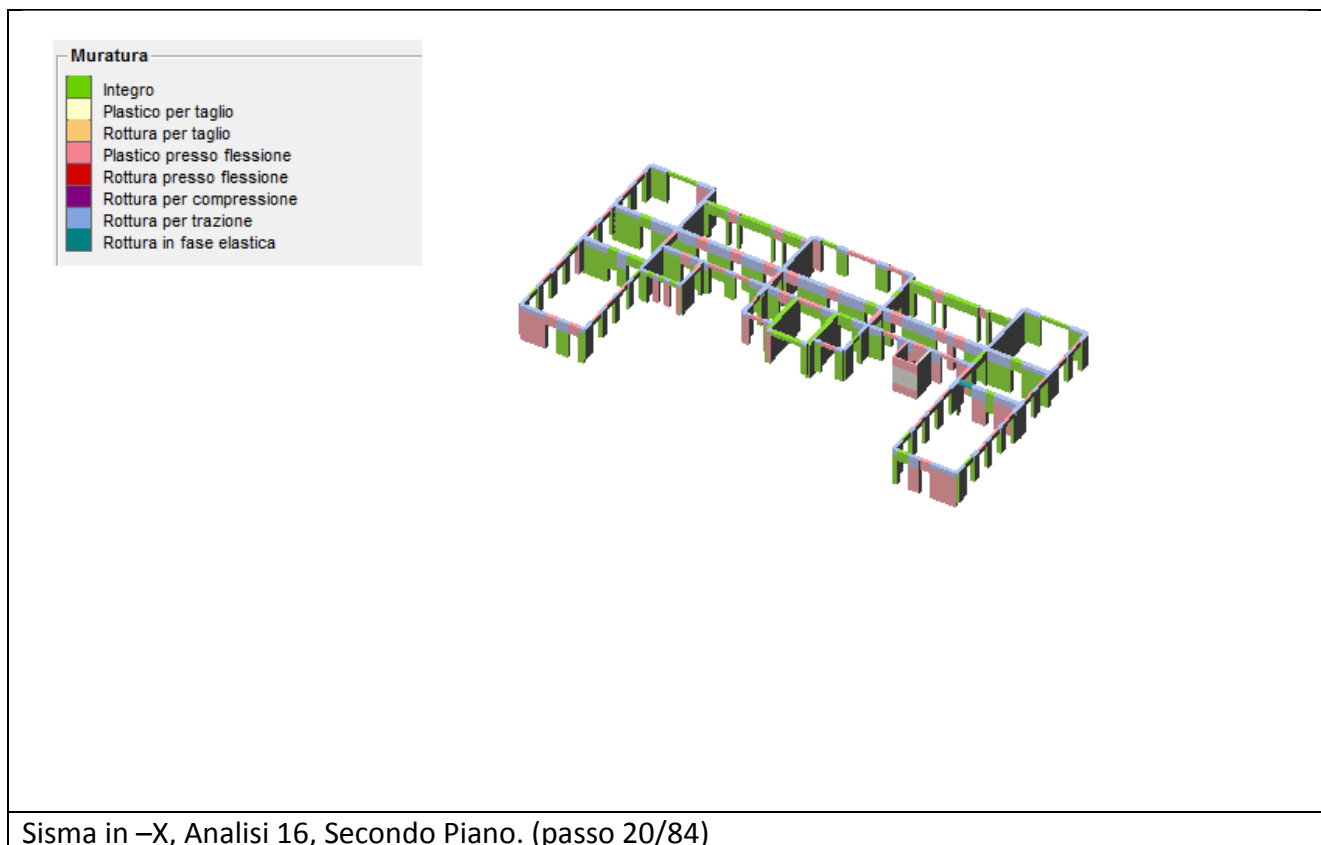
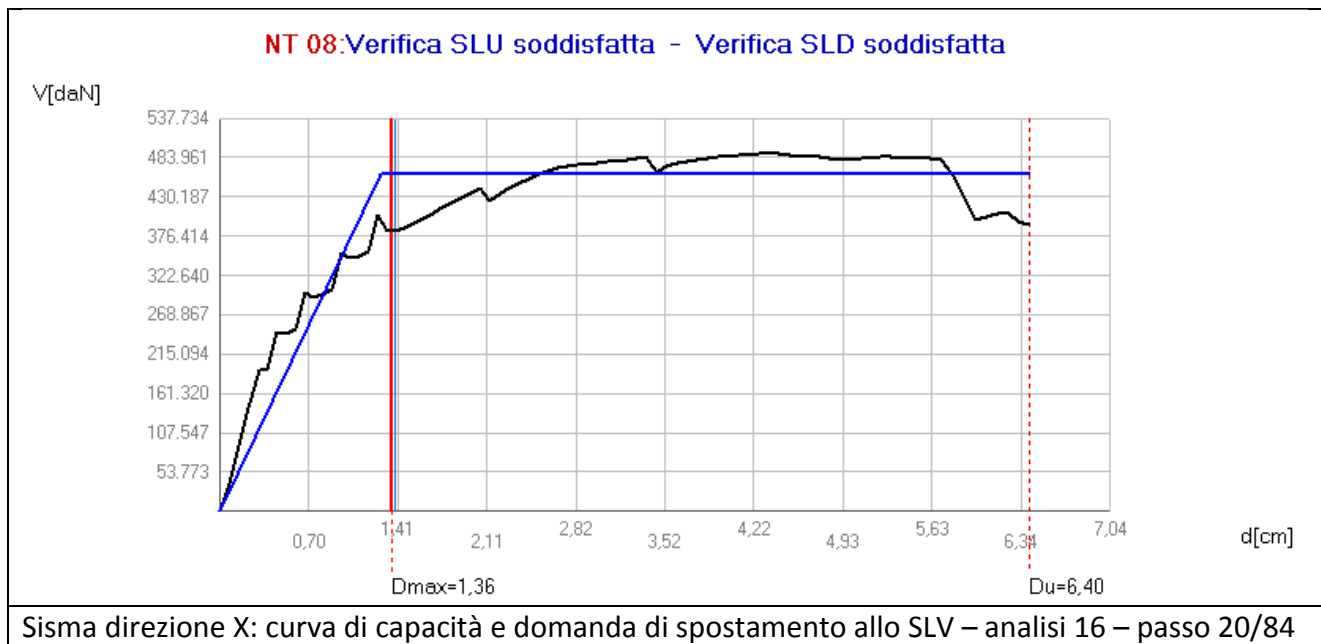
- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica



Sisma in $-X$, Analisi 16, Piano Rialzato. (passo 1/84)

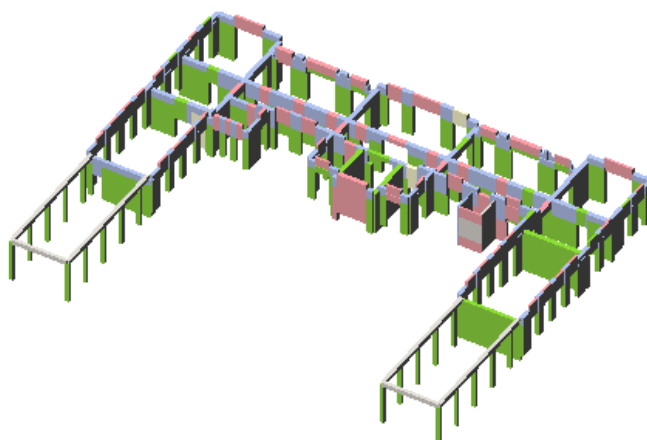


Passo 20



Muratura

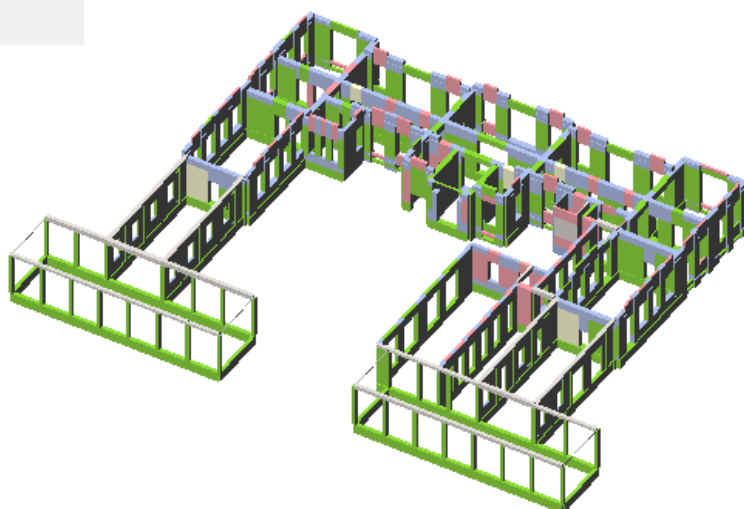
- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica



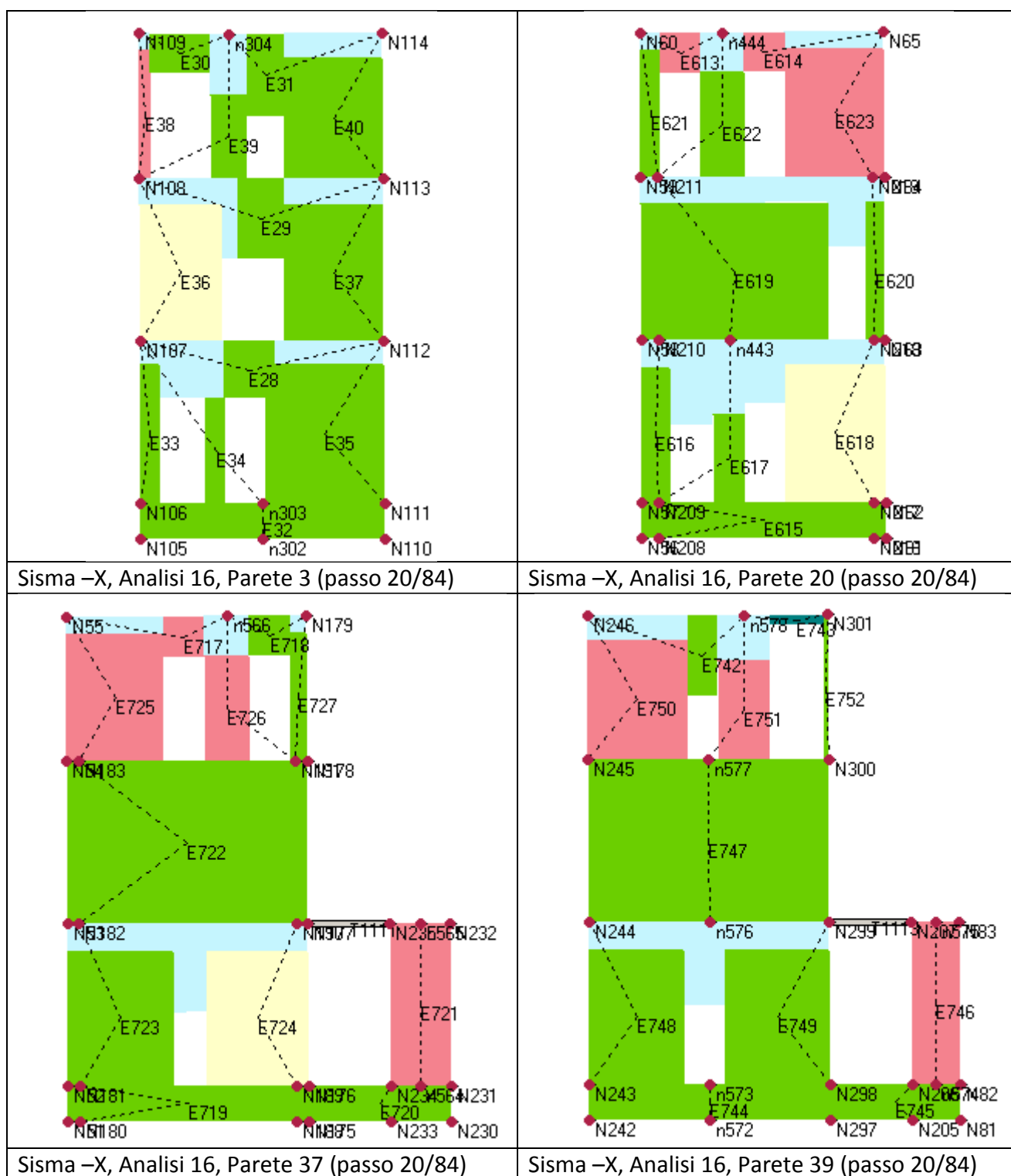
Sisma in -X, Analisi 16, Piano Primo. (passo 20/84)

Muratura

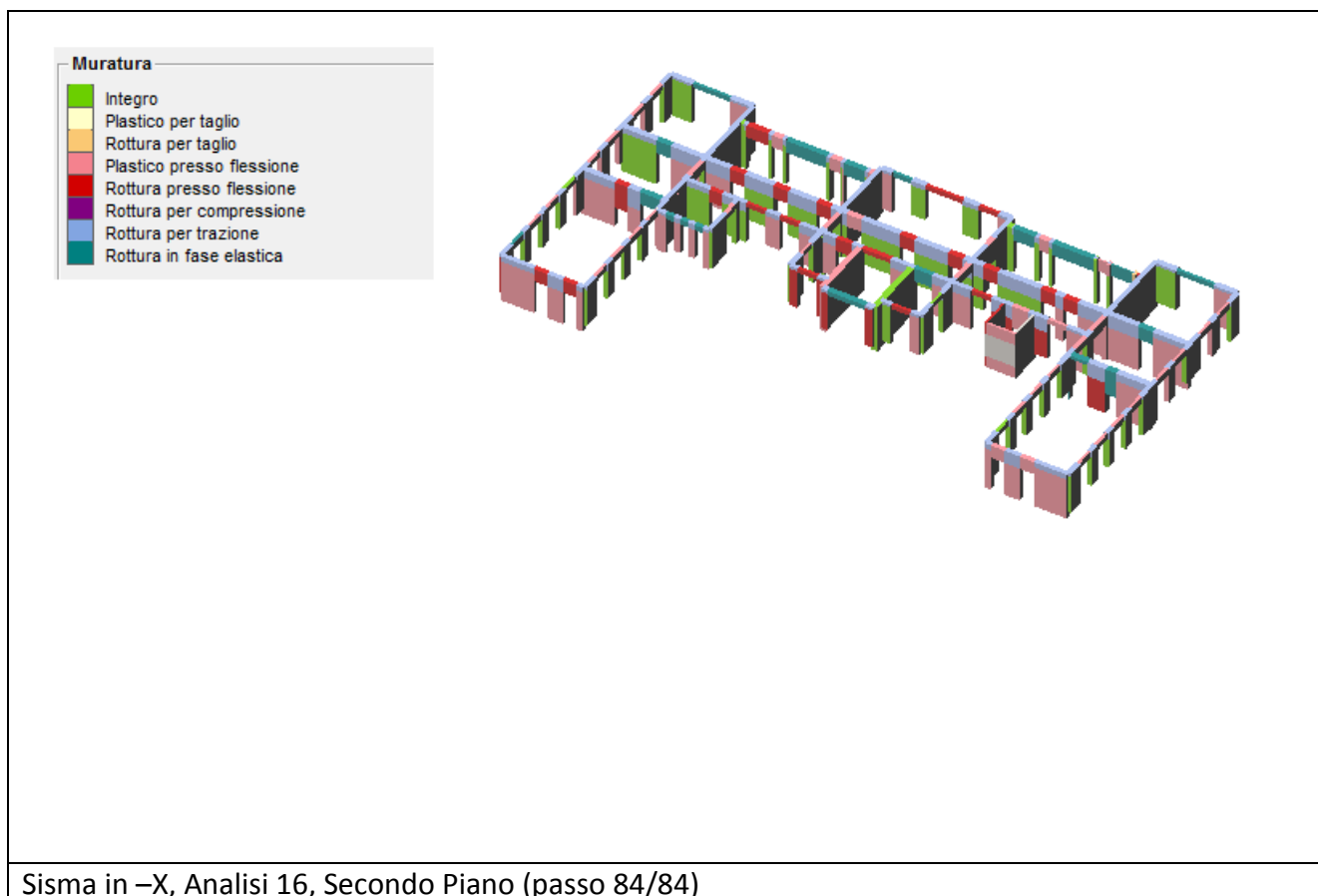
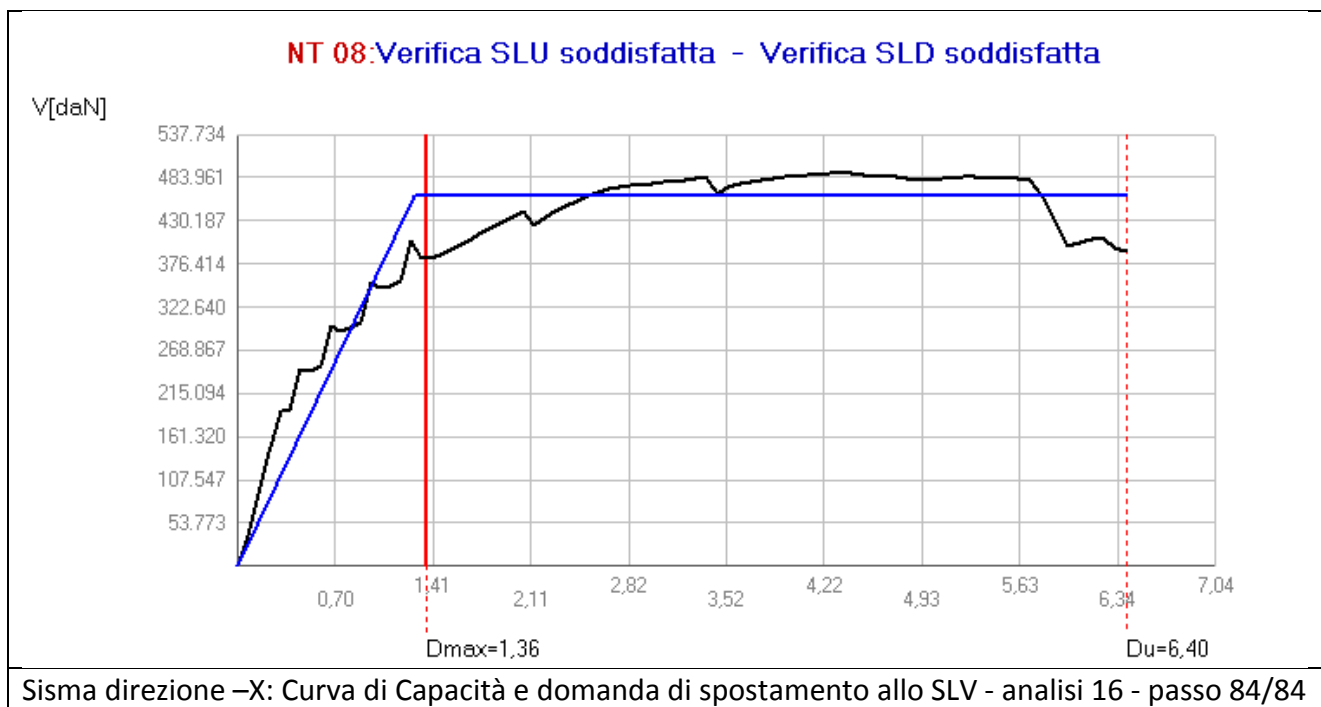
- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica



