

Regione Emilia Romagna

Provincia di Modena

COMUNE DI MONTEFIORINO

**VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA
SCUOLA DELL'INFANZIA H. C. ANDERSEN.**



Committente:

Comune di Montefiorino

RELAZIONE TECNICA E SINTESI DEI RISULTATI

Elaborato:

S1

Verifiche di sicurezza

GIUSTI ing. Giovanni

Con:

CORIANI ing. Riccardo

data:

Luglio 2010

1 - INTRODUZIONE

Il comune di Montefiorino ha commissionato questo studio di verifica della sicurezza dell'edificio che ospita la Scuola dell'Infanzia H.C. Andersen posta in località Il Pianellino, Via Provinciale, 21, nell'ambito del polo scolastico.

Si tratta di un edificio in muratura ordinaria realizzato nel 1993 sul quale sono insorte pochi anni dopo la costruzione lesioni nelle strutture murarie.

A seguito dell'insorgenza delle lesioni l'Amministrazione Comunale ha commissionato dapprima una perizia geologico - tecnico, allo studio Arkigeo del geologo Gasparini dott. Giorgio, per la valutazione tramite sondaggi e verifiche delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, indi la redazione di un progetto di consolidamento all'ing. Adriano Dal Pozzo.

L'edificio è stato consolidato, negli anni 2003 e 2005, con l'esecuzione micropali di sottofondazione del lato sud, l'inserimento di catene a livello del ballatoio e, da ultimo, l'iniezione di resine per il consolidamento del terreno di fondazione, su parte dei lati: nord, ovest e interni.

Nonostante gli interventi eseguiti, che hanno conseguito certamente risultati positivi ed hanno evitato l'aggravarsi della situazione, si evince un quadro fessurativo in evoluzione.

La valutazione di sicurezza è condotta con riferimento al cap. 8.3 delle NTC08.

Si sottolinea che il fabbricato è stato realizzato antecedentemente alla zonizzazione sismica del territorio di Montefiorino; mentre le verifiche di sicurezza sono effettuate in vigenza della classificazione sismica e delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008, per un fabbricato in muratura ordinaria esistente soggetto sia alle azioni verticali ordinarie che alle azioni sismiche.

Le prime e fondamentali verifiche condotte sono quelle di resistenza ai carichi verticali degli elementi strutturali: copertura, solai e murature.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte con riferimento allo stato attuale dell'edificio.

Con l'ausilio dei programmi PC.M. – PC.E., versione 2010, della ditta Aedes Srl si è proceduto alle verifiche del comportamento delle strutture con modello globale dell'intero edificio, per la valutazione del periodo di ritorno dell'azione sismica in grado di attivare i meccanismi di danneggiamento o collasso globale o locale di singole unità strutturali.

2 – DESCRIZIONE GENERALE

L'edificio della scuola H. C. Andersen è a pianta pressoché quadrata, dim. 22.80*22.90 m, su due piani fuori terra; il piano terra è adibito agli spazi della scuola materna (aule, mensa, dormitori, cucina e locali di servizio), mentre il primo piano è limitato all'atrio centrale sul quale forma un doppio volume.

L'atrio centrale ha dimensioni di 9.50*9.50 m.

Le strutture portanti dell'edificio consistono in:

Fondazioni:	Travi continue in c.a.
Muri:	Muratura ordinaria in laterizi
Solaio:	Laterocemento
Copertura:	Laterocemento

Si sottolinea che le murature portanti sono costituite da:

- un anello interno che delimita l'atrio centrale;
 - un anello esterno perimetrale dell'edificio con rientranza in corrispondenza dell'ingresso all'edificio;
- in muratura ordinaria.

A livello del sovralzo, lungo il perimetro esterno della parte centrale, esiste un ballatoio accessibile dalla scala interna. L'accesso principale all'edificio è posto sul lato sud ed immette nell'atrio centrale.

Al piano terra è stato realizzato un solaio, su intercapedine, appoggiato alle travi di fondazione, non esistono altri orizzontamenti ad esclusione del ballatoio in c.a. sopradescritto.

La copertura è a quattro falde ed è posta su due livelli.

Il terreno di fondazione, come si evince dalla perizia del geologo dott. Giorgio Gasparini, è di natura rocciosa e appartiene alla Formazione delle Arenarie di Monghidoro, litofacies arenaceo-pelitica (MOH3 Cretaceo superiore-Paleocene) costituite da:

- Torbiditi formate in prevalenza da arenarie grigie, passanti a peliti grigio scure in strati da medi a spessi, cui si alternano, sporadicamente, strati torbiditici spessi costituiti da calcilutiti e/o marne grigio chiare.

3 – RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

3.1 – DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

Progetto architettonico: Arch. Erio Amidei – Studio Cooprocon di Pavullo nel Frignano.

Progetto esecutivo: ing. Gian Luca Ghiaroni - Studio Cooprocon di Pavullo nel Frignano, depositato presso Il Servizio provinciale, Difesa del Suolo, Risorse Idriche e Forestali di Modena della Regione Emilia Romagna, pratica 15320 del 17/09/1993.

Impresa esecutrice: Cooperativa edili e braccianti “La Pieve” a r.l. di Montefiorino.

Direzione lavori delle strutture: Arch. Erio Amidei – Studio Cooprocon di Pavullo nel Frignano.

Collaudo: ing. Alessandro Giovannini del 23/09/1993 depositato il 24/09/1993.

Progetto di consolidamento del 2003: ing. Adriano Dal Pozzo di Sassuolo, per la realizzazione di:

- Consolidamento delle fondazioni del lato sud mediante micropali trivellati Φ 130 mm con tubo in acciaio da 88,9/10 mm;
- Inserimento di tiranti in acciaio Φ 20 mm al livello del ballatoio;

Consolidamento del 2005: Studio ing. Marco Occhi di GEOSEC Srl (PR) per l'esecuzione di un intervento di consolidamento del terreno di fondazione mediante iniezione di resine.

3.2 – INDAGINI E SAGGI IN LOCO

Sono stati effettuati diversi sopralluoghi ricognitivo per effettuare:

- rilievo della geometria strutturale tramite misure e riscontri dei disegni dell'edificio;
- rilievo delle caratteristiche tecniche dei materiali costruttivi mediante sondaggi esplorativi per: murature, solaio, solaio di copertura, cordoli e travi. Le fondazioni sono state verificate in parte direttamente, attraverso il sondaggio del solaio al piano terra, ed in parte mediante l'acquisizione della documentazione fotografica redatta in occasione del progetto di consolidamento del 2003
- rilievo del quadro fessurativo.

E' stata consultata la documentazione di studio e progettuale elaborata in occasione del consolidamento del 2003, in particolare:

- la relazione geologico - tecnica;
- il progetto esecutivo per il consolidamento e la riparazione delle lesioni.

Per quanto attiene al terreno di fondazione, studiato con la perizia geognostica i seguenti aspetti:

“ al disotto di un modesto livello di riporto antropico ed in parte detrito naturale (circa 55-75 cm), affiorano le rocce in posto (arenarie di Monghidoro...) ad assetto debolmente inclinato (10-20°) verso nord-nord est e cioè proprio con immersione pseudo parallela alla linea di crinale.

La roccia affiorante appare intensamente fratturata, con diverse famiglie di discontinuità, ma con un livello di alterazione fisico-chimica mediamente non elevato.

Le prove penetrometriche confermano la situazione riscontrata con l'escavatore arrestandosi infatti a debole profondità; fa però significativa eccezione la prova n. 4- bis, posta sul lato sud dell'edificio e cioè proprio in corrispondenza dell'ingresso, dove si è raggiunto il rifiuto strumentale a ben 10 m di profondità con resistenze alla penetrazione mediamente basse ed attribuibili, con ogni probabilità, a litotipi detritici o a roccia cataclastica fortemente alterata.

Deducendo, anche dalle fessurazioni in corrispondenza del solo ingresso dell'edificio, una larghezza limitata (5-8 m), di tale anomalia del bed-rock, si pensa di essere in presenza o di una morfoscultura sepolta (solco di erosione o altro) o di una dislocazione tettonica, non avendo trovato alcun riscontro l'ipotesi di un disturbo antropico (presenza di un'abitazione poi demolita)."

Dall'esame dei sondaggi allegati alla relazione geologica del geologo Gasparini dott. Giorgio dell'agosto 2003 si evidenzia infatti:

Sondaggio:	Posizione:	Strati:	Materiale:	Caratteristiche geotecniche:
4 bis	Ingresso lato Sud	0 - 10 m	- Misto detrito naturale, frammenti rocciosi.	- Scadenti
		> 10 m	Roccia in posto	- Buone
5	Lato Est	0 - 1.4 m	- Misto detrito naturale, frammenti rocciosi.	- Scadenti
		1.40 - 4 m	- Roccia in posto	- Da scadenti a discrete
		> 4 m	-Roccia in posto.	- Buone
6 bis	Lato Nord	0-1	- Misto detrito naturale, frammenti rocciosi.	- Scadenti
		> 1 m	Roccia in posto.	- Buone
7	Lato Ovest	0-1 m	- Misto detrito naturale, frammenti rocciosi.	- Scadenti
		> 1 m	- Roccia in posto.	- Buone

Il piano di posa delle fondazioni del fabbricato si presenta pertanto assai eterogeneo, infatti si passa dalla roccia in posto a 1 m di profondità nei lati ovest e nord, a 4 m di profondità nel lato est e a 10 m nel lato sud; nella perizia geologica sopraccitata si ipotizza una zona caratterizzata da un macrosolco riempito, nel tempo, con materiale detritico. La situazione sopradescritta è confermata dai sondaggi geo-elettrici effettuati come approfondimento nell'ambito della stessa perizia sopra richiamata.

L'elevata eterogeneità geomeccanica del sottosuolo spiega i cedimenti differenziati, anche cospicui, avvenuti nelle fondazioni e quindi buona parte delle lesioni nel fabbricato.

Le fondazioni originarie, a trave continua in c.a., sono state consolidate, come più sopradescritto, in parte mediante micropali (lato sud), per la parte rimanente sono state effettuate iniezioni di resine per il consolidamento del terreno di fondazione su parte dei lati: nord, ovest e interni.

La determinazione dei valori delle proprietà dei materiali da adottare per le verifiche viene effettuata in funzione del livello di conoscenza cui è correlato un fattore di confidenza così definito (P.to : C8A.1.A.4 della C.S.LL.PP. 02/02/2009 N. 617):

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni	Verifiche in situ limitate.	Indagini in situ limitate.	Tutti	1.35

LC2	elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni.		Indagini in situ estese.	1.20
LC3	Rilievo eventuale quadro fessurativo e de formativo.	Verifiche in situ estese ed esaustive.	Indagini in situ esaustive.	1

Nel nostro caso si può ritenere che il livello di conoscenza sia LC2 cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1.20.

3.3 – TIPOLOGIE DEI MATERIALI UTILIZZATI

3.3.1: Fondazioni:

Le fondazioni sono costituite da un reticolo di travi continue in c.a. realizzato con la costruzione dell'edificio, successivamente come già descritto, consolidate con due interventi:

- Lato sud: Sottofondazioni mediante micropali trivellati F130 mm con tubo in acciaio da 88,9/10 mm, eseguiti nell'anno 2003;
- Parte del lato nord, ovest e dei muri interni mediante iniezione di resine eseguita nell'anno 2005.

3.3.2: Muratura portante:

La muratura portante è costituita da:

Muratura esterna: Blocchi in laterizio alveolare semipieno (forature <45%) legati con malta di calce e cemento dello spessore di 30 cm;

Muratura interna: Blocchi in laterizio semipieno tipo Doppio-UNI (forature <45%), legati con malta di calce e cemento, dello spessore di 25 cm.

La muratura è intonacata all'interno ed all'esterno.

3.3.3: Solai:

Esiste un solo solaio in laterocemento, spessore 24+4 cm, di calpestio al piano terra, appoggiato sulle travi di fondazione; questo solaio è stato dimensionato per una portata di 200 daN/mq per carichi variabili, oltre a 400 daN/mq per carichi permanenti e a 300 daN/mq per peso proprio, per complessivi 900 daN/mq.

Al 1° piano esiste un anello in c.a. a sbalzo verso l'atrio dell'edificio che costituisce un ballatoio accessibile attraverso la scala interna.

3.3.4: Copertura:

La copertura è a quattro falde, posta su due livelli, di cui il primo a copertura delle aule e il secondo a copertura dell'atrio centrale.

La struttura è in laterocemento dello spessore di 20+2cm, con manto in tegole di cemento.

La copertura è stata dimensionata per una portata di 200 daN/mq per carichi variabili (neve) oltre a 100 daN/mq per carichi permanenti e 240 daN/mq per peso proprio per complessivi 540 daN/mq.

La parte centrale della copertura presenta quattro falde aperte a lucernario per dare luce all'atrio centrale.

Le travi di displuvio sono di tipo REP (acciaio e cls) sia per la copertura bassa che per la copertura alta.

Il cornicione è in travetti e tavolato di legno.

E' stato eseguito un rilievo della freccia di inflessione del solaio di copertura, lato ovest, riscontrando un valore di 7 mm circa.

3.4 – ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO

Il quadro fessurativo è rappresentato nell'elaborato S2: Analisi del quadro fessurativo che riporta tutte le lesioni rilevate con localizzazione, estensione e documentazione fotografica.

Il quadro fessurativo è piuttosto esteso e interessa i muri portanti esterni, interni e le pareti divisorie con lesioni diffuse, alcune delle quali significative.

Si segnala, in particolare:

PIANO TERRA

- Ingresso scuola lato sud: Le lesioni interessano sia il muro esterno che quello interno della loggia di ingresso interno alla scuola.
Sono lesioni passanti dovute a cedimento delle fondazioni.
Si segnala che le fondazioni del lato sud e della loggia di ingresso sono stati consolidati con micropali.
- Muro perimetrale esterno: Sono presenti lesioni su tutti e quattro i lati in alcuni casi si tratta di lesioni passanti prevalentemente orizzontali o sub-orizzontali in corrispondenza della base e della sommità del muro.
Le lesioni alla base sono prevalentemente dovute a cedimenti delle fondazioni.
Le lesioni in sommità derivano dalla rotazione dei cordoli indotta dai solai di copertura non contrastata da sufficienti carichi superiori o muri controventanti.
- Muro anello interno: Sono presenti lesioni su tutti e quattro i lati, si tratta di lesioni prevalentemente orizzontali o sub-orizzontali in corrispondenza della base.
Le lesioni sono da ritenersi dovute prevalentemente a cedimenti delle fondazioni.
- Incroci muri portanti – Pareti divisorie: Sono presenti lesioni verticali o sub-verticali nelle pareti in corrispondenza dell'incrocio con i muri portanti.
Sono dovute alla mancanza di collegamenti efficaci tra pareti e muri ed alle azioni conseguenti al comportamento delle pareti come elementi di controvento, senza possederne adeguate caratteristiche essendo elementi snelli, scarsamente resistenti sia nel piano che fuori piano, e fragili.

PIANO PRIMO

- Vano scala: Sono presenti lesioni sul muro esterno in corrispondenza della loggia di ingresso.
Si tratta, presumibilmente, di una ripercussione del cedimento in fondazione che ha causato le lesioni evidenziate al piano terra in corrispondenza dell'ingresso.
- Muro perimetrale parte rialzata sull'atrio centrale: Sono presenti lesioni perimetrali orizzontali in corrispondenza dei cordoli sia della copertura bassa che di quella alta.
Queste lesioni derivano dalla rotazione dei cordoli indotta dai solai di copertura e non contrastata da sufficienti carichi sovrastanti o muri controventanti.

Le lesioni rilevate sono da attribuire in gran parte ai cedimenti fondali come, peraltro, asserito nelle precedenti perizie, ma anche a:

- carenza di setti murari controventanti dell'edificio e di collegamento tra gli anelli perimetrali esterno ed interno;
- spinte orizzontali, non contrastate, dovute ai solai di copertura;
- presenza di aperture nei muri portanti a distanza inferiore ad 1 m dagli incroci tra muri;
- elevata snellezza dei setti murari sia in verticale che in orizzontale.

