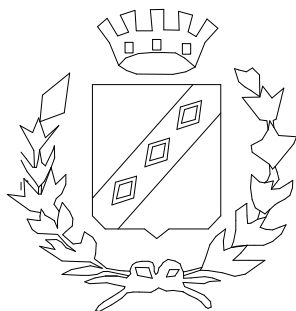




**STEP ENGINEERING**

VIA PERSICETANA VECCHIA 28/A -  
40132 - BOLOGNA - TEL. 051/401847

# **COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)**



## **Miglioramento Sismico - Scuola dell' Infanzia del Capoluogo "M. Mezzetti" Via della Costituzione, 54 PROGETTO ESECUTIVO**

**Il Progettista**  
**Ing. VITO MARCHIONNA**

**il Committente**

**Pareri Enti competenti**

**oggetto : Illustrazione sintetica degli elementi  
essenziali del progetto strutturale**

**data : novembre 2020**

**scala : Varie**

**Elaborato**

**EL S08**

## ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

### Premessa

La presente relazione viene redatta sulla base delle indicazioni riportate nella Deliberazione della Giunta Regionale 26 settembre 2011 n. 1373.

L'edificio in esame è ubicato, in via della Costituzione, 54 nel Comune di Castel Maggiore, in provincia di Bologna. L'edificio è di proprietà del Comune di Castel Maggiore ed è utilizzato dallo stesso per ospitare la scuola dell'infanzia Mezzetti,

Nella presente relazione vengono illustrati i criteri di calcolo e le scelte progettuali relativi all'edificio in esame.

### a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento:

L'edificio è ubicato in un'area urbanizzata in via della Costituzione n. 54 a Castel Maggiore. Il terreno di sedime è pianeggiante, ed è costituito oltre che dallo strato superficiale dello spessore di circa 1 m che risente delle variazioni stagionali, da strati sottostanti costituiti principalmente da terreni di natura argillose-limose con caratteristiche meccaniche che aumentano con la profondità.

Di seguito si riportano i risultati principali sulle caratteristiche del terreno estratti dalla relazione geologica a firma del Geologo dott. Gianluca Ferioli.

Sinteticamente i terreni incontrati si possono dividere nei seguenti gruppi:

- |    |            |             |                                              |
|----|------------|-------------|----------------------------------------------|
| 1. | da - 0.00  | a - 1.00 m  | terreni di riporto;                          |
| 2. | da - 1.00  | a - 4.20 m  | limi sabbiosi;                               |
| 3. | da - 4.20  | a - 17.80 m | argille limose;                              |
| 4. | da - 17.80 | a - 27.30 m | sabbie e sabbie limose;                      |
| 5. | da - 27.30 | a - 30.00 m | argille limose con livelli di sabbia limosa; |

La profondità della falda è stata rilevata nel foro di prova della penetrometrica come indicato nella tabella sottostante.

Punto di rilievo	Profondità da p.c. (m)	Data rilievo
SCPTU 1	- 4.70 m	06.08.18

Penetrometrie	UNITA' 1	UNITA' 2	UNITA' 3	UNITA' 4	UNITA' 5
	TERRENI DI RIPORTO	LIMI SABBIOSI	ARGILLE LIMOSE	SABBIE E SABBIE LIMOSE	ARGILLE LIMOSE CON LIVELLI DI SABBIA LIMOSA
Limite sup. (m)	0,0	1,0	4,2	17,8	27,3
Limite inf. (m)	1,0	4,2	17,8	27,3	30,0
$\gamma$ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.97	1.93	1.89	1.97	1.93
media dati	1.97	1.94	1.89	1.97	1.93
dev. Stand	0.00	0.03	0.01	0.02	0.00
n° dati	24	153	727	377	106
Cu (kPa)	-	-	84	-	105
media dati	-	-	85	-	117
dev. Stand	-	-	30	-	70
n° dati	-	-	727	-	106
$\Phi$ (°)	49.5	39.7	-	32.5	-
media dati	50.2	40.1	-	32.7	-
dev. Stand	1.8	2.7	-	1.7	-
n° dati	24	153	-	377	-
Go (Mpa)	58.8	58.8	58.1	98.1	86.6

media dati	62.2	60.0	58.9	99.8	90.0
dev. Stand	9.7	8.5	13.6	20.8	21.0
n° dati	24	153	727	377	106
M (MPa)	56.2	52.1	11.6	86.2	10.1
media dati	59.5	53.1	12.0	88.2	13.0
dev. Stand	9.3	7.5	7.5	22.5	17.4
n° dati	24	153	727	377	106
Eu (MPa)	44.8	45.6	42.8	74.6	61.7
media dati	47.5	46.5	44.8	75.9	74.7
dev. Stand	7.4	7.0	32.2	15.4	80.3
n° dati	24	153	727	377	106
Dr (%)	118	56	-	41	-
media dati	122	58	-	42	-
dev. Stand	11	14	-	12	-
n° dati	24	153	-	377	-
OCR	-	-	1.8	-	1.2
media dati	-	-	1.8	-	1.3
dev. Stand	-	-	0.7	-	0.6
n° dati	-	-	727	-	106

L'edificio presenta una serie di lesioni.

In sede di redazione della Verifica Tecnica si è dedicato particolare attenzione alle lesioni presenti. Queste sono dislocate principalmente nella zona cucina, ufficio e accesso principale e sono già da molto tempo soggette a continuo controllo da parte dell'Ufficio Tecnico del Comune. Si veda l'elaborato EL A02

Si sono rinvenuti una serie di rapportini di controlli periodici del 2003 dai quali emerge che già in quel periodo le lesioni erano stabili e pertanto la struttura non presentava incrementi di movimenti.

Per ulteriore controllo delle suddette lesioni, si è eseguito un saggio per la verifica della fondazione, in corrispondenza della lesione più grande presente nella parete perimetrale del locale adibito ad ufficio.

Da tale saggio è emerso che sia la muratura interrata che la fondazione non presentano lesioni e pertanto la lesione è limitata alla sola parete fuori terra.

Dall'analisi delle lesioni presenti è emerso che queste derivano, oltre che da un assestamento iniziale della struttura dell'edificio, dalla presenza di materiali diversi, come muratura e pilastri e travi in cemento armato, architravi in c.a. poggianti su muratura. Inoltre le murature negli angoli e negli incroci non risultano ammorsate ma solamente accostate.

Anche le lesioni presenti nelle murature interne di delimitazione del locale centrale termica sono dovute al fatto che tali pareti sono realizzate in blocchi di calcestruzzo forato, come per le pareti del piano interrato, semplicemente accostate alle pareti perimetrali in laterizio tipo poroton.

La lesione sopra richiamata in corrispondenza dell'ufficio, merita invece considerazioni a parte, poiché, questa, molto probabilmente, può derivare da un possibile movimento del pilastro in acciaio, presente proprio in corrispondenza della lesione, che ha comportato una spinta sulla muratura.

Infatti tale pilastro fornisce un appoggio centrale alla trave in c.a. presente, ma è stato inserito (contrariamente a quanto previsto nel progetto originario) esternamente alla trave (si vedano gli elaborati dello stato di fatto), andando a generare un momento flettente sul pilastro dovuto al trasferimento del carico dalla suddetta trave al pilastro. Tale momento può aver generato la suddetta spinta del pilastro in acciaio sulla muratura e la conseguente lesione.

Si tenga inoltre presente che il terreno non presenta scarse caratteristiche di resistenza, come riportato nel paragrafo relative alle fondazioni.

Le pressioni sul terreno non risultano gravose essendo contenute sotto lo 0,96 daN/cm<sup>2</sup>

Si consideri, ancora, che le lesioni presenti, molto probabilmente, non sono dovute alla variazione della falda acquifera, poiché questa è stata rilevata ad una profondità di 4,70 m dal piano di campagna e almeno attualmente, si ritengono non verificabili oscillazioni del livello di falda tale da interessare la quota di imposta delle fondazioni. Di conseguenza non risulta probabile l'alternanza di bagnato e secco che può comportare l'apertura di lesioni o l'allargamento delle lesioni presenti.

Infine occorre anche considerare che da molti anni non si verificano incrementi delle lesioni presenti.

**Da quanto sopra riportato, si ritiene che la struttura si sia assestata nella configurazione attuale e che le lesioni presenti non sono dovute a carenze strutturali né a particolari problemi di fondazione.** Chiaramente per eliminare le carenze che queste hanno evidenziato, nel presente progetto sono previsti i collegamenti delle murature d'angolo e degli incroci, con cuciture armate e la riparazione delle lesioni presenti mediante malte specifiche e/o inserimento di cuciture armate.



Infine si procederà con l'inserire un pilastro in acciaio affiancato a quello presente nella zona ufficio, direttamente sottostante alla trave esistente, in modo tale da fornire un ulteriore appoggio alla trave ed eliminare, almeno parzialmente, il momento flettente, sopra richiamato, dovuto all'eccentricità tra la trave e l'asse del pilastro. Naturalmente occorrerà controllare periodicamente lo stato deformativo ed evitare infiltrazioni di acque meteoriche dalla copertura che possono ammalorare le strutture esistenti.

**b) descrizione generale della struttura:**

**Stato di fatto**

Nello Stato di fatto l'edificio si compone di un solo piano terra, esiste anche un piano interrato non praticabile.

La struttura verticale principale è costituita da muratura portante mattoni di laterizio di 30 cm di spessore, per la parte fuori terra, mentre nel piano interrato la muratura portante è in blocchi di calcestruzzo.

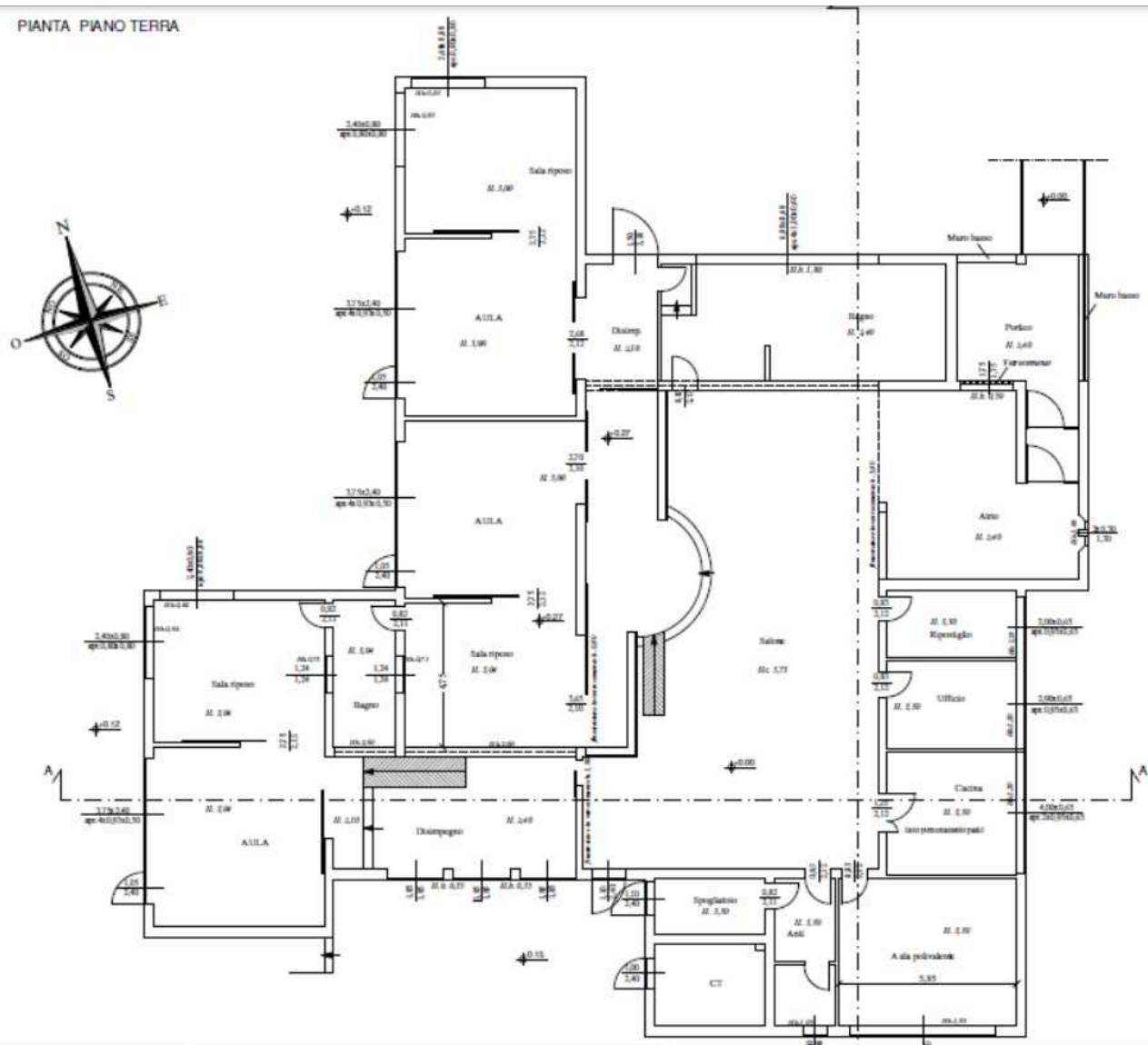
Sono inoltre presenti alcuni pilastri e travi in cemento armato ed un solo pilastro in acciaio.

La struttura è pertanto del tipo mista con prevalenza della parte in muratura portante, (la parte in c.a. è marginale per la presenza di soli 8 pilastri).

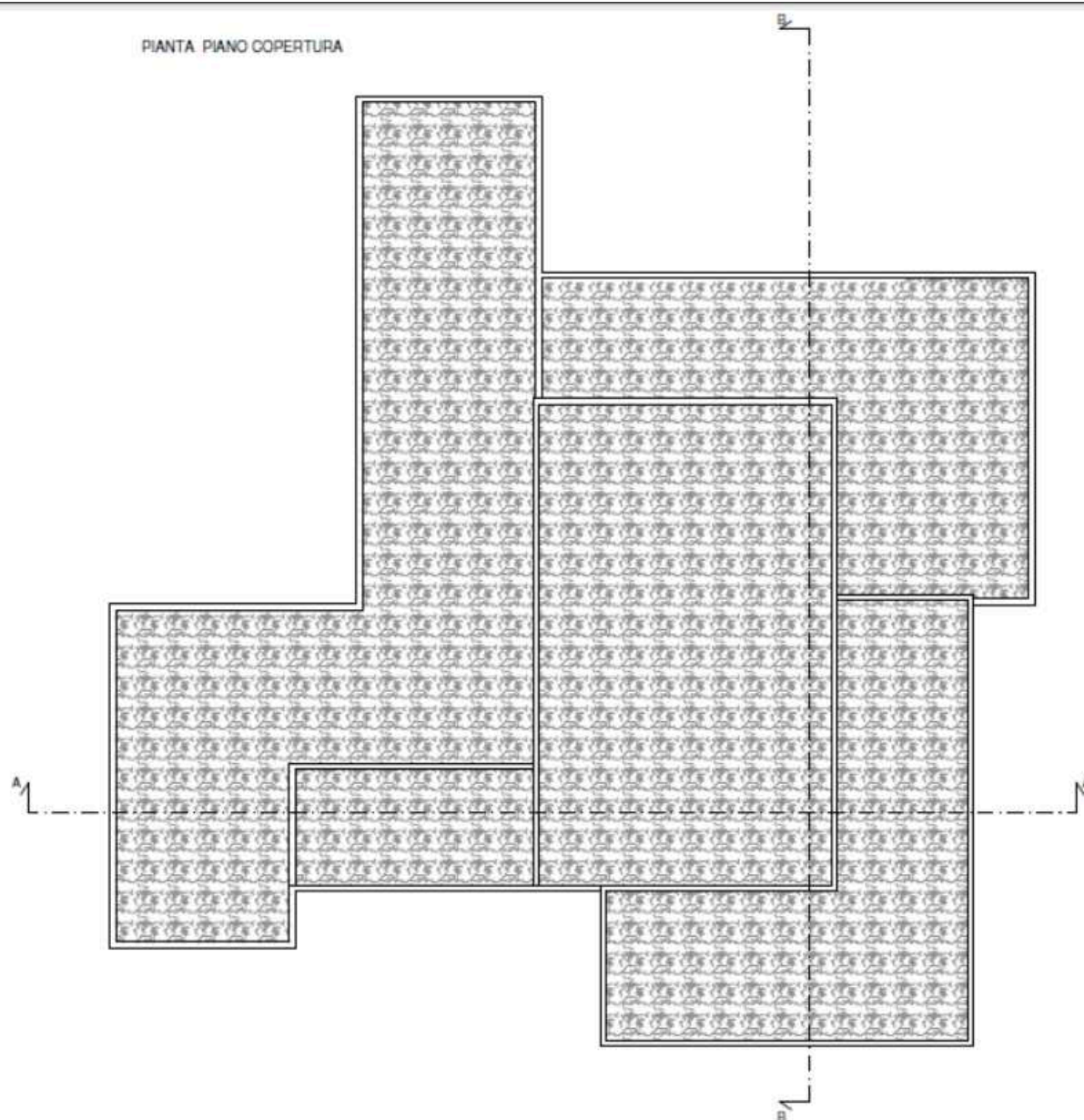
Il solaio di calpestio del piano terra è stato realizzato con travetti precompressi e pignatte di alleggerimento mentre il solaio di copertura, che si trova a quote diverse, è stato realizzato con pannelli prefabbricati latero-cemento, tipo Bisap dell'altezza di 20 cm, della RDB. Entrambi i solai sono rasati (senza soletta integrativa in calcestruzzo).

E' presente un salone centrale con copertura con struttura portante costituita da travi in cemento armato dell'altezza di 1,00 m (laterale) e di altezza 0,90 m (travi interne). Su tali travi scarica il solaio di copertura costituito sempre da pannelli prefabbricati latero-cemento, tipo Bisap dell'altezza di 16 cm, della RDB. Anche questo solaio risulta rasato.