Sisma in -X, Analisi 16, Piano Rialzato. (passo 20/84)

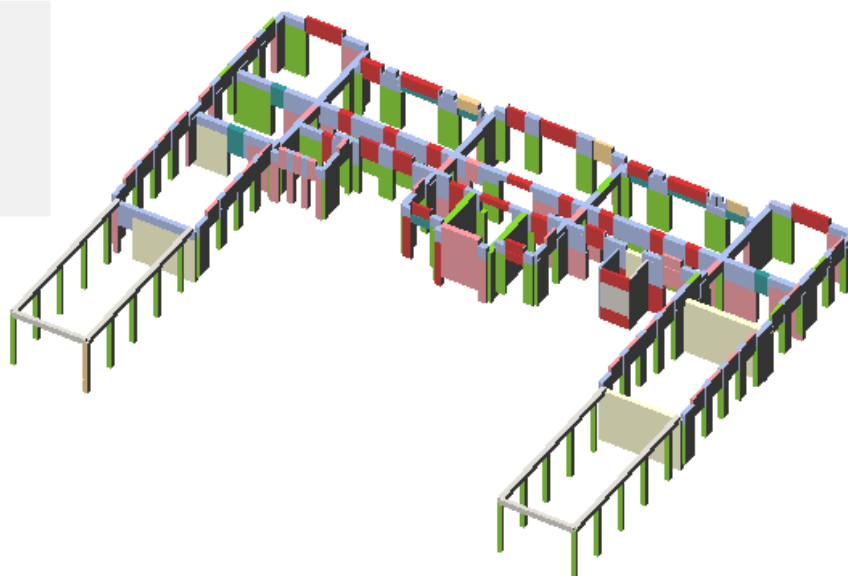


Passo 84



Muratura

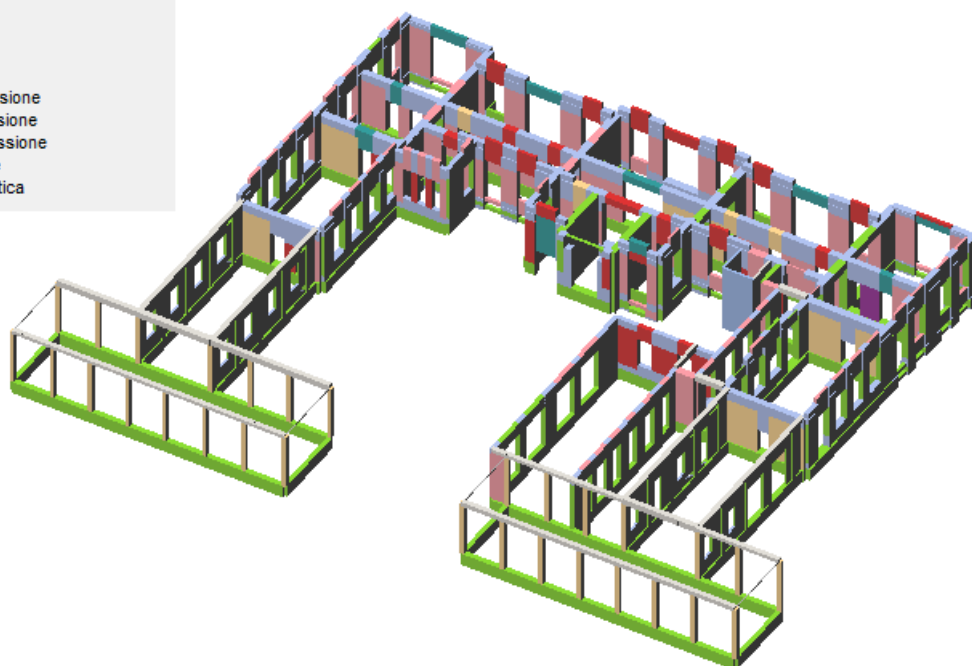
- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica



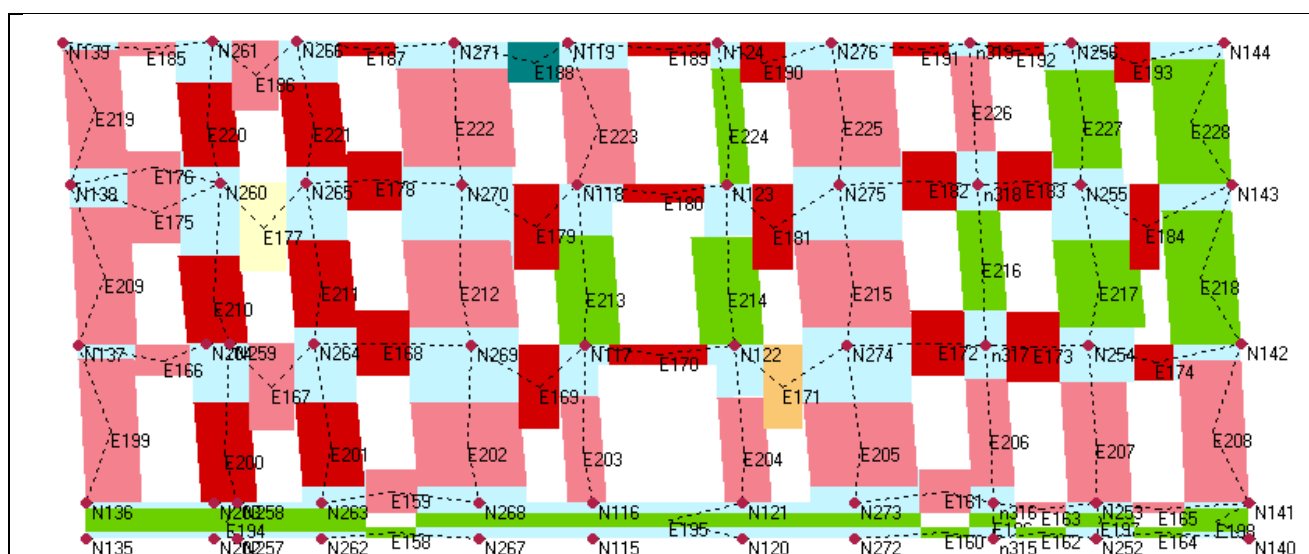
Sisma in -X, Analisi 16, Primo Piano (passo 84/84)

Muratura

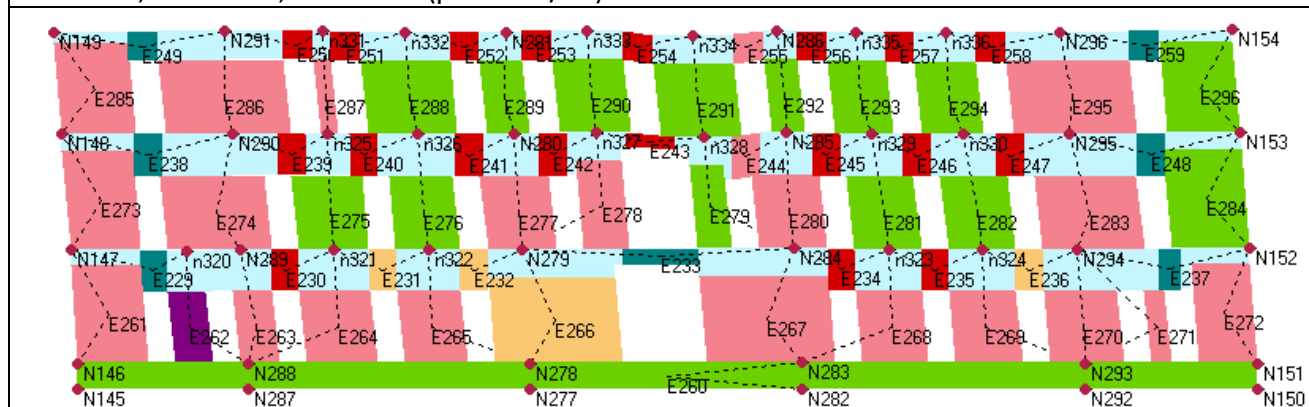
- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica



Sisma in -X, Analisi 16, Piano Rialzato (passo 84/84)



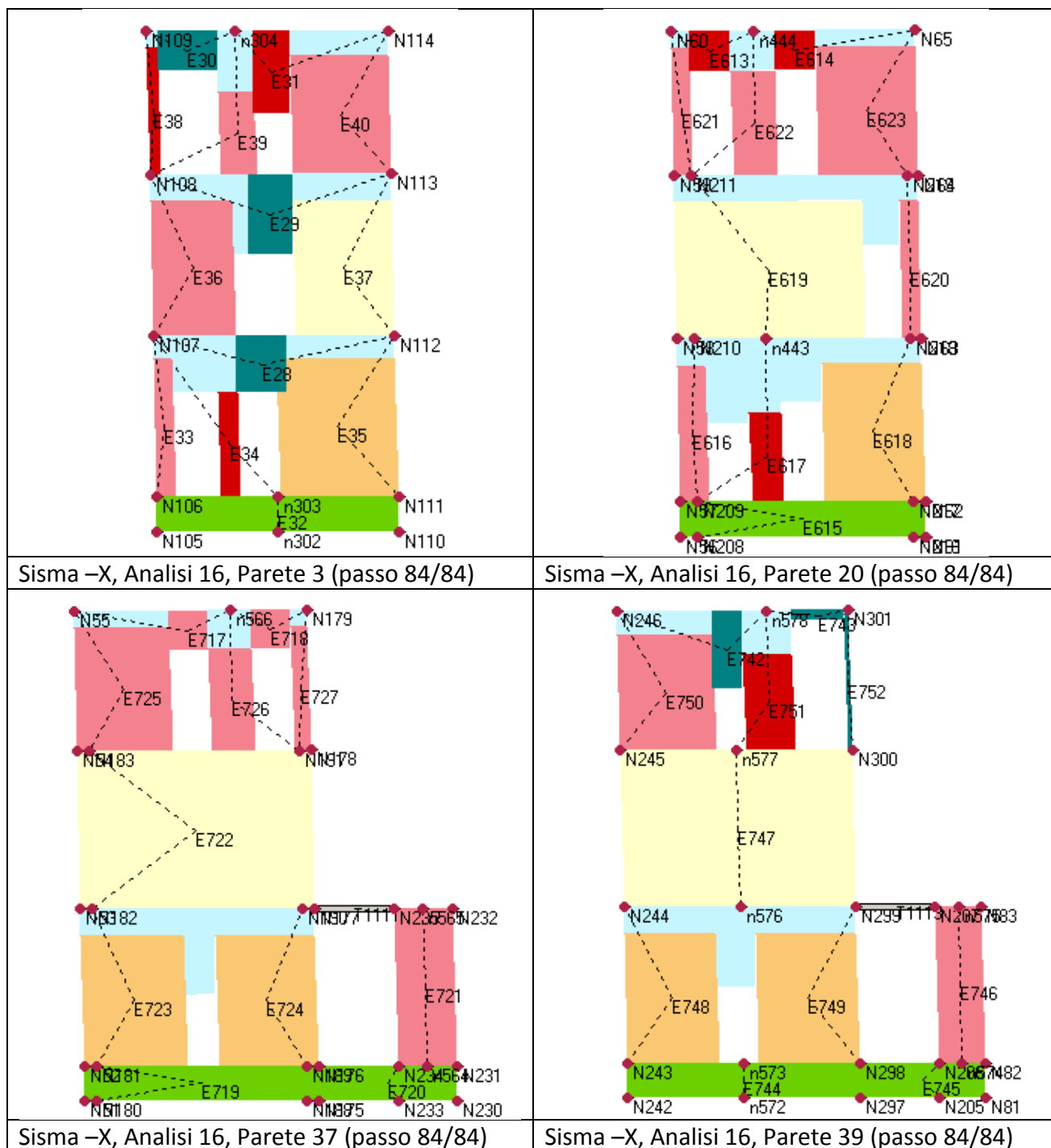
Sisma –X, Analisi 16, Parete 12 (passo 84/84)

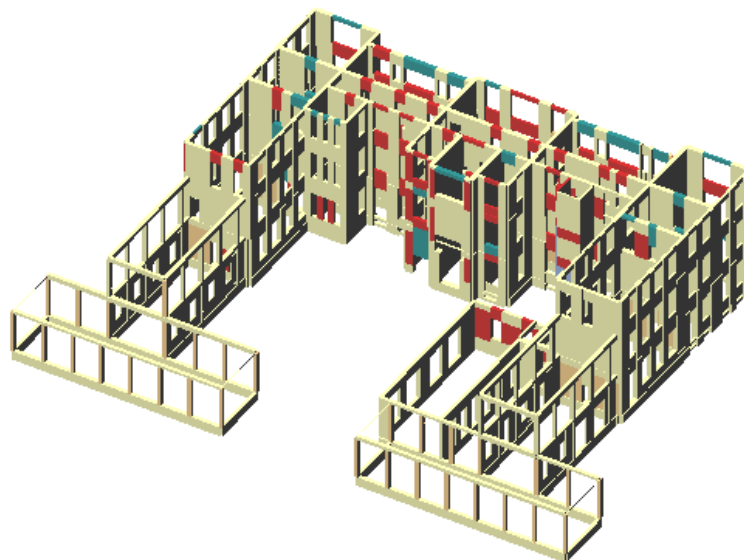


Sisma –X, Analisi 16, Parete 13 (passo 84/84)



Sisma –X, Analisi 16, Parete 25 (passo 84/84)





Sisma in -X, Analisi 16, vista elementi lesionati (passo 84/84)

In riferimento alle immagini riportate si sottolineano i seguenti aspetti:

- La capacità della struttura è governata principalmente dalla resistenza a taglio e pressoflessione dei maschi murari nelle pareti disposte nella direzione di applicazione del carico. Si osserva come le rotture a taglio dei maschi murari siano concentrate in corrispondenza del piano rialzato.
- Su tutti i livelli si segnalano diffuse plasticizzazioni degli elementi soprattutto per pressoflessione.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 1,36 [cm] \leq Du 6,40 [cm]

q* 1,07 \leq 3

La verifica è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,52 [cm] \leq Dd 4,34 [cm]

La verifica è soddisfatta

Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] \leq Do 4,34 [cm]

La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,50	0,54	2,802
SLD	> 2475	75	> 33,000	2,01	0,28	7,283
SLO	> 2475	45	> 55,000	2,32	0,22	10,337

☒ Mostra PGA su roccia

Dettagli ...