3.5 – ELEMENTI SALIENTI DELLE INDAGINI IN LOCO DELLE STRUTTURE E INTERPRETAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO.

Riassumendo gli elementi maggiormente significativi delle indagini in loco si evidenzia quanto segue:

ELEMENTI STRUTTURALI

Fondazioni:

CARATTERISTICHE/STATO

Si tratta di una fondazione continua in c.a. che appoggia su un substrato eterogeneo (vedasi P.to 3.2) con roccia in posto al piano di appoggio per il lato nord ed Ovest, a 4 m di profondità per il lato Est e a 10 m per il lato Sud.

Le fondazioni sono state oggetto di due interventi eseguiti nel 2003 e nel 2005 come segue:

1° intervento: esecuzione di micropali di sottofondazione sul lato sud;

2° intervento: consolidamento del terreno di fondazione mediante iniezioni con resine espansive sui lati: nord, ovest e dell'anello interno.

Struttura muraria portante in laterizi:

MURI ANELLO ESTERNO: in blocchi di laterizio alveolare semipieni legati con malta di calce e cemento.

MURI ANELLO INTERNO: in blocchi di laterizio semipieno, Doppio UNI, legati con malta di calce e cemento.

La muratura portante, per quanto rilevato con i sondaggi effettuati, si presenta eseguita regolarmente.

QUADRO FESSURATIVO diffuso con lesioni significative (Vedi Elab. S4 – Analisi del quadro fessurativo);

COLLEGAMENTI DI CONTROVENTAMENTO Insufficienti (due anelli concentrici non collegati).

Le strutture murarie sono state consolidate nel 2004 mediante l'inserimento di catene in acciaio a livello del ballatoio del 1° piano.

Solaio in laterocemento:

Il calcolo di progetto prevedeva un carico variabile di 200 daN/mq, contro i 300 daN/m attualmente previsto, per complessivi 900 daN/mq compreso i carichi permanenti e il peso proprio.

L'entità del carico complessivo è adeguata anche con le attuali norme e pertanto il solaio offre sufficienti risorse di resistenza complessive per i carichi verticali e di rigidità alla flessione con le norme vigenti.

Copertura in laterocemento:

Il calcolo di progetto prevedeva un carico di neve di 200 daN/mq, mentre oggi la normativa per la zona I-Med e l'altitudine di 797 msl richiede 305 daN/mq. Pertanto la copertura non offre sufficienti risorse di resistenza per i carichi verticali e di rigidità alla flessione con le norme vigenti;

Situazione di spinta orizzontale non contrastata;

Pareti divisorie interne in forati di laterizio:

Insufficienti ammorsamenti con le strutture murarie;

Elevata snellezza;

Elevata fragilità;

Si ritiene sufficiente il livello di approfondimento delle analisi condotte per portare a termine la valutazione della sicurezza dell'edificio nel suo complesso.

Visto:

- Il progetto esecutivo delle strutture completo di calcoli;
- Il progetto dei consolidamenti effettuati negli anni 2003 – 2005;
- le caratteristiche dei materiali costruttivi;

non si è ritenuto necessario effettuare prove sperimentali su campioni prelevati dall'edificio.

Si sottolinea che a seguito degli interventi di consolidamento effettuati negli anni 2003 e 2004 sono state riparate le lesioni nelle murature che negli anni successivi si sono riproposte come rappresentato nel quadro fessurativo allegato

La circostanza è attribuibile a diversi fattori:

- **cedimenti delle fondazioni;**
- **disomogeneità delle tensioni sul terreno di fondazione;**
- **appoggio del muro dell'ingresso sul solaio al piano terra.**
- **flessione dei solai;**
- **carenza di controventatura delle strutture murarie;**
- **rotazioni dei cordoli di appoggio dei solai di copertura e relative spinte non completamente contrastate;**
- **elevata snellezza delle pareti divisorie.**

Si evidenzia che i cedimenti delle fondazioni differenziati si possono ritenere attribuibili alla parzialità dell'intervento di consolidamento.

3.6 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Vista da Sud – Ingresso



Vista da Nord-Ovest



Vista da Ovest



Vista copertura atrio



Solaio piano terra (Vista intradosso)



Solaio piano terra



Solaio piano terra



Sondaggio del cordolo (1° livello copertura)



Sondaggio sulla muratura perimetrale esterna



Solaio di copertura

4 – VERIFICHE STATICHE

4.1 VERIFICHE STATICHE LOCALI

4.1.1 – Analisi dei carichi

Si riporta l'analisi comparata dei carichi nella situazione attuale:

COPERTURA E SOLAI

COPERTURA

Carichi:	STATO DI FATTO (daN/mq)	
Variabili: Neve (Zona 1 Med., hslm= 797 m)	305	305
Permanenti:		
- Tegole	50	50
Peso proprio:		
- Soletta	100	
- Solaio	200	
	<hr/>	
Tot. Parziale	300	300
Totale		<hr/> 655

SOLAIO PIANO TERRA

Carichi	STATO DI FATTO (daN/mq)	
Variabili: C1 – Locali suscettibili di affollamento (Scuole)	300	300
Permanenti:		
- Tramezze	100	
- Pavimento	150	
	<hr/>	
	250	250
Peso proprio:		
- Soletta	100	
- Solaio	200	
	<hr/>	
Tot. Parziale	300	300
Totale		<hr/> 850

4.1.2 - Risultati

4.1.2.1 - Fondazioni/terreno

Le tensioni sul terreno di fondazione, nell'analisi non sismica, sono ricavate dalle elaborazioni di calcolo del modello strutturale dell'edificio.

Nelle sintesi delle elaborazioni sono riportati i valori il cui massimo risulta pari a: **1.60** daN/cm².

4.1.2.2 - Solai

Dalle verifiche statiche dei solai per i carichi verticali si ottengono i seguenti risultati:

Solaio:	Carichi		Verifica:
Solaio Piano Terra	Variabili (C1... Scuole ...)	300 daN/mq	
	Permanenti	300 daN/mq	
	Peso proprio strutturale	<u>300 daN/mq</u>	
		900 daN/mq	SI
Solaio di copertura	Variabili (Neve. Zona 1 Med. H _{sm} =797m)	305 daN/mq	
	Permanenti	50 daN/mq	
	Peso proprio strutturale	<u>300 daN/mq</u>	
		655 daN/mq	NO

Il solaio al piano terra risulta verificato, mentre il solaio di copertura, a causa dell'incremento del carico variabile di neve apportato con il DM 16/01/1996 non risulta verificato.

4.1.2.3 – Murature

Le tensioni sulle murature, nelle diverse analisi (sismiche e non) sono ricavate dalle elaborazioni di calcolo del modello strutturale dell'edificio.

Nelle sintesi delle elaborazioni sono riportati i valori tensionali i cui massimi sono: 19.40 daN/cm² pertanto le murature, essendo $\sigma < f_k$, per i carichi verticali risultano verificate.

4.2 - VERIFICHE STATICHE NON SISMICHE

Si è provveduto all'analisi **non sismica** globale dell'edificio, nella situazione attuale, con i programmi PC.M-PC.E. della ditta Aedes Srl.

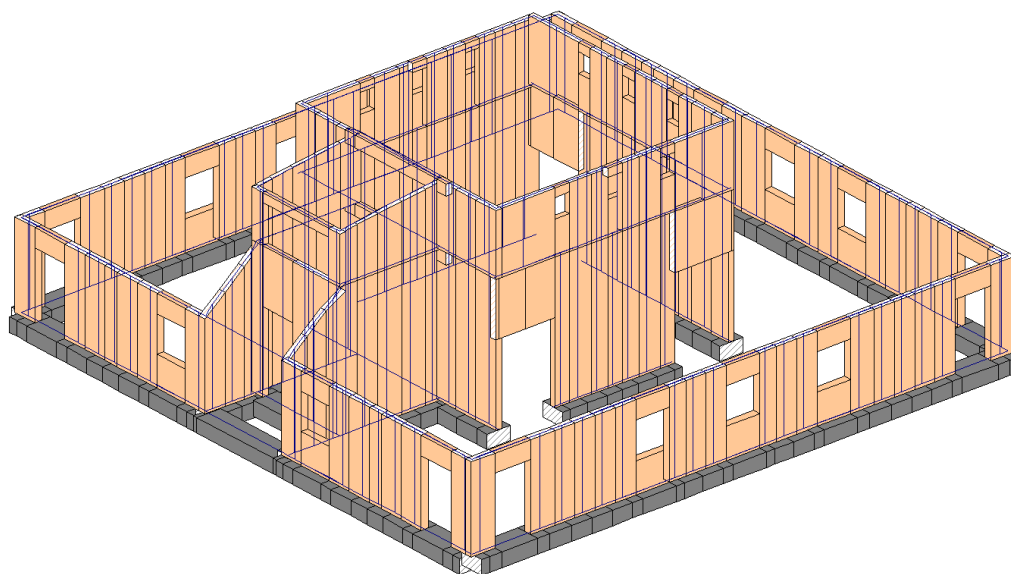
Con il modello globale oltre alle verifiche statiche ai carichi verticali sopraportate sono state effettuate le seguenti verifiche:

Pressoflessione complanare;

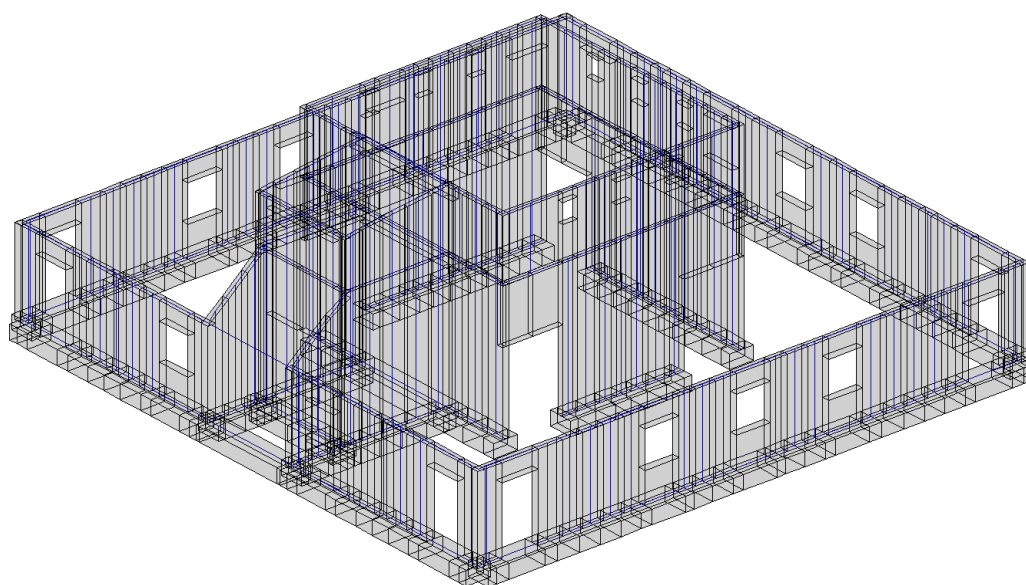
Taglio per fessurazione diagonale;

Pressoflessione ortogonale.

Il modello tridimensionale della struttura è, schematicamente, il seguente:



Assonometria telaio equivalente



Nel modello sono stati inseriti:

I pannelli murari con le loro caratteristiche tecniche e dimensionali rilevate;

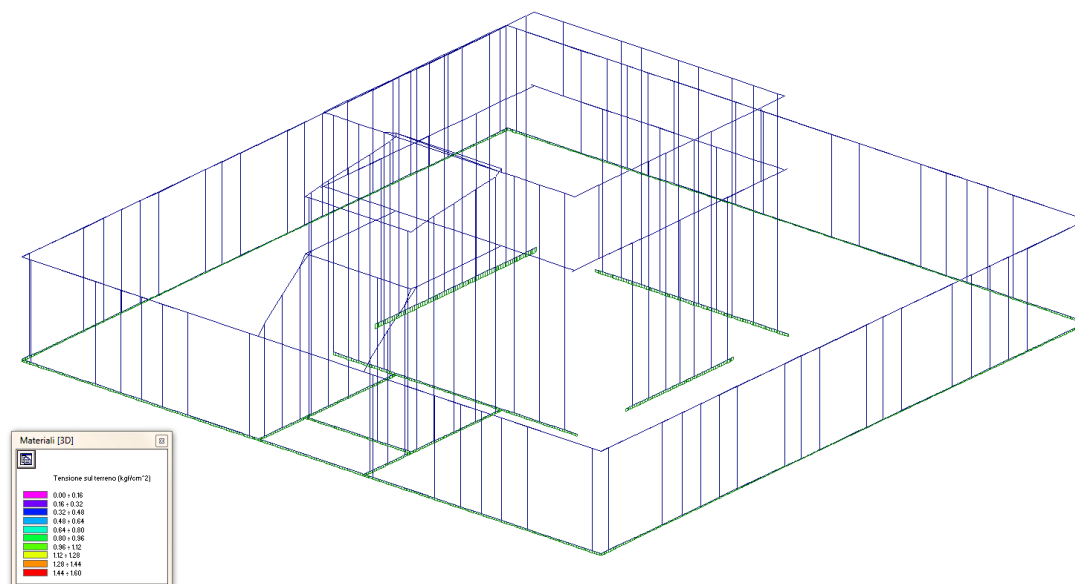
I solai in laterocemento sono stati considerati rigidi nel loro piano;

I carichi di copertura e su solaio del piano terra.

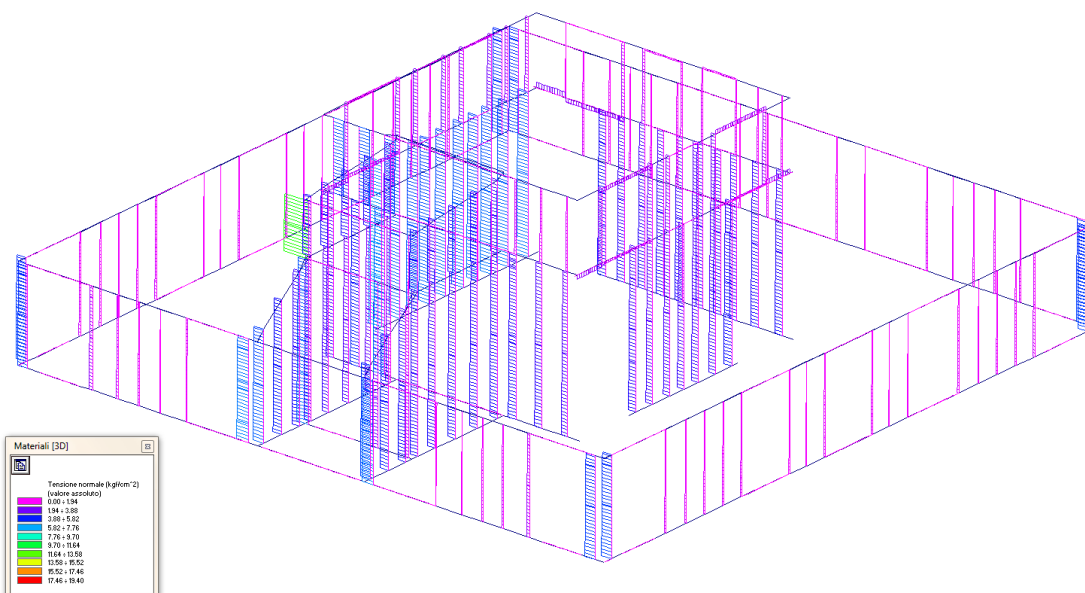
Le condizioni di carico elementari rappresentano i seguenti carichi:

- Pesì propri strutturali (G1) e non strutturali (G2);
- Carichi variabili: Aule scolastiche (C1);
- Carico di neve: Zona 1 Med., $h_{slm} = 797$ m.