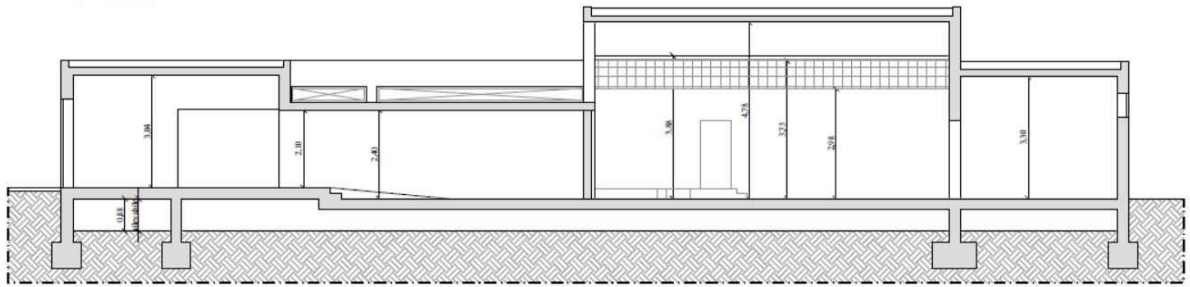
PIANTA PIANO TERRA



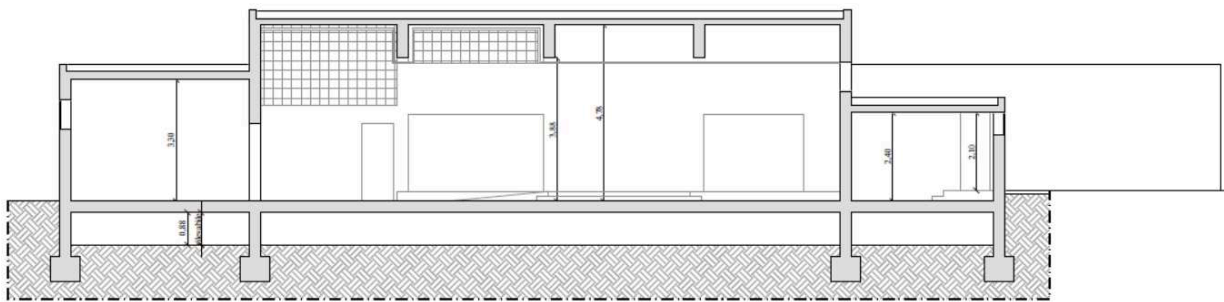
PIANTA PIANO COPERTURA



SEZIONE A-A

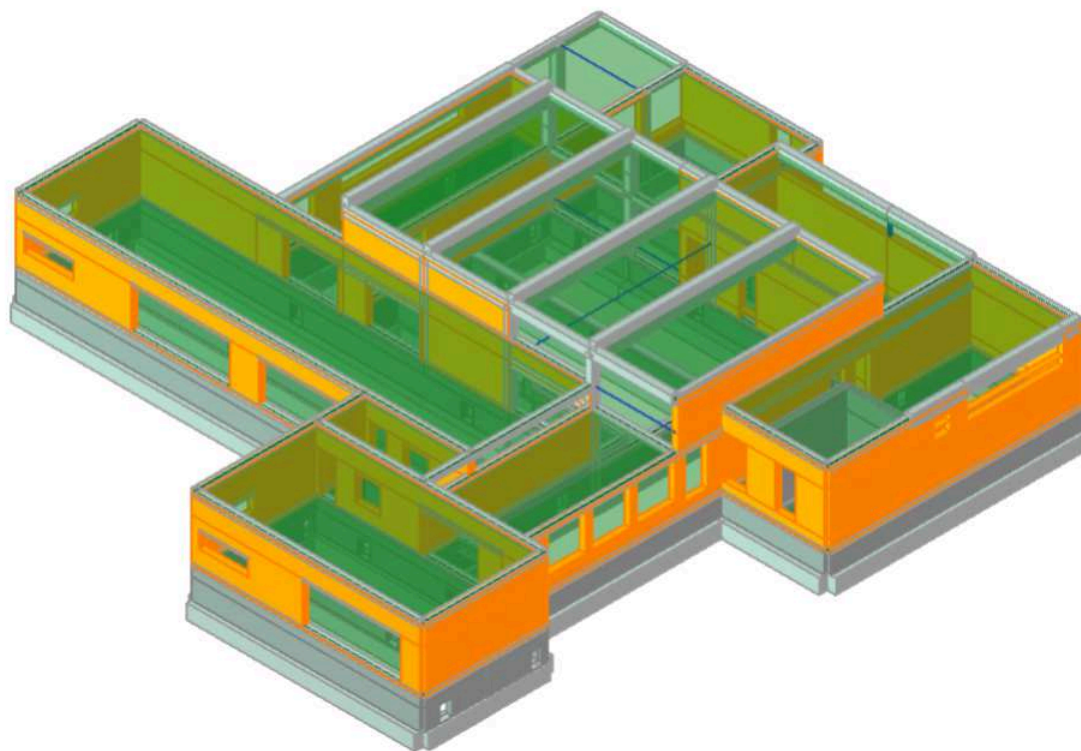


SEZIONE B-B



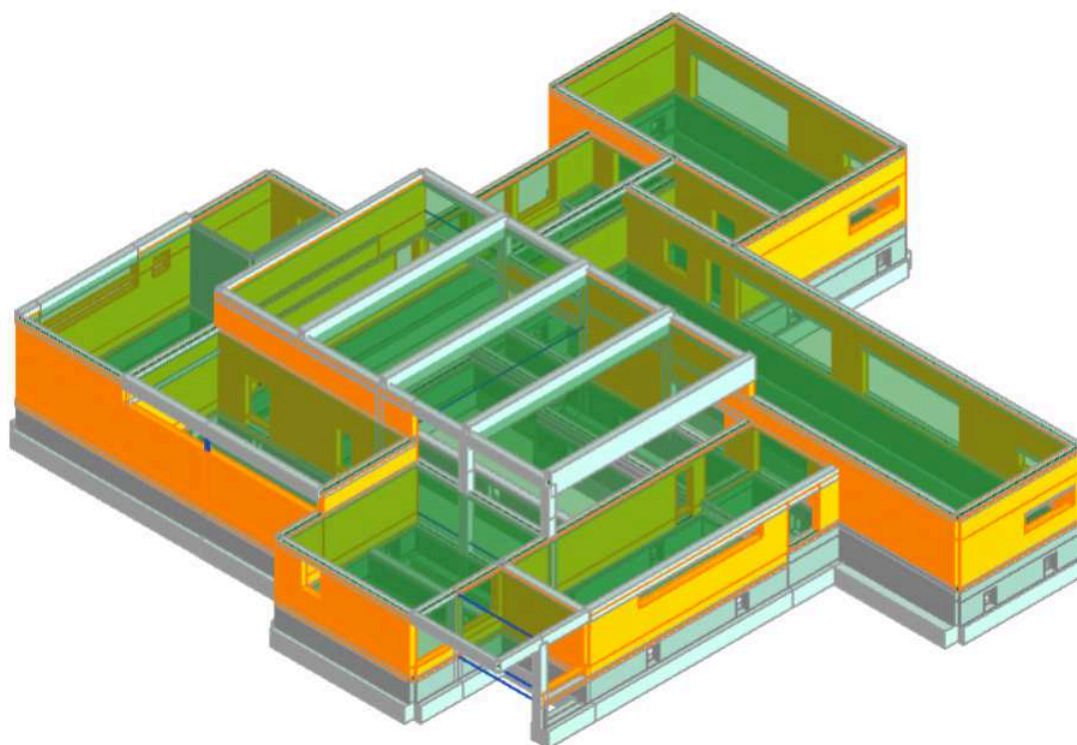
Nello stato di fatto si è utilizzato lo schema di seguito indicato.

Vista posteriore



Vista 3D (1)

Vista anteriore lato accesso all'edificio



Vista 3D (2)

### **Considerazioni sul modello di calcolo**

L'edificio risulta piuttosto irregolare sia in pianta che in altezza, i solai risultano impostati ad altezze differenti e precisamente, per il solaio del piano terra sono presenti due zone con differenza di quota di circa 30 cm. La copertura risulta impostata a tre quote differenti essendoci tre zone con intradosso solaio rispettivamente a quota 2.40 m, 3.30 m e quota 4.30 m (per la sola copertura del salone centrale).

Pertanto lo schema è complesso ed i risultati ottenuti per le azioni sismiche vanno attentamente valutate, poiché senza l'introduzione di elementi che possano “regolarizzare” maggiormente la struttura si possano avere delle “labilità” che portano a risultati più cautelativi rispetto al comportamento reale della struttura.

Inoltre per permettere al software di generare i telai equivalenti, nello schema sono state introdotte alcune catene prive di resistenza che hanno la sola funzione suddetta.

Si consideri, infine, che il piano interrato è stato schematizzato, a favore della sicurezza, come se fosse interamente fuori terra, portando ad avere delle azioni sismiche maggiori di quelle più probabilmente attese.

## **Progetto**

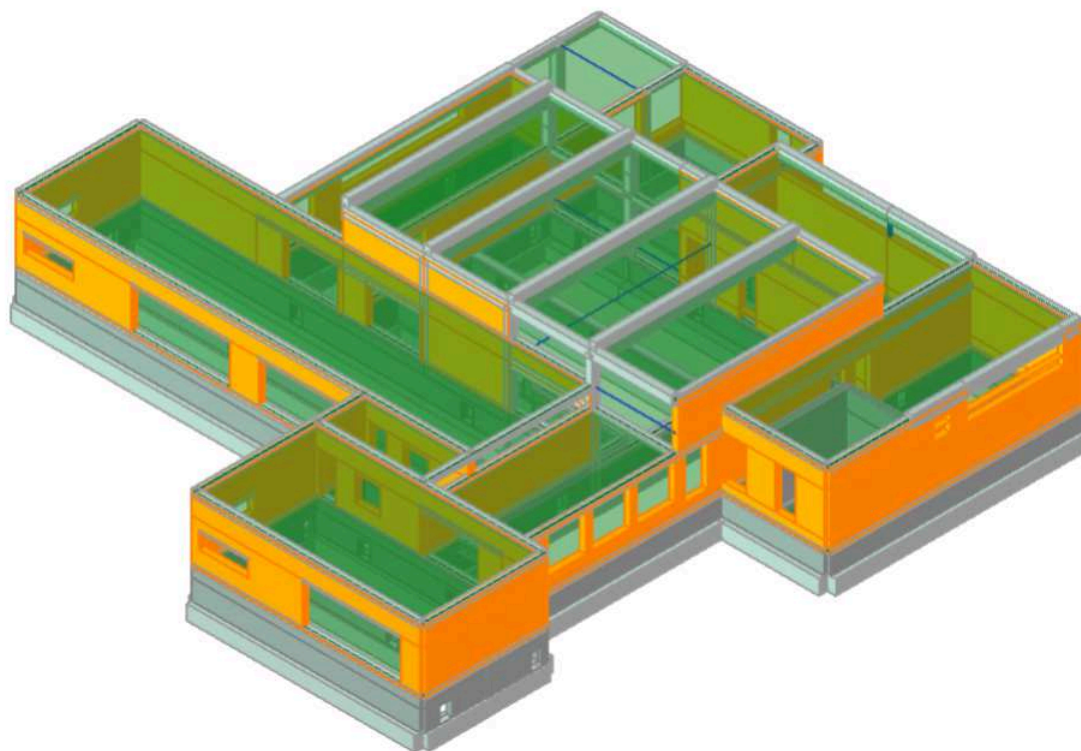
A seguito delle analisi dello stato di fatto, sono stati individuati i seguenti interventi previsti in progetto:

- realizzazione di cucitura armate in corrispondenza di tutti gli angoli esterni ed in corrispondenza degli incroci della muratura, in modo tale da “legare” le murature stesse;
- ripristino delle lesioni esistenti, con malte specifiche e mediante cuciture armate;
- inserimento di un nuovo pilastro in acciaio, in adiacenza al pilastro in acciaio esistente sopra richiamato, in modo tale da eliminare il momento “parassita” suddetto;
- inserimento di profilati in acciaio, in corrispondenza dei pilastri in c.a. esistenti, subito vicino all'accesso, che danno sul salone centrale;
- inserimento di una trave in acciaio, di collegamento di due pilastri in c.a., nel salone;
- inserimento di un profilato in acciaio inclinato in copertura a collegamento di una trave in c.a. della copertura del salone e di un pilastro sottostante;
- inserimento di elementi in acciaio in corrispondenza degli appoggi di alcune travi in c.a. di copertura del salone centrale, a collegamento di tali travi con la muratura;
- inserimento di sei pilastri in cemento armato, con relative fondazioni e piastre in acciaio di collegamento alle strutture esistenti, in corrispondenza delle pareti perimetrali.
- esecuzione di piccoli tratti di muratura, anche con cuci e scuci, in mattoni, simili agli esistenti, in corrispondenza di alcune zone d'intervento e del nuovo pilastro esistente.



Descrizione del modello

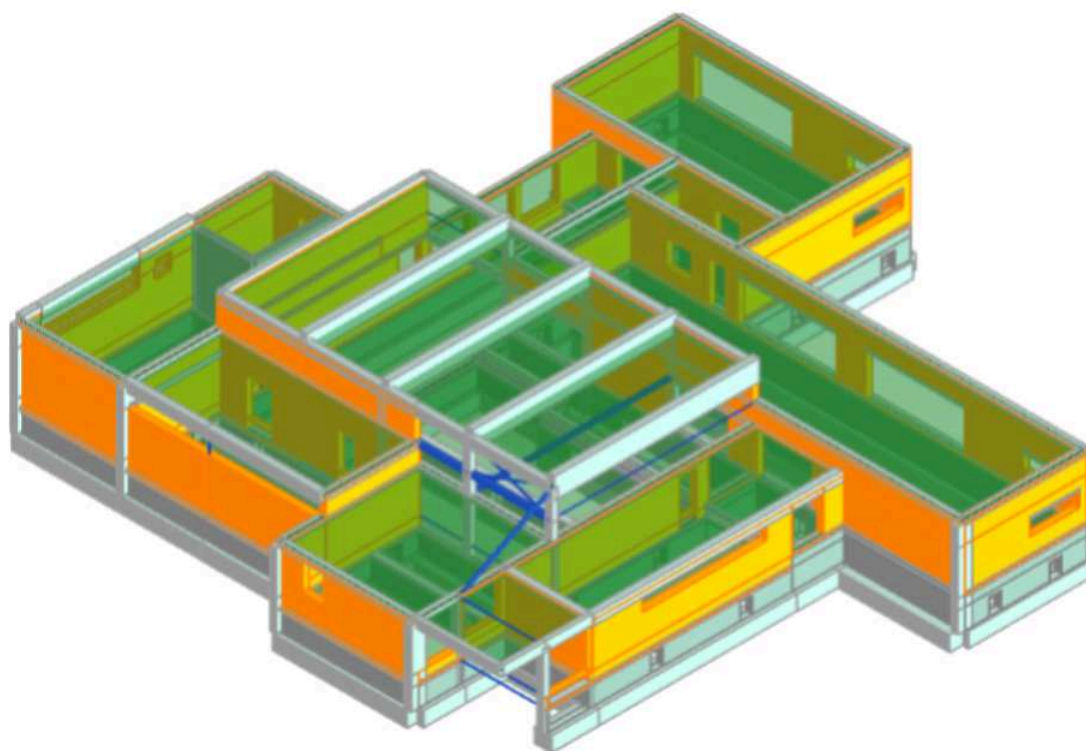
Vista posteriore



Vista 3D (1)



Vista anteriore lato accesso



Vista 3D (2)

## Parametri di calcolo

Libreria parametri -- Norme tecniche 2018 circolare --

Salva Elimina Salva come default

**[1] Materiali**

Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02
Esistente: FC-LC1	1,35
Esistente: FC-LC2	1,2
Esistente: FC-LC3	1
Riduzione rigidità fessurata	2
Res. residua architrave ds/acciaio	0,6
Res. residua architrave legno	0,4
Res. residua arco in muratura	0,1
Fattore di incipiente plasticità del legame	0,75

**[2] Calcolo statico**

$\gamma_{G1}$	1,3
$\gamma_{G2}$	1,5
$\gamma_Q$	1,5
$\gamma_{Q,vento}$	1,5
$\psi_{0,vento}$	0,6
Carico dominante vento	No

**[1] Parametri bilineare**

Intersezione bilineare-pushover 0,7

**[2] SLC**

Valore decadimento	0,8
$q^*$ limite SLC	4

**[3] SLV**

Esistente - Fattore di riduzione da SLC	0,75
$q^*$ limite SLV	3

**[4] SLD**

Nuovo - Drift limite di interpiano (SLD)	0,002
Fattore di taglio minimo	0,75

**[5] SLO**

Nuovo - Drift limite di interpiano (SLO)	0,0013
Esistente - Fattore di riduzione da SLD	0,667

OK Annulla

### c) normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Circolare applicativa n°7 del 21 gennaio 2019

### d) definizione dei parametri di progetto:

*Il calcolo delle sollecitazioni e la loro combinazione è stato eseguito seguendo le indicazioni delle NT secondo l'APPROCCIO 2*

## VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La costruzione in oggetto è definita dalla seguente tipologia (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere (35-50) 35 - 50 anni
Vita nominale(anni)	50.0
Classe d'uso	Classe III
Coefficiente d'uso	1.500
Periodo di riferimento(anni)	75.000
Stato limite di esercizio - SLD	PVR=63.0%
Stato limite ultimo - SLV	PVR=10.0%
Periodo di ritorno SLD(anni)	TR=75.4
Periodo di ritorno SLV(anni)	TR=711.8

e) descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati:

### Caratteristiche materiali esistenti

#### PARTE IN CEMENTO ARMATO

Dalle indagini eseguite e dai documenti progettuali reperiti (il Comune di Castel Maggiore ha fornito le copie del progetto originario ed il collaudo della struttura esistente), si ritiene che si sia raggiunto almeno **un livello di conoscenza pari a LC2** come da tabella C8.5.IV della CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Si precisa che si sono reperiti i disegni delle strutture di progetto, che si allegano e si è eseguito il rilievo completo della struttura esistente atto a descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e ad individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

Per i dettagli costruttivi si sono controllati i dettagli strutturali disponibili con verifiche in situ, tenendo conto della ripetibilità degli elementi strutturali. Pertanto si è eseguito il controllo dell'armatura di 1\*3+1 =4 travi su 9 e 2\*4 =8 pilastri su 8 pilastri, corrispondente a minimo il 44% degli elementi strutturali.

Considerata la ripetibilità degli elementi, si ritiene che sia stata raggiunta la percentuale richiesta almeno per limitate verifiche in situ.

Inoltre sono state eseguite delle prove in situ, eseguendo 4 carotaggi (2 per le travi e 2 per i pilastri), 5 prove combinate ultrasuoni-prove sclerometriche. Infine sono stati eseguiti 2 prelievi di spezzone di armatura da una trave e da un pilastro e le relative prove di trazione.

Considerando che risulta possibile sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive, si ritiene che sia stato raggiunto almeno il livello previsto per le prove limitate in situ.