Parametri di Analisi

T* 0,628 [s] Duttilità disponibile 5,03

m* 3.630.083,74 [kg] Γ 1,21

w 7.227.039,93 [kg] F*y 382.104 [daN]

d*y 1,05 [cm]

d*u 5,30 [cm]

Sisma direzione -X: Dettagli delle verifiche e parametri dell'analisi (combinazione n. 16)

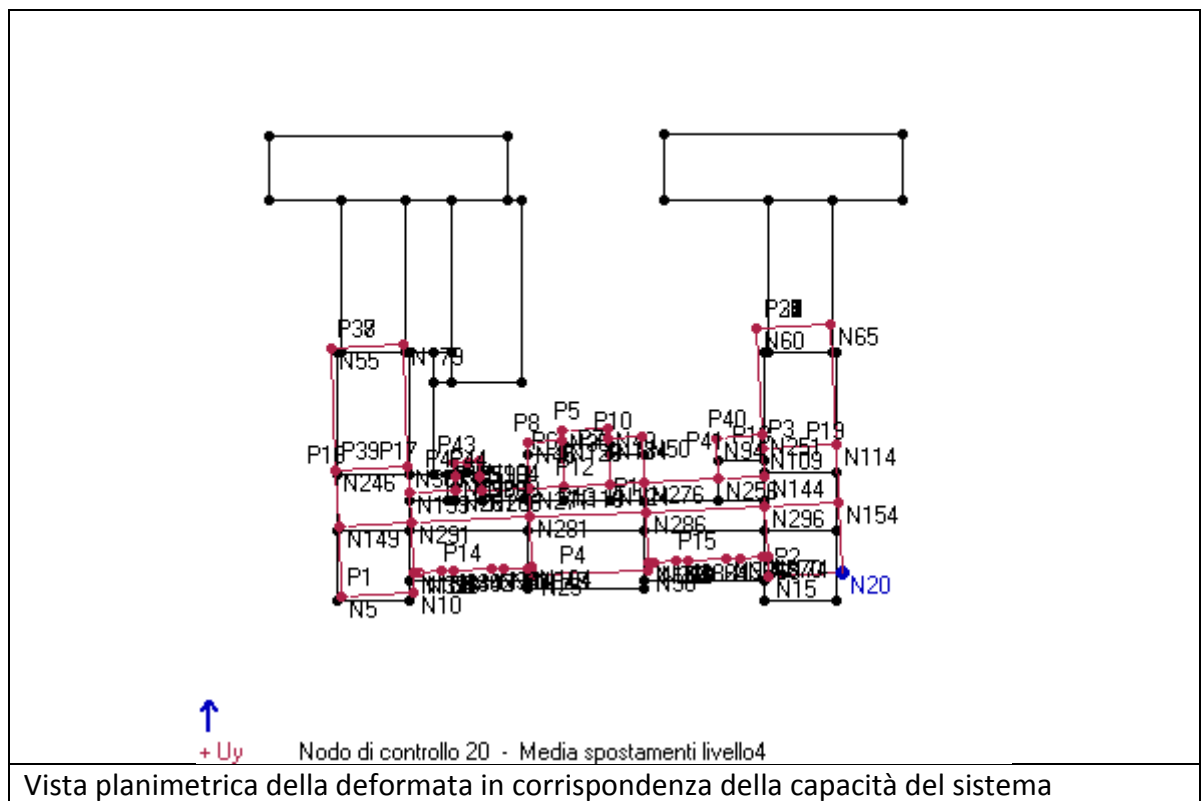
Analisi 19

Direzione : +Y

Carico Sismico proporzionale al 1° modo

Eccentricità 314,3 cm

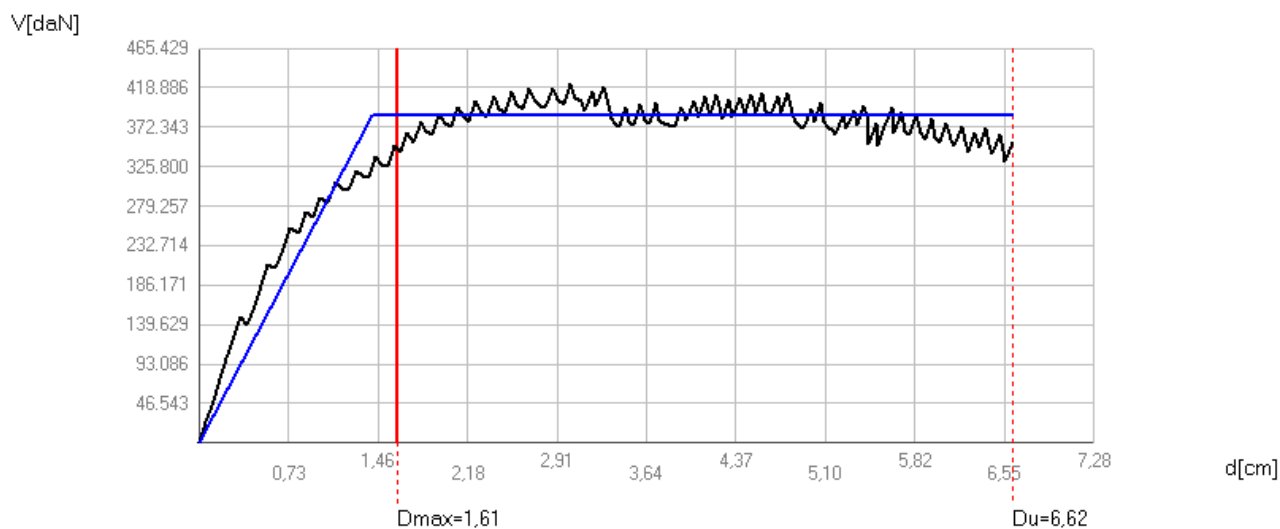
Nodo di controllo 20 (livello 4)



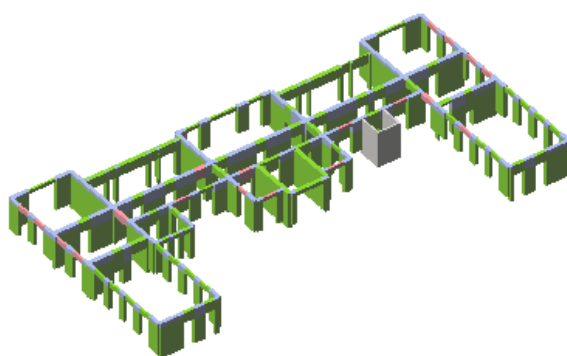
Allo stato limite di salvaguardia della vita le pareti maggiormente danneggiate sono le n. 9, 11, 16, 17, 18, 19, 33,34 che verranno qui di seguito illustrate, sia al passo iniziale, sia al passo 30 (capacità di spostamento richiesto dal sisma preso in esame) e infine al passo 147 (capacità di spostamento massimo della struttura).

Passo 1

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta



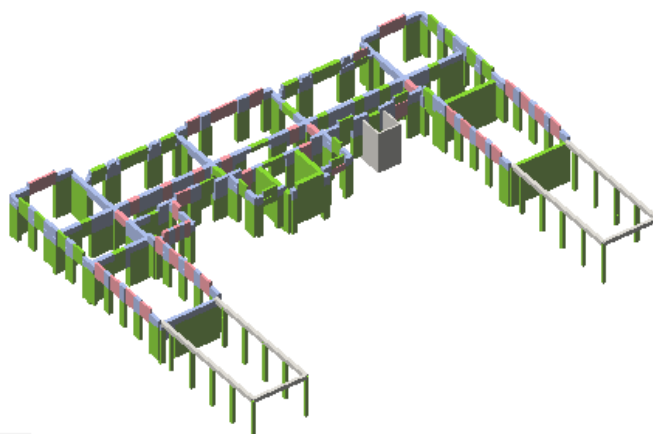
Sisma direzione Y: curva di Capacità e domanda di spostamento allo SLV -analisi 19- passo 1/147



Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

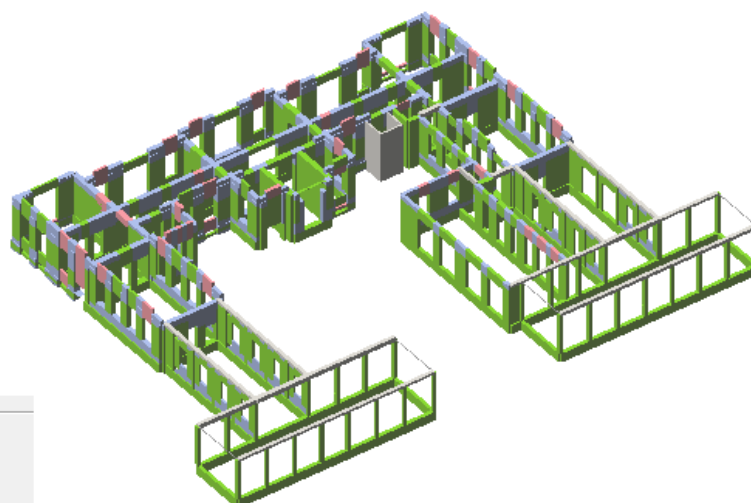
Sisma in Y, Analisi 19, Secondo Piano (passo 1/147)



Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

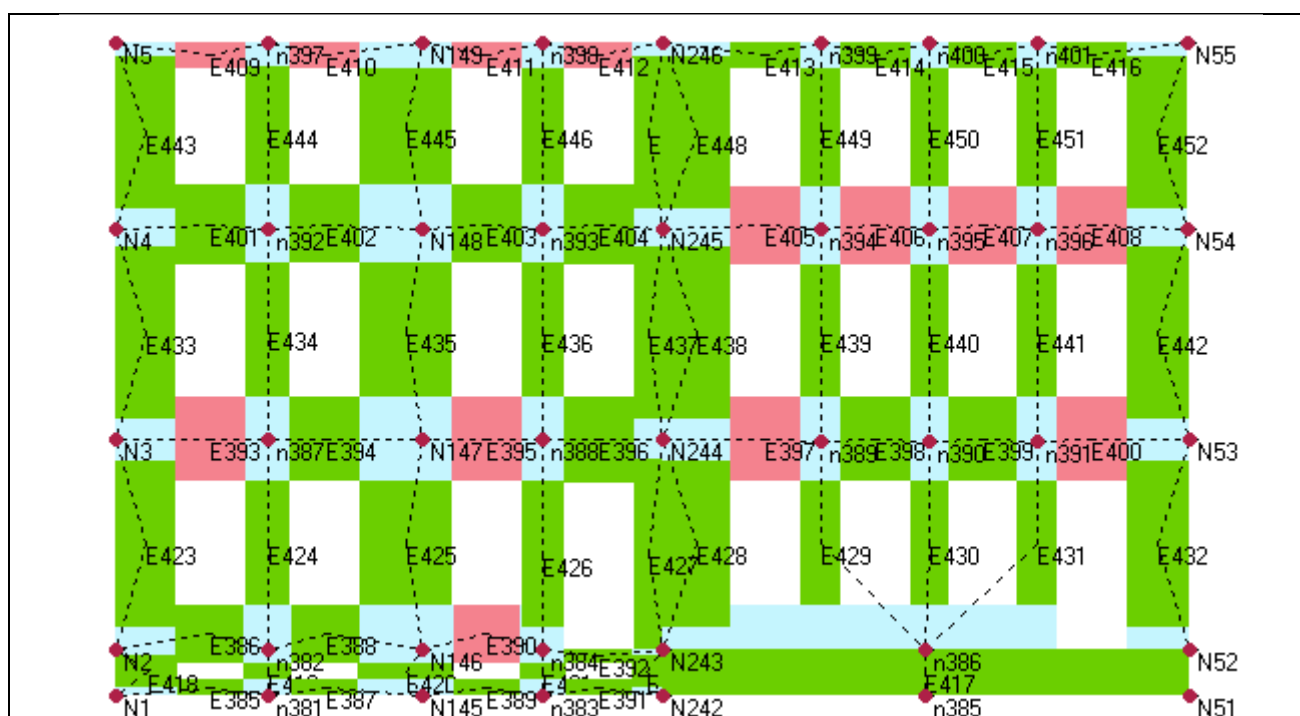
Sisma in Y, Analisi 19, Piano Primo (passo 1/147)



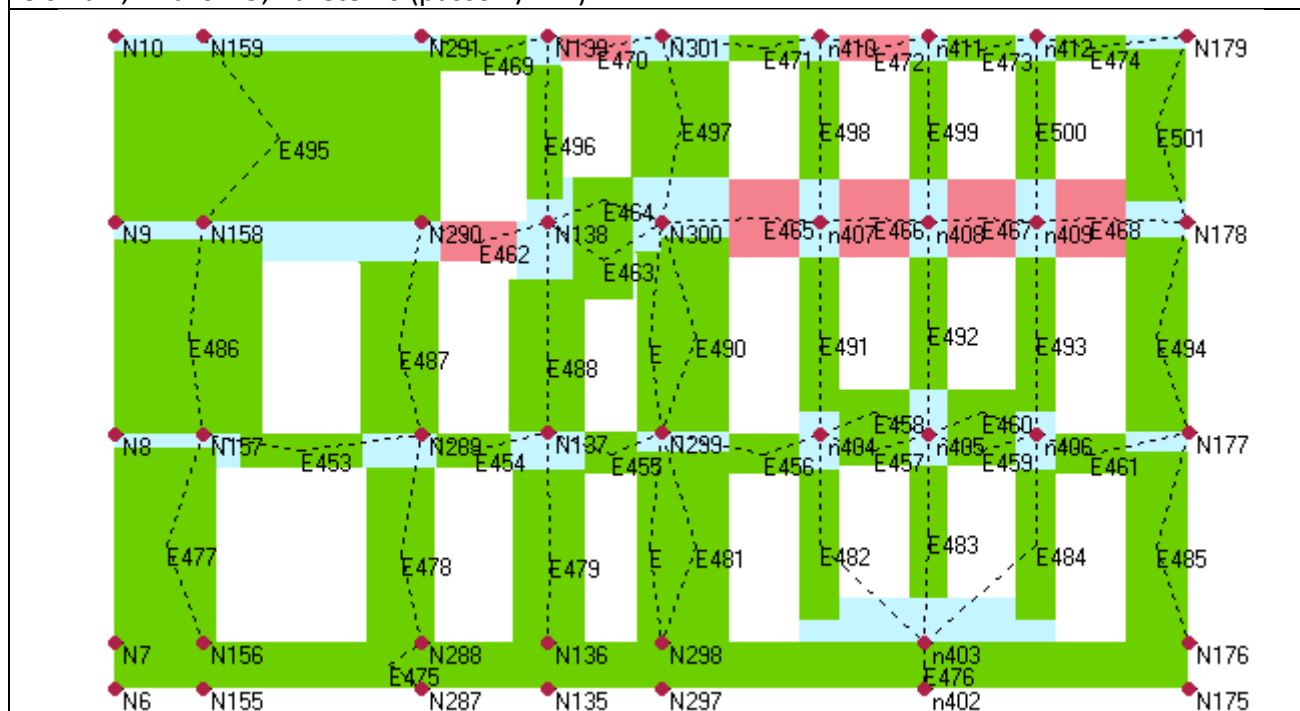
Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

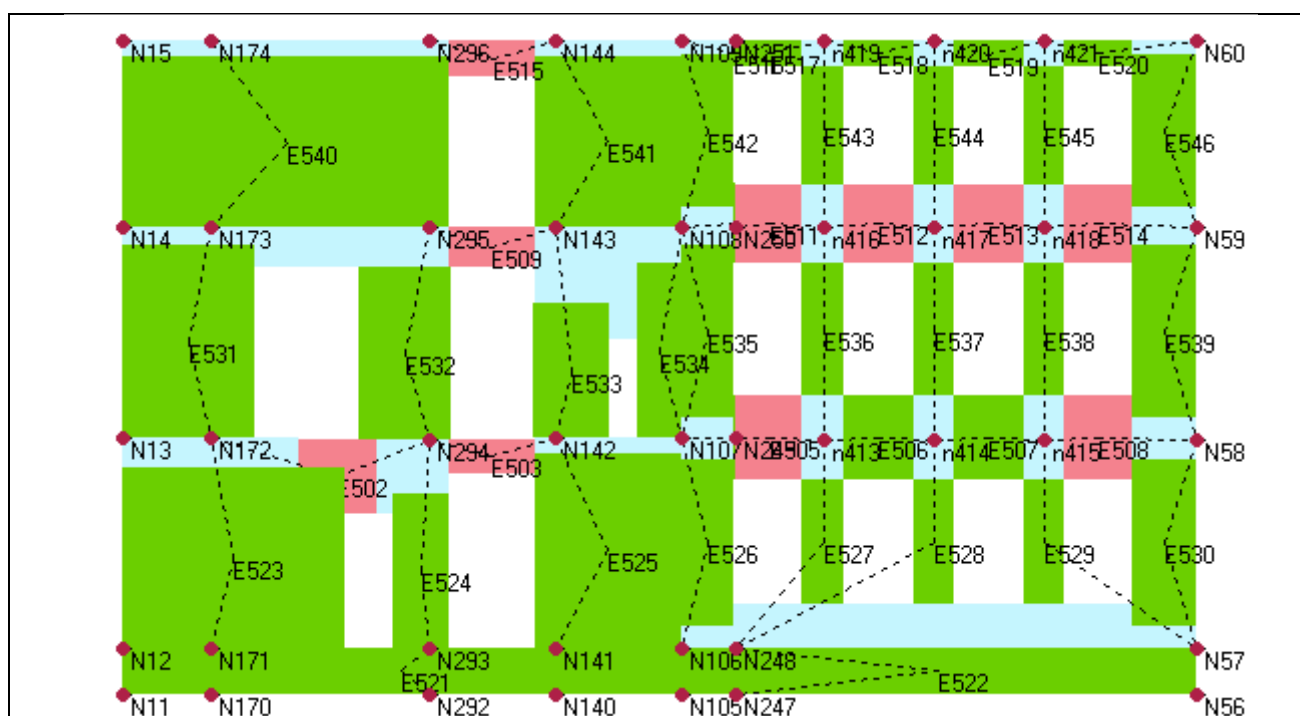
Sisma in Y, Analisi 19, Piano Rialzato (passo 1/147)



Sisma Y, Analisi 19, Parete 16 (passo 1/147)



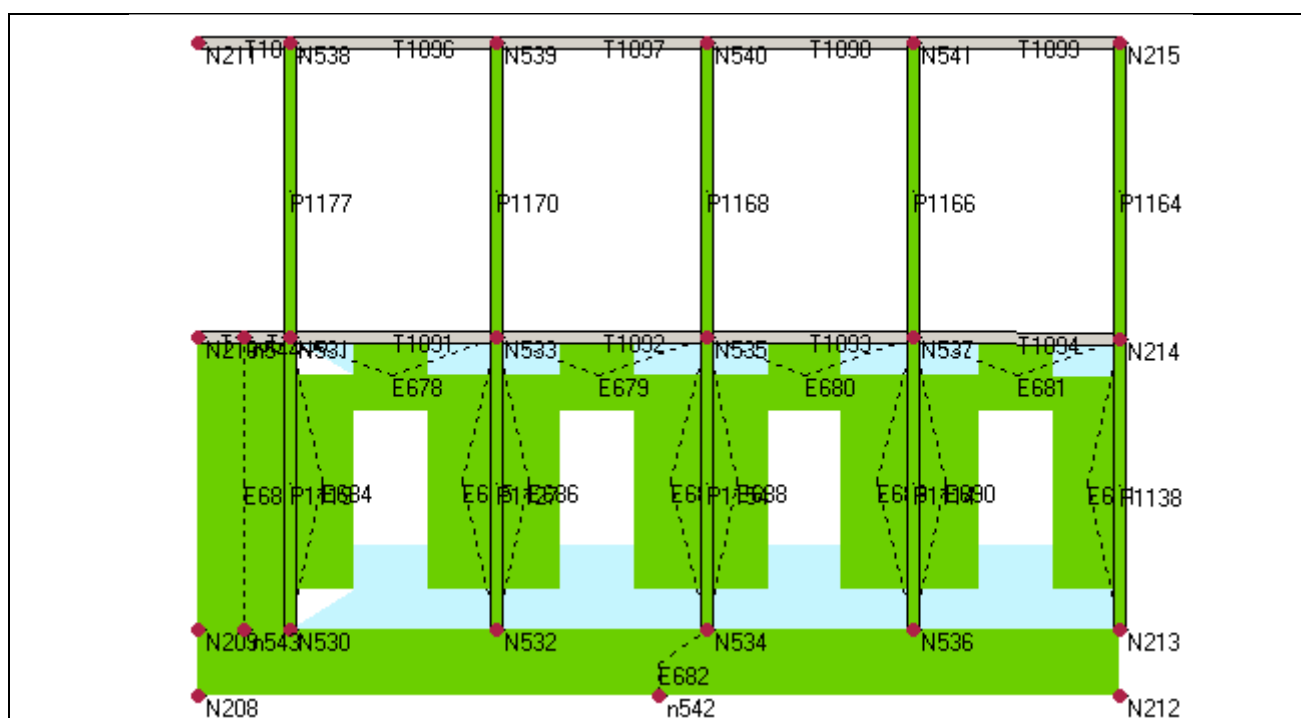
Sisma Y, Analisi 19, Parete 17 (passo 1/147)