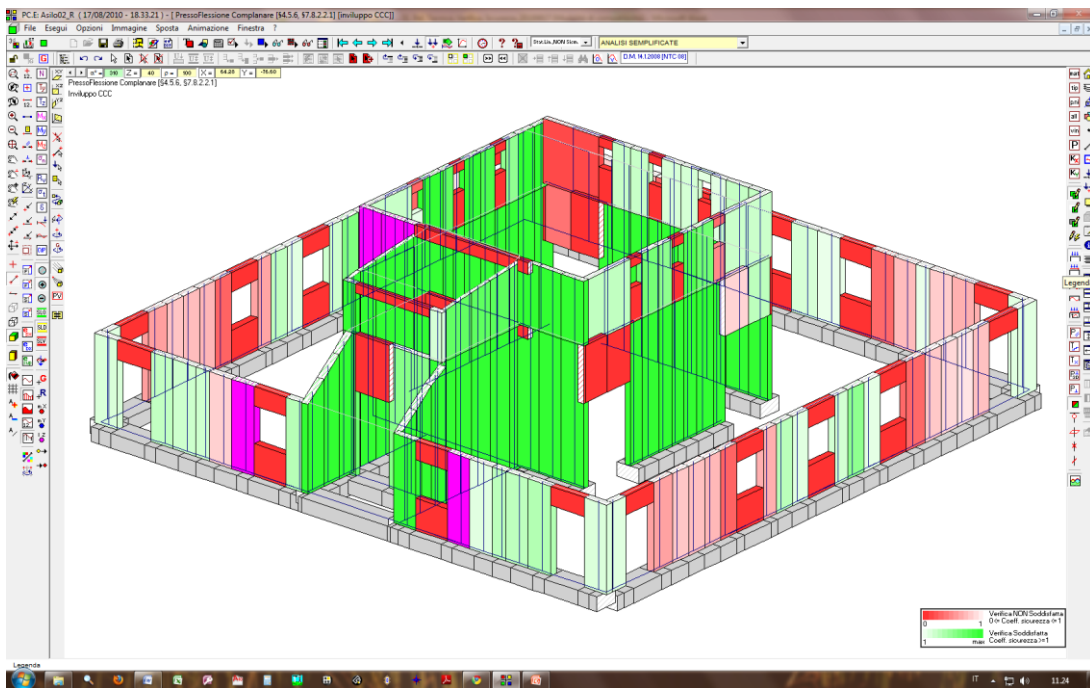
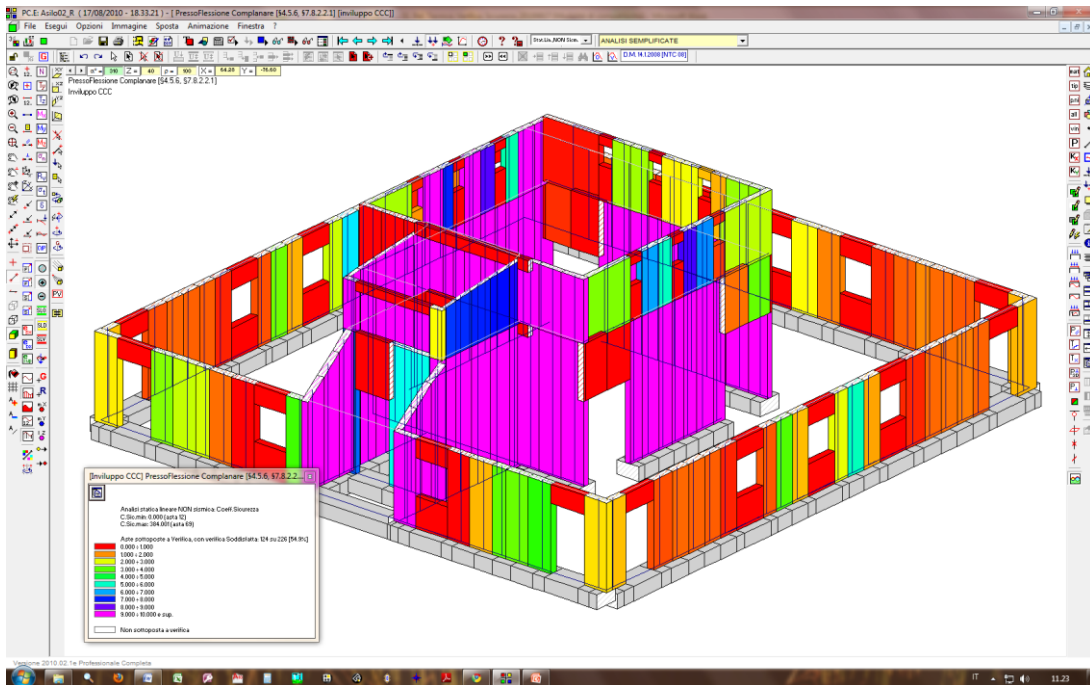
4.2.1 - Tensione sul terreno



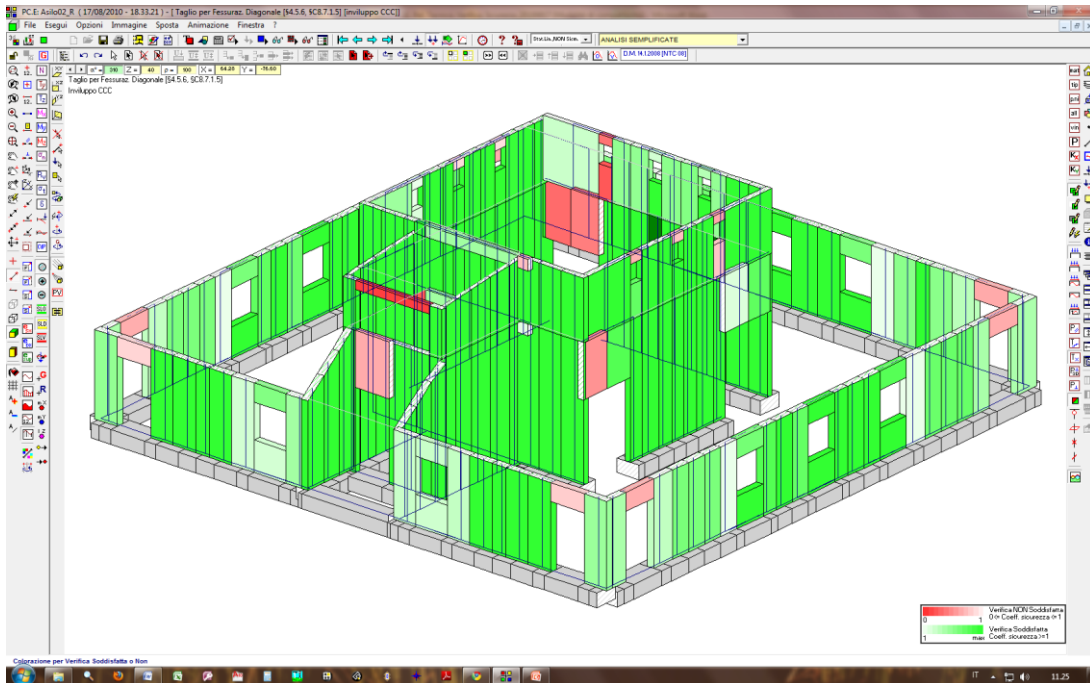
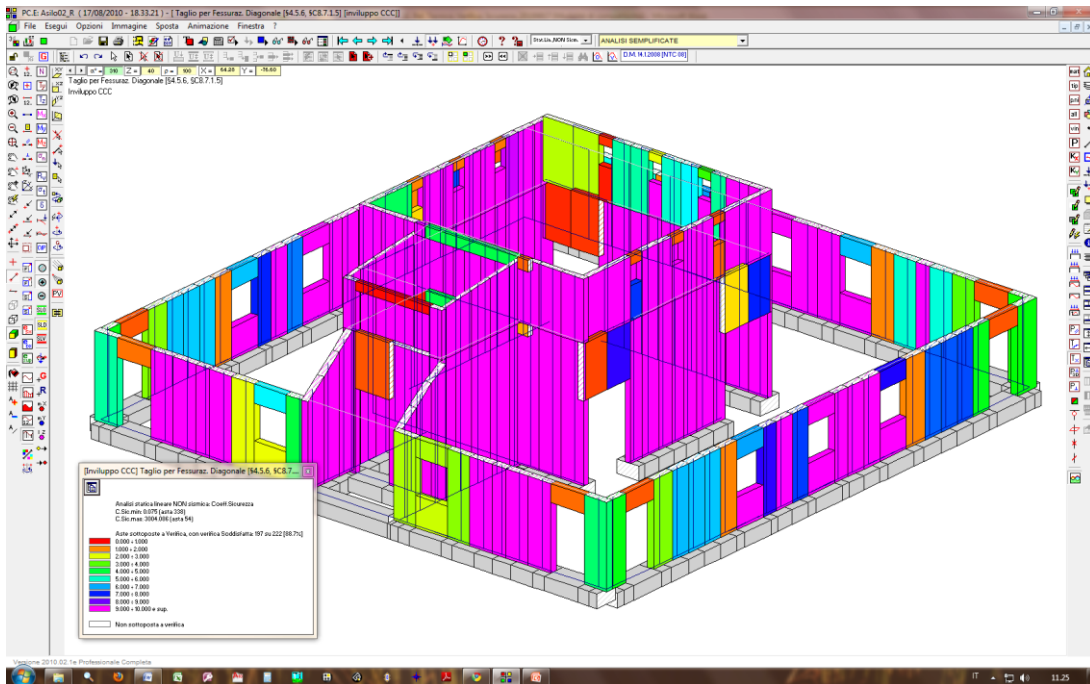
4.2.2 – Tensioni normali medie nella muratura:



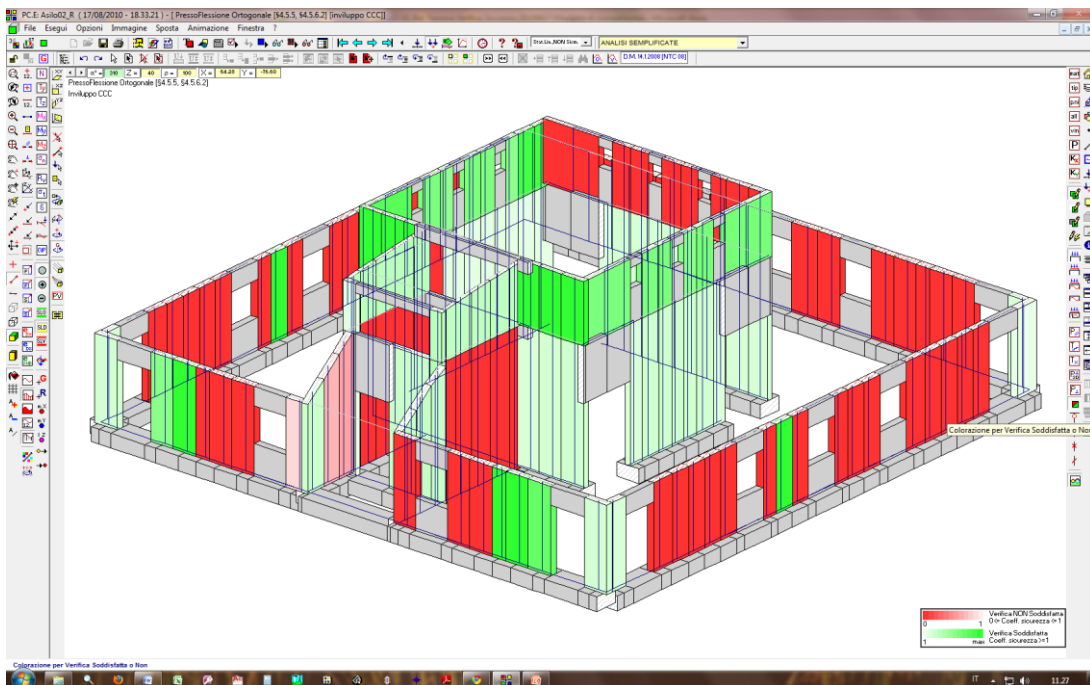
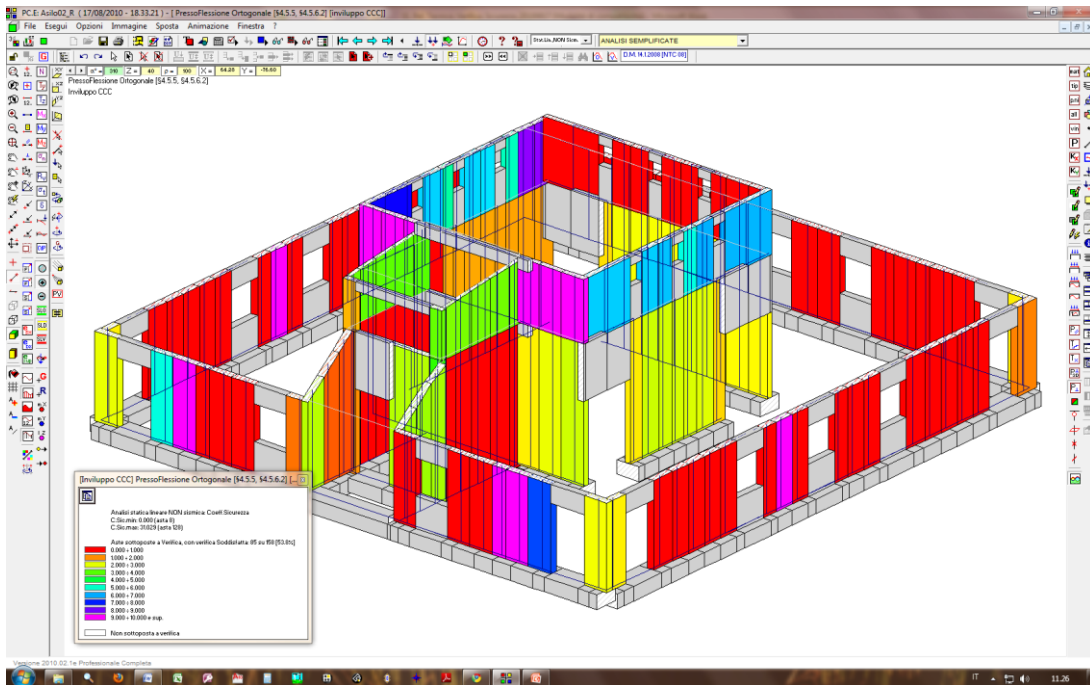
4.2.3 - Pressoflessione complanare



4.2.4 - Taglio per fessurazione diagonale



4.2.5 - Pressoflessione ortogonale



5 – VERIFICHE SISMICHE

5.1 – PARAMETRI SISMICI

La Scuola dell'Infanzia H.C. Andersen è posta nel territorio del Comune di Montefiorino, inserito nella zona sismica 3 dal 23/10/2005, ed ha le seguenti coordinate geografiche nel sistema ED50:

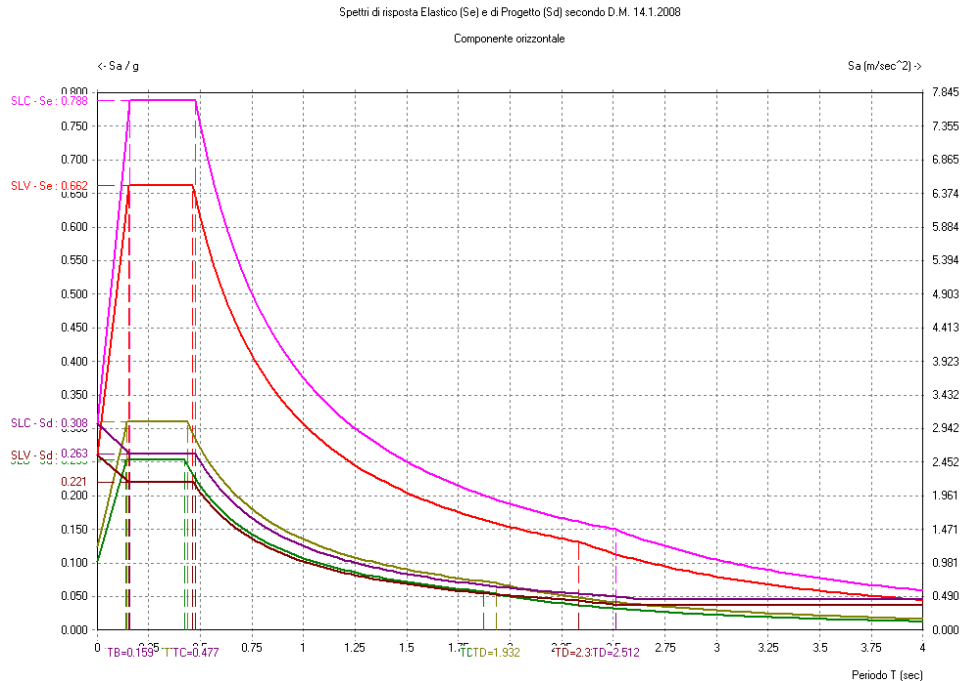
- Longitudine: 10°,621471
- Latitudine: 44°,353925

I parametri sismici per il calcolo dell'accelerazione al suolo sono:

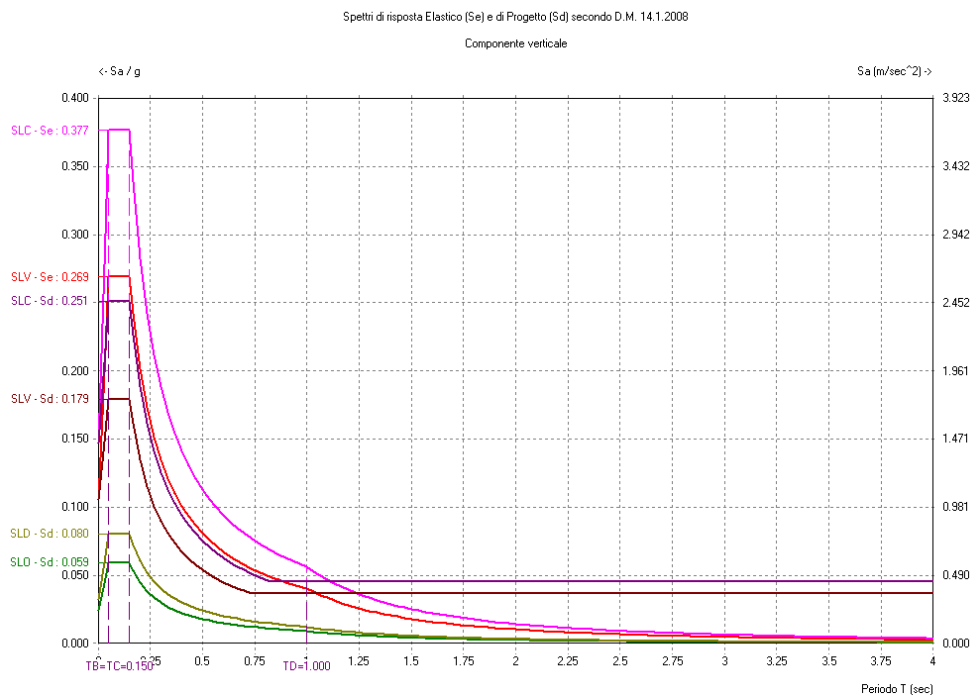
- Vita nominale: VN 50 anni Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- Classe d'uso. III Costruzioni il cui uso preveda significativi affollamenti.
- Cat. di sottosuolo C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti.
- Cat. topografica: T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$

Con riferimento alla Deliberazione della Giunta Regionale n. 1661 del 02/11/2009: Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e ..., l'edificio in oggetto è classificabile come: Categorie di edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (All. B), Cat. B2.1: Strutture con affollamenti significativi – B2.1.1: Scuole di ogni ordine e grado.

Spettro di risposta orizzontale:



Spettro di risposta verticale:



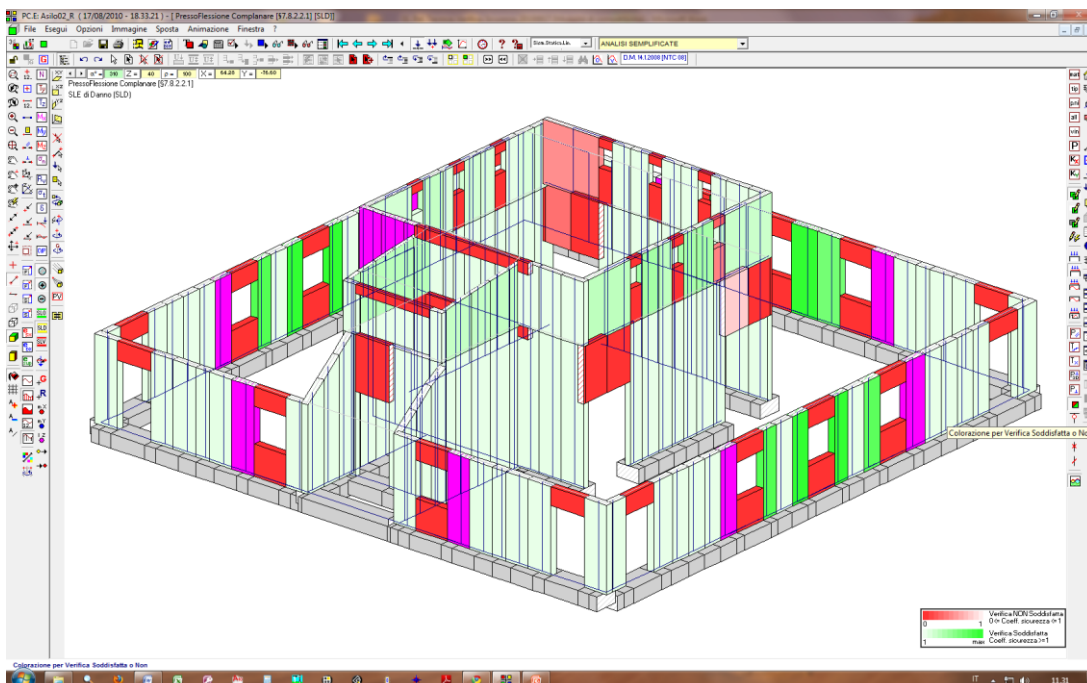
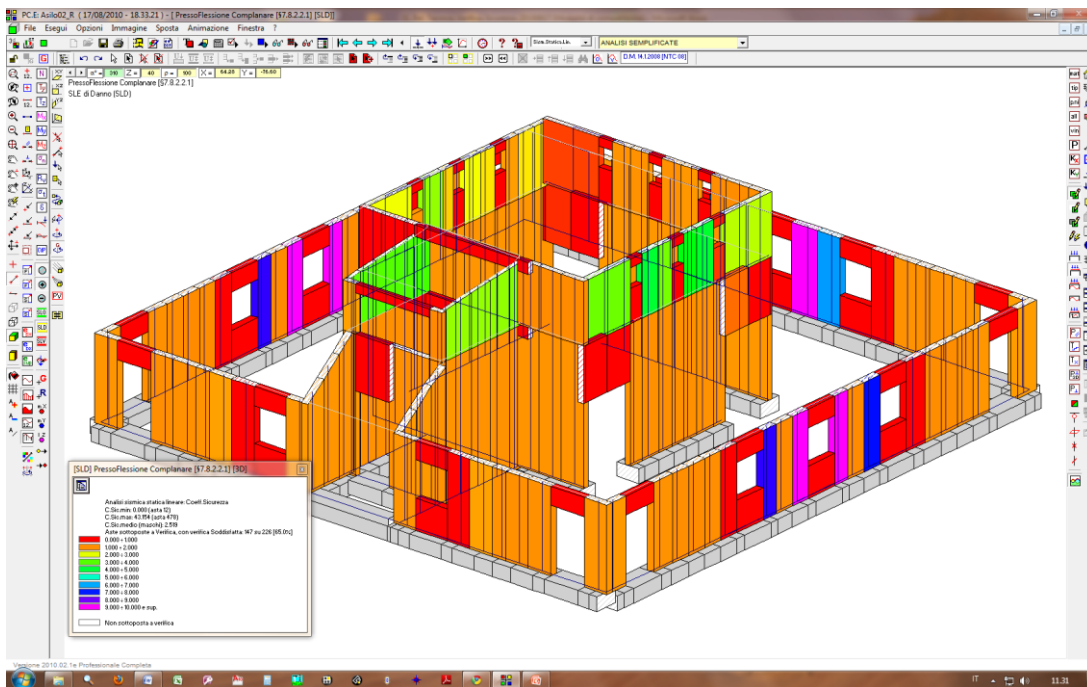
Si è provveduto alle **analisi sismiche** globali dell'edificio: Statica lineare, Dinamica modale e Statica non lineare (push over) nella situazione attuale, con i programmi PC.M- PC.E. della ditta Aedes Srl.

Con il modello globale oltre alle sono state effettuate le seguenti verifiche:

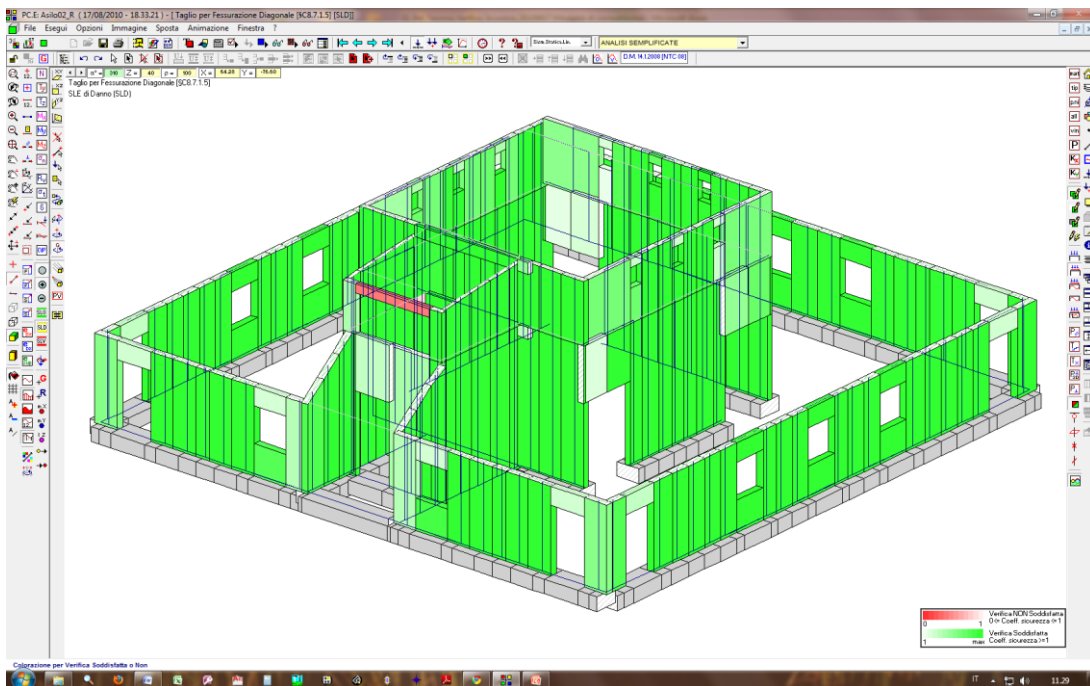
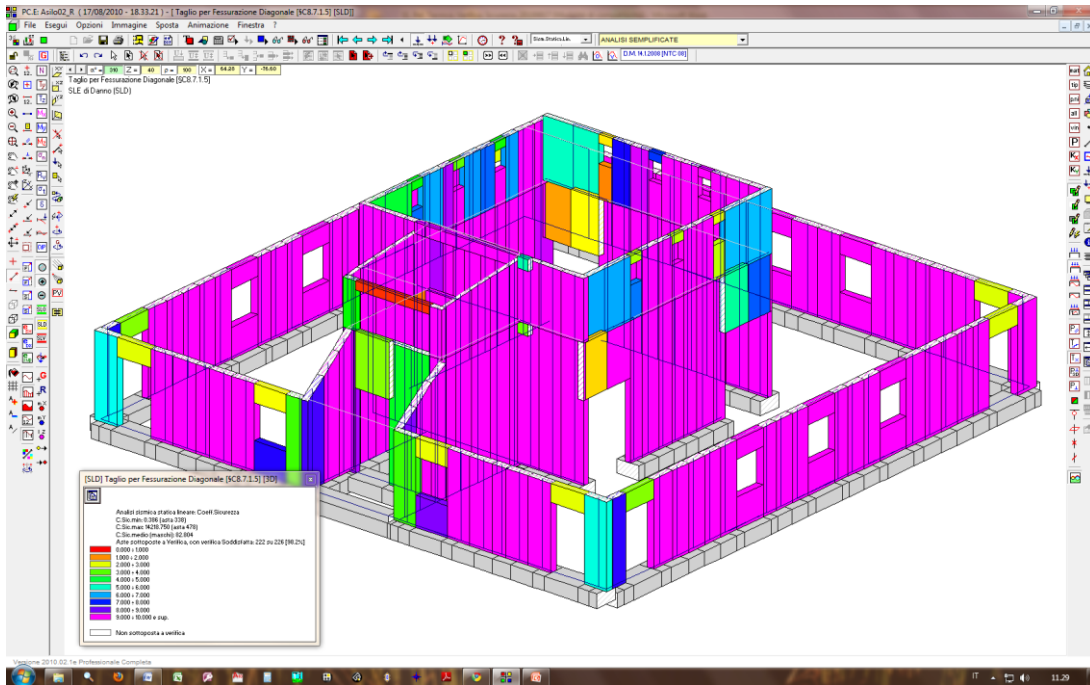
Stato:	Verifica:
S.L.V.	Pressoflessione complanare Taglio per fessurazione diagonale Pressoflessione ortogonale
S.L.D.	Spostamenti Pressoflessione complanare Taglio per fessurazione diagonale Pressoflessione ortogonale
S.L.O.	Spostamenti