Numero di provini di cls. Necessario:

Superficie edificio considerando, a favore della sicurezza, la complessiva e quindi sia la parte con struttura portante in c.a. gettata in opera, sia la parte con muratura portante:  
circa 620 mq.

provini necessari per ciascun elemento trave- pilastro:  $620/300 = 2$

eseguiti: 2

prove non distruttive : 3

prove totali eseguite :  $2+3/3 = 4$

Di seguito si riportano i risultati delle prove eseguite dal laboratorio ufficiale (si veda anche la relazione completa allegata)

COMMITTENTE:	COMUNE DI CASTEL MAGGIORE
INDIRIZZO:	VIA MATTEOTTI 10, 40013 CASTEL MAGGIORE (BO)
CANTIERE:	SCUOLA MEZZETTI
COMMESSA:	17370/17
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	PERIODO DAL 21/08/2018
CERTIFICATO n°:	59286/19
DATA PROVE:	27/08/2018
Rev 0 del:	08/02/2019

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di Rottura	f <sub>ck</sub>	R <sub>c1</sub>	penetrazione CO <sub>2</sub>
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
PILASTRO	ID10	94	89	0,95	2170	147,0	21,2	20,7	10
TRAVE	ID12	94	93	0,99	2285	186,2	26,8	26,7	11
PILASTRO	ID13	94	94	1,00	2292	128,6	18,5	18,5	0
TRAVE	ID15	94	92	0,98	2302	217,4	31,3	31,1	0

Note:

Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione

Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica

$f_{ca}$  resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a  $\lambda$

$R_{c1} = f_{ca} \times 2.5 / (1.5 + 1/\lambda)$  resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza  $\lambda=1$  assimilabile alla resistenza cubica

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 50 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STG

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STG

Organismo Notificato n° 1308 (DM 836149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	COMUNE DI CASTEL MAGGIORE
INDIRIZZO:	VIA MATTEOTTI 10, 40013 CASTEL MAGGIORE (BO)
CANTIERE:	SCUOLA MEZZETTI
COMMESSA:	17370/17
DATA PROVA:	21/08/18
PARTE D'OPERA:	TRAVI
CERTIFICATO n°:	59286/19 elaborato numerico
revisione	00
emessa il	08/02/19

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55khz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
					valori misurati in sito														Is
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	medio				
	[cm]	[µs]	[m/s]												[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
ID 12 TRAVE	20	55,00	4182	INDIRETTA	40	40	40	44	44	39	40	40	44	42	41,3	26,7	38,1	36,2	26,7
ID 14 TRAVE	20	58,40	3938	INDIRETTA	38	38	36	35	40	37	38	39	40	38	37,9	--	29,0	31,1	23,2
ID 18 TRAVE	20	59,00	3898	INDIRETTA	40	42	42	38	44	42	42	40	40	42	41,2	--	27,7	36,0	24,9
ID 19 TRAVE	20	50,00	4600	INDIRETTA	42	44	46	44	42	42	44	46	44	45	43,9	--	61,6	40,1	30,8



</

Dai risultati sopra riportati si ha:

- per il calcestruzzo delle travi una  $R_{cm} = (26,7+31,1+23,2+24,9+30,8)/5 = 27.34 \text{ N/mm}^2$
- per il calcestruzzo dei pilastri una  $R_{cm} = (20,7+18,5) = 19.60 \text{ N/mm}^2$
- una tensione di snervamento delle armature pari a  $f_{ym} = (385+442,6)/2 = 413.8 \text{ N/mm}^2$

Tenendo conto che nel progetto originario delle strutture dell'edificio era previsto un cls. per le travi e i pilastri con  $R_{ck}$  pari a  $25 \text{ N/mm}^2$ , si utilizzeranno, per le strutture esistenti, i seguenti valori:

- cls travi  $R_{cm} = 25.0 \text{ N/mm}^2$
- cls pilastri  $R_{cm} = 20.0 \text{ N/mm}^2$

Per l'armatura era previsto un'acciaio FeB44k, pertanto si assumerà:

- tensione di snervamento delle armature pari a  $413,8 \text{ N/mm}^2$

**Si precisa, ancora, che l'analisi ai carichi verticali dell'edificio è stata eseguita con le resistenze dei materiali esistenti, sopra indicate, divise per i corrispondenti coefficienti parziali e per il fattore di confidenza.**

## PARTE IN MURATURA

Dalle indagini eseguite e dai documenti progettuali reperiti, come sopra riportato, si ritiene che si sia raggiunto almeno **un livello di conoscenza pari a LC1** come da punto C8.5.4 della CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza e  $FC=1,35$

**Indagini limitate** § C8.5.2: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte.

**Prove limitate** § C8.5.3: Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, e possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà

meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

Si precisa che si sono reperiti i disegni delle strutture di progetto, agli atti presso l'Ufficio Tecnico del Comune, e si è eseguito il rilievo completo della struttura esistente atto a descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e ad individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

Per i dettagli costruttivi si sono controllati i dettagli strutturali completi disponibili con verifiche in situ, tenendo conto della ripetibilità degli elementi strutturali.

Si sono eseguiti dei saggi sulle murature per determinarne la tessitura e la tipologia.

Considerata la ripetibilità degli elementi, si ritiene che sia stata raggiunta la percentuale richiesta almeno per limitate verifiche in situ.

Non sono state eseguite delle prove in situ.

Per i parametri di resistenza delle murature si è utilizzata la tabella C8.5.1 di seguito riportata

**Tabella C8.5.1** -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Per la muratura in blocchi di calcestruzzo si sono utilizzati i parametri della tabella della Circolare relativa alle NTC2008, non essendo più presente nella nuova tabella.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

## MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO STATO DI FATTO

Condizione del materiale: Esistente

Tipo legame: Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Nome	f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	τ [N/cm <sup>2</sup> ]	FC	γ <sub>m</sub>
Muratura in blocchi di cls	75,00	9,50	1,35	3,00
muratura in laterizio tipo poroton	259,26	8,00	1,35	3,00

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>c</sub>	α <sub>cc</sub>
C20/25 travi e cordoli	29.962,00	12.484,00	25	20,7	20,0	1,50	0,85

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>c</sub>	α <sub>cc</sub>
C16/20 pilastri	28608	11920	25	19,5	16	1,50	0,85

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>
Fe430	206.000,00	79.231,00	79	296,3	400,0	1,15

Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>
S 235	210.000,00	80.769,00	79	173	215	1,05



Materiali

Proprietà materiale

Tipo Nome

Nome muratura in laterizio tipo poroton

Colore materiale

Texture

E [N/mm <sup>2</sup> ]	4550
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	4550
G [N/mm <sup>2</sup> ]	1137,5
w [kN/m <sup>3</sup> ]	15
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	500
f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	375
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	259,26
τ [N/cm <sup>2</sup> ]	8
FC	1,35
γ <sub>m</sub>	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

☒ Esistente ☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata

☐ Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm<sup>2</sup>])

☐ Definizione utente

☐ Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Resistenza pari al valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

☐ Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

# Definizione parametri materiali

Tipo muratura Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤

Livello conoscenza -- Limitate indagini -- LC1

FC 1,35

	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	τ [N/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>v0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>3</sup> ]
Valore tabellare	500,00	8,00	20,00	4.550,00	1.137,50	15

Normativa

OK

Annulla

Materiali

Proprietà materiale

Tipo Nome

Nome Muratura in blocchi di cls

Colore materiale

Texture

E [N/mm <sup>2</sup> ]	1200
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	1200
G [N/mm <sup>2</sup> ]	300
w [kN/m <sup>3</sup> ]	12
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	150
f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	110
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	75
τ [N/cm <sup>2</sup> ]	9,5
FC	1,35
γ <sub>m</sub>	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

☒ Esistente ☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata

☐ Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm<sup>2</sup>])

☒ Definizione utente

☐ Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Resistenza pari al valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

☐ Considera contributo a trazione fascia

Descrizione

Libreria

Normativa

OK

Annulla

## PROGETTO

### Stessi materiali dello stato di fatto con l'aggiunta del nuovo calcestruzzo per i pilastri e degli elementi in acciaio di rinforzo

#### Calcestruzzo

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>c</sub>	α <sub>cc</sub>
C28/35	32.308,00	13.462,00	25	36,0	28,0	1,50	0,85

#### Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>
S 275	210.000,00	80.769,00	79	203,0	255,0	1,05

**Per le verifiche sismiche (essendo predominante la parte in muratura) e per le verifiche delle murature ai carichi verticali si è adottato un livello di conoscenza LC1 ed un fattore di confidenza FC = 1.35, mentre per le verifiche dei solai e travi ai carichi verticali, si è utilizzato un FC=1.35 per il calcestruzzo ed FC=1 per l'armatura.**

Tale procedura trova giustificazione in quanto espresso nel parere n. 20 del CTS (Comitato Tecnico Scientifico –Legge Regionale n.19/2008 e D.G.R. n.1776/2013) della seduta n.7 del 28 marzo 2011. In tale parere vengono riportati a titolo esemplificativo e non esaustivo alcuni dei criteri di cui tener conto nella definizione dei LC-FC:

- *Il livello di conoscenza, finalizzato alla caratterizzazione meccanica dei materiali, dovrà basarsi sulla documentazione esistente, sulle verifiche visive in situ e sulle eventuali indagini sperimentali, prestando particolare attenzione in presenza di degrado dei materiali.*
- *Nel caso di strutture in c.a. risulta opportuno ricordare la diversa aleatorietà delle proprietà meccaniche dei due materiali che lo compongono (calcestruzzo e acciaio) e quindi dei percorsi per la definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza.*
- *È da considerare inoltre la frequente necessità di limitare il numero del prelievo di barre, data la notevole invasività dell'operazione, nonché la buona “stabilità” di comportamento meccanico dell'acciaio in quanto prodotto industrializzato. **Per le strutture più recenti, ad esempio, le caratteristiche dell'acciaio sono già accertate presso lo stabilimento di produzione, conseguentemente se si dispone delle certificazioni del materiale in esame, il Progettista, previa opportuna valutazione, potrebbe ritenere superflua l'esecuzione di parte o di tutti i prelievi di barre d'armatura e relative prove di laboratorio così come indicati nella Circolare 617/2009.***
- *Nella pianificazione del percorso atto a definire il LC, nonché nella interpretazione dei risultati, occorre tener conto delle omogeneità costruttive, in termini di tipologia, periodo di realizzazione, produttore-costruttore, etc.*
- *Le definizioni dei FC devono essere opportunamente calibrati anche in funzione della cautela o dell'audacia con cui vengono assunti i valori delle proprietà meccaniche di partenza a cui sono applicati.*
- ***Infine si evidenzia che i fattori di confidenza si applicano in modo diverso in funzione dei modelli impiegati per la valutazione della sicurezza e possono essere diversificati per le specifiche verifiche di sicurezza condotte o meccanismi esaminati.***

Si riporta inoltre quanto indicato dal parere del CTS n. 122 del 14 aprile del 2016 nella

**seduta n.47.**

Tale parere, facendo riferimento anche al parere n.6 seduta n. 4 del 27 luglio 2010 sulle “verifiche tecniche: problematiche correlate e decisioni conseguenti”, riporta le seguenti ulteriori riflessioni, per quanto concerne la problematica specifica dell’adeguamento nei confronti delle azioni statiche in occasione di un intervento di miglioramento sismico, di cui si riportano i punti che riguardano la presente analisi:

2. *In merito ai modelli da adottare, sia nella determinazione della risposta che nella valutazione della capacità nei confronti dei diversi meccanismi di rottura (globali e locali, statici e sismici), si ricorda che “nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi . Di conseguenza il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile, tenendo conto delle indicazioni generali...” (§ 8.5 delle NTC-08)*

Si intende che il tecnico incaricato (vds. parere rif. n. 6 del CTS), *pur con le necessarie cautele, nel “definire e giustificare di volta in volta” il modello per la valutazione della sicurezza, debba considerare tutte le risorse disponibili, al fine di evitare giudizi eccessivamente prudenti, ingiustificati allarmismi ed interventi di adeguamento di costo significativo e, in alcuni casi, di dubbia efficacia. In particolare, si evidenziano: (a) la frequente necessità di mettere in conto la collaborazione tra strutture di diverse tipologie al fine di stimare la capacità nei confronti dell’azione sismica; (b) l’opportunità di effettuare apposite prove sperimentali e/o ricorrere a formulazioni analitiche appropriate, purché di comprovata validità, per ovviare a modelli di stima della capacità, anche nei confronti delle azioni gravitazionali, calibrati sulle nuove costruzioni e sulle moderne tecnologie costruttive ma che, per le costruzioni esistenti, potrebbero risultare particolarmente penalizzanti.*

3. In merito alla definizione/adozione dei coefficienti di sicurezza, si ricorda che *“la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all’interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell’affidabilità delle stesse” (§ 8.2 delle NTC-08). Inoltre, “per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di  $\gamma_G$  adeguatamente motivati” (§ 8.5.5 delle NTC-08).*
4. In merito alle decisioni da adottare a valle di una verifica non pienamente soddisfacente, si evidenzia che (vds. parere rif. n. 6 del CTS), *“nell’ammettere che nelle costruzioni esistenti è accettabile un livello di sicurezza inferiore a quello richiesto per le nuove costruzioni, la norma introduce l’importante ed innovativo concetto di “limitazioni e/o cautele nell’uso”. Per le azioni controllate dall’uomo, si ammette quindi la possibilità, nell’ambito di una determinata destinazione d’uso, di diversificare le “reali condizioni d’uso” adattandole alle capacità della struttura”.*

Da quanto sopra riportato ne deriva che il tecnico incaricato nel definire e giustificare il modello per la valutazione della sicurezza, debba considerare tutte le risorse disponibili per evitare interventi non necessari e costosi. **Per le costruzioni esistenti è accettabile un livello di sicurezza inferiore a quello richiesto dalle nuove costruzioni.**

**Le schematizzazioni adottate sia per i carichi verticali, in particola modo per i solai, che per le azioni sismiche, derivano dalle considerazioni sopra indicate**

#### **f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione:**

##### **Criteri di calcolo utilizzati e ipotesi alla base dei modelli considerati**

**Come previsto dal capitolo 8 delle NTC2018 e precisamente al punto 8.3 “VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA”, di seguito riportato:**

*“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.*

*Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).*

**Nel presente progetto, in accordo con il Committente, la progettazione degli interventi e la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento ai soli SLU, rispetto alla condizione di salvaguardia della vita (SLV).**

I meccanismi di tipo globale sono stati investigati mediante **analisi non lineare** su modello tridimensionale dell'intero edificio mediante il programma di calcolo 3MURI della S.T.A. DATA. Ipotesi a base del modello

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

Per i meccanismi locali è stata utilizzata l'analisi cinematica lineare sempre mediante il programma 3MURI della S.T.A. DATA

Il modello di calcolo, con la schematizzazione e le semplificazioni effettuate, si ritiene sia in grado di rappresentare la realtà del fabbricato.

### **Spettro utilizzato.**

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella “Tabella 1” (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche 14 gennaio 2018 .

Per la definizione dell'azione sismica si fa riferimento a:

- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Longitudine: 11.3617
- Latitudine: 44.5778

- Vita nominale: Opere ordinarie VN  $\geq$  50 anni
- Classe d'uso III - Edifici con grandi affollamenti, infrastrutture importanti

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella “Tabella 1” (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche.

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato ( $T_R$ ), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla “Classe del suolo” e dalla “categoria topografica” (vedere tabella).

	$A_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_0$	$T_c^*$ [s]	$T_R$	$S_s$	$T_b$ [s]	$T_c$ [s]	$T_d$ [s]
SLV	1,90	2,48	0,29	712,00	1,41	0,15	0,46	2,37
SLD	0,72	2,48	0,28	75,00	1,50	0,15	0,45	1,89
SLO	0,58	2,50	0,27	45,00	1,50	0,15	0,44	1,84

**Parametri del sito**

Città: Castel Maggiore - BO

Longitudine: 11,3617

Latitudine: 44,5778

Vita nominale: Opere ordinarie VN  $\geq$  50 anni

Classi d'uso: III - Edifici con grandi affollamenti, infrastrutture importanti

**Parametri di pericolosità sismica**

Calcola Pulisci

	SLC	SLV	SLD	SLO
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	2,462	1,895	0,723	0,579
$F_0$	2,44	2,48	2,48	2,5
$T_c^*$ [s]	0,29	0,29	0,28	0,27
$T_R$	1462	712	75	45

OK Annulla

Carico sismico

Forma spettro: Parametrica Diagramma Spettro

Classe suolo: C Calcola

	SLC	SLV	SLD	SLO
► Verifica	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	2,46	1,90	0,72	0,58
$F_0$	2,44	2,48	2,48	2,50
$T^*_C$ [s]	0,29	0,29	0,28	0,27
$T_R$	1.462,00	712,00	75,00	45,00
$S_S$	1,33	1,41	1,50	1,50
$T_B$ [s]	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_C$ [s]	0,46	0,46	0,45	0,44
$T_D$ [s]	2,60	2,37	1,89	1,84

Categoria topografica: T1  $S_T$  1,0

Fattore di amplificazione: 1,000

### Vincolamenti e schemi statici adottati

I vincolamenti interni e/o esterni considerati sono quelli propri dello schema di calcolo adottato descritto in precedenza.

### g) indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati, analisi dei carichi:

Le relazioni utilizzate per le verifiche sono le seguenti:

Stati limiti ultimi

Combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

Nella formula si è trascurato il termine delle deformazioni impresse.

Come azioni variabili si è considerato per il carico in copertura il valore del carico neve al suolo  $q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$  per  $a_s \leq 200 \text{ m}$  **Neve (a quota  $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$ )**, mentre per il carico sul solaio del piano terra, il valore relativo alla **Categoria C1 scuole** con carico pari a  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ , e per i coefficienti si è assunto:

$$\gamma_G = 1,3$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

Azioni sismiche

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

$\psi_{21}=0$  per il carico variabile neve (a quota  $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$ )

$\psi_{21}=0,60$  per il carico accidentale valido per le scuole (categoria C)

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Non previsti nel presente progetto.

Nelle combinazioni per SLE, vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Dove  $G_1$  = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$

azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}, \psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

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

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} * Q_{kj}$$

$\psi_{21}=0$  per il carico variabile neve (a quota  $\leq 1000$  m s.l.m.)