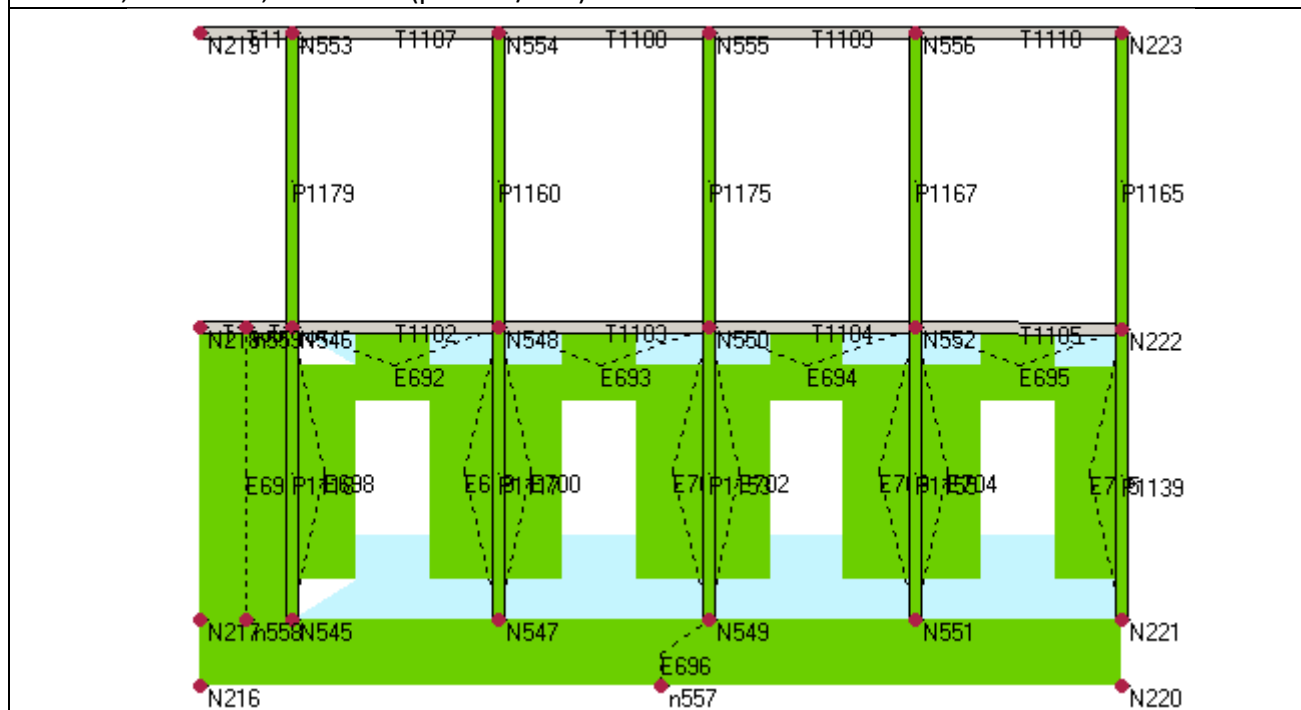
Sisma Y, Analisi 19, Parete 18 (passo 1/147)



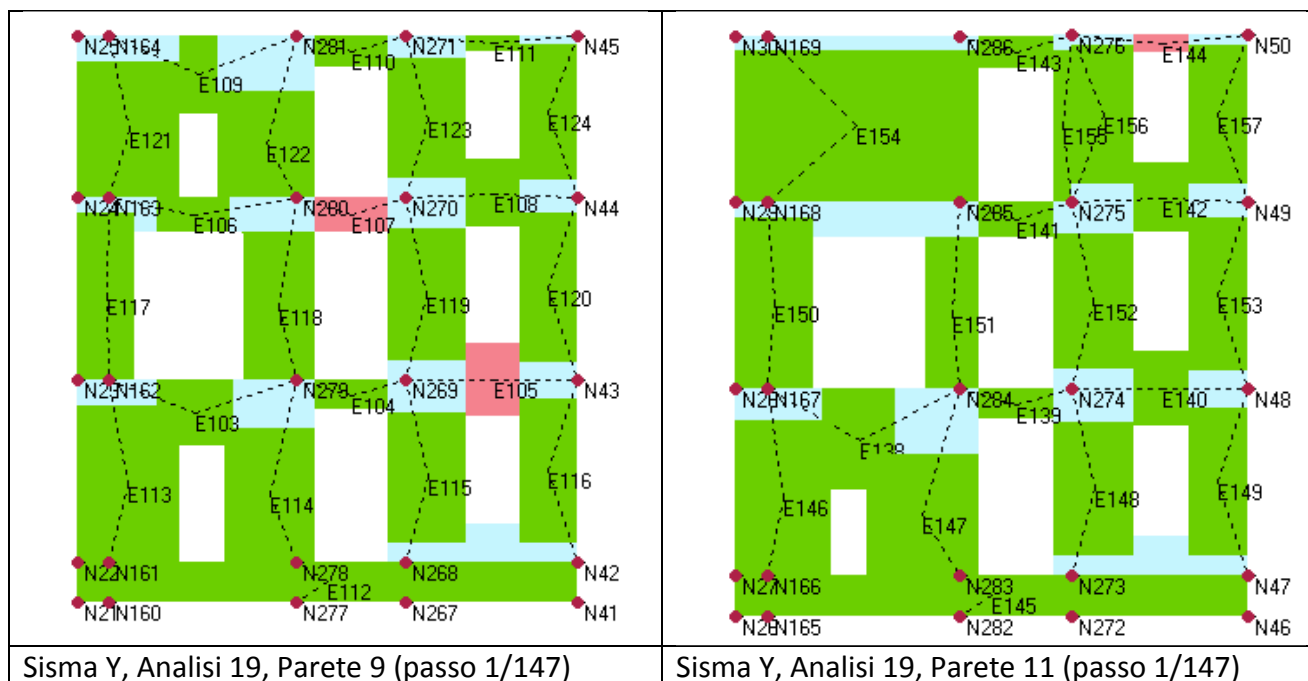
Sisma Y, Analisi 19, Parete 19 (passo 1/147)



Sisma Y, Analisi 19, Parete 33 (passo 1/147)

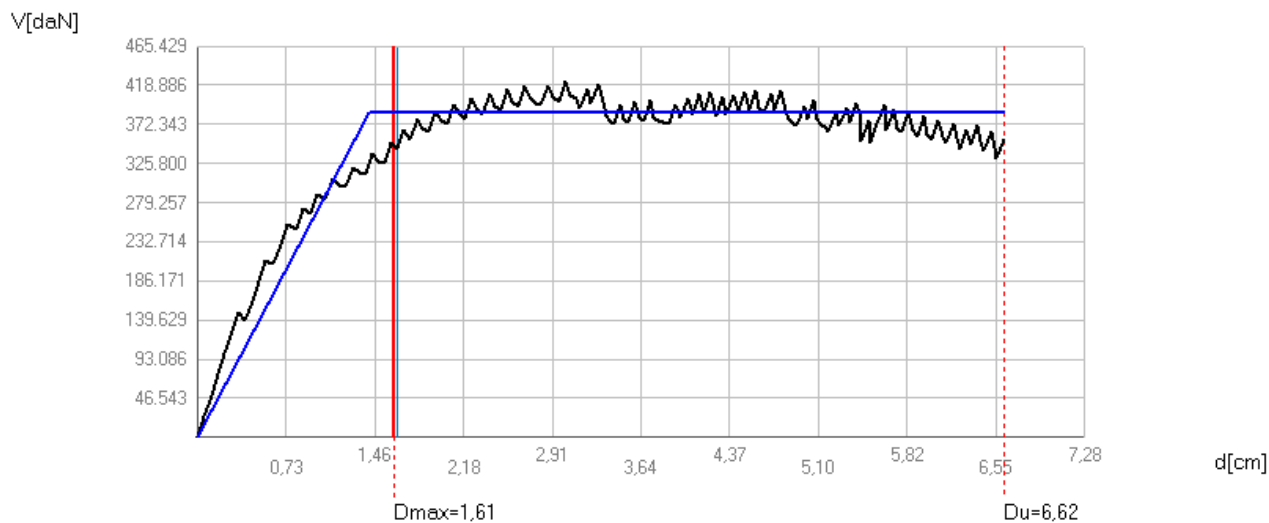


Sisma Y, Analisi 19, Parete 34 (passo 1/147)

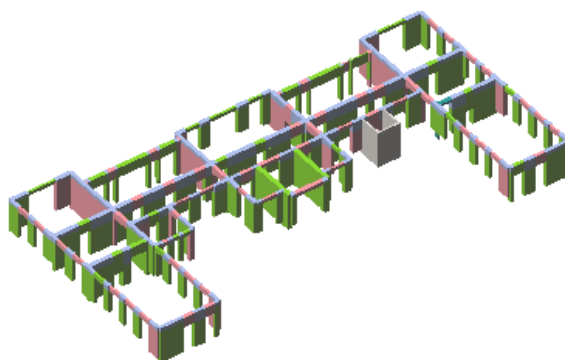


Passo 30

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta



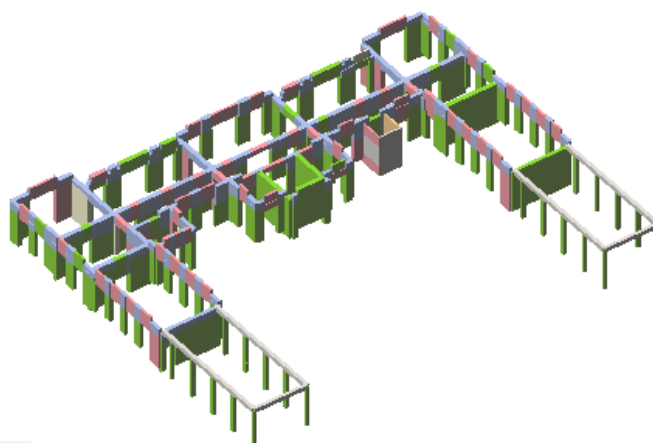
Sisma direzione Y: curva di Capacità e domanda di spostamento allo SLV -analisi 19- passo 30/147



Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

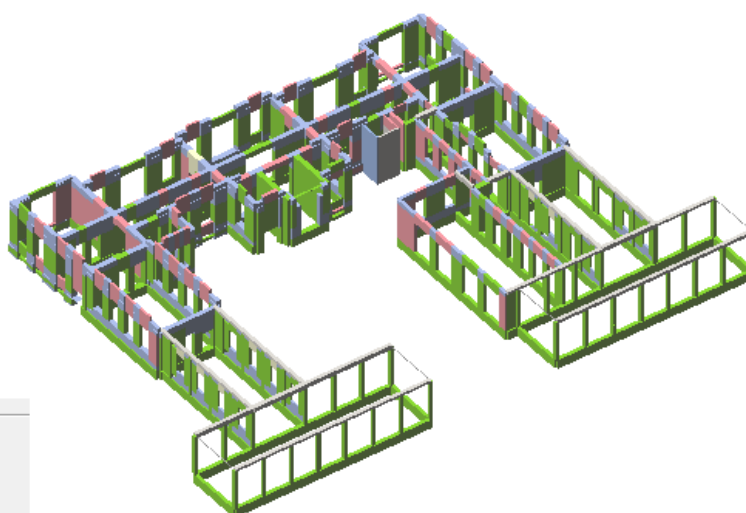
Sisma in Y, Analisi 19, Secondo Piano (passo 30/147)



Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

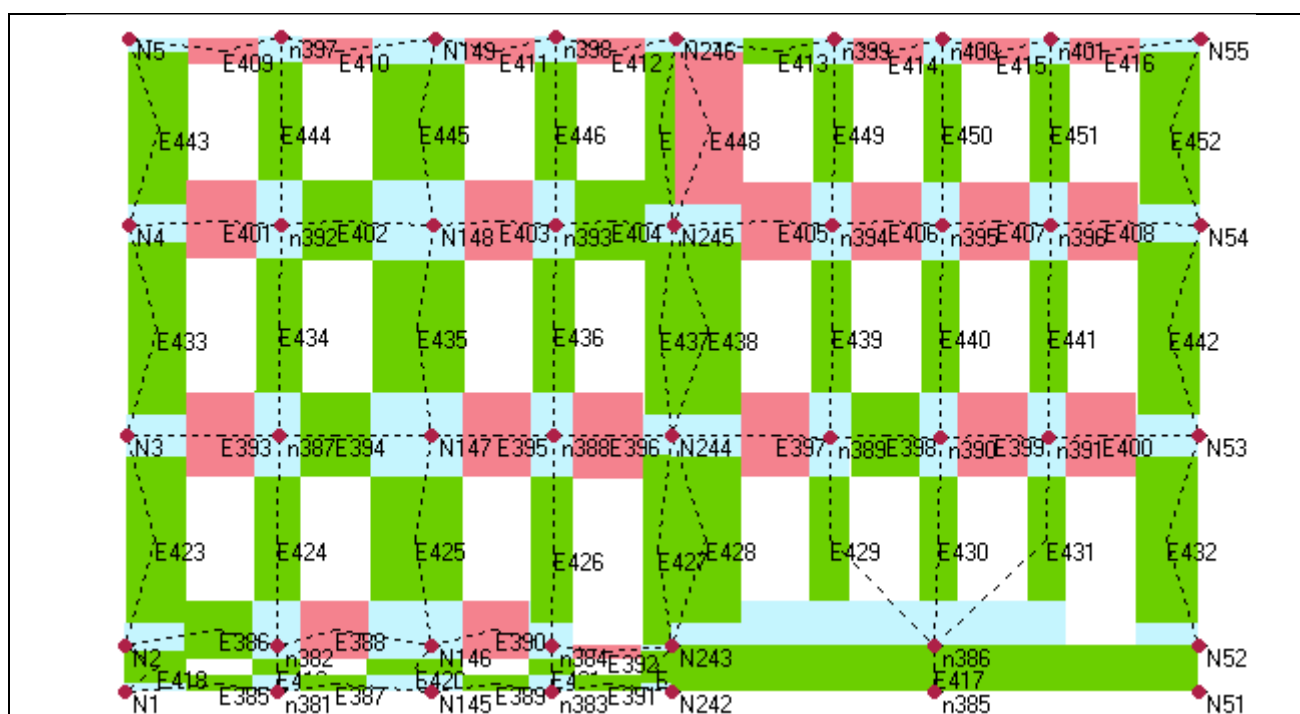
Sisma in Y, Analisi 19, Piano Primo (passo 30/147)



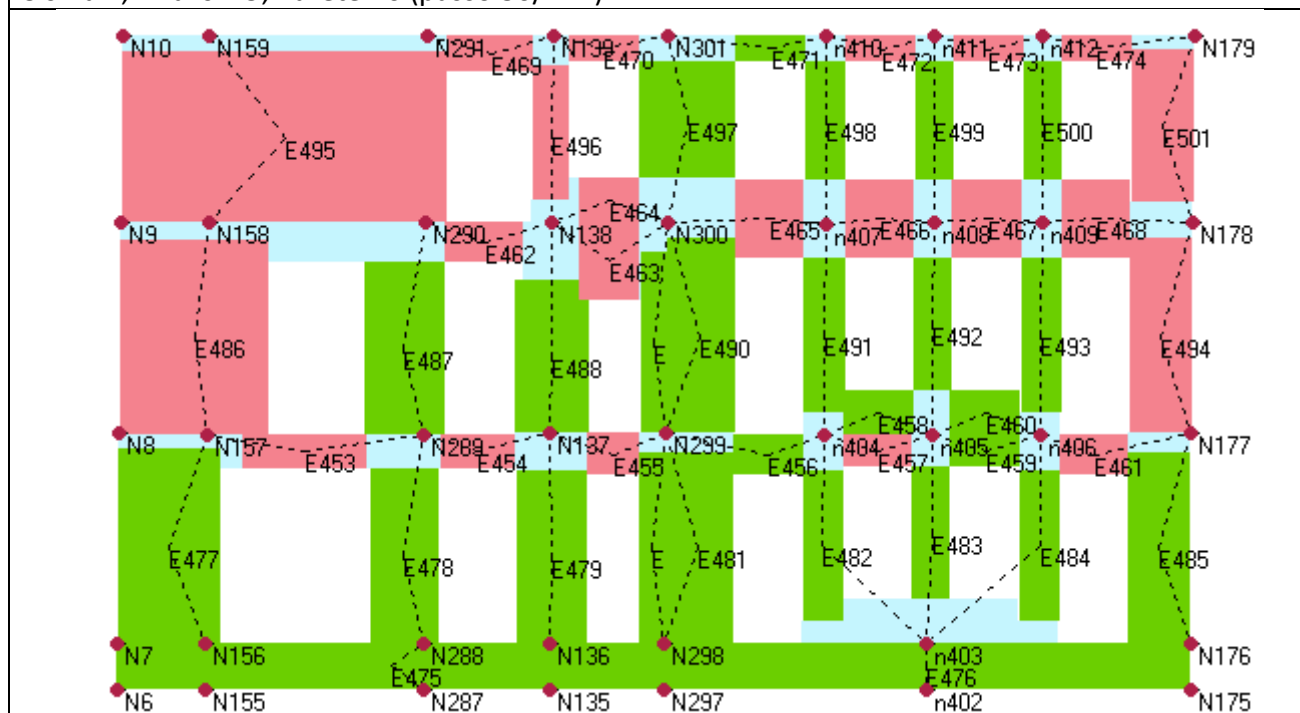
Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