5.2 – VERIFICA SISMICA STATICA LINEARE

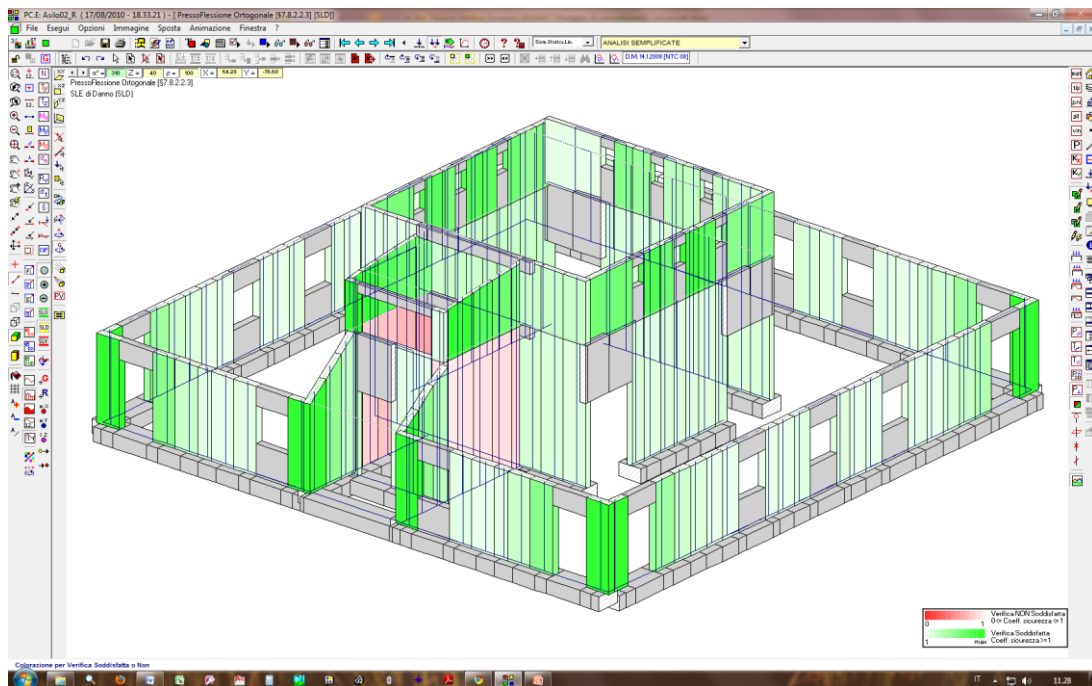
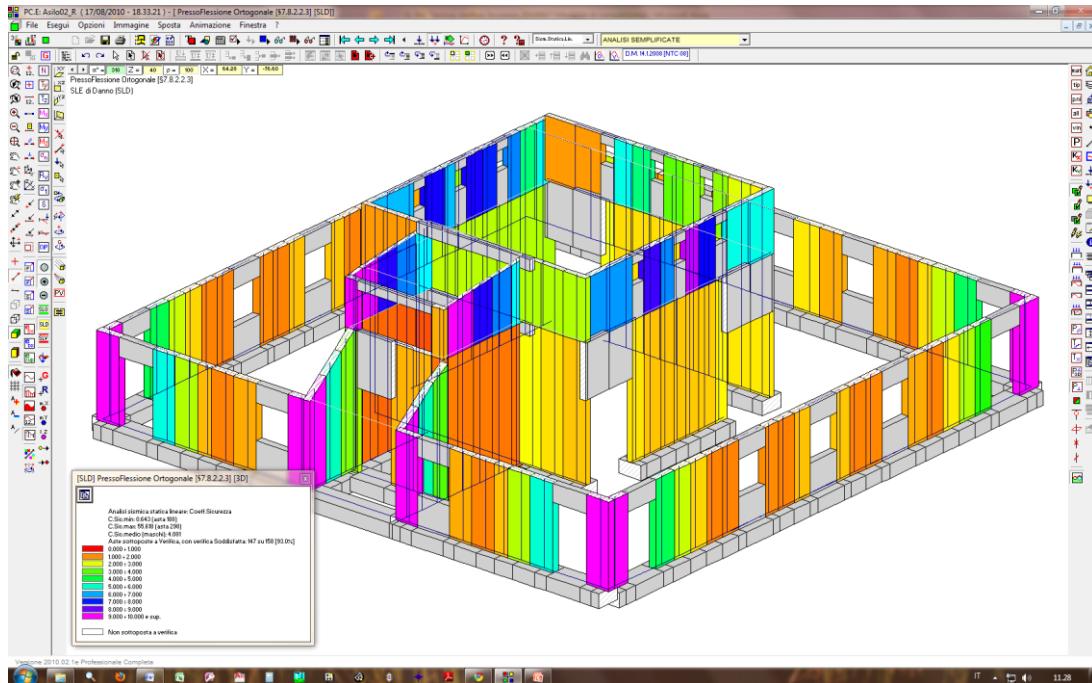
5.2.1 - Pressoflessione complanare



5.2.2 - Taglio per fessurazione diagonale

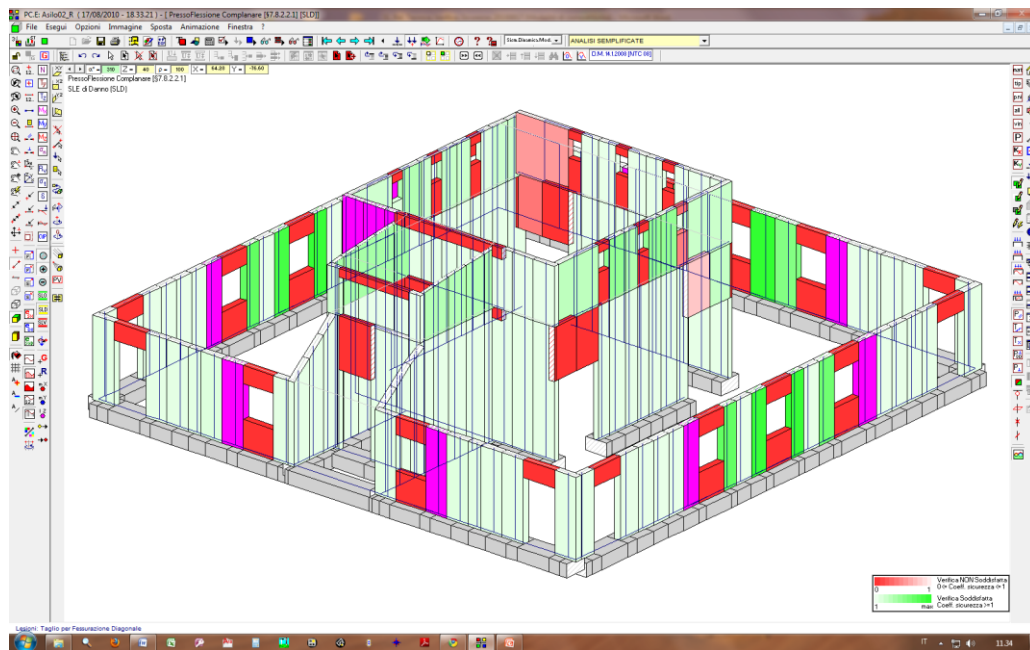
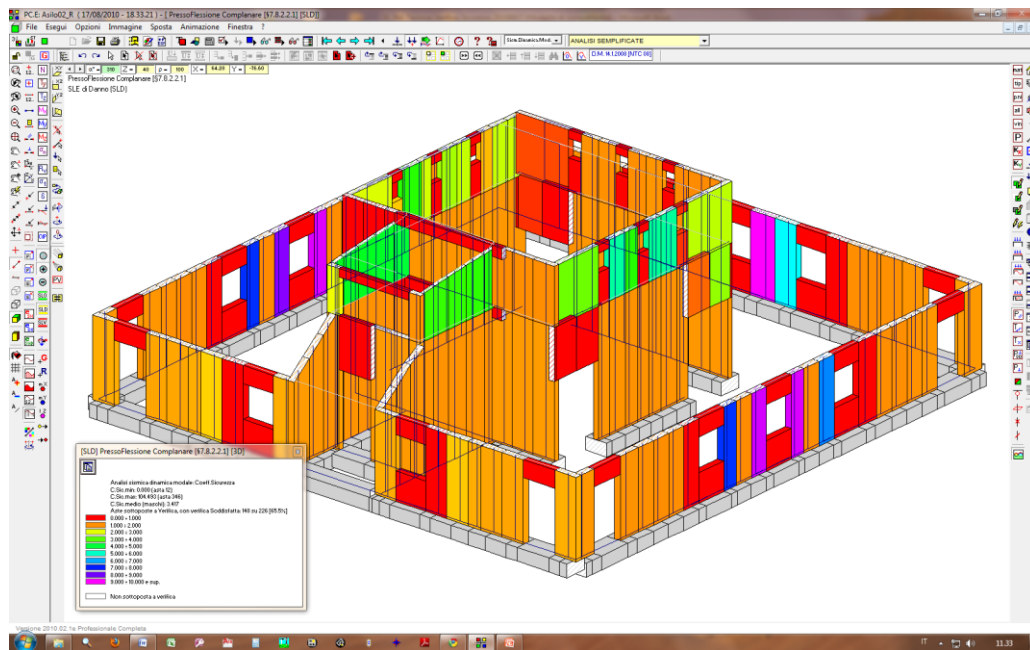


5.2.3 - Pressoflessione ortogonale

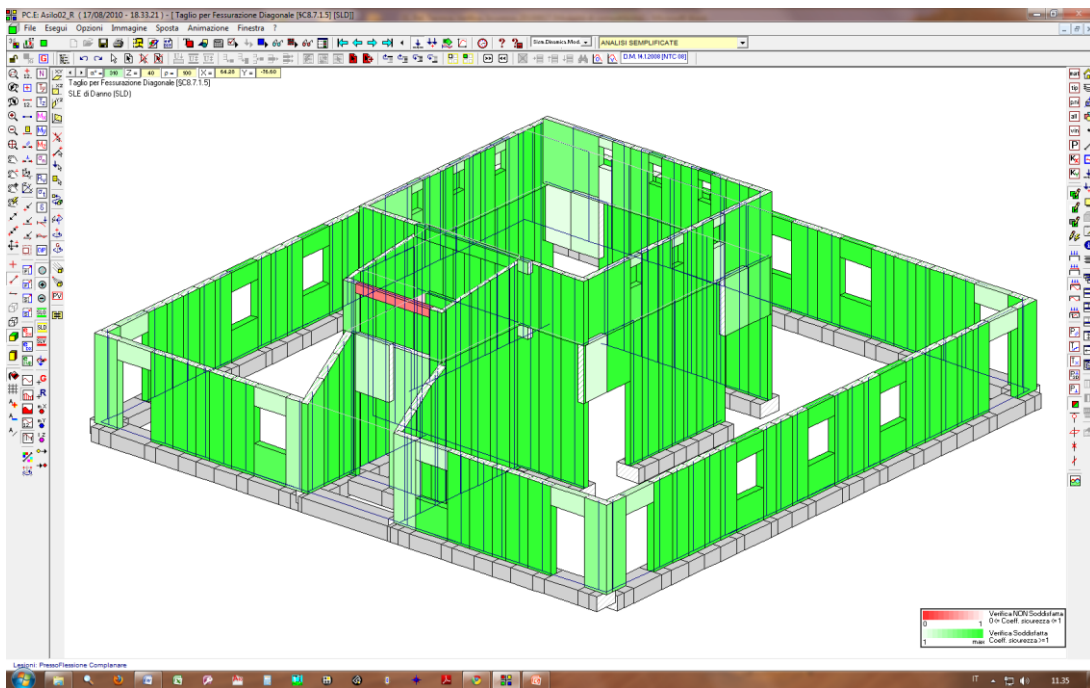
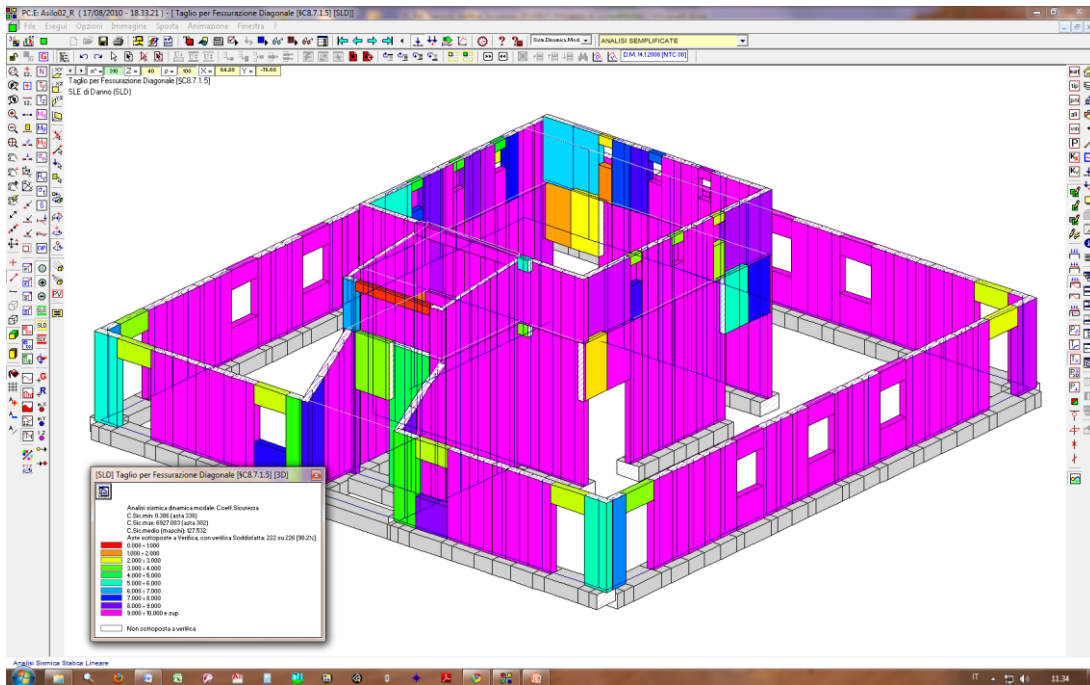


5.3 - SISMICA DINAMICA MODALE

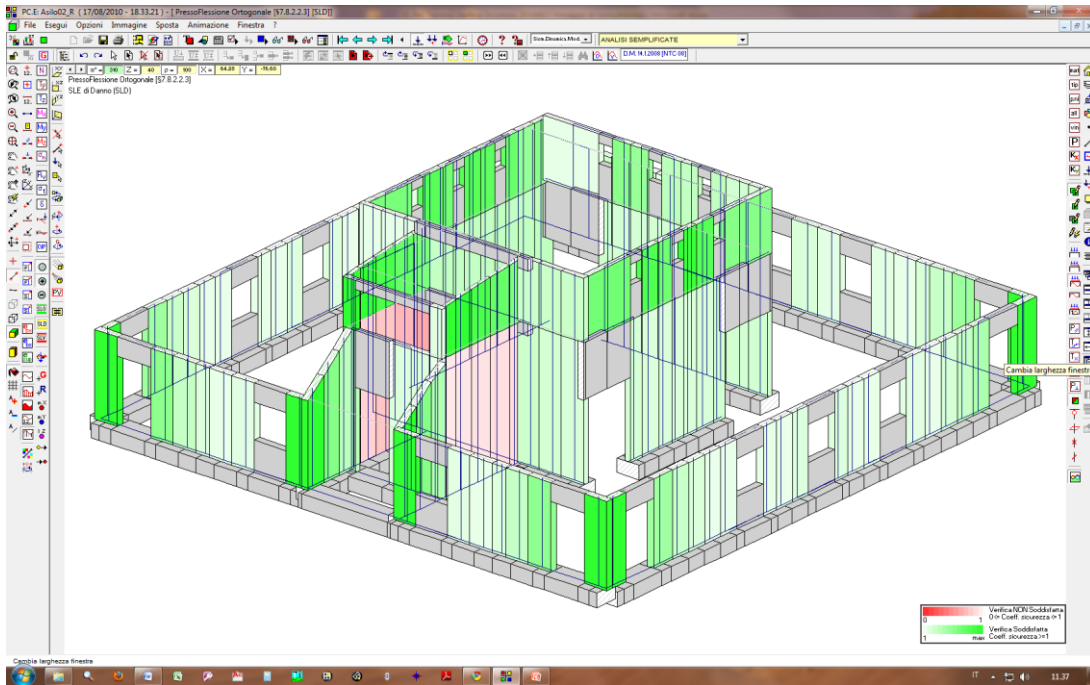
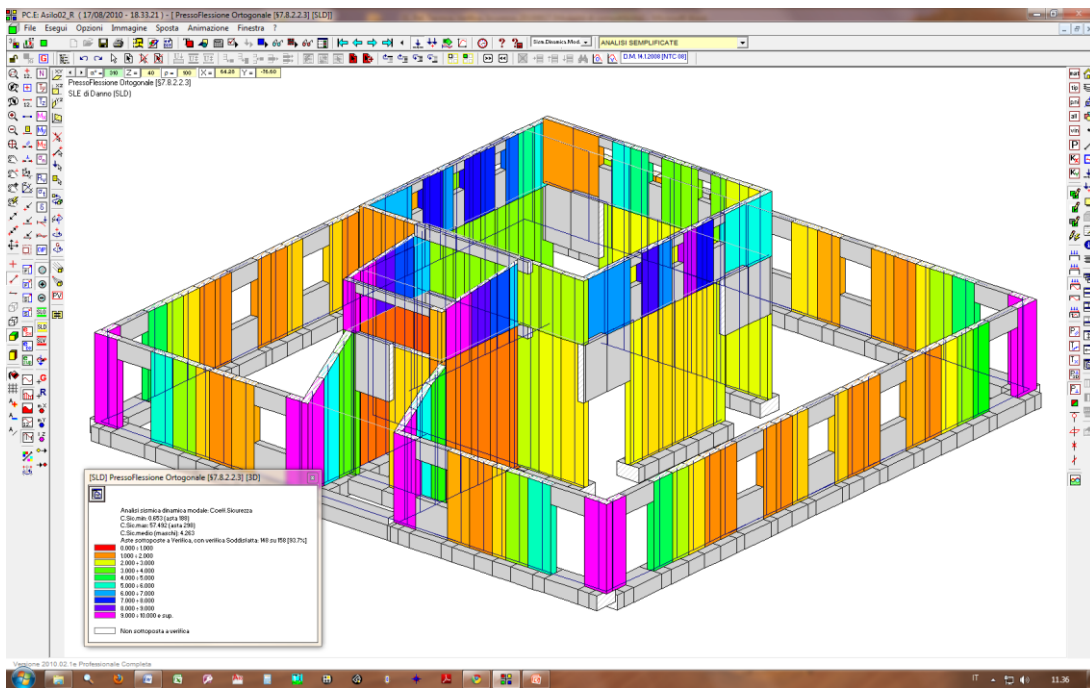
5.3.1 - Pressoflessione complanare