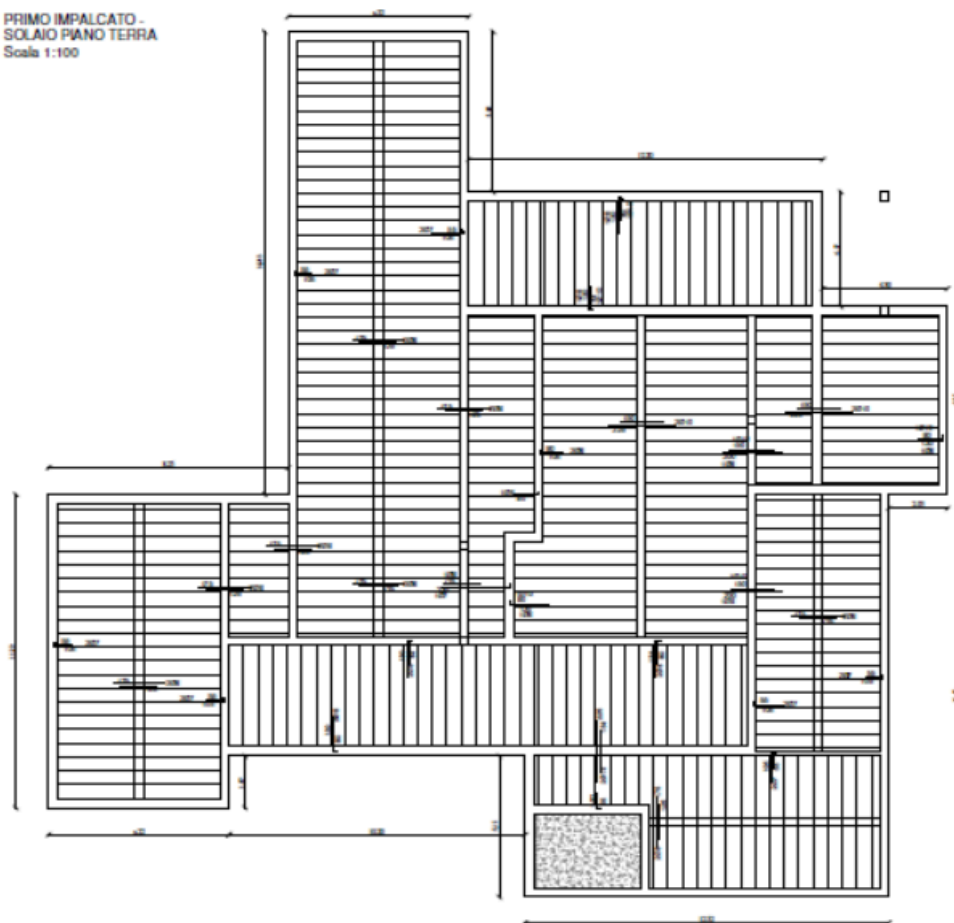
## ANALISI DEI CARICHI

I carichi adottati sono i seguenti:

### SOLAIO DI CALPESTIO DEL PIANO TERRA

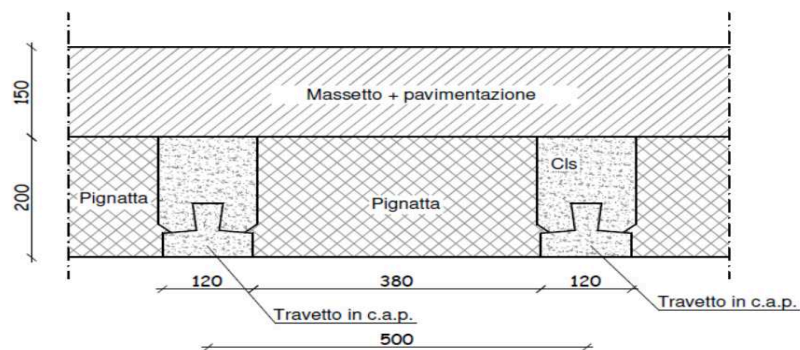
solai con travetti precompressi e pignatte di alleggerimento

PRIMO IMPIALCATO -  
SOLAIO PIANO TERRA  
Scale 1:100





## PARTICOLARE SOLAIO scala 1:10



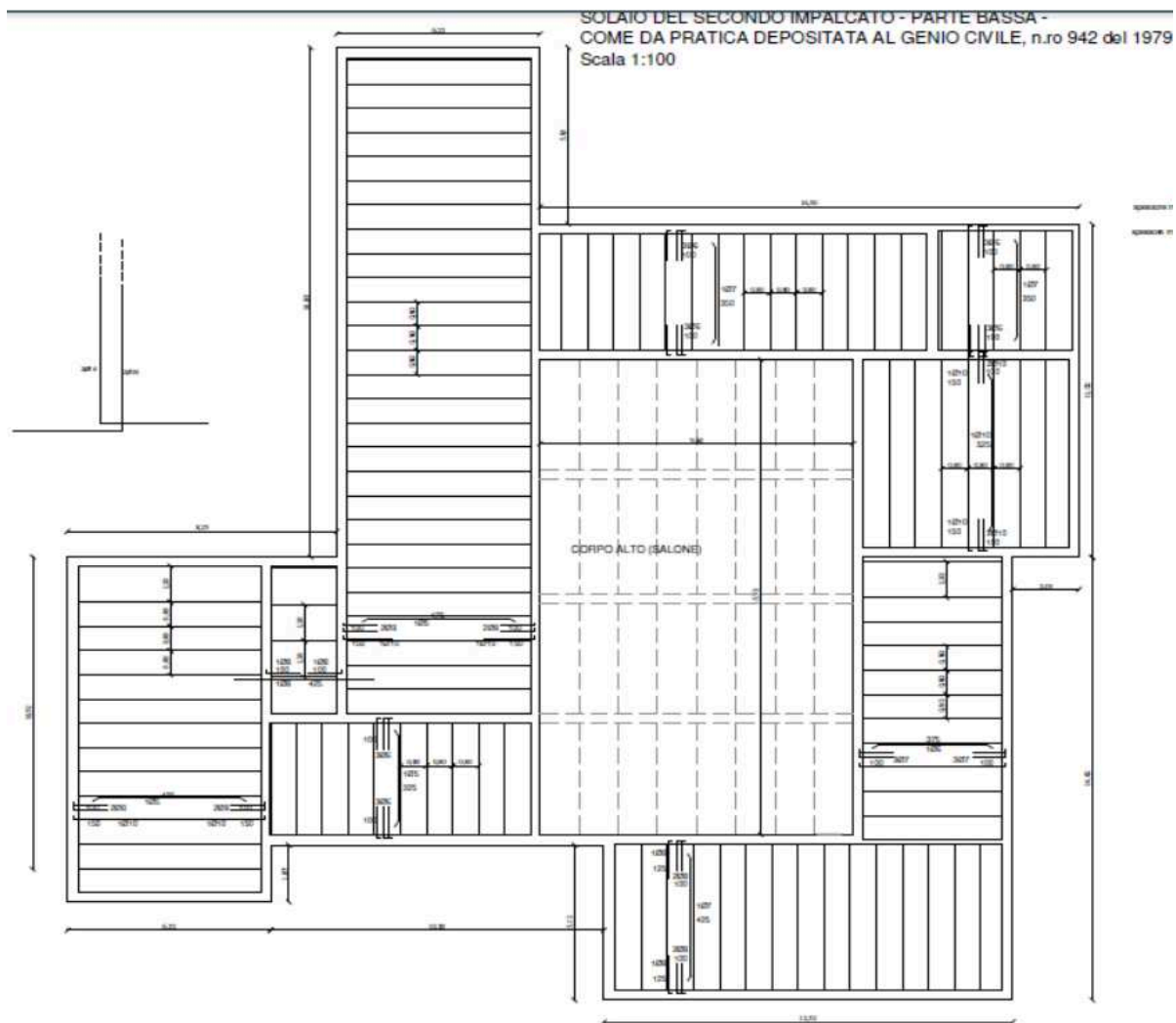
### Analisi dei carichi

Pavimento e massetto di sottofondo = $20 \text{ [kN/m}^3\text{]} \cdot 0,15 \text{ [m]} =$	.....3,00 kN/m <sup>2</sup>
Solaio peso proprio H=20 da tabella RDB con interasse=0,5 m	<u>.....1,87 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>Totale <math>q_{\text{per}} = 4,87 \text{ kN/m}^2</math></b>

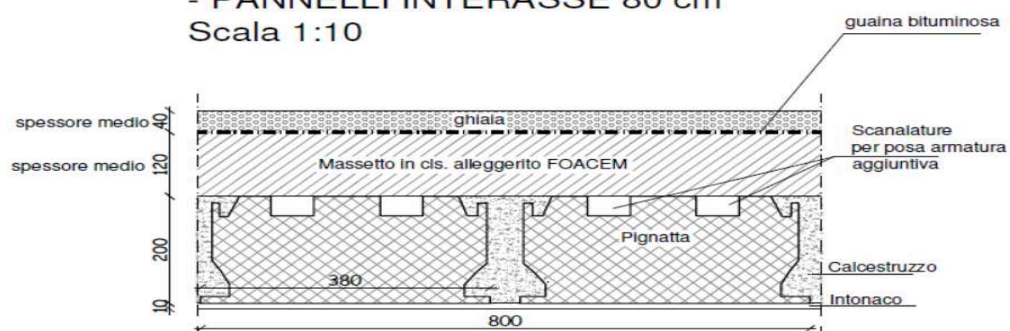
**Totale  $q_{\text{acc}} = 3 \text{ kN/m}^2$  ( SCUOLE normale affollamento)**

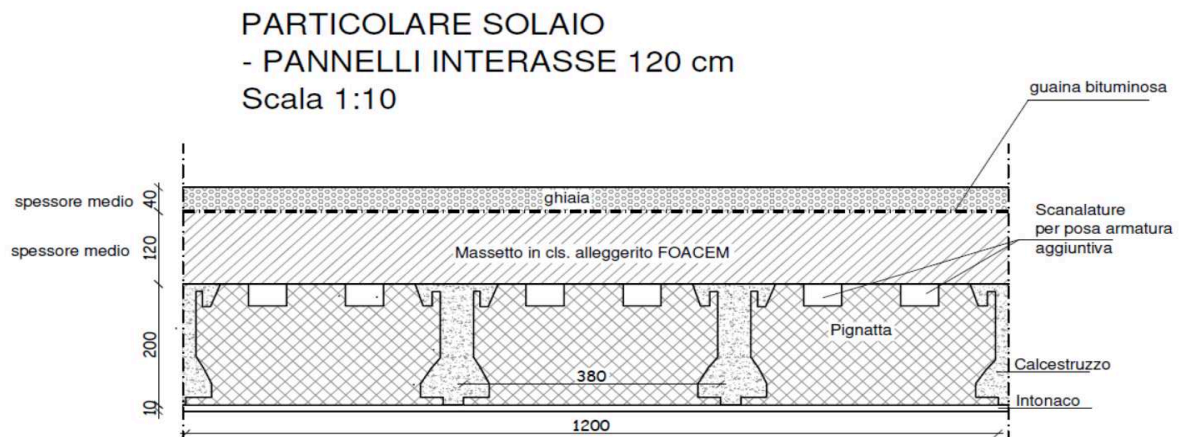
### SOLAIO DI COPERTURA

solai con pannelli prefabbricati tipo Bisap della RDB



**PARTICOLARE SOLAIO**  
**- PANNELLI INTERASSE 80 cm**  
**Scala 1:10**





### Analisi dei carichi

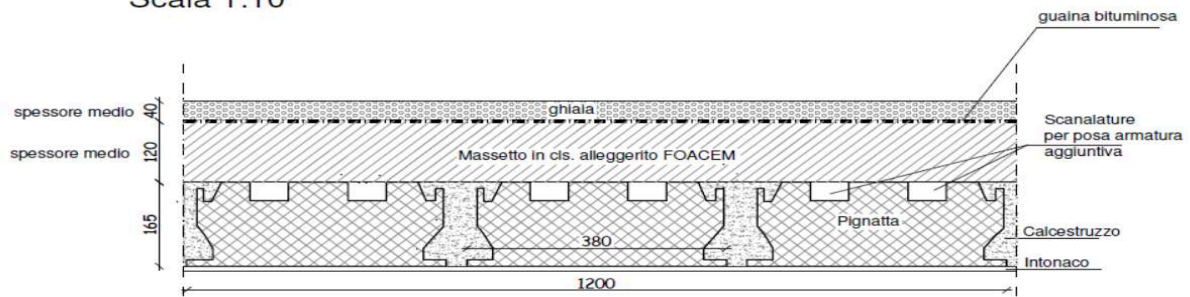
Guaina .....	0,05 kN/m <sup>2</sup>
massetto per pendenza (cls.alleggerito sp. medio) = 4 [kN/m <sup>3</sup> ]*0,12 [m]=.....	0.48 kN/m <sup>2</sup>
ghiaia (sp. Medio)= 16*0.04 .....	0.64 kN/ m <sup>2</sup>
intonaco = 20*0.01 .....	0.20 kN/ m <sup>2</sup>
Solaio peso proprio 20 da tasbella RDB.....	<u>1,60 kN/m<sup>2</sup></u>

**Totale q<sub>per</sub> = 2,97 kN/m<sup>2</sup>**

**Accidentale    q<sub>acc</sub>= 1.2 kN/m<sup>2</sup> (neve)**

Solaio COPERTURA SALONE CENTRALE

**PARTICOLARE SOLAIO**  
**- PANNELLI INTERASSE 120 cm**  
**Scala 1:10**



**Analisi dei carichi**

Guaina..... 0,05 kN/m<sup>2</sup>

massetto per pendenza (massetto alleggerito sp. medio) =  $4[\text{kN/m}^3] \cdot 0,12 [\text{m}] = \dots\dots\dots 0,48 \text{ kN/m}^2$

ghiaia =  $16 \cdot 0,04 \dots\dots\dots 0,64 \text{ kN/ m}^2$

intonaco =  $20 \cdot 0,01 \dots\dots\dots 0,20 \text{ kN/ m}^2$

controsoffitto ..... 0,20 kN/ m<sup>2</sup>

Solaio peso proprio 16.5 da tabella RDB..... 1,40 kN/m<sup>2</sup>

**Totale  $q_{\text{per}} = 2,97 \text{ kN/m}^2$**

Accidentale  $q_{\text{acc}} = 1.2 \text{ kN/m}^2$  (neve)

*-Il valore della neve è ottenuto come indicato nelle NTC 2018-*

### 3.4. AZIONI DELLA NEVE

#### 3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

$\alpha = 0^\circ$  (inclinazione falda) -----> coefficiente di forma 0,8

Categoria topografica T1 pianeggiante

Altitudine sito <200 m. slm

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$
$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

#### 3.4.4. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

Tab. 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

#### 3.4.5. COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$ .

### 3.4.3. COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

#### 3.4.3.1 GENERALITÀ

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma  $\mu_1$  delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Avendo considerato il coefficiente di esposizione e termico pari ad 1, il coeff. di forma pari a 0,8, in funzione della  $q_{sk}$  trovata----->  $q_{neve} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

h) indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa:

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

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.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

**La presente analisi viene eseguita tenendo conto delle nuove disposizioni sui carichi da considerare nelle analisi strutturali mediante push-over (analisi statica non lineare).**

Infatti come riportato al punto 7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA delle NTC 2018:

*Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.*

**Gruppo 1 - Distribuzioni principali:**

*- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:*

*distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,*

*distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;*

*- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 TC .*

**Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**

*a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;*



- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi

Nel presente caso, poiché il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata non ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, come da tabella di seguito riportata, si applica la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare (**distribuzione modale**), includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%, come da tabella di seguito riportata.

#### Stato di fatto

Attivo in pushover		Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1	0,26823	0	0,00	4.830	0,44	0	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0,20421	88	0,01	209.914	19,15	4	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3	0,12445	33.325	3,04	219.631	20,04	34	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	4	0,11782	561.787	51,26	66.012	6,02	49	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	5	0,11609	32.547	2,97	320.630	29,26	66	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	6	0,10521	93.173	8,50	19	0,00	0	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	7	0,10229	319	0,03	28	0,00	1.519	0,14
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	8	0,09987	238	0,02	4.263	0,39	2	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9	0,09559	335	0,03	41.778	3,81	62	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	0,09271	28.177	2,57	9.621	0,88	2	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	11	0,08826	28.000	2,55	24.303	2,22	21	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	12	0,08623	1.395	0,13	21.248	1,94	40	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	13	0,08096	16.721	1,53	29.200	2,66	28	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	14	0,07181	2.231	0,20	75.398	6,88	421	0,04
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	15	0,07061	2	0,00	335	0,03	199	0,02
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	16	0,06455	2.550	0,23	16.106	1,47	193	0,02
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	17	0,06336	13.402	1,22	601	0,05	170	0,02
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	18	0,06196	86.049	7,85	33	0,00	395	0,04
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	19	0,06089	78.089	7,13	252	0,02	4	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	20	0,05866	15.653	1,43	94	0,01	2.518	0,23
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	21	0,05645	15.590	1,42	282	0,03	1.700	0,16
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	22	0,05543	4.471	0,41	388	0,04	1.483	0,14
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	23	0,05467	12.728	1,16	255	0,02	355	0,03
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	24	0,05243	1.449	0,13	173	0,02	1.059	0,10
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	25	0,05159	24.114	2,20	3.333	0,30	1.606	0,15
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	26	0,05090	2.643	0,24	13.514	1,23	10.807	0,99
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	27	0,04840	188	0,02	17	0,00	7.554	0,69
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	28	0,04729	1.260	0,12	1.308	0,12	118	0,01
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	29	0,04675	573	0,05	411	0,04	613	0,06
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	30	0,04618	29	0,00	134	0,01	1.780	0,16
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	31	0,04554	134	0,01	3.351	0,31	22.020	2,01
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	32	0,04517	4	0,00	1.325	0,12	1.789	0,16
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	33	0,04423	32	0,00	431	0,04	30.111	2,75
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	34	0,04399	29	0,00	779	0,07	61.858	5,64
Mx totale		95,89 [%]	My totale		95,22 [%]				

## Stato di progetto

Attivo in pushover		Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1	0,35149	0	0,00	4.489	0,41	0	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0,15432	44	0,00	264.369	23,85	58	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3	0,13043	0	0,00	2.392	0,22	0	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	4	0,10633	654.205	59,03	1.791	0,16	244	0,02
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	5	0,10349	1.073	0,10	200.251	18,07	131	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	6	0,10223	296	0,03	181	0,02	1.404	0,13
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	7	0,09785	48.057	4,34	7.326	0,66	223	0,02
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	8	0,08751	16.211	1,46	1.393	0,13	25	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9	0,08377	5.188	0,47	60.237	5,44	278	0,03
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	0,08124	85	0,01	40.517	3,66	365	0,03
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	11	0,07756	3.293	0,30	35.762	3,23	985	0,09
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	12	0,07544	1.337	0,12	97.456	8,79	1.196	0,11
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	13	0,07212	2.442	0,22	100	0,01	4.446	0,40
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	14	0,06533	335	0,03	82.139	7,41	461	0,04
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	15	0,06261	3	0,00	62.244	5,62	13	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	16	0,05901	265	0,02	42.271	3,81	1.477	0,13
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	17	0,05883	6.883	0,62	25.115	2,27	312	0,03
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	18	0,05541	225.897	20,38	169	0,02	956	0,09
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	19	0,05485	18.962	1,71	18	0,00	116	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	20	0,05388	3.943	0,36	1.500	0,14	4.472	0,40
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	21	0,05337	1	0,00	962	0,09	1.014	0,09
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	22	0,05108	15.680	1,41	139	0,01	179	0,02
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	23	0,05089	8.149	0,74	544	0,05	961	0,09
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	24	0,04927	109	0,01	2.151	0,19	7.060	0,64
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	25	0,04798	1	0,00	4.003	0,36	8.537	0,77
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	26	0,04620	1	0,00	1.760	0,16	852	0,08
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	27	0,04476	12	0,00	39.247	3,54	6.145	0,55
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	28	0,04433	138	0,01	9.211	0,83	924	0,08
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	29	0,04413	5	0,00	660	0,06	45.575	4,11
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	30	0,04375	329	0,03	3.925	0,35	134.458	12,13
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	31	0,04319	1.639	0,15	269	0,02	28.254	2,55
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	32	0,04295	23	0,00	245	0,02	3.142	0,28
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	33	0,04190	126	0,01	1.878	0,17	10.074	0,91
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	34	0,04103	2	0,00	9.412	0,85	1.299	0,12
Mx totale		91,12 [%]	My totale	89,10 [%]					

Dalla tabella si deduce che con il numero di modi considerati si ha una partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%, nelle due direzioni sia per le analisi eseguite per lo stato di fatto che per il progetto

Di conseguenza, secondo le prescrizioni da normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare (**distribuzione modale**), includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%, (Gruppo 1)
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2);

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare 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 base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo 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 (distribuzione uniforme/ distribuzione modale) prendere 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.