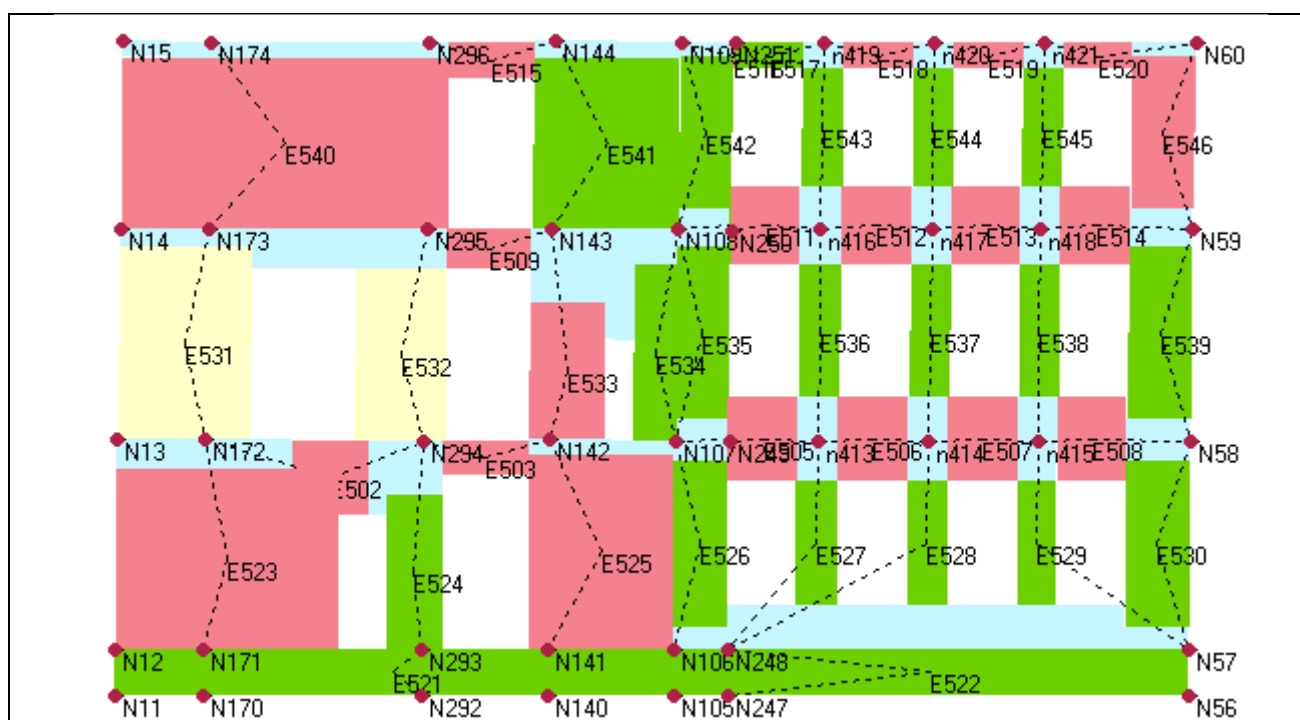
Sisma in Y, Analisi 19, Piano Rialzato (passo 30/147)



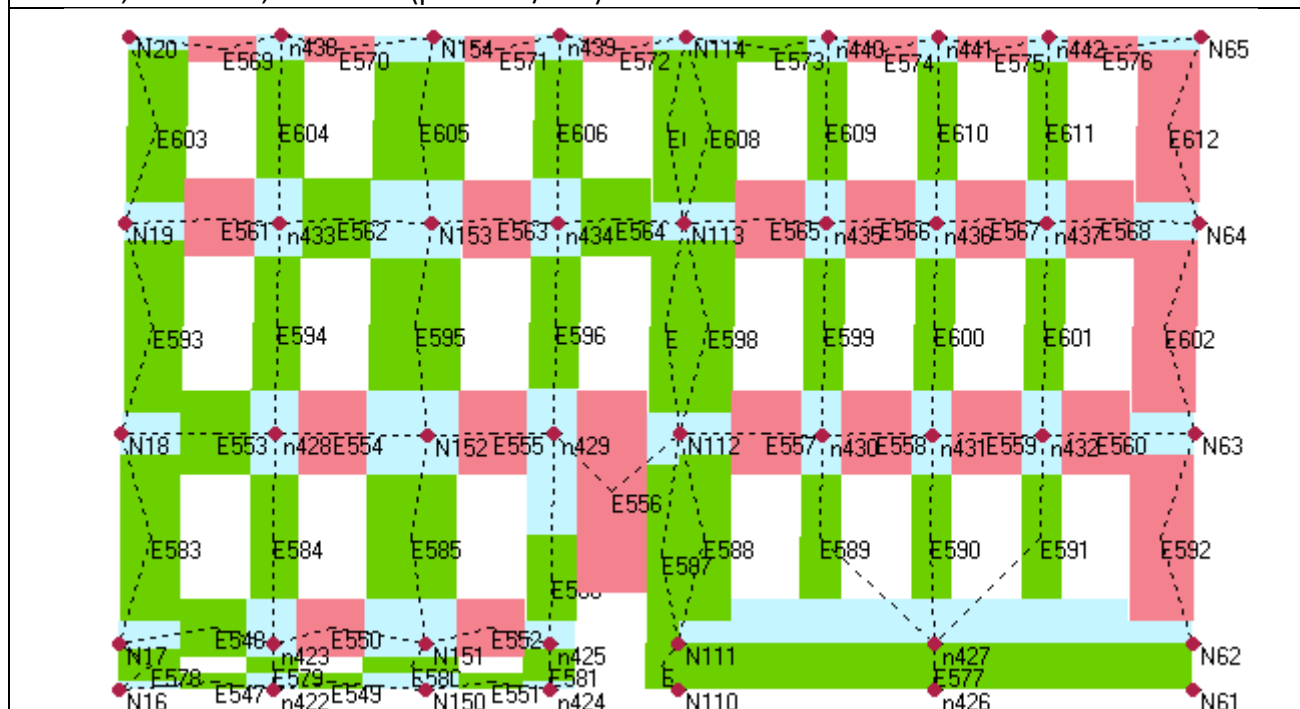
Sisma Y, Analisi 19, Parete 16 (passo 30/147)



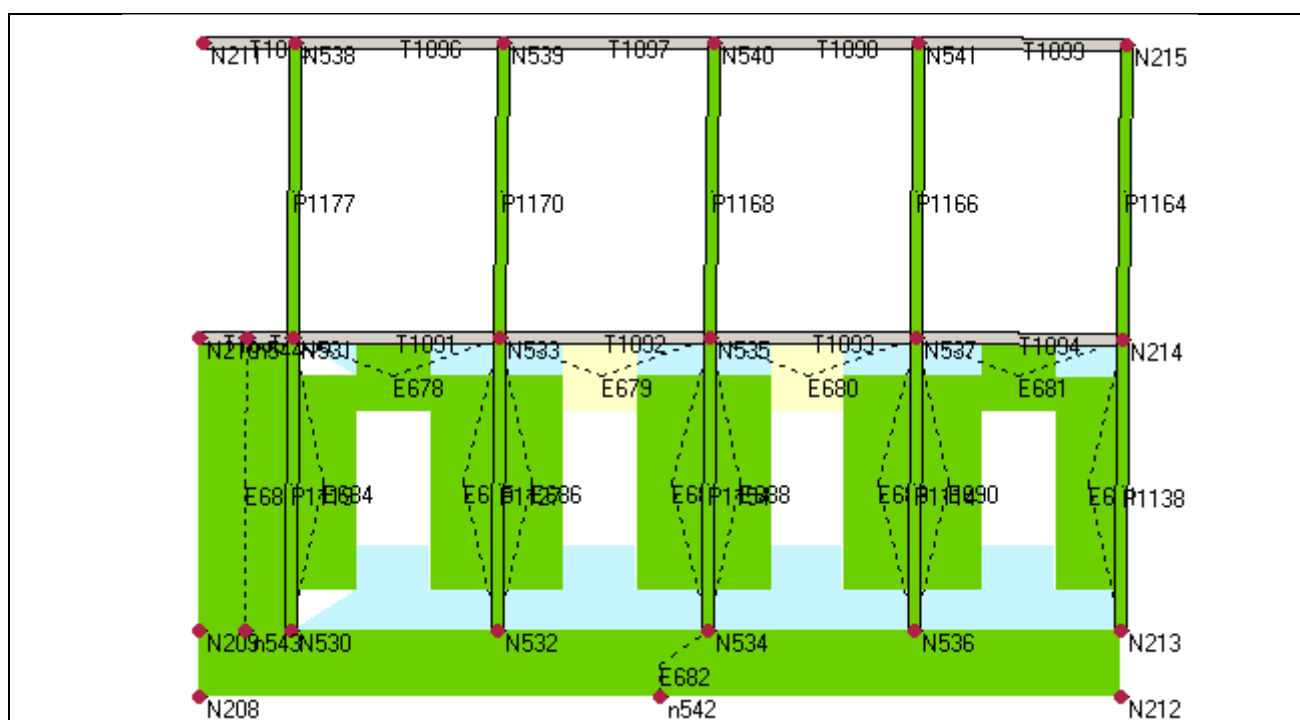
Sisma Y, Analisi 19, Parete 17 (passo 30/147)



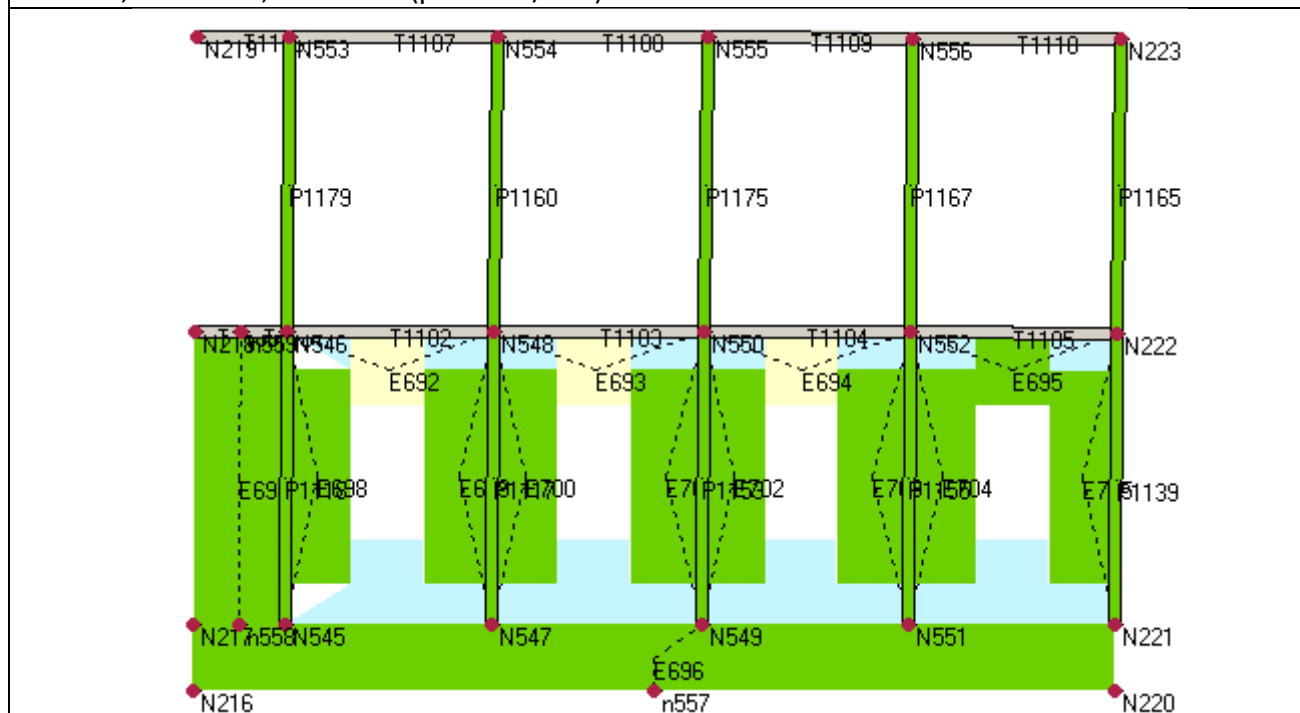
Sisma Y, Analisi 19, Parete 18 (passo 30/147)



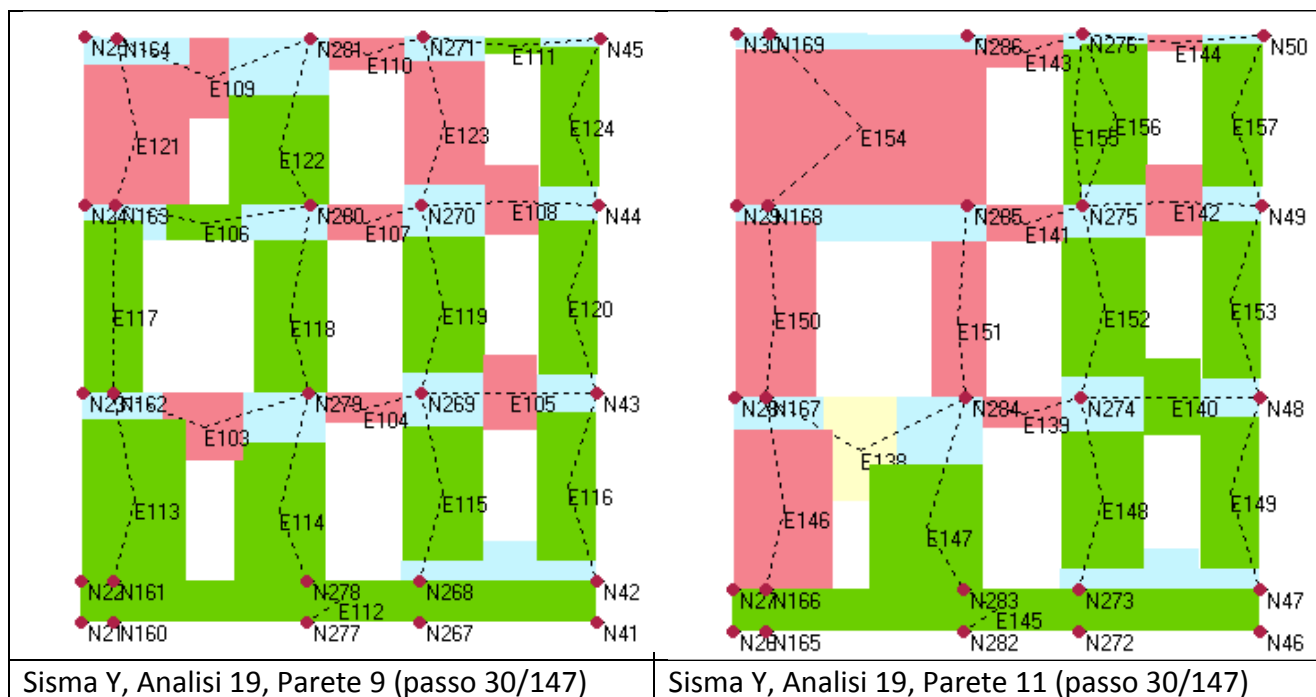
Sisma Y, Analisi 19, Parete 19 (passo 30/147)



Sisma Y, Analisi 19, Parete 33 (passo 30/147)

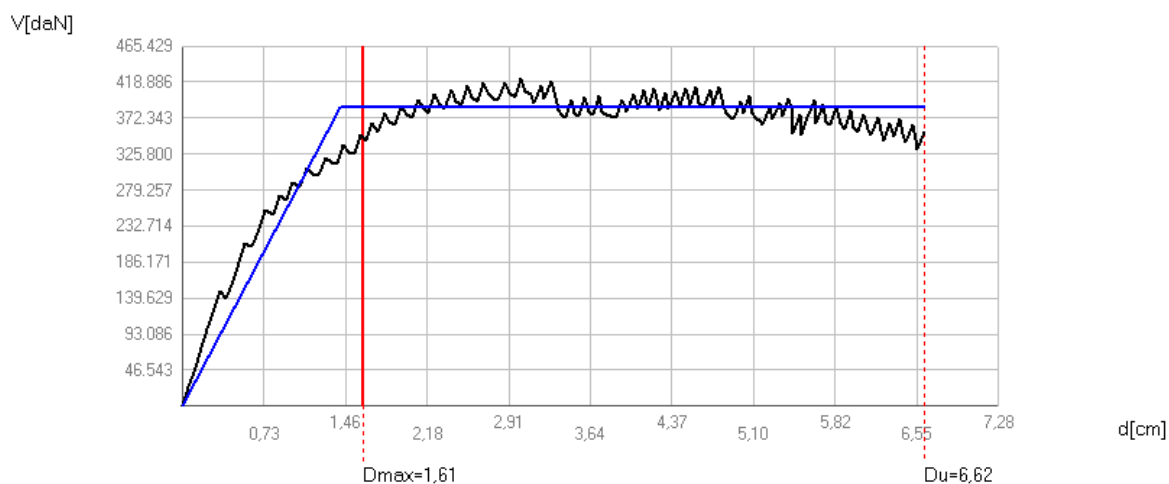


Sisma Y, Analisi 19, Parete 34 (passo 30/147)