5.3.2 - Taglio per fessurazione diagonale

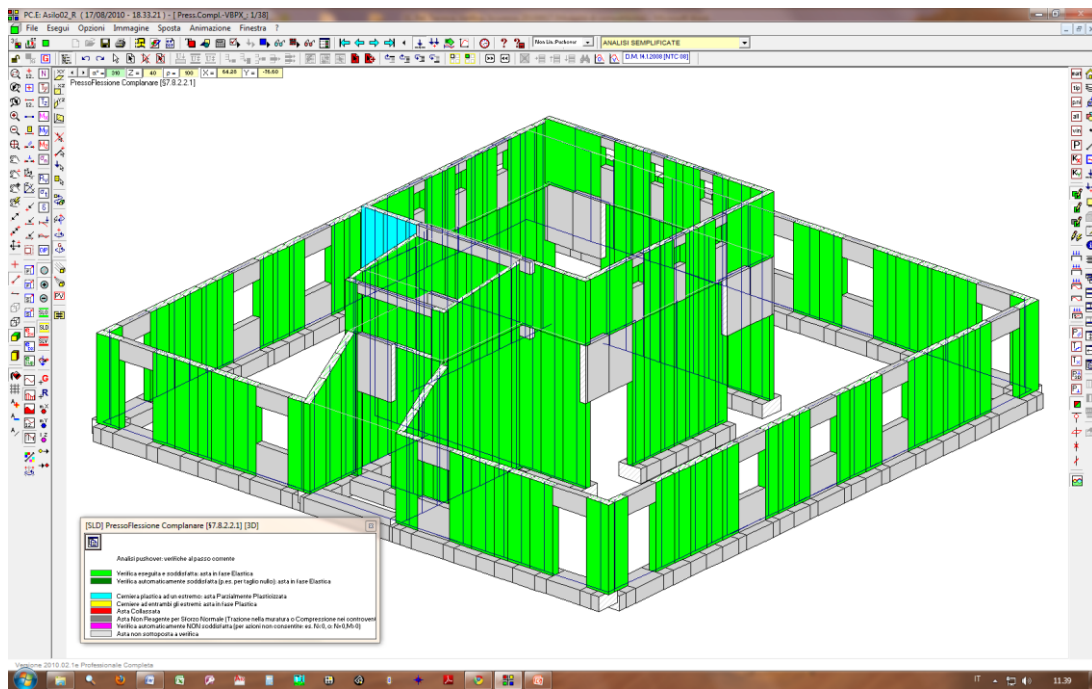


5.3.3 - Pressoflessione ortogonale

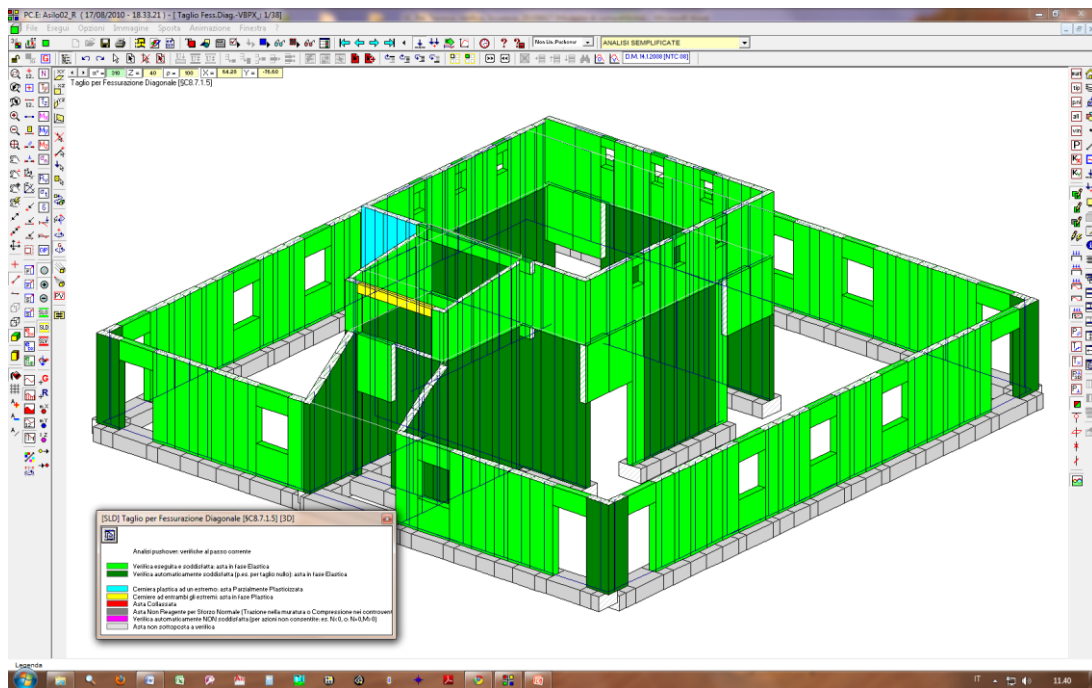


5.4 - ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

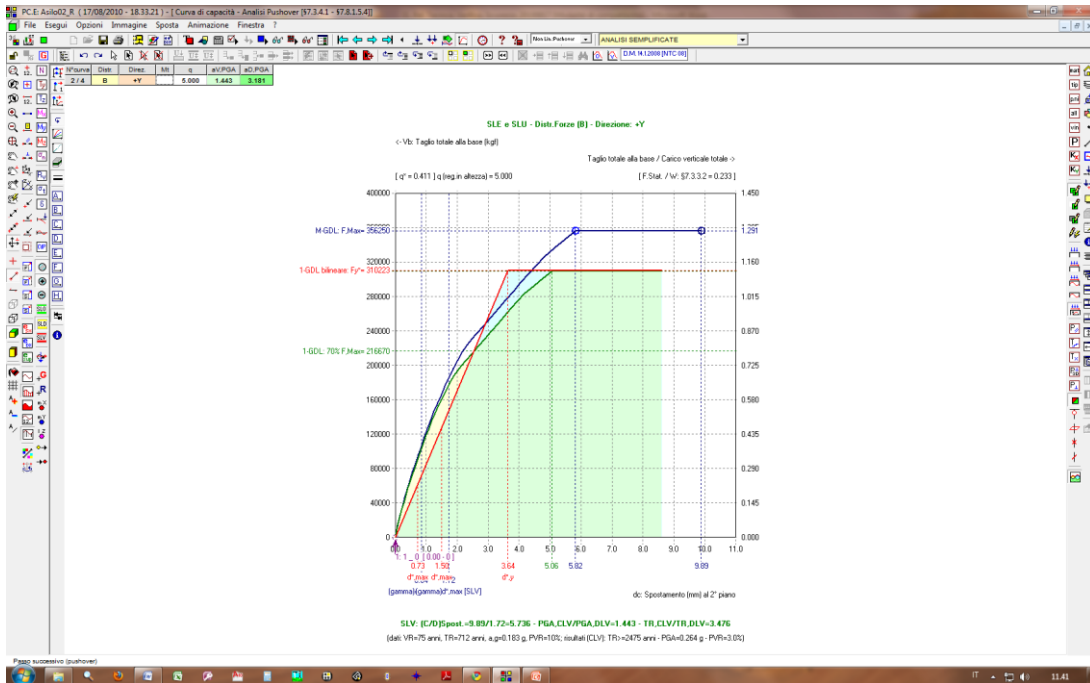
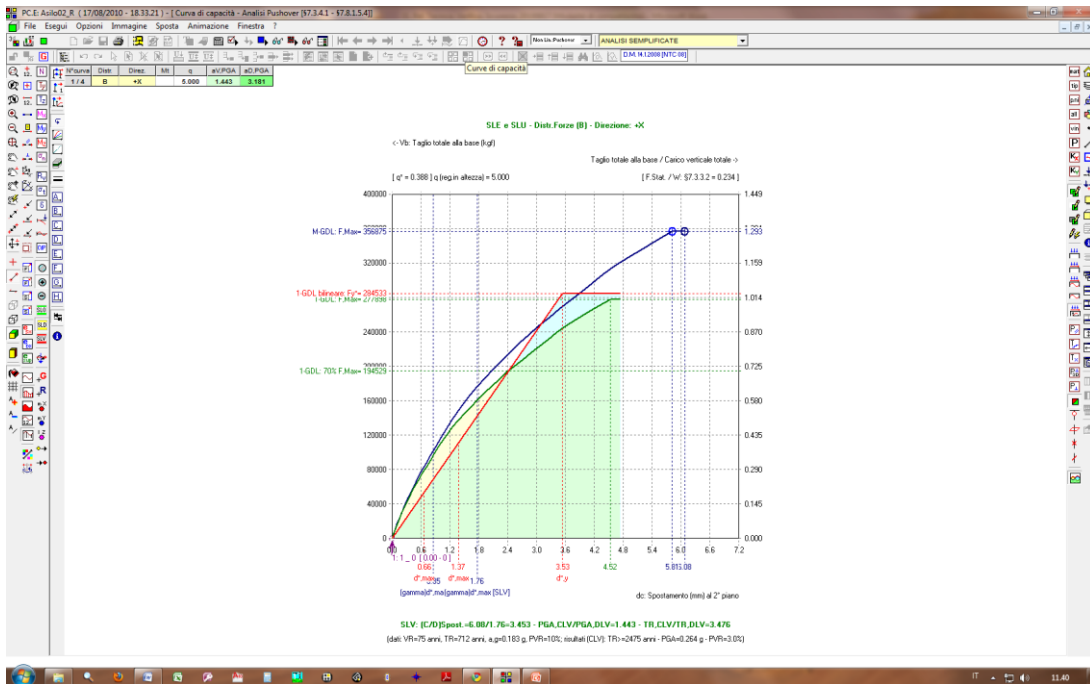
5.4.1 - Pressoflessione ortogonale

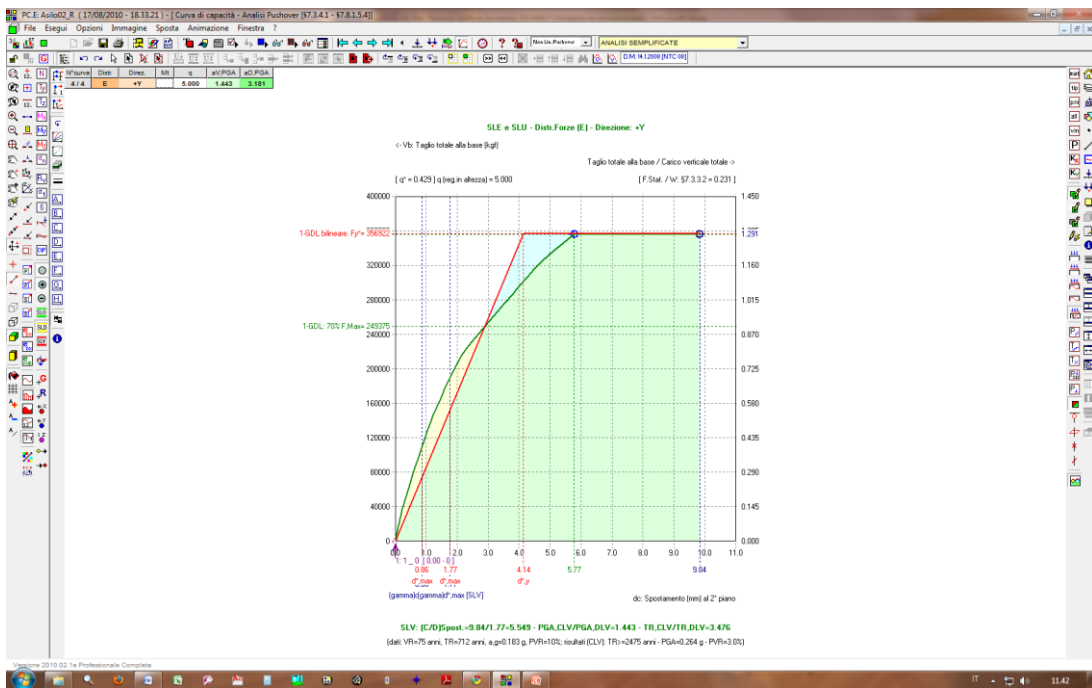
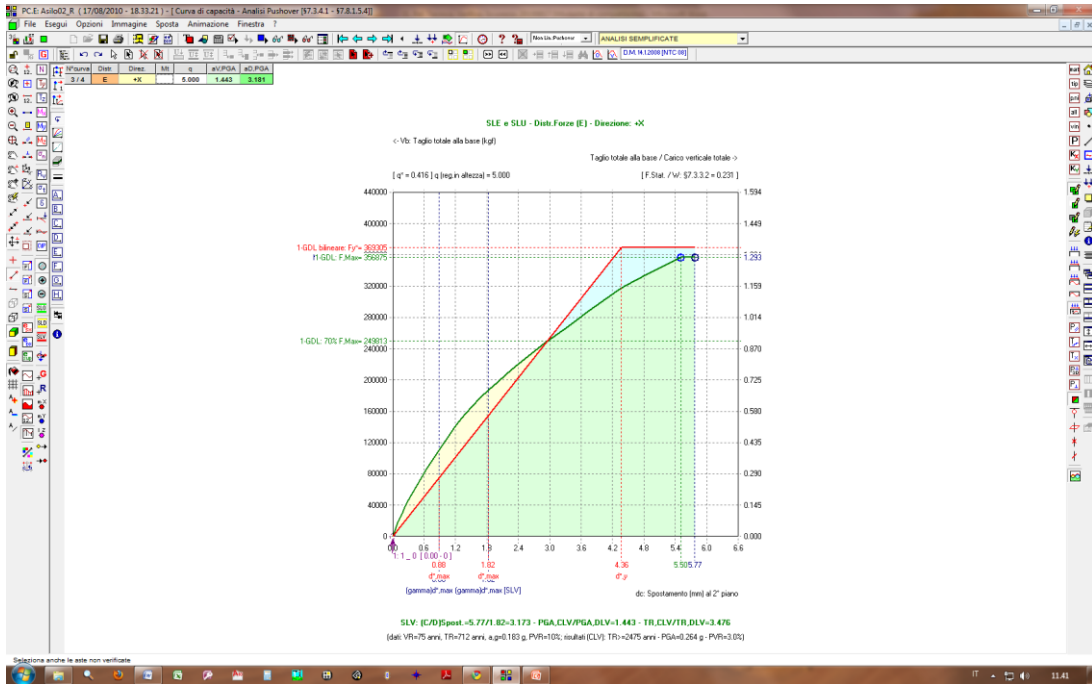