Stato di fatto

Verifica analisi				
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,00
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,00
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,00
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,00
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	153,30
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-153,30
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	153,30
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-153,30
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	153,30
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-153,30
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	153,30
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-153,30
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	155,69
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-155,69
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	155,69
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-155,69
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	155,69
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-155,69
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	155,69
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-155,69

## Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,00
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,00
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,00
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,00
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	153,30
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-153,30
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	153,30
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-153,30
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	153,30
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-153,30
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	153,30
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-153,30
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	155,69
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-155,69
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	155,69
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-155,69
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	155,69
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-155,69
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	155,69
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-155,69

#### i) criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:

Avendo eseguita un'analisi statica non lineare, le verifiche vengono eseguite sia per lo SLV che per lo SLD, mediante il controllo degli spostamenti ed un controllo sul decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo. Il tutto come meglio riportato in precedenza.

#### Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Si applica quanto riportato nel punto delle NTC18 7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI.

E più precisamente “con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.”

Nel presente caso sono presenti tramezzi con spessore non superiore ai 100 mm, concentrati nella zona locali di servizio. Pertanto non risultano necessarie le conseguenti verifiche. Gli impianti principali presenti sono tali da non generare azioni di una certa rilevanza sulle strutture che li sostengono, sono pertanto superflue le relative verifiche di resistenza.

#### Fondazioni

Nel presente progetto non sono previsti interventi sulle fondazioni esistenti, poiché, pur essendo presente una serie di lesioni, esaminate in precedenza, si sono ritenute **non imputabili a cedimenti fondali in atto**, ne deriva che l'edificio si è assestato sotto gli attuali carichi esistenti.

In conclusione, per le fondazioni, **attualmente** non si ravvisano problemi di ordine statico, poiché il terreno si è consolidato e adeguato ai carichi presenti.

Si precisa, inoltre, che le pressioni sul terreno risultano inferiori a quelle ottenute dal relativo calcolo allo SLV con i parametri e coefficienti previsti dalla normativa, di seguito riportati (si veda anche il punto l)).

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici e i coefficienti  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti all'interno del Capitolo 6 delle Norme Tecniche.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_i$	Favorevoli	$\gamma_F$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$ : coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

$\gamma_{G2}$ : coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

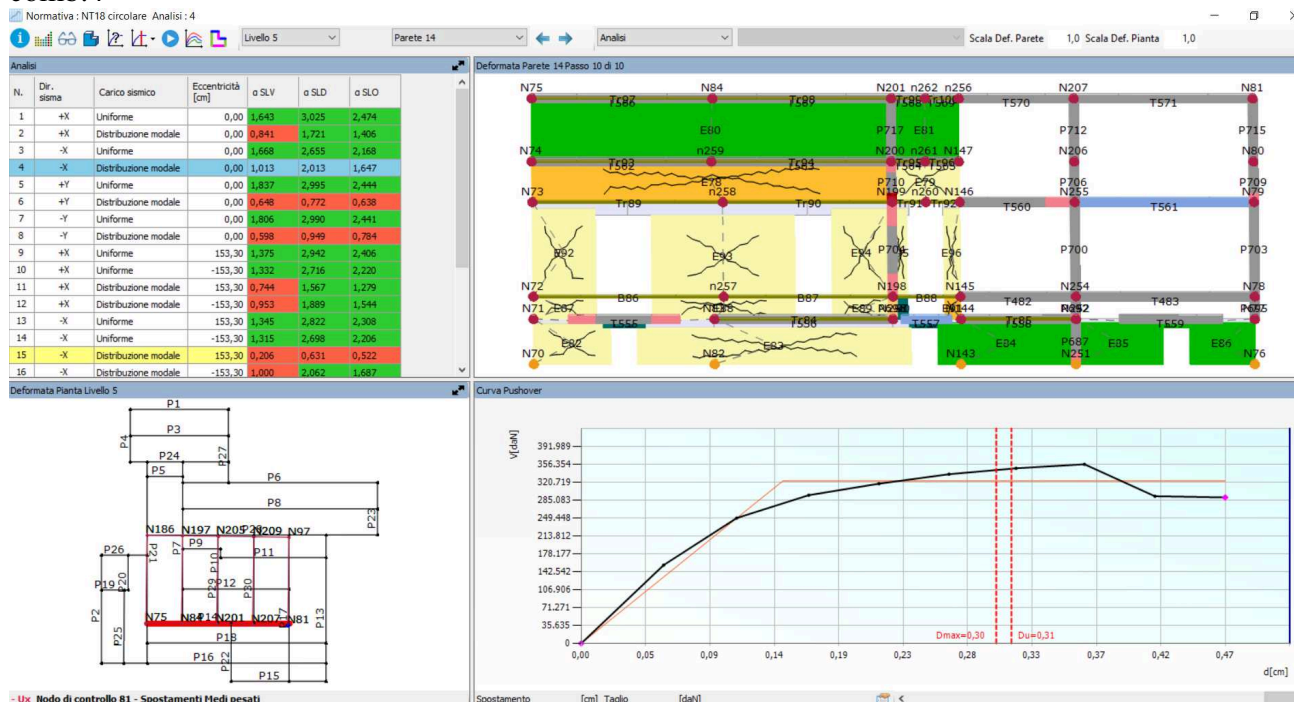
$\gamma_{Qi}$ : coefficiente parziale delle azioni variabili.

Le verifiche sono state effettuate seguendo l'Approccio 2:

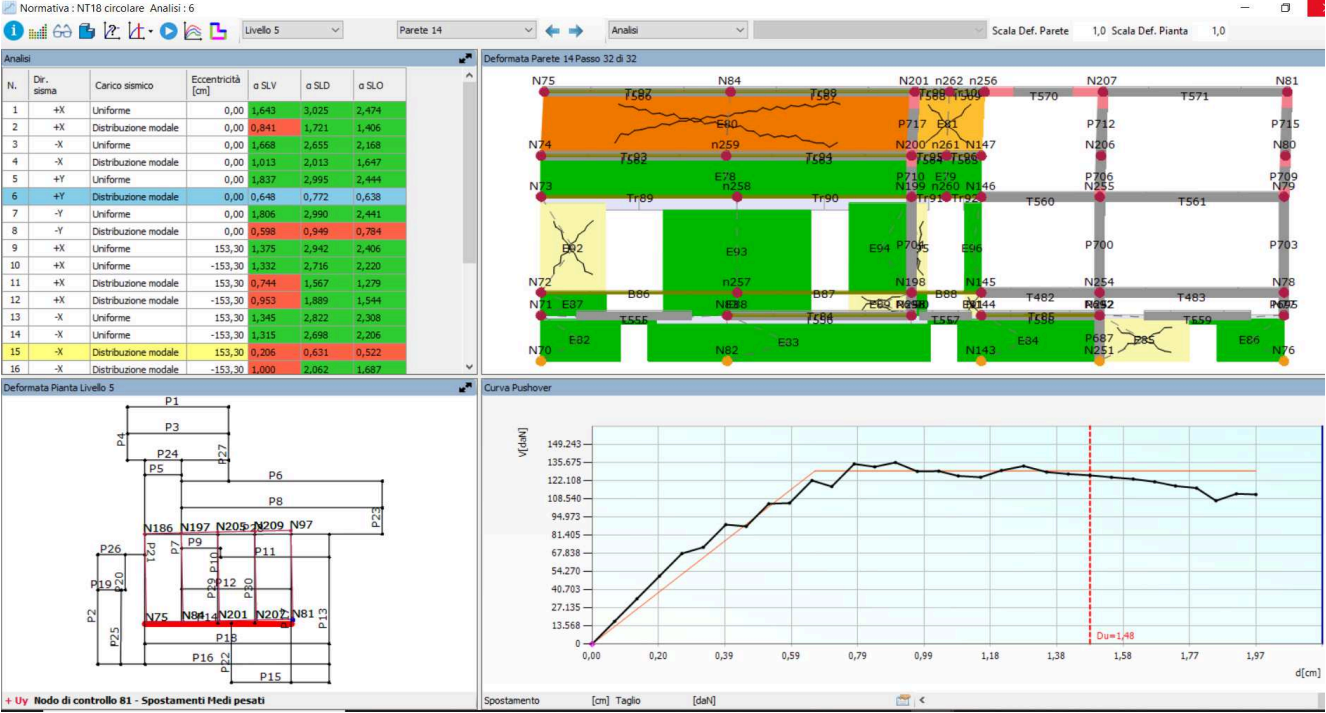
j) rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione e delle verifiche delle strutture più significative:

Di seguito si riportano i risultati grafici delle deformazioni e dei danneggiamenti degli elementi murari principali.

## Stato di fatto comb.4

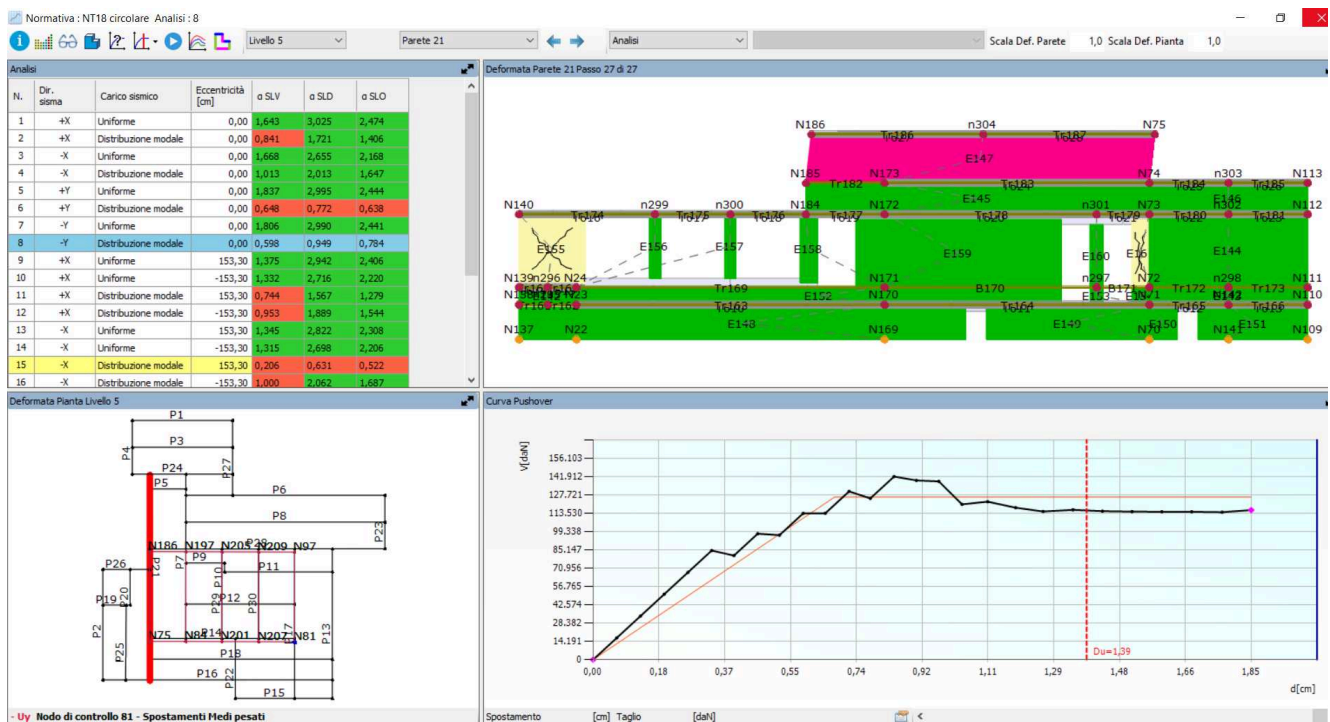


Combinazione 6)

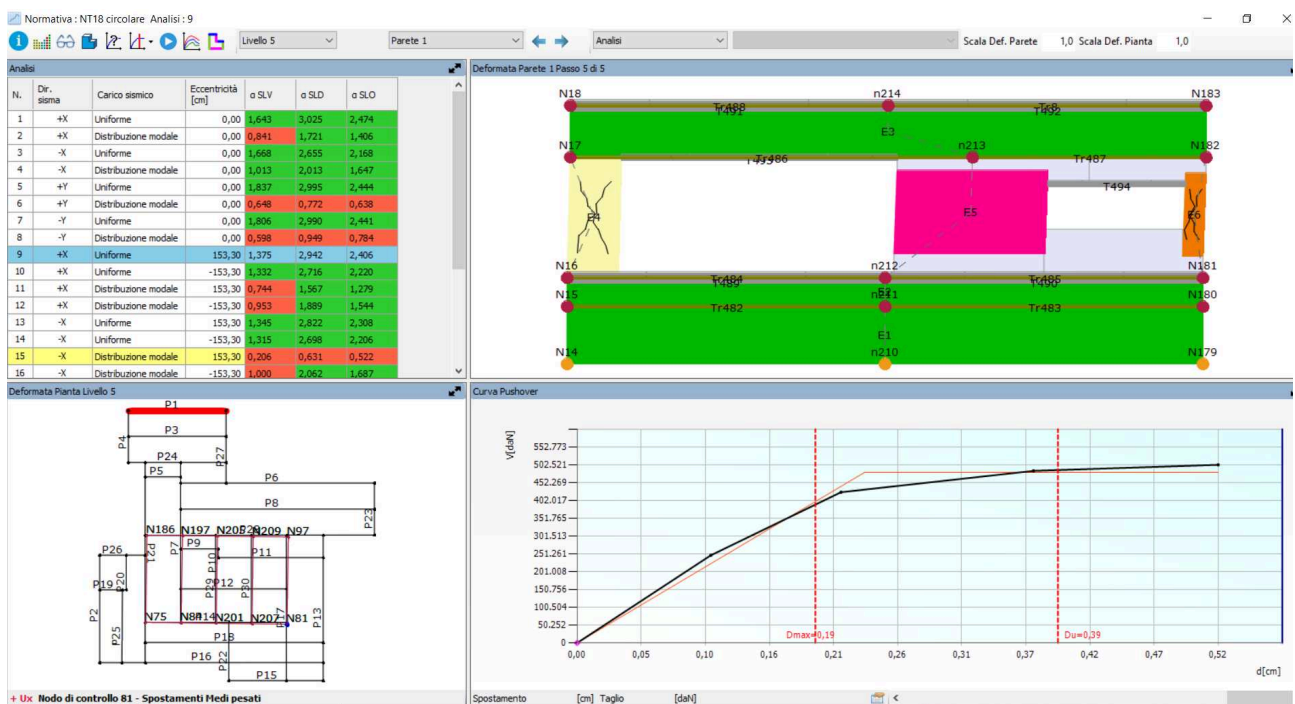


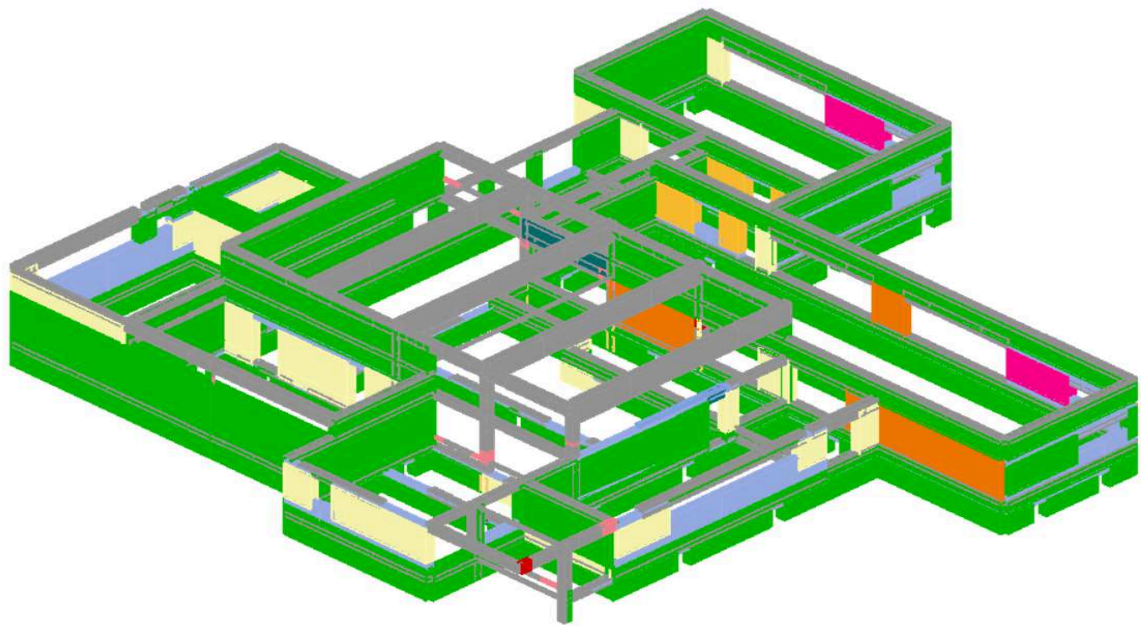
Comb. 8)