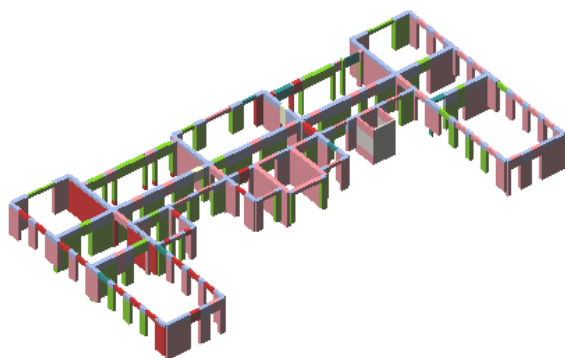


Passo 147

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta



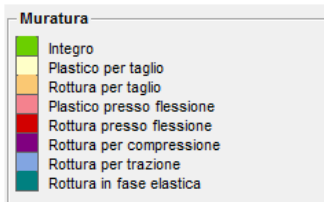
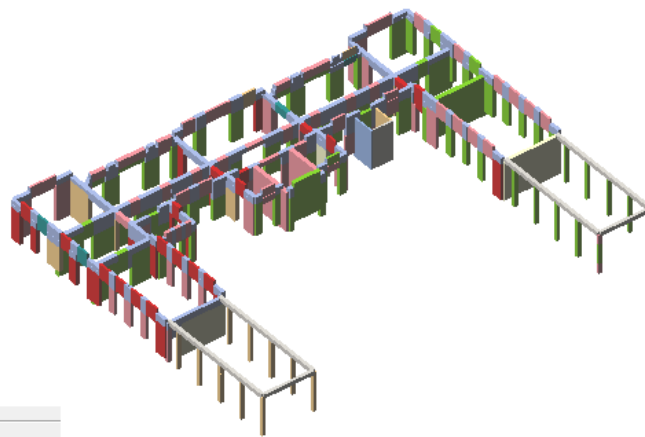
Sisma direzione Y: curva di Capacità e domanda di spostamento allo SLV -analisi 19- passo 147/147



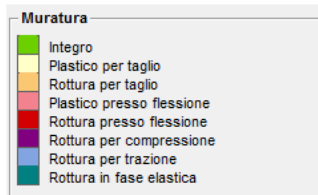
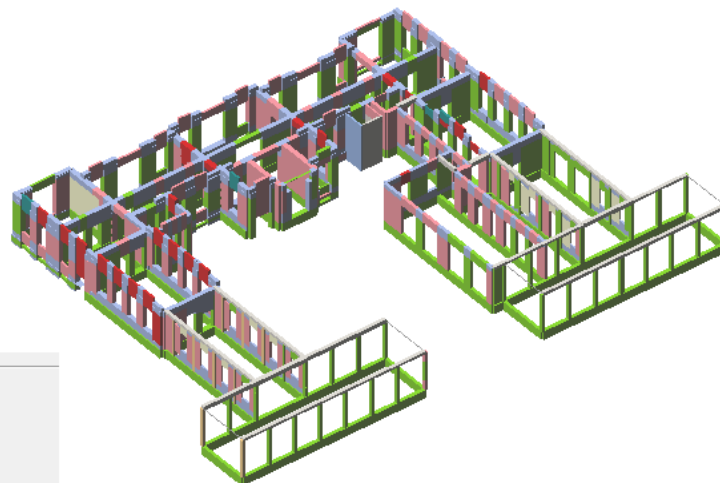
Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

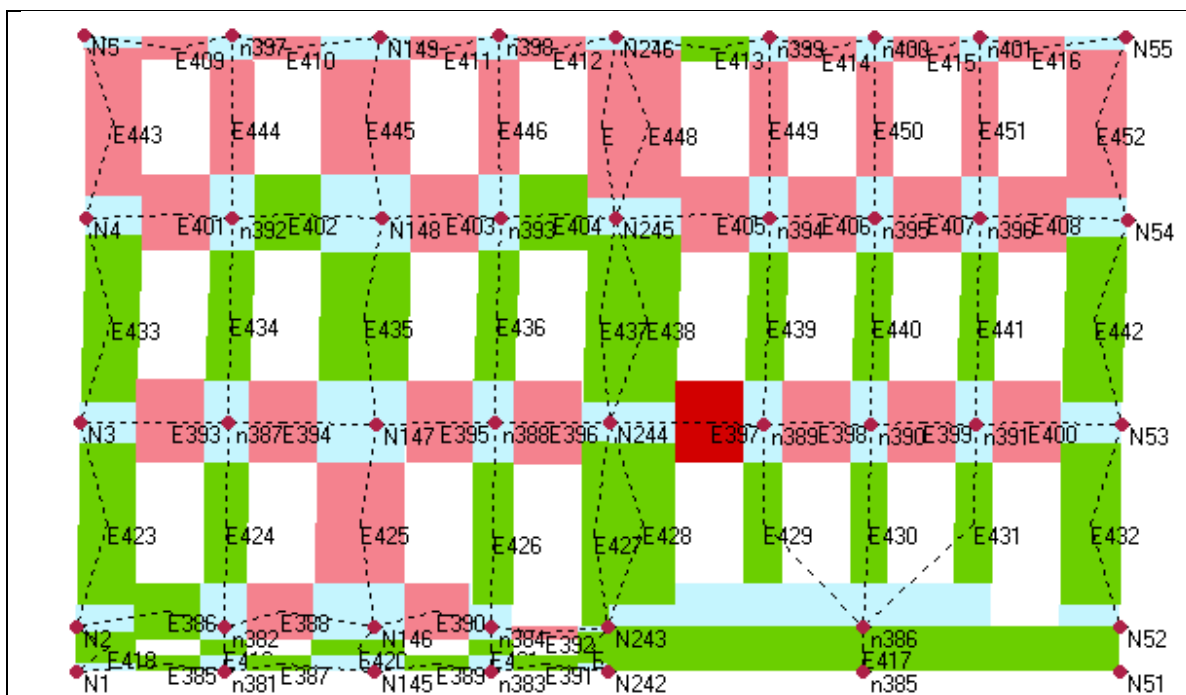
Sisma in Y, Analisi 19, Secondo Piano (passo 147/147)



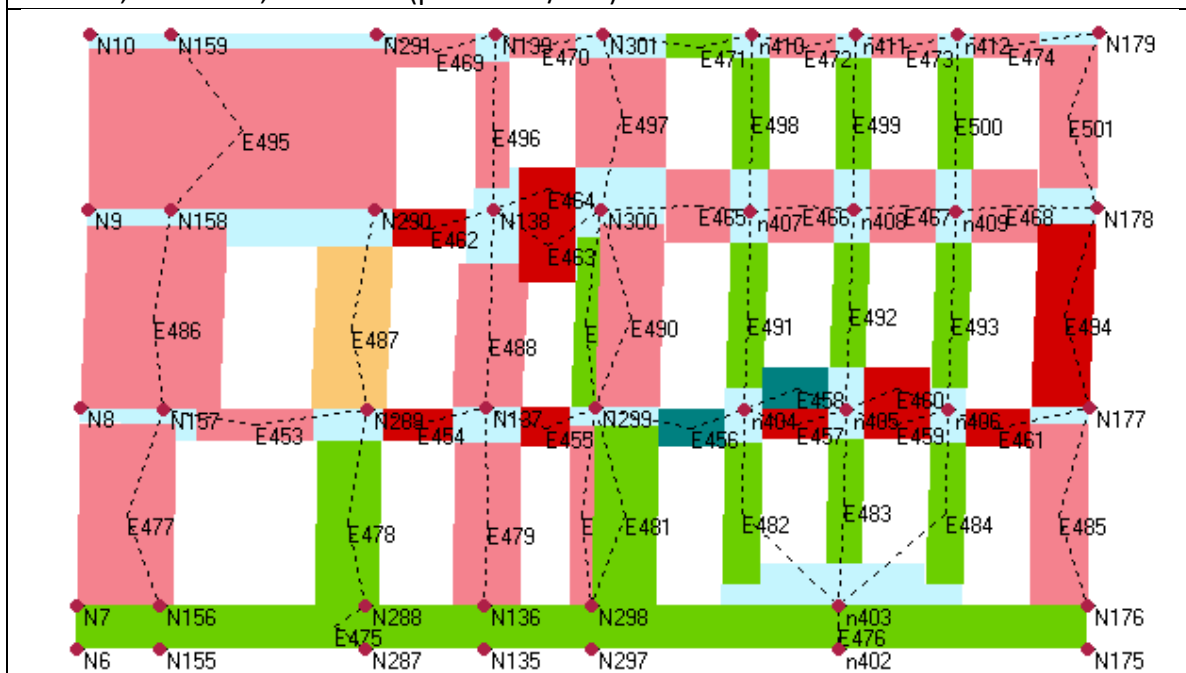
Sisma in Y, Analisi 19, Piano Primo (passo 147/147)



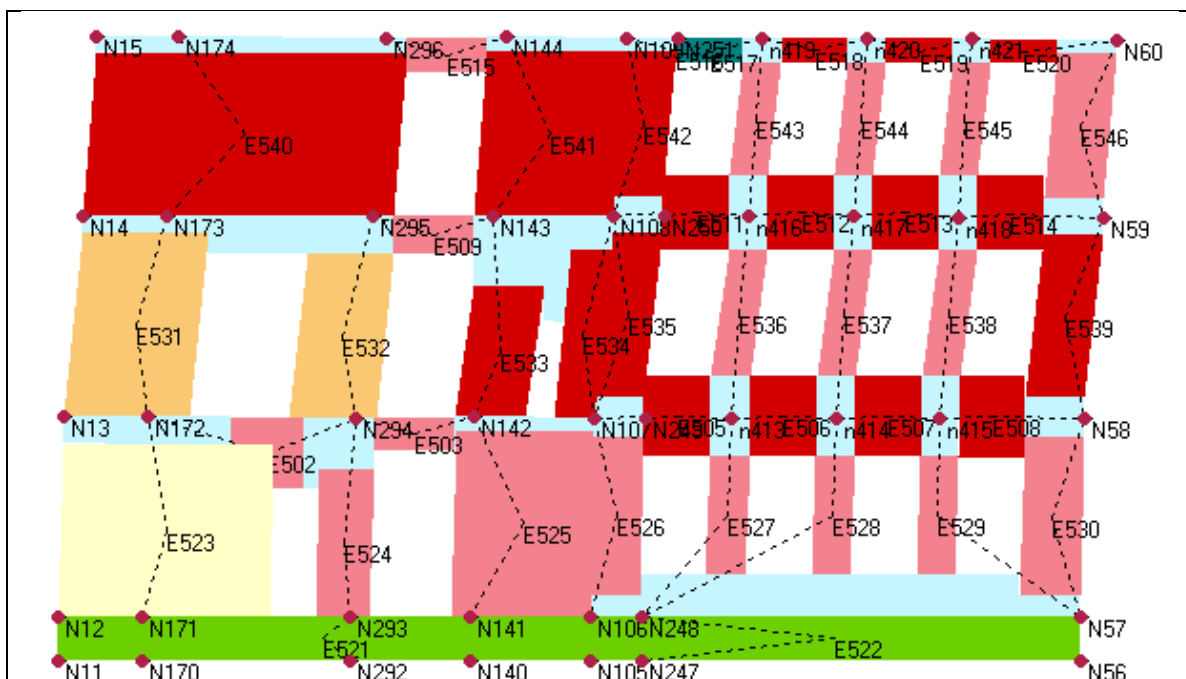
Sisma in Y, Analisi 19, Piano Rialzato (passo 147/147)



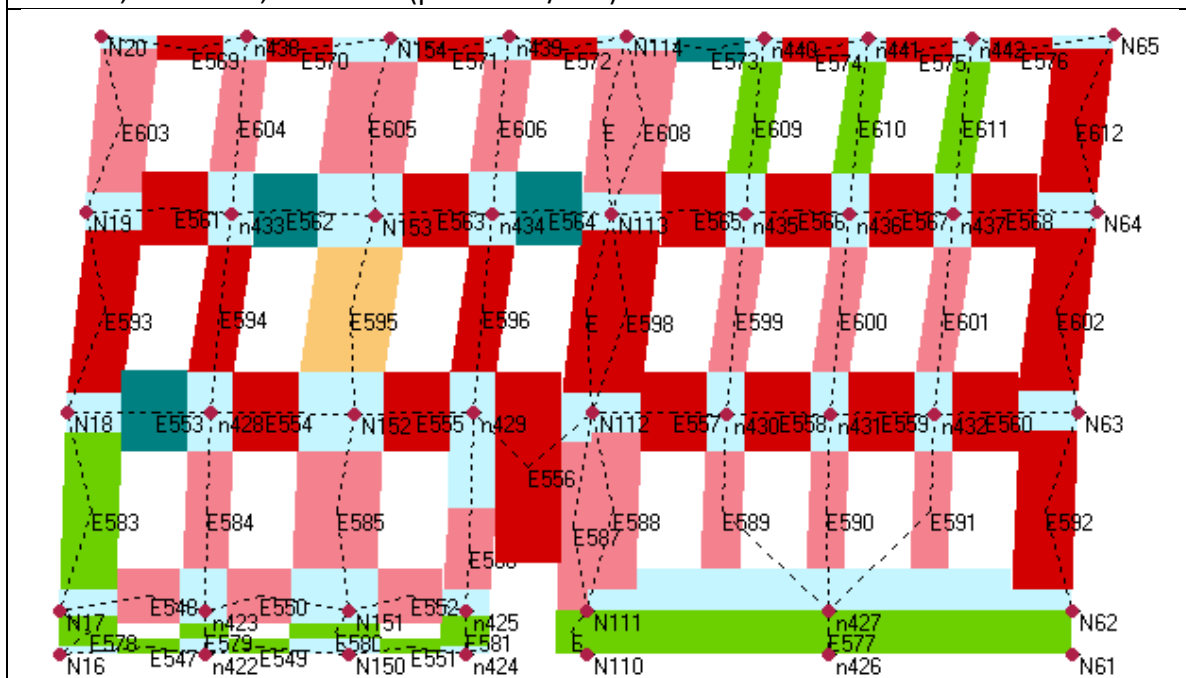
Sisma Y, Analisi 19, Parete 16 (passo 147/147)



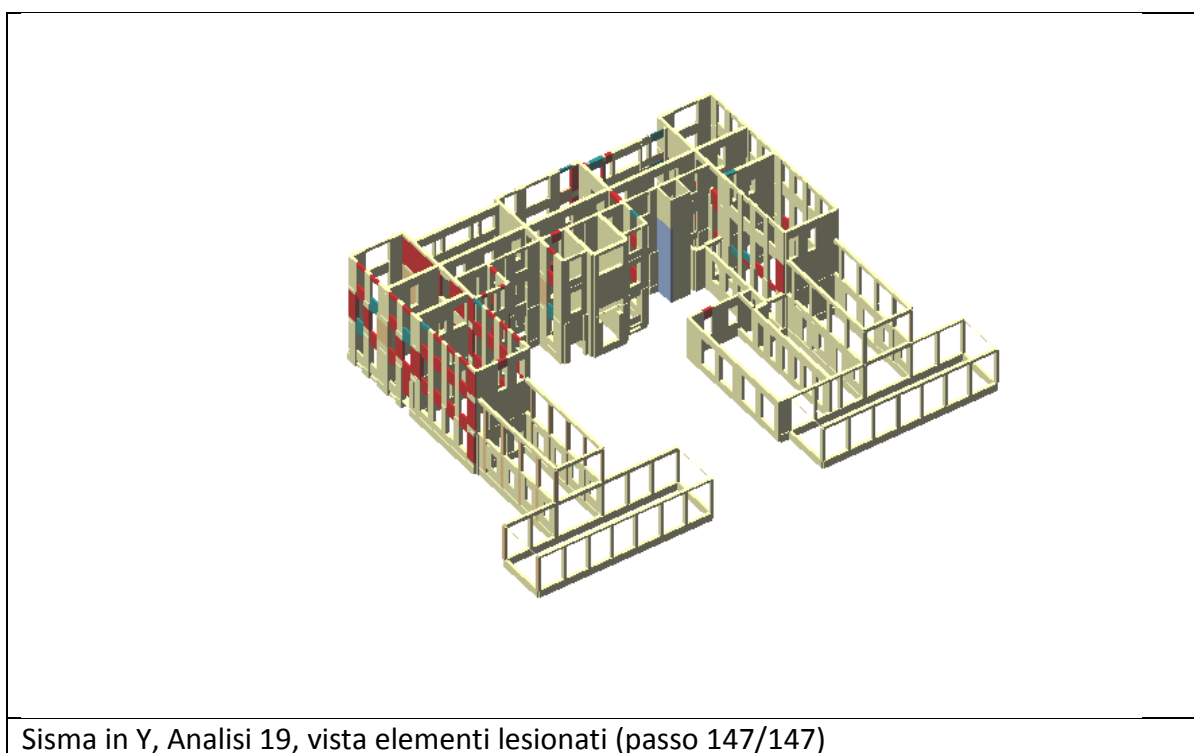
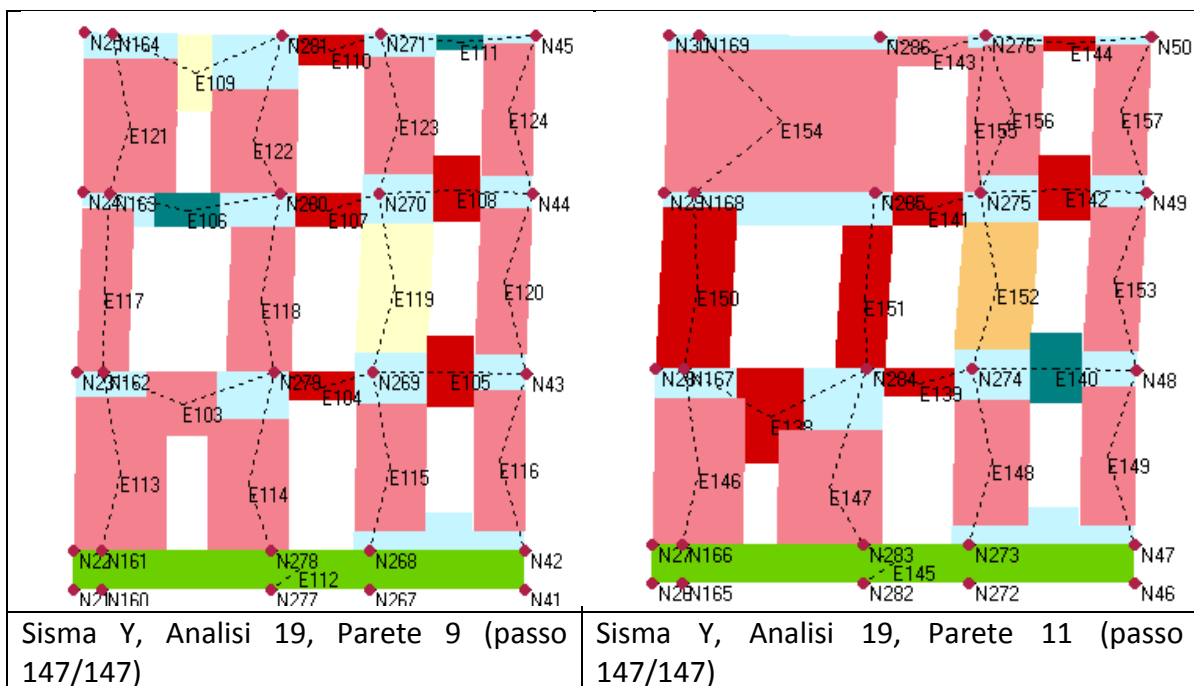
Sisma Y, Analisi 19, Parete 17 (passo 147/147)