5.4.2 - Taglio per fessurazione diagonale

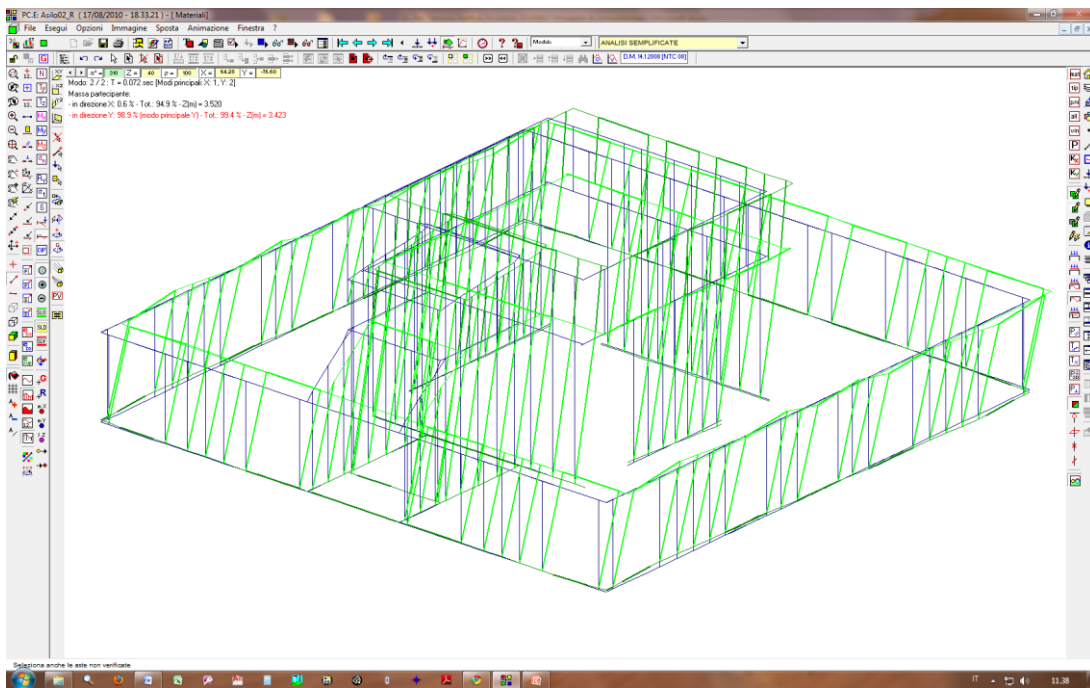
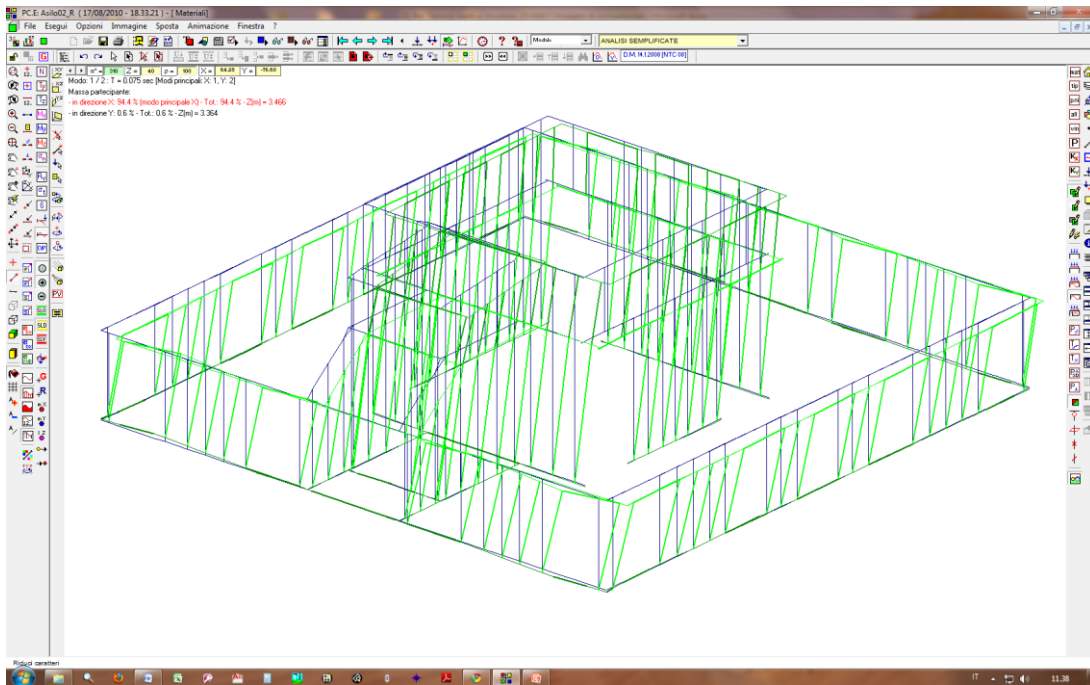


5.4.3 - Curve di capacità





6 – ANALISI MODALE (Modi di vibrare)



I tabulati analitici dei dati e dei risultati delle analisi sono contenuti nell'elaborato S3 allegato.

7 – CONCLUSIONI – SINTESI DEI RISULTATI – VULNERABILITA' NON QUANTIFICABILI

Per una migliore comprensione dei risultati si riassumono come segue le peculiarità dell'edificio e degli esiti delle verifiche.

7.1 – VERIFICHE

7.1.2 – Verifica statica non sismica

Dai grafici emergono le seguenti criticità:

Verifica	% aste verificate	Criticità:
Pressoflessione complanare	54.9	- Fasce di piano, alcuni setti;
Taglio per fessurazione diagonale	88.7	- Non emergono particolari criticità;
Pressoflessione ortogonale	53.8	- Diversi setti, prevalentemente nell'anello esterno.

7.1.3 – Verifica sismica statica lineare

Dai grafici emergono le criticità :

Verifica	% aste verificate	Criticità:
Pressoflessione complanare	64.2	- Fasce di piano, alcuni setti,
Taglio per fessurazione diagonale	96.5	- Non emergono particolari criticità;
Pressoflessione ortogonale	84.2	- Non emergono particolari criticità.

7.1.4 – Verifica sismica dinamica modale

Dai grafici emergono le criticità:

Verifica	% aste verificate	Criticità:
Pressoflessione complanare	65.5	- Fasce di piano, alcuni setti;
Taglio per fessurazione diagonale	96.9	- Non emergono particolari criticità;
Pressoflessione ortogonale	93.7	- Non emergono particolari criticità, alcuni setti non verificati.

Si sottolinea che, per i diversi tipi di analisi, si tratta di risultati globali delle verifiche dell'edificio da considerarsi cautelative in relazione alle limitazioni intrinseche che presentano i modelli di analisi applicati ad edifici in muratura.

7.1.5 – Verifica sismica statica non lineare (pushover)

La sintesi dei risultati dell'analisi pushover è la seguente:

Verifica di sicurezza sismica: confronto della Capacità dell'edificio con la Domanda

L'edificio risulta 'adeguato' qualora l'indicatore di sicurezza sia ≥ 1.000

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Data di creazione della presente scheda: 24/08/2010 , 9.30.38

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T_{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	$PGA_{DLO} = 0.068$	$T_{RDLO} = 45$
Stato Limite di Danno (SLD)	$PGA_{DLD} = 0.083$	$T_{RDLD} = 75$
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	$PGA_{DLV} = 0.183$	$T_{RDLV} = 712$

Tipo di analisi strutturale: *¹

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo e periodo di ritorno sostenibili dalla costruzione

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SPOSTAMENTI)*²:

Stato Limite di Operatività (SLO):

VERIFICA DI: Deformazione

	di danno
PGA_{CLO} (g)	0.264
$\alpha_{O,PGA}$	3.882
T_{RCLO} (anni)	≥ 2475
$\alpha_{O,TR}$	55.000

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Deformazione

	di danno
PGA_{CLD} (g)	0.264
$\alpha_{D,PGA}$	3.181
T_{RCLD} (anni)	≥ 2475
$\alpha_{D,TR}$	33.000

VERIFICHE DI RESISTENZA*³:

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello
PGA_{CLD} (g)	0.264	0.264
$\alpha_{D,PGA}$	3.181	3.181
T_{RCLD} (anni)	≥ 2475	≥ 2475

$\alpha_{D,TR}$ 33.000 33.000

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI: Resistenza nel piano del pannello Deformazione nel piano del pannello

PGA_{CLV} (g) 0.264 0.264
 $\alpha_{V,PGA}$ 1.443 1.443
 T_{RCLV} (anni) ≥ 2475 ≥ 2475
 $\alpha_{V,TR}$ 3.476 3.476

Indicatori di sicurezza*⁵: Rapporto fra capacità e domanda:

- in termini di PGA

$\alpha_O = 3.882 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$

$\alpha_D = 3.181 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$

$\alpha_V = 1.443 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$

- in termini di T_R

$\alpha_O = 55.000 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})$

$\alpha_D = 33.000 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})$

$\alpha_V = 3.476 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$

Tabella riassuntiva dell'analisi pushover:

N° curva	Distr.	Direz.	Mt	FW	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	B	+X		1.293	0.388	5.000	0.264	≥ 2475	2.985	1.443	3.476	0.264	≥ 2475	2.985	3.181	33.000
2	B	+Y		1.291	0.411	5.000	0.264	≥ 2475	2.985	1.443	3.476	0.264	≥ 2475	2.985	3.181	33.000
3	E	+X		1.293	0.416	5.000	0.264	≥ 2475	2.985	1.443	3.476	0.264	≥ 2475	2.985	3.181	33.000
4	E	+Y		1.291	0.429	5.000	0.264	≥ 2475	2.985	1.443	3.476	0.264	≥ 2475	2.985	3.181	33.000

Si osserva che:

- L'indicatore di sicurezza sismico risulta superiore ad 1, con un coefficiente di struttura q=5 che è un valore elevato, adottato a fini analitici.

7.2 – VULNERABILITÀ NON QUANTIFICABILI

Le vulnerabilità non quantificabili numericamente o non valutabili con sufficiente grado di attendibilità nel modello di calcolo riguardano tutti quegli elementi per i quali, per tipologia o difficoltà di analisi, risulta difficile se non impossibile la determinazione di un attendibile coefficiente sismico, quali:

Vulnerabilità:	Rischi:
Eterogeneità del piano di fondazione:	Cedimenti differenziati
Carenza di setti murari di controventamento:	Lesioni nelle murature principali e nelle pareti divisorie
Elevata snellezza delle pareti divisorie e carenza nei collegamenti con le strutture murarie principali:	Lesioni e gravi danni.
Carenze nell'eliminazione delle spinte orizzontali dovute alle coperture inclinate:	Rotazioni nei cordoli, lesioni da distacco orizzontali.
Vetrate in copertura:	Rotture fragili.

Si sottolinea inoltre che le murature portanti presentano difformità rispetto alla normativa vigente, NTC08, per quanto attiene alle prescrizioni ed alle regole di dettaglio, o delle situazioni limite, in particolare:

- **Aperture a distanze minori di 1 m dall'incrocio tra muri: ingresso e anello interno;**
- **Aperture in prossimità incroci d'angolo esterni ad 1 metro;**
- **Snellezza muratura anello interno;**
- **Lati esterni senza muri di spina/controventamento.**
- **Assenza cordolo al piano terra per i muri laterali all'ingresso che appoggiano sul solaio.**

8 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Si riportano di seguito le considerazioni conclusive di questa valutazione della sicurezza della scuola in oggetto suddivise per elementi strutturali, per l'edificio nel suo complesso e per tipo di analisi.

ELEMENTO	ANALISI	Note:
FONDAZIONI:	Statica non sismica	Il suolo di fondazione è caratterizzato da eterogeneità dovuta alle sue caratteristiche geomeccaniche (vedi perizia geognostica) e dagli interventi eseguiti. La pressione massima sul suolo, escluso il lato sud consolidato con micropali, è di 1.60 daN/cm ² . Il sistema delle fondazioni non risulta completamente adeguato all'edificio.
SOLAIO P.T.:	Statica non sismica	Il solaio al piano terra risulta adeguato con i carichi delle vigenti norme (NTC08).
SOLAIO DI COPERTURA:	Statica non sismica	Il carico di neve è stato sensibilmente incrementato con le norme successive all'epoca di costruzione (DM 1996 e NTC08). I solai di copertura non risultano adeguati con il carico di neve delle vigenti norme (NTC08). La spinta laterale dei solai è stata parzialmente eliminata con l'inserimento di catene effettuato nel 2003.
MURATURE:	Statica non sismica	Le murature portanti sono in laterizio semipieno (alveolare per l'anello esterno, Doppio uni per l'anello interno). La tensione massima è di 19.40 daN/cm ² . Le strutture murarie sono carenti di controventamenti.
ELEMENTI SECONDARI (Pareti, vetrate in copertura)	Statica non sismica	Le pareti divisorie in laterizio, già ampiamente lesionate, presentano elevata snellezza e carenza nei collegamenti con le strutture murarie principali, possono essere oggetto di ulteriori lesioni con gravi danni. Le vetrate in copertura sull'atrio necessitano di specifica verifica non essendo stato possibile risalire alle loro caratteristiche meccaniche.
EDIFICIO:	Statica non sismica	Molte fasce di piano e diversi setti non sono verificati. Complessivamente risulta verificato il 55% dei setti murari.
	Sismica statica lineare e dinamica modale:	Molte fasce di piano e diversi setti non sono verificati. Complessivamente risulta verificato il 64% dei setti murari.
	Statica non lineare (Pushover)	Dall'analisi della struttura di tipo statico non lineare, c.d. pushover, risultano gli indicatori di sicurezza in termini di accelerazione e tempo di ritorno riportati nelle sintesi della verifica. L'indicatore di sicurezza è superiore ad 1 ma con fattore

di struttura $q=5$, ammissibile con questo tipo di analisi, ed adottato a fini analitici.

Si osserva che si tratta di un valore elevato e che, pertanto, con il valore $q=3$, adottato per le analisi statica e dinamica modale, l'indicatore di sicurezza diminuirebbe sensibilmente.

Si valuta complessivamente che l'indicatore di sicurezza sia inferiore ad 1 e che pertanto la struttura **non sia simicamente adeguata**.

Il cap. 8. Delle NTC08 richiede che la valutazione di sicurezza debba permettere di stabilire se:

- ***l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;***
- ***l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);***
- ***sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.***

Considerato, come più sopra descritto, che l'edificio oggetto di studio:

- è stato realizzato nel 1993, consolidato e riparato nel 2003-2005 per quanto riguarda le fondazioni del lato sud ed in parte il restante terreno di fondazione, le lesioni nelle murature e l'inserimento di catene al 1° livello di copertura;
- il quadro fessurativo si è riattivato dopo il consolidamento e il fabbricato è attualmente lesionato (vedi elaborato S3- Quadro fessurativo e il cap. 3.4 – Analisi del quadro fessurativo);
- presenta diverse vulnerabilità fra cui le principali sono l'eterogeneità del piano di fondazione e la carenza di controventamenti;
- richiede interventi per il completamento del consolidamento delle fondazioni e l'adeguamento sismico delle strutture portanti in elevazione;
- richiede interventi per evitare danni agli elementi secondari;
- presenta ancora sufficiente sicurezza rispetto ai carichi di progetto;
- non presenta sufficiente sicurezza sismica;
- non presenta situazioni tali da ritenere che, allo stato attuale, sussistano pericoli di crollo, con le azioni di progetto della struttura (escluso azioni sismiche, frane, azioni eccezionali,... ;

pertanto si ritiene necessario:

- **procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante dell'edificio.**

In attesa dell'intervento di adeguamento strutturale **è possibile confermare l'uso a scuola materna** dell'edificio oggetto di studio, nello stato attuale, a condizione che:

- **sia attivato un monitoraggio dell'edificio mediante controllo tecnico periodico, con idonee strumentazioni di misura, per valutare l'evoluzione del quadro fessurativo e dei cedimenti.**

9 – PROPOSTA INTERVENTI DI ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO

Con riferimento alle risultanze della verifica di sicurezza sismica si propongono i seguenti interventi di adeguamento sismico dell'edificio previo approfondimento geognostico in particolare per accertare l'esistenza di eventuali movimenti attivi nel sottosuolo:

9.1 - FONDAZIONI:

In relazione a quanto più sopra evidenziato in merito alla situazione del terreno di fondazione e tenuto conto degli interventi già eseguiti si ritiene opportuno completarli, per ottenere un piano di appoggio delle strutture murarie di uniforme rigidità, mediante:

- **esecuzione di pali/micropali di sottofondazione per i lati esterni: est, nord ed ovest nonché per l'anello interno;**
- **esecuzione di pali/micropali di fondazione per i nuovi setti murari;**

I pali/micropali dovranno essere di idonea sezione e lunghezza da definire in sede di progettazione esecutiva.