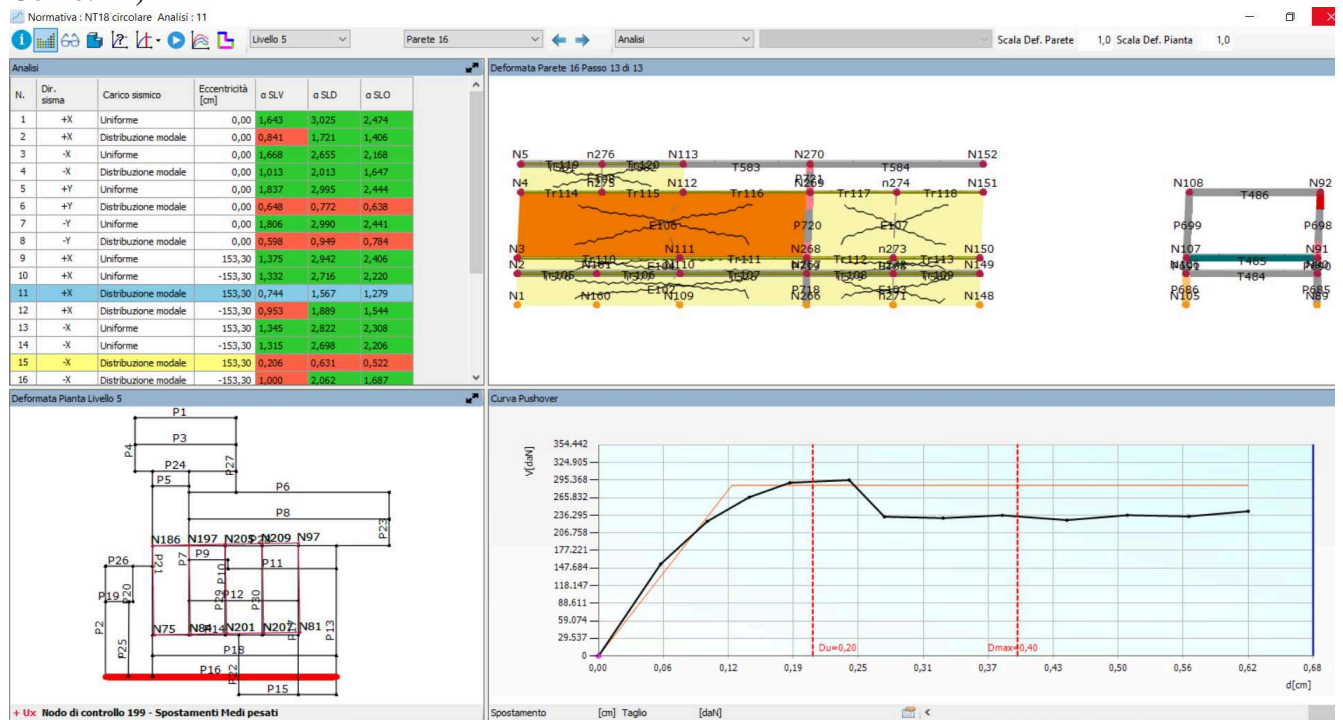


Combinazione 9)

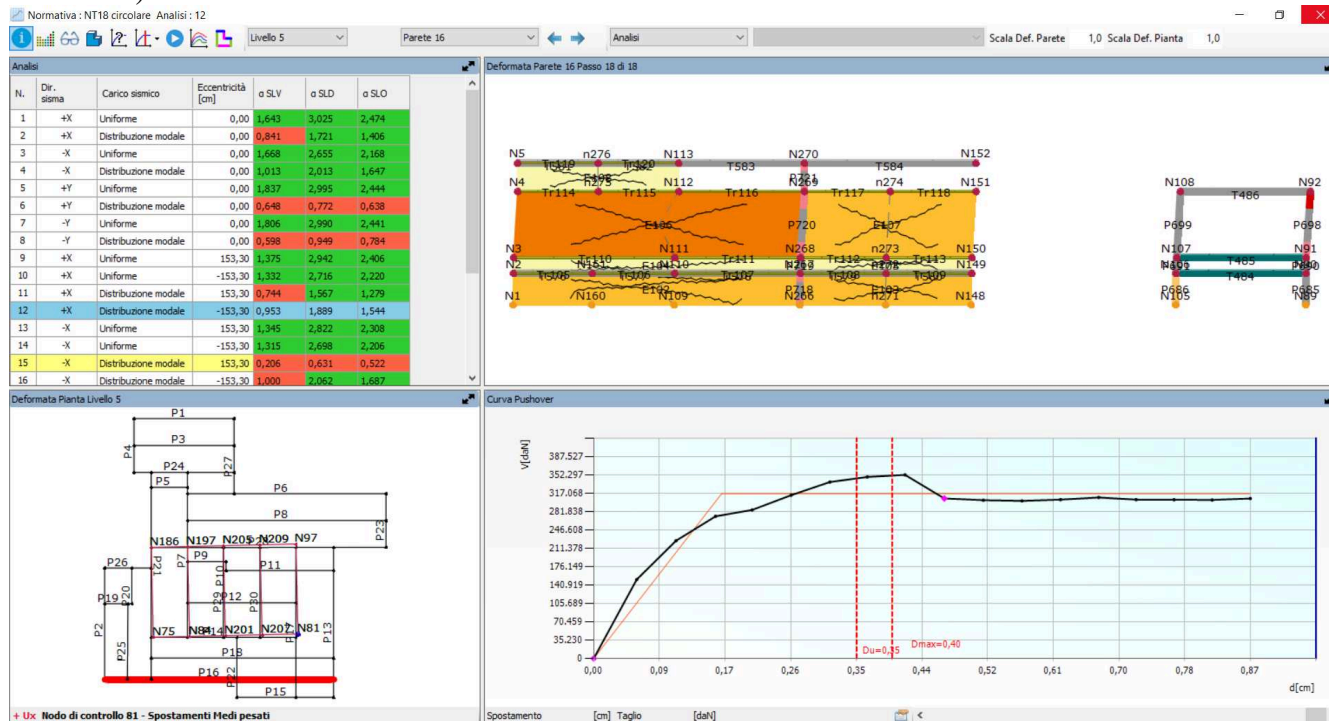




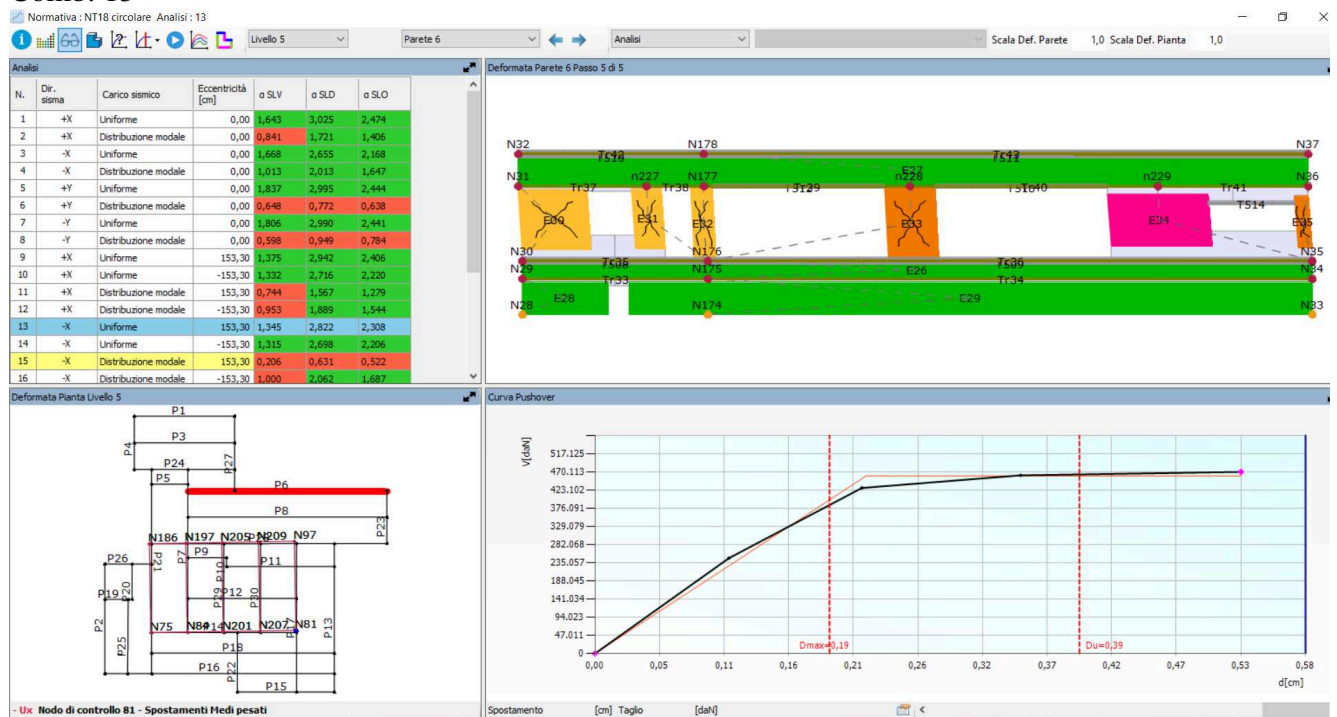
## Comb. 11)



## Comb. 12)

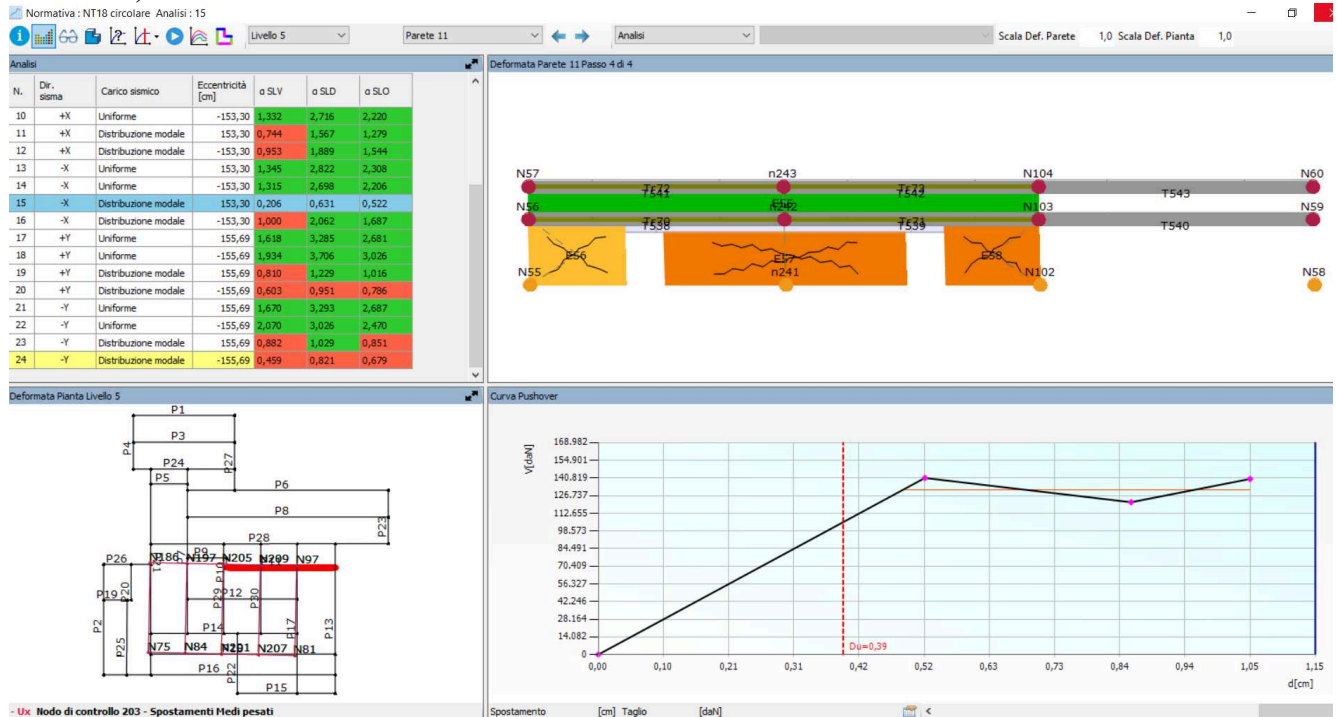


## Comb. 13

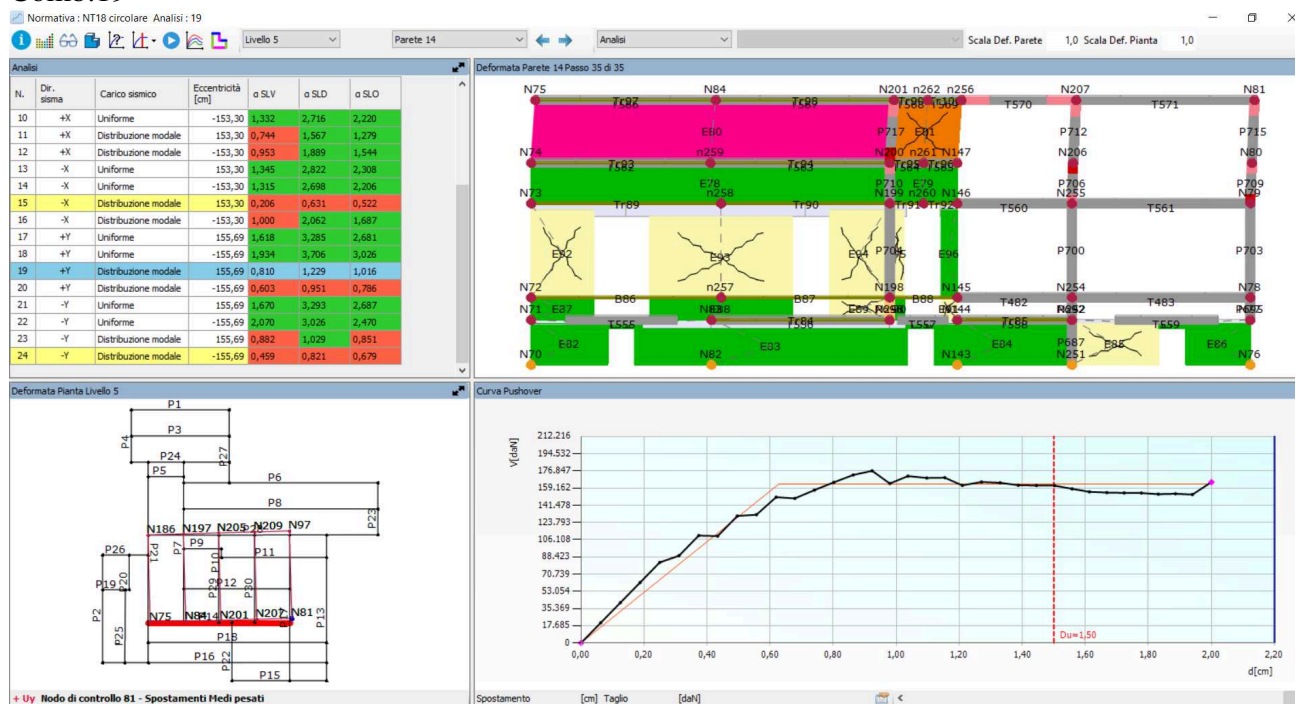


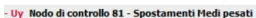


## Comb. 15)



## Comb.19



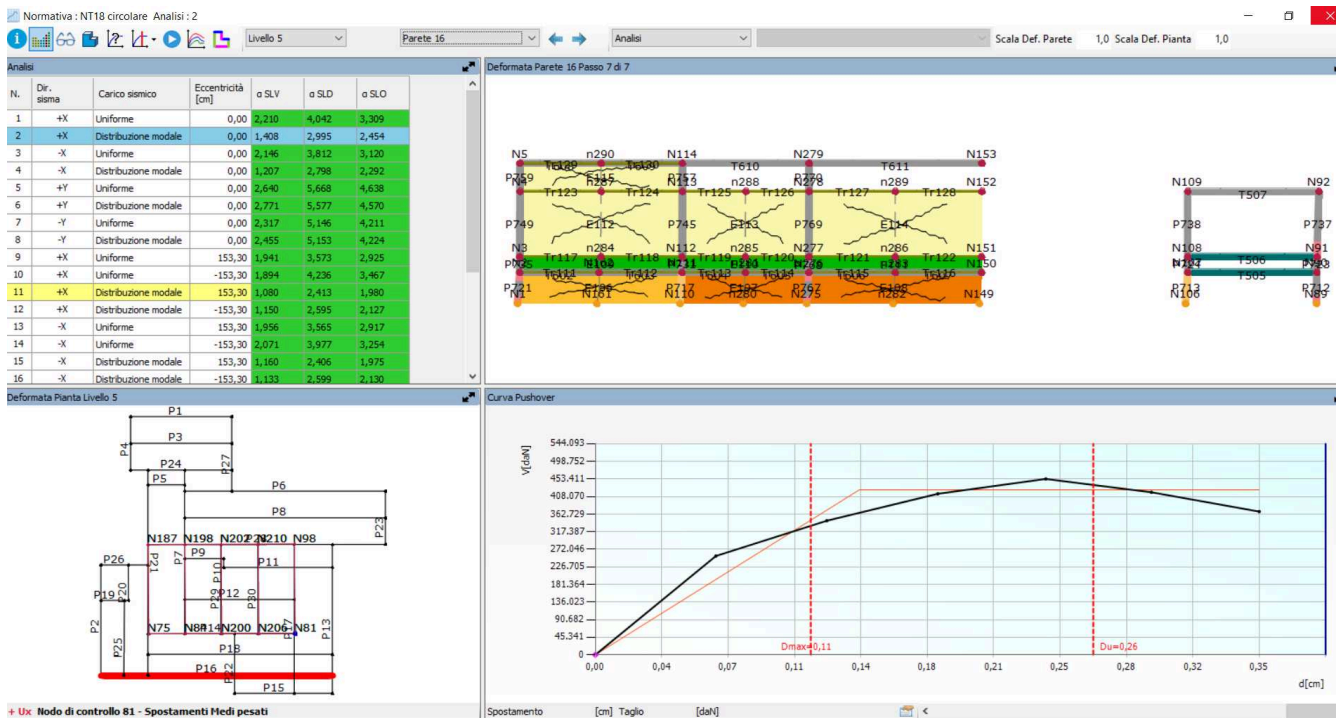


Da tali diagrammi emerge che le pareti più danneggiate dal sisma nella direzione x sono maggiormente quelle perimetrali, mentre nella direzione y sono le pareti della parte più alta dell'edificio, specialmente quelle che delimitano il salone centrale. Le crisi dei pannelli murari nelle due direzioni avvengono principalmente a taglio.