Sisma Y, Analisi 19, Parete 18 (passo 147/147)



Sisma Y, Analisi 19, Parete 19 (passo 147/147)



In riferimento alle immagini riportate si sottolineano i seguenti aspetti:

- La capacità della struttura è governata principalmente dalla resistenza a pressoflessione delle fasce di piano e dei maschi murari nelle pareti disposte nella direzione di applicazione del carico. Si osserva come le rotture a taglio dei maschi murari siano concentrate in corrispondenza del piano primo.
- Su tutti i livelli si segnalano diffuse plasticizzazioni degli elementi soprattutto per pressoflessione.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 1,61 [cm] <= Du 6,62 [cm]
q* 1,14 <= 3
La verifica è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,62 [cm] <= Dd 3,02 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,44 [cm] <= Do 3,02 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,41	0,54	2,622
SLD	> 2475	75	> 33,000	1,34	0,28	4,867
SLO	> 2475	45	> 55,000	1,55	0,22	6,907

☒ Mostra PGA su roccia

Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,642 [s]
Duttilità disponibile 4,69

m* 2.855.306,91 [kg]
Γ 1,40

w 7.227.039,93 [kg]
F*y 275.401 [daN]

d*y 1,01 [cm]

d*u 4,72 [cm]

Sisma direzione -X: Dettagli delle verifiche e parametri dell'analisi (combinazione n. 19)

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

L'analisi dei meccanismi locali viene effettuata facendo ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione. Si tratta di meccanismi di collasso fuori piano per ribaltamento dell'intera parete o di una porzione della stessa. Si tratta in ogni caso di collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione dipende dalla geometria della struttura e dai vincoli, restando di fatto indipendente dalle caratteristiche meccaniche dei materiali; inoltre la normativa impone, qualora non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, di assumere per il fattore di confidenza il valore $FC = 1,35$, indipendentemente dal livello di conoscenza raggiunto. Queste verifiche pertanto non sono condizionate dal minore o maggiore approfondimento delle indagini effettuate.

Si analizzano le sole situazioni nelle quali non esiste l'ammorsamento orizzontamento-parete; tutti gli altri casi nei quali è presente un solaio latero-cementizio con cappa in c.a. o un solaio interamente in c.a., si assume che esista un buon ammorsamento fra pareti in muratura e solai e per tanto tali situazioni non sono da considerarsi come situazioni a rischio dal punto di vista dell'eventuale innesco di meccanismi di collasso delle murature fuori dal loro piano.

A favore di sicurezza nei casi analizzati sono stati considerati nulli o inefficaci gli ammorsamenti con le murature ortogonali a quella in esame.

Le verifiche sono state condotte per l'intera parete, oppure, dove la parete presenta variazioni geometriche (diversa dimensione o posizione delle aperture) e/o dei carichi applicati e/o dei vincoli, la verifica è stata condotta per ogni singola porzione omogenea.

A seguire si riporta il dettaglio delle verifiche effettuate.

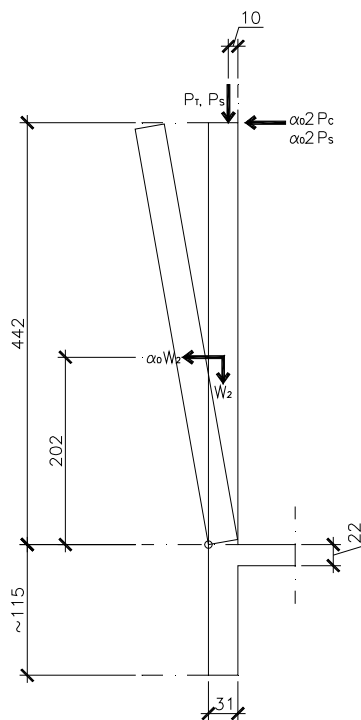
1. Muro tipico di facciata corpo di fabbrica all'estremità nord-ovest

Il calcolo viene eseguito per il muro di facciata esposto a ovest dell'ala nuova a nord del complesso in oggetto. I risultati ottenuti dalle seguenti verifiche si possono ritenere estendibili a vantaggio di sicurezza a tutti i muri di facciata delle due ale nuove dell'edificio.

Il meccanismo di collasso più gravoso risulta il ribaltamento al piede della muratura. Tale scelta è sicuramente cautelativa nella rappresentazione del comportamento reale della muratura perché non tiene conto dell'effetto contrafforte offerto dai muri trasversali, nell'ipotesi che essi non siano per nulla collegati al muro di facciata.

L'unica sezione di ribaltamento possibile è quella al piano rialzato; si ritiene infatti impossibile che il muro possa ruotare a livello del piano interrato vista la presenza della soletta in laterocemento del piano rialzato che incatena le murature stesse.

Il calcolo viene eseguito per una striscia rappresentativa di muratura fra due file di finestre adiacenti, ovvero per una larghezza di 4,12 m. Nella valutazione dei baricentri e dei pesi dei due blocchi di muratura si tiene conto della presenza del foro della finestra e della variazione di spessore del muro.



Forze in gioco:

$$W_2 = [(4,42 \times 4,12) - (1,48 \times 2,25)] \times 0,31 \times 1800 = 8303 \text{ daN}$$

$$P_S = 40 \times 4,12 \times 6,32/2 = 521 \text{ daN}$$

essendo 40 daN/m² il carico permanente del sottotetto.

$$P_T = (45 \times 4,12 \times 7,00/2) \times 1/\cos 25 = 716 \text{ daN}$$

essendo 45 daN/m² il carico permanente del tetto (30 daN/m² peso proprio della struttura, 15 daN/m² peso delle lastre di eternit).

Somma dei momenti stabilizzanti:

$$\sum M_{stab} = (W_2 \times 0,155) + (P_T \times 0,21) + (P_S \times 0,21) = 1547 \text{ daNm}$$

Somma dei momenti ribaltanti:

$$\sum M_{rib} = \alpha_0 [(W_2 \times 2,02) + (2 \times P_T \times 4,42) + (2 \times P_S \times 4,42)] = \alpha_0 \times 27707 \text{ daNm}$$

Moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi:

$$\alpha_0 = \frac{1547}{27707} = 0,056$$

Massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{[(W_2 \times 0,457) + (2 \times P_T \times 1) + (2 \times P_S \times 1)]^2}{g[(W_2 \times 0,457^2) + (2 \times P_T \times 1^2) + (2 \times P_S \times 1^2)]} = \frac{9338}{g}$$

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 (W_2 + 2 \times P_T + 2 \times P_S)}{M^* \times FC} g = 0,048g$$

Accelerazione di verifica:

$$\frac{S_e(T_1) \times \Psi(Z) \times \gamma}{q} = \frac{0,17618g \times 0,237 \times 1,2}{2} = 0,025g < a_0^* = 0,048g$$

dove

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico funzione della probabilità di superamento dello stato limite di salvaguardia della vita e del periodo di riferimento V_R come definito in precedenza, calcolato per il periodo T_1

T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura (valutato per via semplificata)

Z è la quota del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura

$$\Psi(Z) = 1,37/5,79 = 0,237$$

il primo modo di vibrazione nella direzione considerata

$$\gamma = 3N/(2N + 1) = 3 \times 2/(2 \times 2 + 1) = 1,2$$

il corrispondente coefficiente di partecipazione modale, con N numero di piani dell'edificio

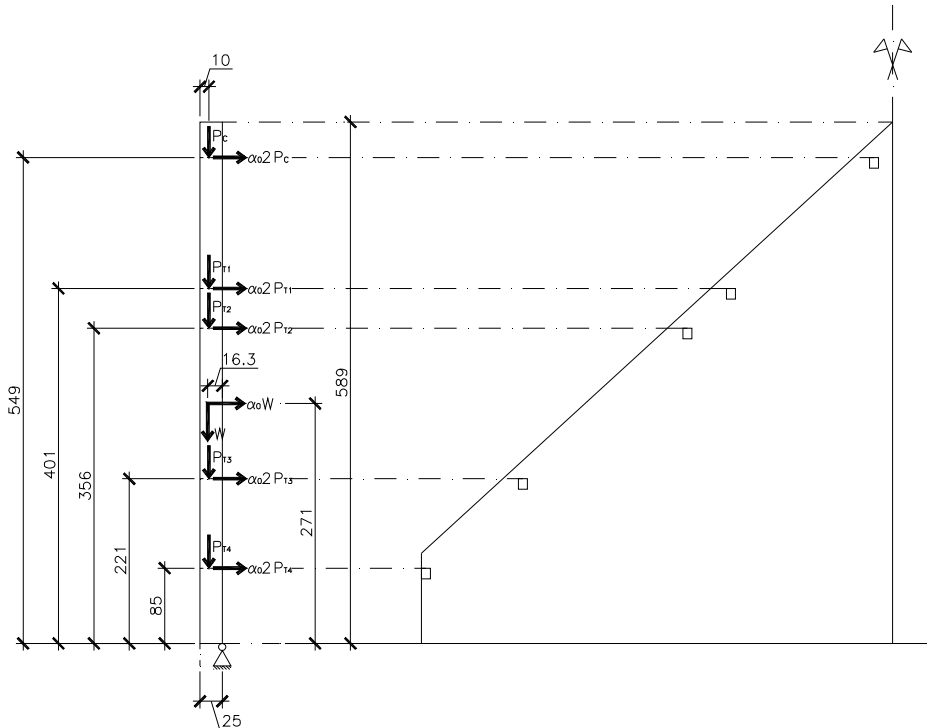
q è il fattore di struttura assunto pari a 2 come da normativa.

Verifica soddisfatta.

2. Muro di timpano del tetto

Il meccanismo di collasso più gravoso risulta il ribaltamento al piede della muratura a livello del sottotetto.

Il calcolo viene eseguito per l'intera larghezza del timpano, ovvero per una larghezza di 10,65 m. Nella valutazione del baricentro e del peso della muratura si tiene in conto l'effettiva sagoma del muro (forma pentagonale) e della presenza di due lesene di rinforzo della muratura stessa.



Forze in gioco:

$$W = 19537 \text{ daN}$$

$$P_C = 2 \times (45 \times 0,90 \times 6,30/2) \times 1/\cos 42 = 343 \text{ daN}$$

$$P_{T,1} = 2 \times (45 \times 1,14 \times 6,30/2) \times 1/\cos 42 = 435 \text{ daN}$$

$$P_{T,2} = 2 \times (45 \times 0,99 \times 6,30/2) \times 1/\cos 42 = 378 \text{ daN}$$

$$P_{T,3} = 2 \times (45 \times 1,49 \times 6,30/2) \times 1/\cos 42 = 568 \text{ daN}$$

$$P_{T,4} = 2 \times (45 \times 0,82 \times 6,30/2) \times 1/\cos 42 = 313 \text{ daN}$$

essendo 45 daN/m² il carico permanente del tetto (30 daN/m² peso proprio della struttura, 15 daN/m² peso delle lastre di eternit).

Somma dei momenti stabilizzanti:

$$\begin{aligned} \sum M_{stab} &= (W \times 0,163) + (P_{T,1} \times 0,15) + (P_{T,3} \times 0,15) + (P_{T,4} \times 0,15) + (P_C \times 0,15) \\ &\quad + (P_{T,2} \times 0,40) = 19937 \text{ daNm} \end{aligned}$$

Somma dei momenti ribaltanti:

$$\sum M_{rib} = \alpha_0 [(W \times 2,71) + (2 \times P_{T,1} \times 4,01) + (2 \times P_{T,2} \times 3,56) + (2 \times P_{T,3} \times 2,21) + (2 \times P_{T,4} \times 0,85) + (2 \times P_C \times 5,49)] = \alpha_0 \times 65934 \text{ daNm}$$

Moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi:

$$\alpha_0 = \frac{19937}{65934} = 0,302$$

Massa partecipante al cinematismo:

$$\begin{aligned} M^* &= \\ &= \frac{\{(W \times 0,49) + 2[(P_C \times 1) + (P_{T,1} \times 0,73) + (P_{T,2} \times 0,65) + (P_{T,3} \times 0,4) + (P_{T,4} \times 0,15)]\}^2}{g\{(W \times 0,118^2) + 2[(P_C \times 1^2) + (P_{T,1} \times 0,73^2) + (P_{T,2} \times 0,65^2) + (P_{T,3} \times 0,4^2) + (P_{T,4} \times 0,15^2)]\}} \\ &= \frac{22408}{g} \end{aligned}$$

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 (W + 2 \times P_C + 2 \times P_{T,1} + 2 \times P_{T,2} + 2 \times P_{T,3} + 2 \times P_{T,4})}{M^* \times FC} g = 0,236g$$

Accelerazione di verifica:

$$\frac{S_e(T_1) \times \Psi(Z) \times \gamma}{q} = \frac{0,1488g \times 0,716 \times 1,34}{2} = 0,071 g < a_0^* = 0,236g$$

dove

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico funzione della probabilità di superamento dello stato limite di salvaguardia della vita e del periodo di riferimento V_R come definito in precedenza, calcolato per il periodo T_1

T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura (valutato per via semplificata)

Z è la quota del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura

$$\Psi(Z) = 14,85/20,74 = 0,716$$

il primo modo di vibrazione nella direzione considerata

$$\gamma = 3N/(2N + 1) = 3 \times 4/(2 \times 4 + 1) = 1,34$$

il corrispondente coefficiente di partecipazione modale, con N numero di piani dell'edificio

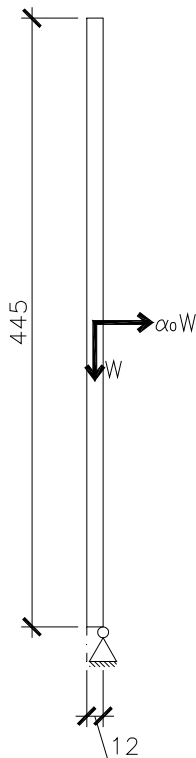
q è il fattore di struttura assunto pari a 2 come da normativa.
Verifica soddisfatta.

3. Muro di tamponamento esterno

Si tratta del tipico muro esterno di tamponamento al piano primo (ala con pilastri in muratura).

Il meccanismo di collasso più gravoso risulta il ribaltamento al piede della muratura. Tale scelta è sicuramente cautelativa nella rappresentazione del comportamento reale della muratura perché non tiene conto delle legature, seppure molto esigue, con i pilastri in muratura che compongono la facciata e, della quale, il muro in oggetto è un semplice tamponamento.

Il calcolo viene eseguito per una striscia rappresentativa di muratura larga un metro.



Forze in gioco:

$$W = 1,00 \times 4,45 \times 0,12 \times 1800 = 961 \text{ daN}$$

Somma dei momenti stabilizzanti:

$$\sum M_{stab} = W \times 0,12/2 = 58 \text{ daNm}$$

Somma dei momenti ribaltanti:

$$\sum M_{rib} = \alpha_0 W \times 4,45/2 = \alpha_0 \times 2138 \text{ daNm}$$

Moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi:

$$\alpha_0 = \frac{961}{2138} = 0,449$$

Massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{(W \times 0,5)^2}{g(W \times 0,5^2)} = \frac{961}{g}$$

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 W}{M^* \times FC} g = 0,333g$$

Accelerazione di verifica:

$$\frac{S_e(T_1) \times \Psi(Z) \times \gamma}{q} = \frac{0,17618g \times 0,614 \times 1,286}{2} = 0,07 g < a_0^* = 0,333g$$

con

$$\Psi(Z) = 707/1152 = 0,614$$

$$\gamma = 3N/(2N + 1) = 3 \times 3/(2 \times 3 + 1) = 1,286$$

Verifica soddisfatta.