9.2 - SOLAIO:

Il solaio, come più sopra descritto, ha una portata complessiva sufficiente per i carichi da normativa vigente (C1: ..., scuole, ... = 3 KN/mq; pertanto non si prevedono particolari prescrizioni salvo interventi localizzati di irrigidimento alla base delle pareti divisorie.

Si rinvia alle verifiche e valutazioni definitive più opportune da adottarsi in sede di progettazione esecutiva dell'intervento di consolidamento/adeguamento.

9.3 - MURATURE:

Per le murature portanti si propone di intervenire per il loro adeguamento mediante:

- **cerchiatura delle aperture poste a distanza minore di 1 m dagli incroci tra murature;**
- **esecuzione cordolo alla quota del solaio al piano terra nella zona dell'ingresso;**
- **esecuzione murature di controventamento e collegamento degli anelli interno ed esterno;**
- **adeguamento ammorsamenti d'angolo tra muri portanti;**
- **cerchiatura aperture con fasce di piano non verificate;**
- **riparazione lesioni mediante interventi di cucì - scuci.**

Gli interventi dovranno essere valutati e definiti in sede di progettazione esecutiva di consolidamento/adeguamento.

9.4 - COPERTURA:

Il carico variabile della neve, in conformità alle nuove NTC 2008 (Zona 1 Med., $h_{slm} = 797$ m), è: $q_k = 3.05$ (kN/m²)

Si ritiene necessario provvedere in sede di progettazione esecutiva dell'intervento di consolidamento dell'edificio adeguare la copertura ai carichi prescritti dalla normativa vigente.

Si ritiene opportuno, a completamento dell'intervento eseguito nel 2005, l'inserimento di catene in acciaio, classe S235 o equivalente, diametro da definire nel progetto di consolidamento ($\phi > 20$ mm) con capo chiave e tenditori; le catene, che hanno funzione di presidio (cordolatura) sono dimensionate per basse tensioni di esercizio: 30-40 N/mm² per contrastare la spinta dovuta alla copertura superiore.

9.5 – PARETI DIVISORIE

Le pareti divisorie sono, come descritto, elementi secondari lesionati a causa di: flessione solai, snellezza, carenza di collegamenti tra pareti e strutture murarie circostanti. Si ritiene opportuno intervenire mediante:

- **irrigidimento solai nella zona di appoggio delle pareti;**
- **miglioramento dei collegamenti delle pareti alle strutture murarie.**

Gli interventi dovranno essere valutati e definiti in sede di progettazione esecutiva di consolidamento/adeguamento ove si potrà valutare, in alternativa, la sostituzione delle pareti in laterizio con pareti in cartongesso che offrono caratteristiche di leggerezza e sicurezza per effetto dei sostegni metallici verticali.

Si sottolinea la necessità di provvedere, preliminarmente alla progettazione dell'intervento di consolidamento/adeguamento dell'edificio, ad un approfondimento geognostico ed in particolare di verifica della sussistenza di movimenti attivi nel sottosuolo.

In attesa dell'intervento di adeguamento delle strutture si raccomanda di attivare un monitoraggio dell'edificio mediante controllo tecnico periodico, con idonee strumentazioni, per valutare l'evoluzione del quadro fessurativo e dei cedimenti;

10 - ELENCO ELABORATI:

La presente perizia consta dei seguenti elaborati:

- S1 – Relazione tecnica e sintesi dei risultati;
- S2 – Quadro fessurativo;
- S3 - Tabulati di calcolo.

Sono, inoltre, allegati:

- All. 1: Perizia geognostica (a. 2003) del geol. Gasparini dott. Giorgio;
- All. 2: Progetto esecutivo e relazioni di calcolo depositate ex. L. 1086/71;
- All. 3: Progetto di consolidamento (a. 2003) dell'ing. A. Dal Pozzo.

11 – NORME DI RIFERIMENTO

- L. 64 del 02.02.1974: Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- L.R. 19 del 30/10/2008: Norme per la riduzione del sicurezza sismico;
- DPR 380/2001: Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- DM Infrastrutture 14.01.2008: Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008);
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Deliberazione della Giunta Regionale n. 1661 del 02/11/2009: Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico

NOTE sull'applicazione del software PC.E di AEDES

n.d. = parametro non disponibile: i risultati dell'analisi non sono stati rilevati.

*¹ Per l'intervento di Miglioramento Sismico, il confronto dei risultati fra 'prima dell'intervento' (Stato Attuale, o in caso di edificio danneggiato: Stato Pre-sisma) e 'dopo l'intervento' (edificio allo Stato di Progetto) è possibile solo se nei Parametri di Calcolo il file corrente di PC.E è qualificato come Stato di Progetto ed inoltre è specificato il nome del file di riferimento per l'edificio allo Stato Attuale: in assenza di tale specifica, i risultati allo Stato Attuale non sono disponibili. Se il file corrente è uno Stato Attuale, i risultati allo Stato di Progetto non sono disponibili. Ovviamente, i modelli allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto devono essere caratterizzati da identici parametri sismici relativi alla pericolosità del sito di ubicazione dell'edificio.

*² Le analisi lineari (statica o dinamica, che allo stato limite ultimo vengono eseguite con fattore di struttura q , derivante da analisi push over o da formulazioni di Normativa), possono cogliere contemporaneamente tutti i tipi di comportamento: Resistenza e Deformazione nel piano del pannello (che assumono valori uguali: i due aspetti non sono scindibili ai fini dei risultati dell'analisi, derivanti dalle verifiche a Pressoflessione Complanare e a Taglio per scorrimento e/o per fessurazione diagonale), Resistenza fuori piano (da verifiche a Pressoflessione Ortogonale) e Capacità limite del terreno (SL di tipo geotecnico).

L'analisi push over è finalizzata a cogliere il comportamento nel piano dell'edificio:

- allo stato limite ultimo SLV: Resistenza e Deformazione nel piano del pannello; i due risultati assumono valori uguali in quanto i due aspetti non sono scindibili: essi derivano dall'elaborazione della curva di capacità, che riassume il comportamento 'globale' della struttura, trasformata in oscillatore monodimensionale bilineare (elastoplastico) equivalente, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite ultimo;

- agli stati limite di esercizio (SLO e SLD): Deformazione di danno, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite di esercizio (SLO o SLD).

Per gli altri aspetti: Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno si fa riferimento all'analisi dinamica modale o (se non disponibile) all'analisi statica lineare, con fattore q che dovrà essere stato assunto coincidente con il fattore di struttura determinato in analisi push over. Se un'analisi lineare con fattore di struttura q avente il valore calcolato in analisi push over non è stata eseguita, questi risultati non sono disponibili.

L'analisi push over elabora una serie di curve, determinata dalle direzioni X e Y, dai versi + -, dalla presenza del momento torcente, e dal tipo di distribuzione di forze in elevazione, secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo. Fra tutte le curve elaborate, i risultati dell'analisi push over (capacità in termini di PGA e TR, e corrispondente fattore di struttura q) sono riferiti alla curva con risultati più sfavorevoli (identificati dalla minore capacità in termini di PGA).

*³ Le Verifiche di Deformazione (verifiche degli Spostamenti), secondo §7.3.7.2, devono essere eseguite: in SLD: per tutte le costruzioni; in SLO: per le costruzioni di Classe d'uso III e IV. Pertanto, per costruzioni di Classe d'uso I e II, i risultati delle verifiche degli spostamenti per SLO possono essere ignorati.

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (per la muratura: SLV); nel caso in cui, invece, si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLO e SLD), i relativi livelli di prestazione potranno essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. In altre parole, è possibile che le verifiche di deformazione a SLO e SLD siano ignorate.

In ogni caso, PC.E svolge le verifiche di deformazione a SLO e SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.2).

*⁴ Le Verifiche di Resistenza devono essere eseguite: in SLV: per tutte le costruzioni [per gli edifici in muratura, si assume che la verifica a SLV implichi anche la verifica allo stato limite ultimo SLC (Stato Limite di Collasso SLC, §C8.7.1.1)]; in SLD: per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, secondo §7.3.7.1. Pertanto, per costruzioni di Classe d'uso I e II, i risultati delle verifiche di resistenza per SLD possono essere ignorati.

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che le verifiche di resistenza a SLD (stato limite di esercizio) siano ignorate.

In ogni caso, PC.E svolge le verifiche di resistenza a SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.1).

*⁵ Per il Cinematismo (la cui valutazione riguarda solo gli Edifici Esistenti), viene fatto riferimento all'Analisi Cinematica (studio dei meccanismi di collasso [§C8A.4]) condotta con il modulo ESP di PC.E: i parametri sismici adottati nel calcolo dei cinematismi coincidono con i valori utilizzati in PC.E (il collegamento fra gli ambienti di calcolo è univocamente determinato dal nome del file della struttura, coincidente per PC.E e ESP). Le verifiche di resistenza riguardanti i Cinematismi vengono svolte - anche nel caso di costruzioni di Classe III o IV - solo per SLV, seguendo quanto indicato in §C8A.4.2.3, dove si afferma che nel caso di edifici esistenti in muratura la verifica allo Stato Limite di Danno dei meccanismi locali non è richiesta.

*⁶ L'Indicatore di sicurezza, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio. Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV), esso può essere espresso sia in termini di PGA che di T_R ; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e T_R , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori

o minori di 1. Il risultato coincide con il minimo indicatore di sicurezza fra tutte le verifiche eseguite per lo Stato Limite considerato. In particolare:

Per SLO, le verifiche sono solo per spostamenti ed il risultato può non essere considerato per costruzioni di Classe I e II.

Per SLD: per costruzioni di Classe III e IV, il valore minimo dell'indicatore è valutato sulle verifiche sia per spostamenti sia per resistenza, mentre per le altre costruzioni (Classe I e II) è valutato solo sulle verifiche per spostamenti, ignorando i risultati delle verifiche a SLD per resistenza. In ogni caso, quindi, il valore dell'indicatore η_D dovrà essere sempre considerato.

Per SLV, le verifiche sono solo per resistenza ed il risultato dovrà essere sempre considerato, qualunque sia la Classe della costruzione.

Per un Edificio Esistente sottoposto a Miglioramento, l'Indicatore di sicurezza allo Stato dopo l'intervento deve essere maggiore del corrispondente valore allo Stato prima dell'intervento. Negli interventi di Miglioramento, l'indicatore di sicurezza allo Stato dopo l'intervento può essere < 1.000 : è comunque necessario che sia maggiore corrispondente valore allo Stato prima dell'intervento.

*⁷ = l'Entità del Miglioramento Sismico, espressa in percentuale, consiste nel rapporto tra gli Indicatori di sicurezza dopo l'intervento e prima dell'intervento e assume valore positivo quando l'intervento di Miglioramento è soddisfatto, negativo altrimenti.

La completezza dei risultati è assicurata nei seguenti casi:

a) Analisi lineare (statica o dinamica): si è eseguita l'analisi sia allo Stato Attuale (o Pre-sisma), sia allo Stato di Progetto (per un confronto attendibile, l'analisi deve essere la stessa in entrambi gli Stati); il fattore q può essere tratto dalla Normativa (senza quindi la necessità di un'analisi push over); si sono inoltre calcolati i cinematismi sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto.

b) Analisi push over: si è eseguita l'analisi sia allo Stato Attuale, sia allo Stato di Progetto; si è quindi eseguita un'analisi lineare (statica o dinamica) nei due Stati (per un confronto attendibile, l'analisi deve essere la stessa in entrambi gli Stati) utilizzando, per le verifiche allo stato limite ultimo, il fattore q calcolato in analisi push over; si sono inoltre calcolati i cinematismi sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto.

Per quanto riguarda la simbologia utilizzata in PC.E, si è fatto in generale riferimento ai documenti più recenti del settore (attuazione OPCM 3790/2009), adottando un criterio coerente fra i diversi SL. Alcune equivalenze significative fra diverse espressioni delle stesse grandezze (ove non coincidenti con la simbologia adottata da PC.E) sono le seguenti:

$TR_{SLV} \approx TR_{CLV}$ (capacità in termini di periodo di ritorno allo stato limite SLV)

$TR_{SLV/RIF} \approx TR_{DLV}$ (domanda in termini di periodo di ritorno allo stato limite SLV \approx TR di riferimento)
e analogamente per SLO e SLD.

SOMMARIO:

1 - INTRODUZIONE	2
2 – DESCRIZIONE GENERALE	3
3 – RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE	4
3.1 – DOCUMENTAZIONE ESISTENTE	4
3.2 – INDAGINI E SAGGI IN LOCO	4
3.3 – TIPOLOGIE DEI MATERIALI UTILIZZATI	6
3.3.1: Fondazioni:.....	6
3.3.2: Muratura portante:.....	6
3.3.3: Solai:.....	6
3.3.4: Copertura:	6
3.4 – ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO	7
3.5 – ELEMENTI SALIENTI DELLE INDAGINI IN LOCO DELLE STRUTTURE E INTERPRETAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO.	9
3.6 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	11
4 – VERIFICHE STATICHE	16
4.1 VERIFICHE STATICHE LOCALI	16
4.1.1 – Analisi dei carichi.....	16
4.1.2 - Risultati	17
4.1.2.1 - Fondazioni/terreno	17
4.1.2.2 - Solai.....	17
4.1.2.3 – Murature	17
4.2 - VERIFICHE STATICHE NON SISMICHE	18
4.2.1 - Tensione sul terreno	19
4.2.2 – Tensioni normali medie nella muratura:.....	19
4.2.3 - Pressoflessione complanare	20
4.2.4 - Taglio per fessurazione diagonale.....	21
4.2.5 - Pressoflessione ortogonale	22
5 – VERIFICHE SISMICHE	23
5.1 – PARAMETRI SISMICI	23
5.2 – VERIFICA SISMICA STATICA LINEARE	25
5.2.1 - Pressoflessione complanare	25
5.2.2 - Taglio per fessurazione diagonale.....	26
5.2.3 - Pressoflessione ortogonale	27
5.3 - SISMICA DINAMICA MODALE.....	28
5.3.1 - Pressoflessione complanare	28
5.3.2 - Taglio per fessurazione diagonale.....	29
5.3.3 - Pressoflessione ortogonale	30
5.4 - ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)	31
5.4.1 - Pressoflessione ortogonale.....	31
5.4.2 - Taglio per fessurazione diagonale.....	31
5.4.3 - Curve di capacità	32
6 – ANALISI MODALE (Modi di vibrare).....	34
7 – CONCLUSIONI – SINTESI DEI RISULTATI – VULNERABILITA’ NON QUANTIFICABILI	35
7.1 – VERIFICHE	35
7.1.2 – Verifica statica non sismica	35
7.1.3 – Verifica sismica statica lineare	35
7.1.4 – Verifica sismica dinamica modale	35
7.1.5 – Verifica sismica statica non lineare (pushover).....	36
7.2 – VULNERABILITÀ NON QUANTIFICABILI.....	38
8 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	39

9 – PROPOSTA INTERVENTI DI ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO	41
9.1 - FONDAZIONI:	41
9.2 - SOLAIO:	41
9.3 - MURATURE:	41
9.4 - COPERTURA:	41
9.5 – PARETI DIVISORIE	42
10 - ELENCO ELABORATI:	43
11 – NORME DI RIFERIMENTO	43