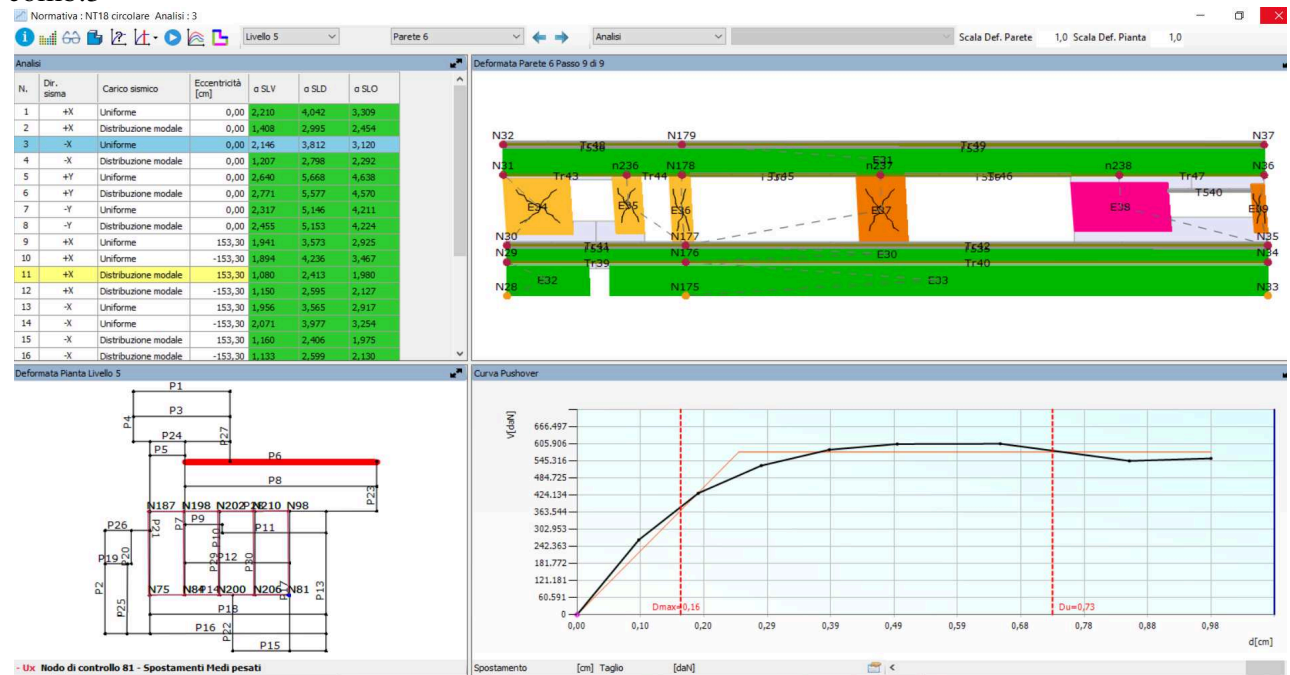
### **Progetto**

Comb. 2

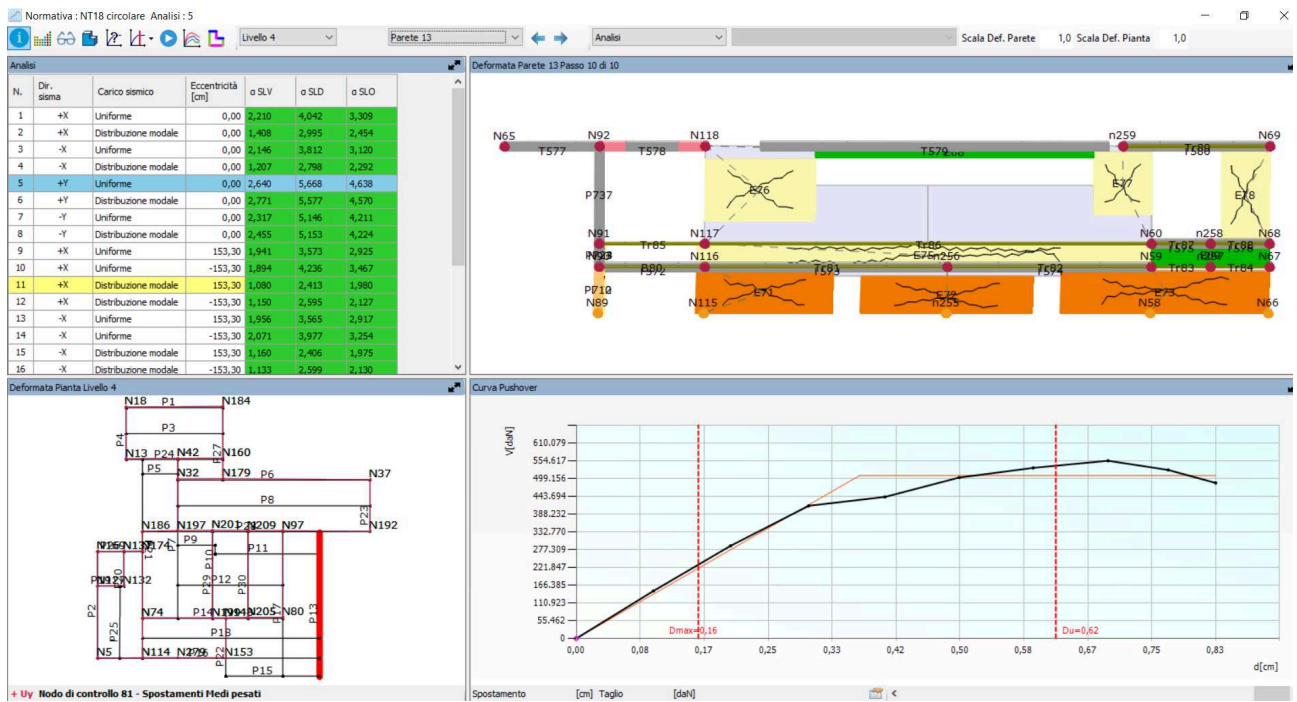




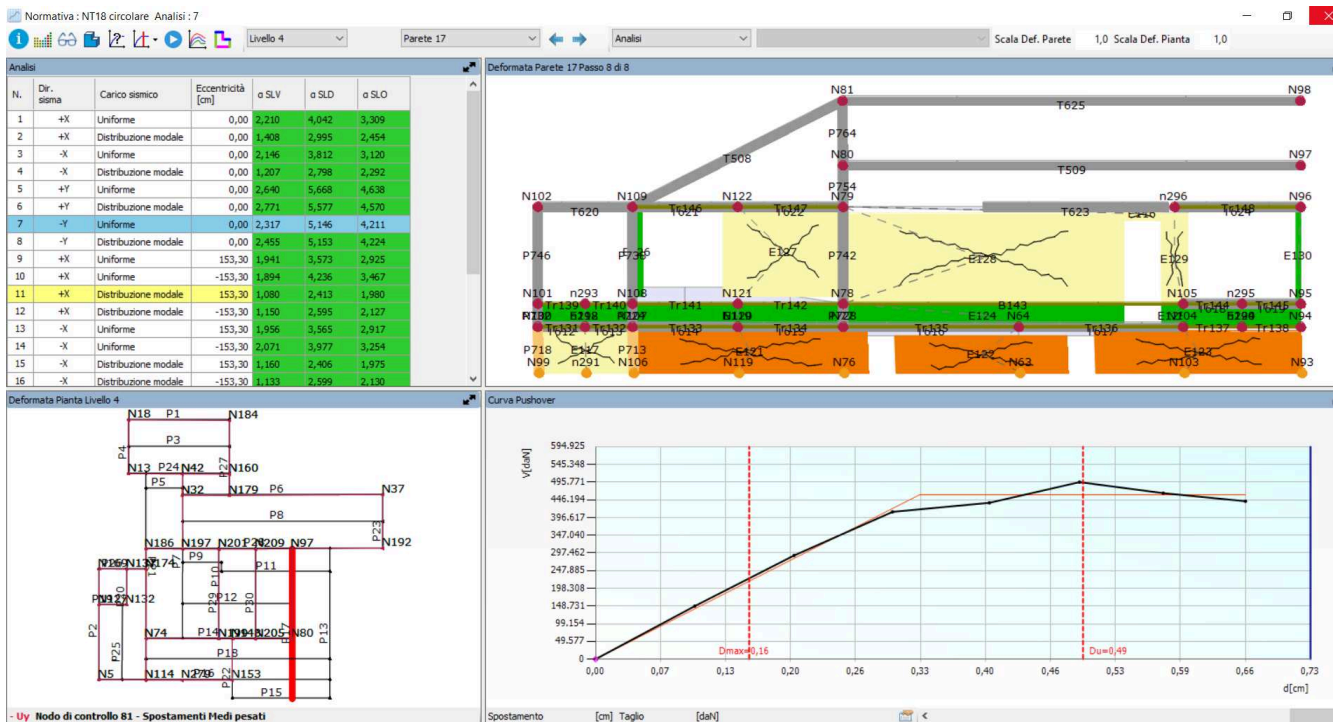
comb.3



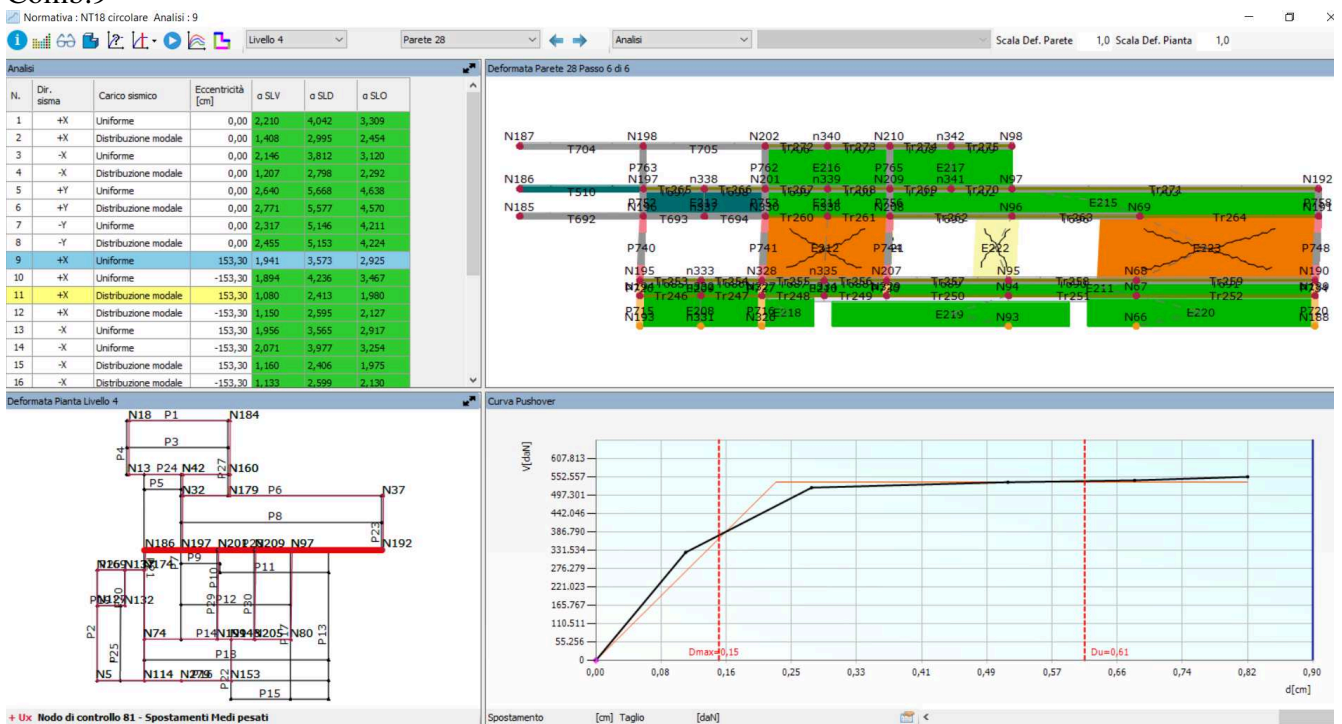
Comb. 5



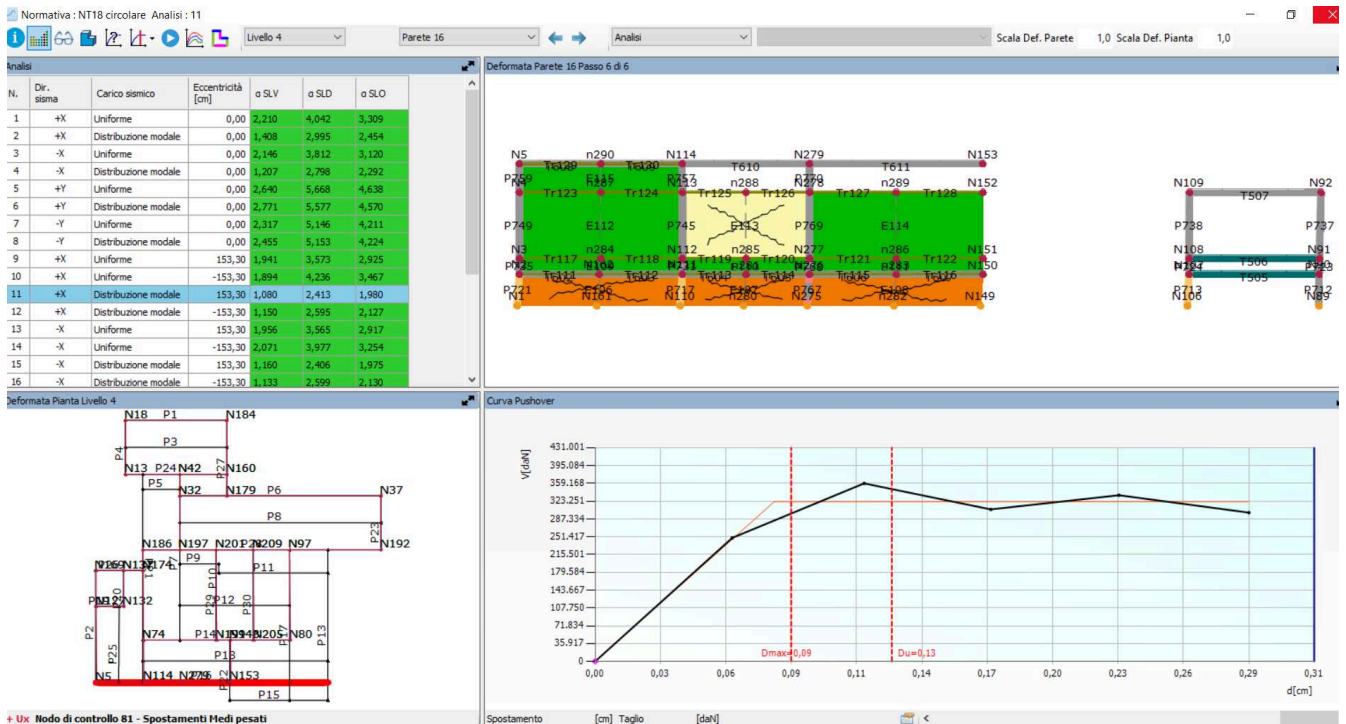
comb.7



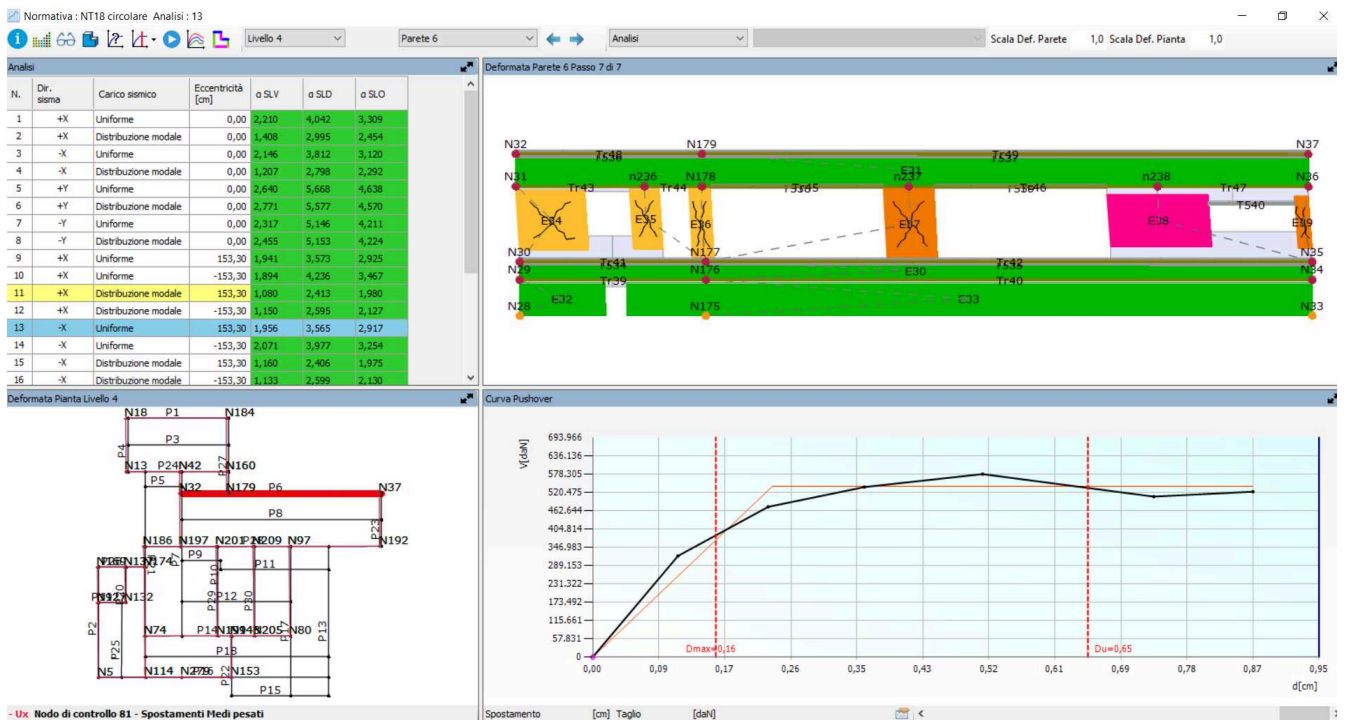
## Comb.9



## Comb.11

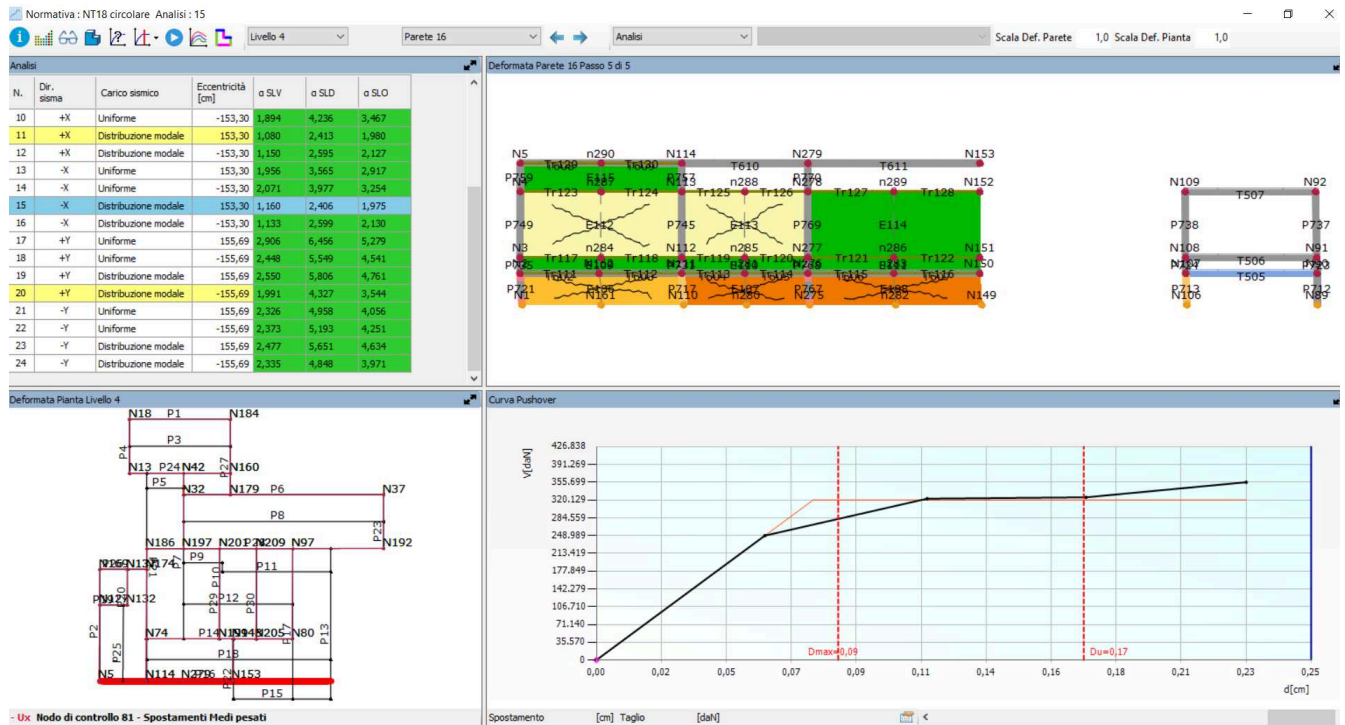


## Comb.13

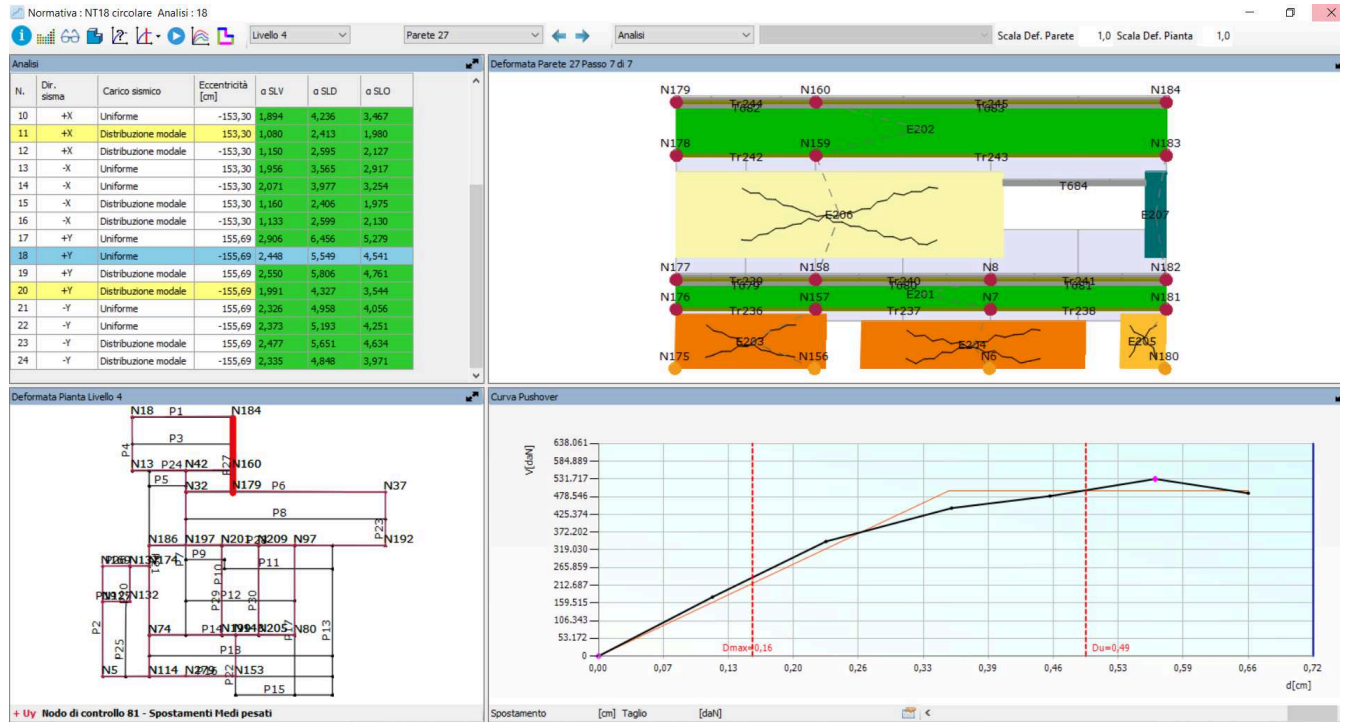




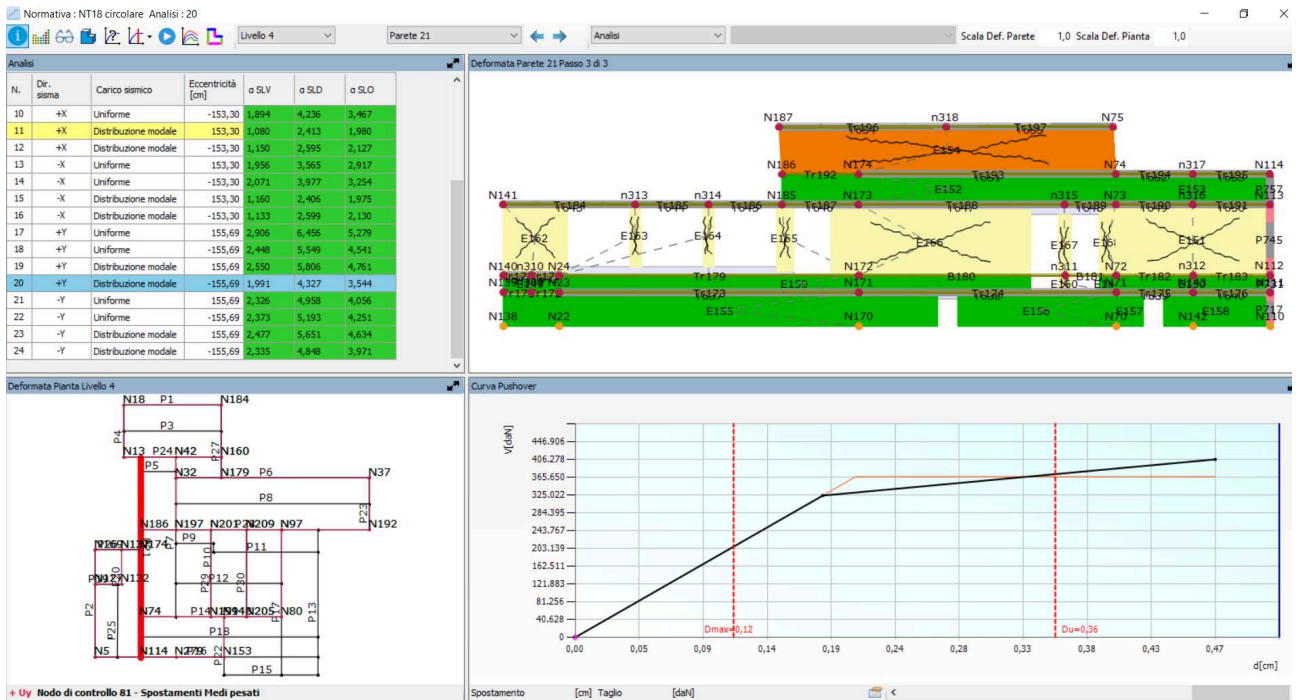
## comb.15



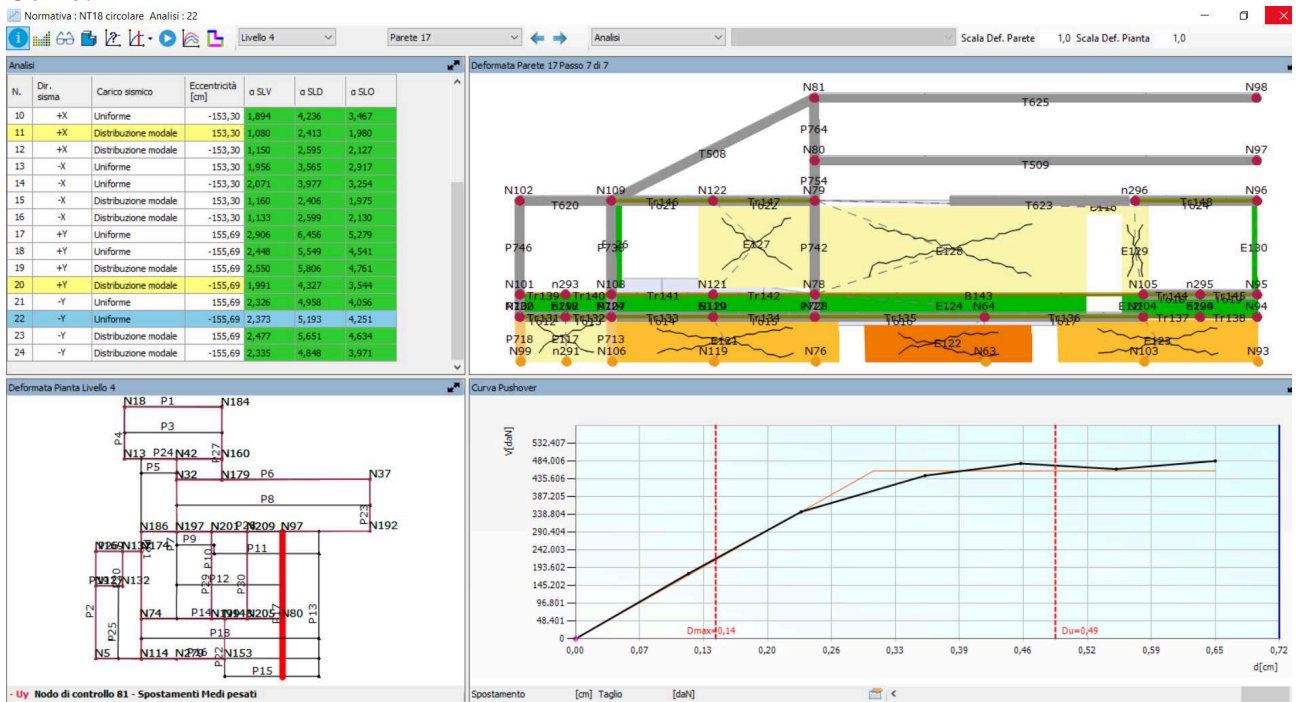
## Comb. 18



## Comb. 20

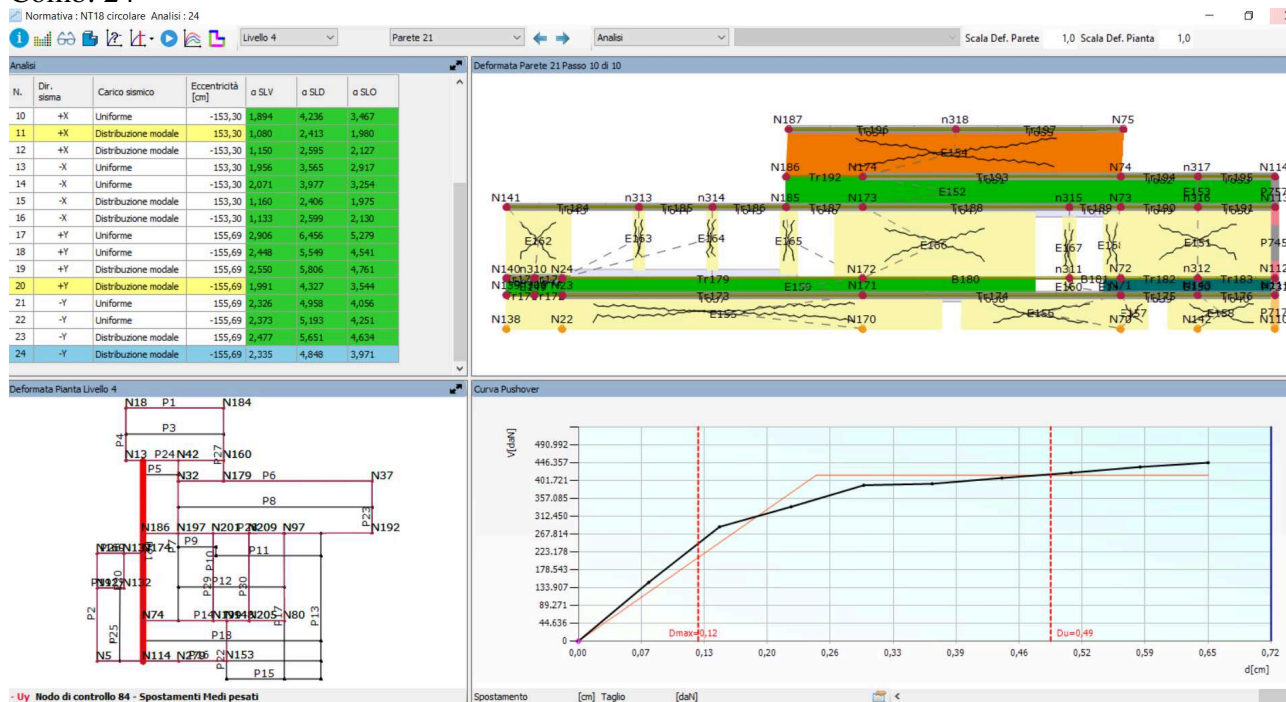


## Comb.22





## Comb. 24



Come evidenziato nei diagrammi sopra riportati, con gli interventi previsti in progetto, le pareti più danneggiate dal sisma nella direzione x sono sempre maggiormente quelle perimetrali, mentre nella direzione y sono maggiormente le pareti del primo livello (in blocchi di cls.) ed in misura minore le pareti della parte più alta dell'edificio, specialmente quelle che delimitano il salone centrale. Nello schema di progetto, rispetto a quello dello stato di fatto, sono interessati maggiormente dalle crisi anche i pannelli in blocchi di cls. del primo livello. Le crisi dei pannelli murari nelle due direzioni avvengono principalmente a taglio.

Si fa notare che tutte le PGA per le quali avvengono le crisi, sono maggiori di quelle previste per il sito e la struttura in esame per le nuove costruzioni. Le curve di capacità ottenute con lo schema di progetto sono più “regolari” rispetto a quello dello stato di fatto, indice che gli interventi previsti hanno migliorato il comportamento complessivo della struttura.