4. Riepilogo e conclusioni

La tabella che segue riporta in sintesi i risultati di tutte le analisi eseguite, con l'indicazione per ciascun muro e per ciascun meccanismo ipotizzato (rotazione ai diversi piani dell'edificio) dell'accelerazione sismica disponibile (cioè che la struttura è in grado di sopportare al limite di innesco del meccanismo di collasso), dell'accelerazione sismica richiesta (cioè indotta dal sisma previsto dalla normativa, in funzione della quota rispetto al suolo del singolo componente murario preso di volta in volta in esame) e dell'indicatore di rischio α_u ottenuto dal rapporto fra l'accelerazione disponibile e quella richiesta. Le accelerazioni sono espresse come rapporto rispetto alla accelerazione di gravità g.

Il piano di riferimento indica il livello dove si ipotizza la formazione della cerniera che innesci il meccanismo di collasso.

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO		Accelerazione disponibile	Accelerazione richiesta	Indicatore di rischio	VERIFICA
PIANO	MURO	$a_0^*/g = PGA_{DS}/g$	$PGA_{10\%}/g$	$\alpha_u = PGA_{DS}/PGA_{10\%}$	
rialzato	esterno tipico aule nuove	0,048	0,025	1,92	SI
primo	muro tipico di tamponamento esterno	0,333	0,070	4,76	SI
sottotetto	muro di timpano del tetto	0,236	0,071	3,32	SI














Si osserva che tutte le verifiche conducono ad esito positivo, ovvero i possibili meccanismi di collasso che potrebbero interessare solo alcune porzioni della costruzione non pregiudicano la sicurezza dell'edificio per effetto dell'azione del sisma previsto dalla normativa.

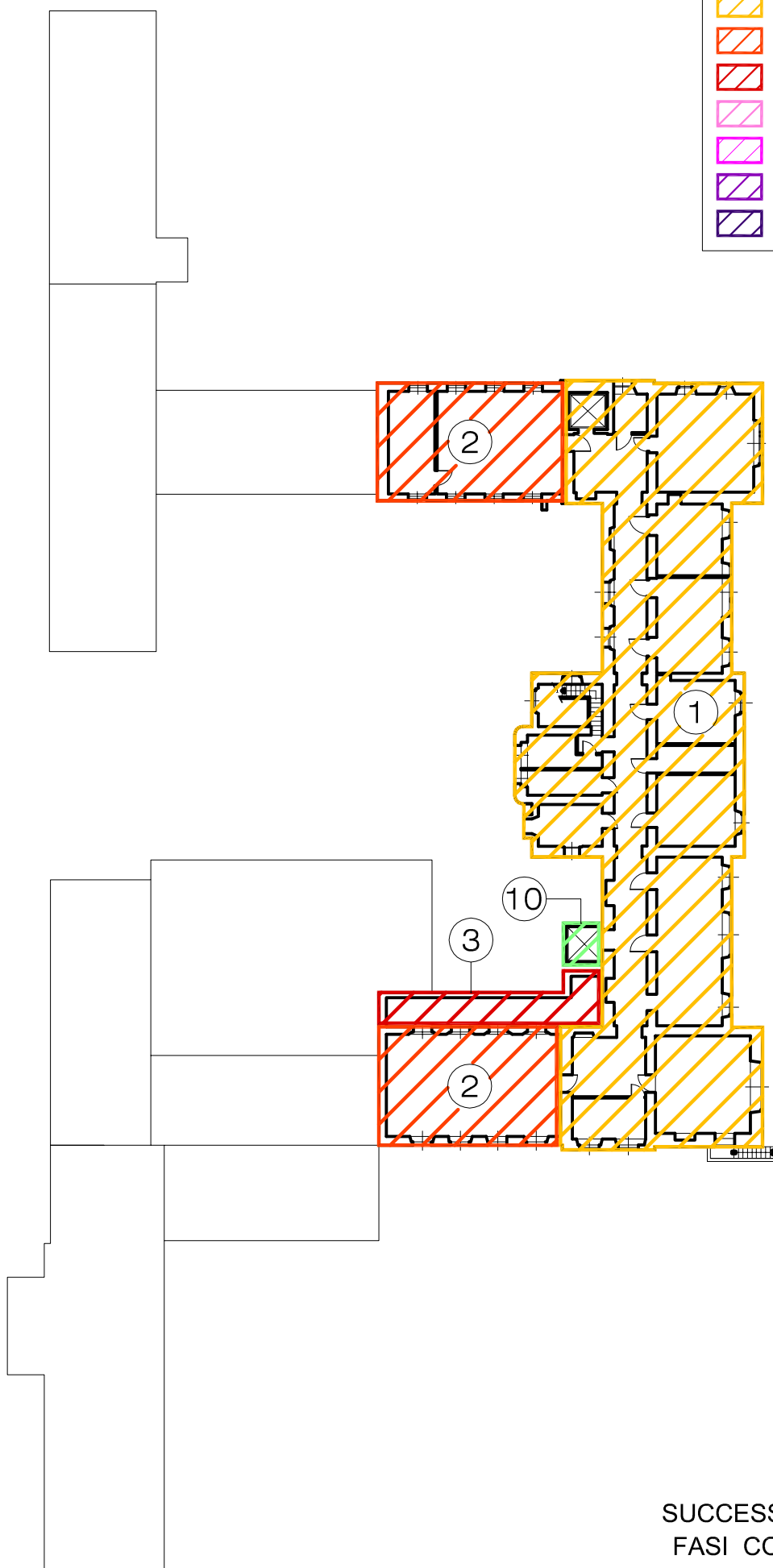
CONCLUSIONI

Per le conclusioni si rimanda al capitolo “CONCLUSIONI GENERALI” della seconda parte della relazione, relativa alla verifica della portata dei solai.

ALLEGATO – IPOTESI SUCCESSIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE














LEGENDA:

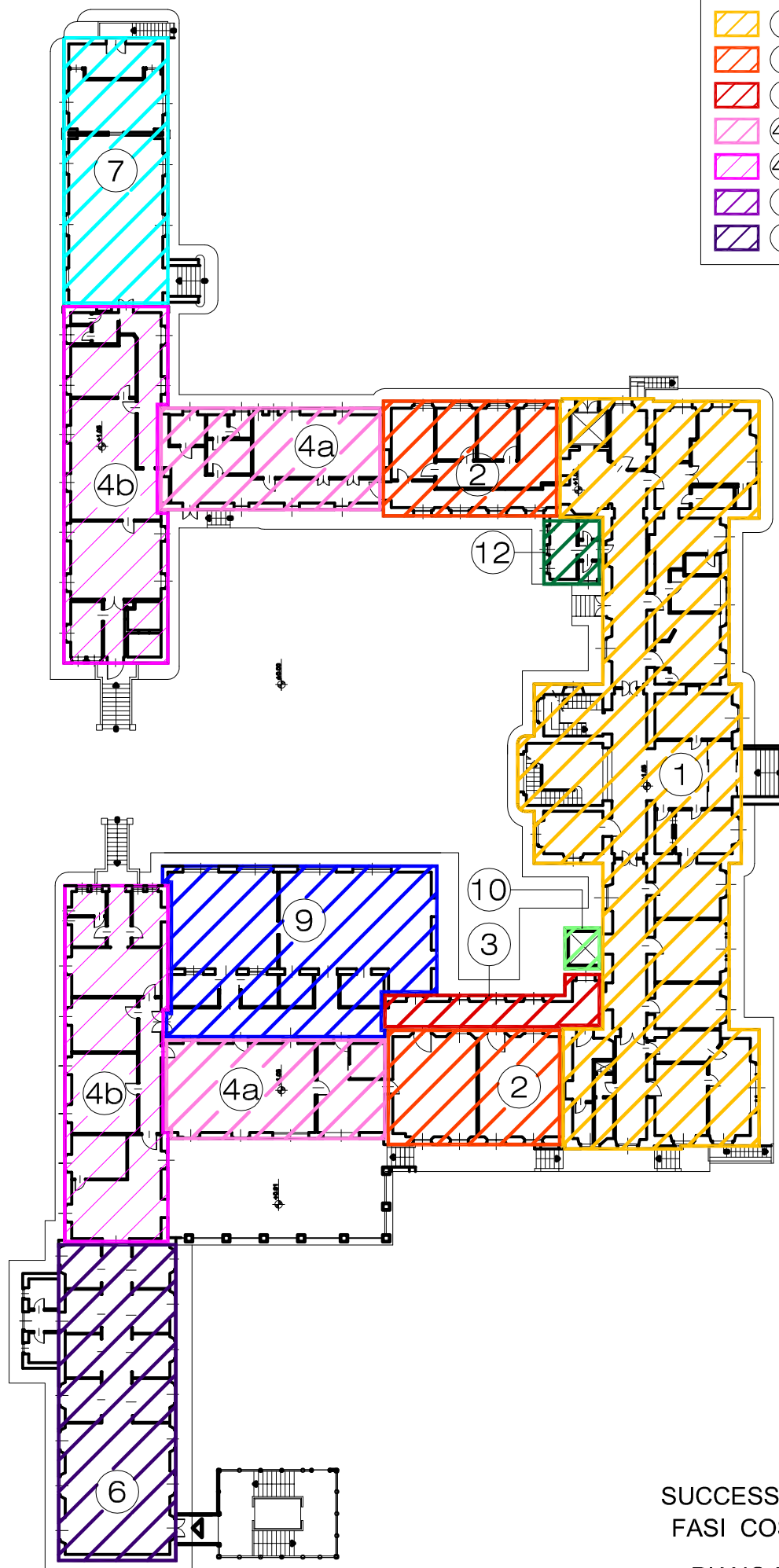
	①		⑦
	②		⑧
	③		⑨
	④a		⑩
	④b		⑪
	⑤		⑫
	⑥		



SUCCESSIONE DELLE
FASI COSTRUTTIVE
PIANO SEMINTERRATO














LEGENDA:

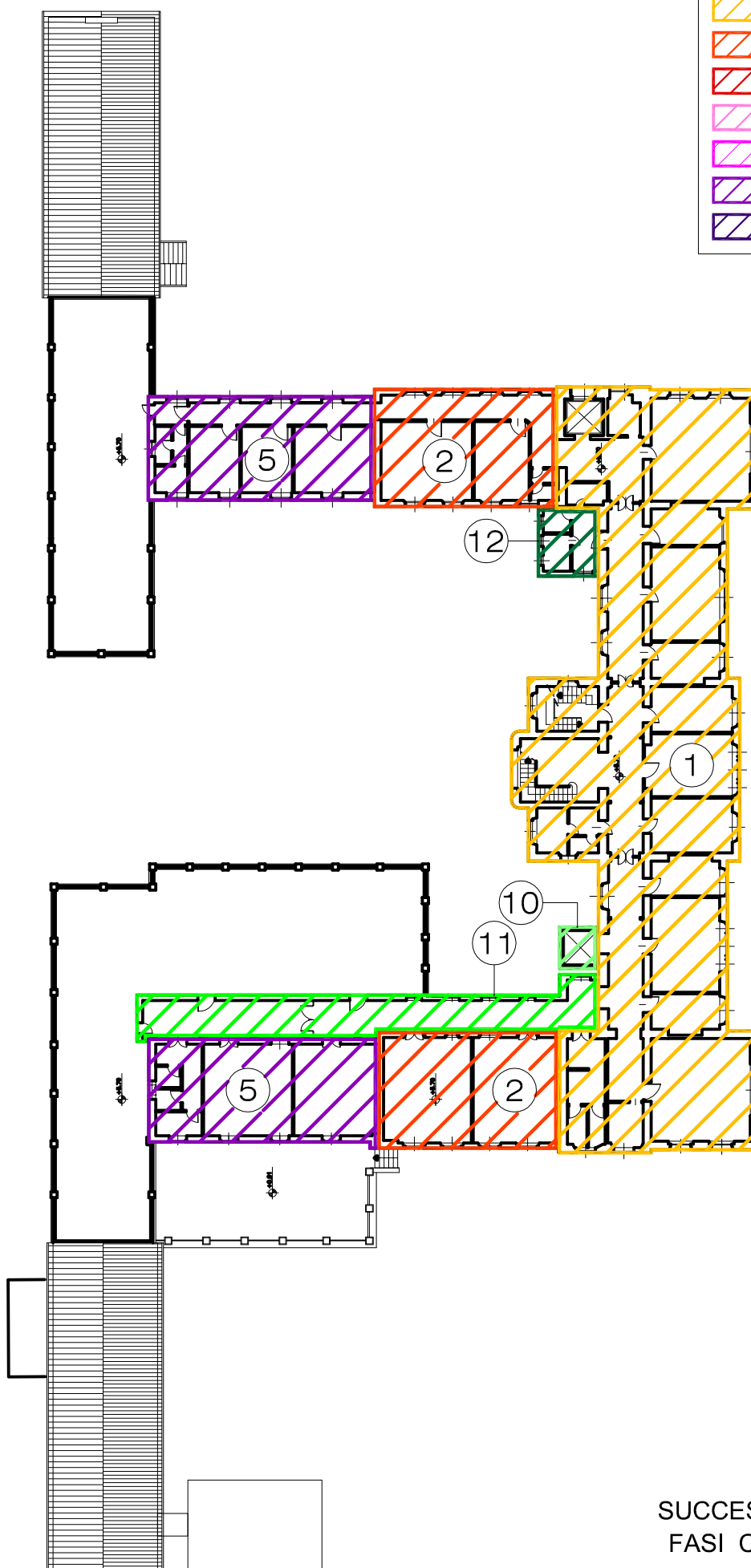
	①		⑦
	②		⑧
	③		⑨
	④a		⑩
	④b		⑪
	⑤		⑫
	⑥		



SUCCESSIONE DELLE
FASI COSTRUTTIVE
PIANO RIALZATO

LEGENDA:














	①		⑦
	②		⑧
	③		⑨
	④a		⑩
	④b		⑪
	⑤		⑫
	⑥		

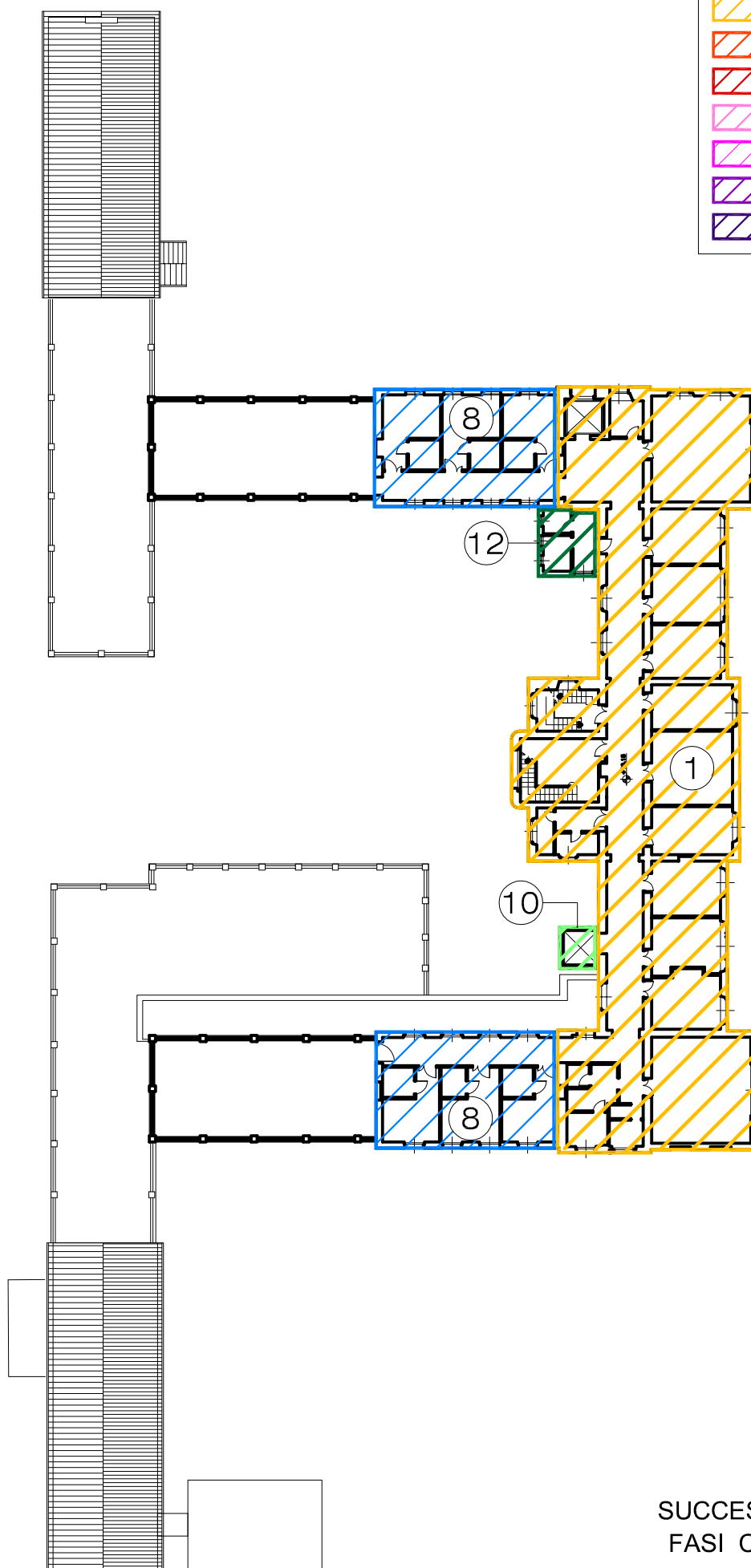


SUCCESSIONE DELLE
FASI COSTRUTTIVE

PIANO PRIMO

LEGENDA:

	①		⑦
	②		⑧
	③		⑨
	④a		⑩
	④b		⑪
	⑤		⑫
	⑥		



SUCCESSIONE DELLE
FASI COSTRUTTIVE

PIANO SECONDO