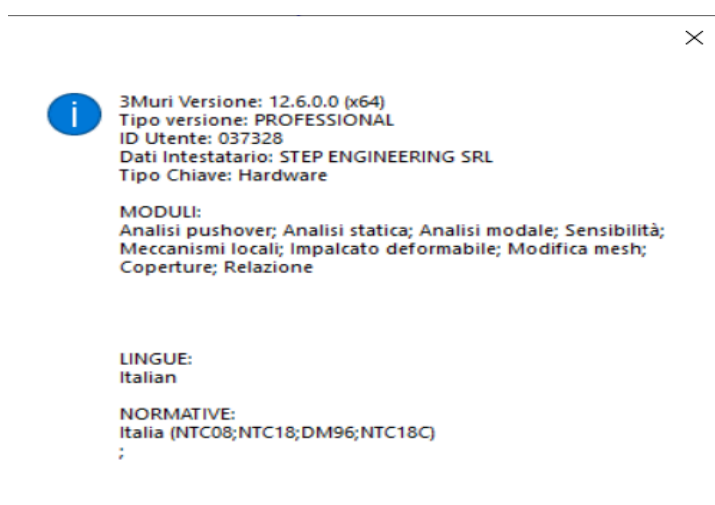
Legenda colori diagrammi



Si è eseguito l'analisi dei valori delle sollecitazioni e dei diagrammi delle deformazioni, dalla quale è risultato che questi sono compatibili con gli effetti derivanti dalle azioni sismiche e quindi corretti. **Per quanto sopra riportato, i risultati ottenuti sono accettabili.**

k) caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo:

## **CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO**



Il programma è stato testato dagli ideatori mediante numerose applicazioni su edifici colpiti da azioni sismiche, riscontrando un buon accordo tra i danneggiamenti e le rotture risultanti dalle

analisi eseguite e quelle effettivamente conseguenti al sisma, pertanto si può ritenere che i risultati ottenibili dal programma siano affidabili.

l) **con riferimento alle strutture di fondazione:** sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite:

Come già segnalato nei punti precedenti, Nel presente progetto non sono previsti interventi sulle fondazioni esistenti, poiché, pur essendo presente una serie di lesioni, esaminate in precedenza, queste si sono ritenute **non imputabili a cedimenti fondali in atto**, ne deriva che l'edificio si è assestato sotto gli attuali carichi esistenti.

In conclusione, per le fondazioni, **attualmente** non si ravvisano problemi di ordine statico, poiché il terreno si è consolidato e adeguato ai carichi presenti.

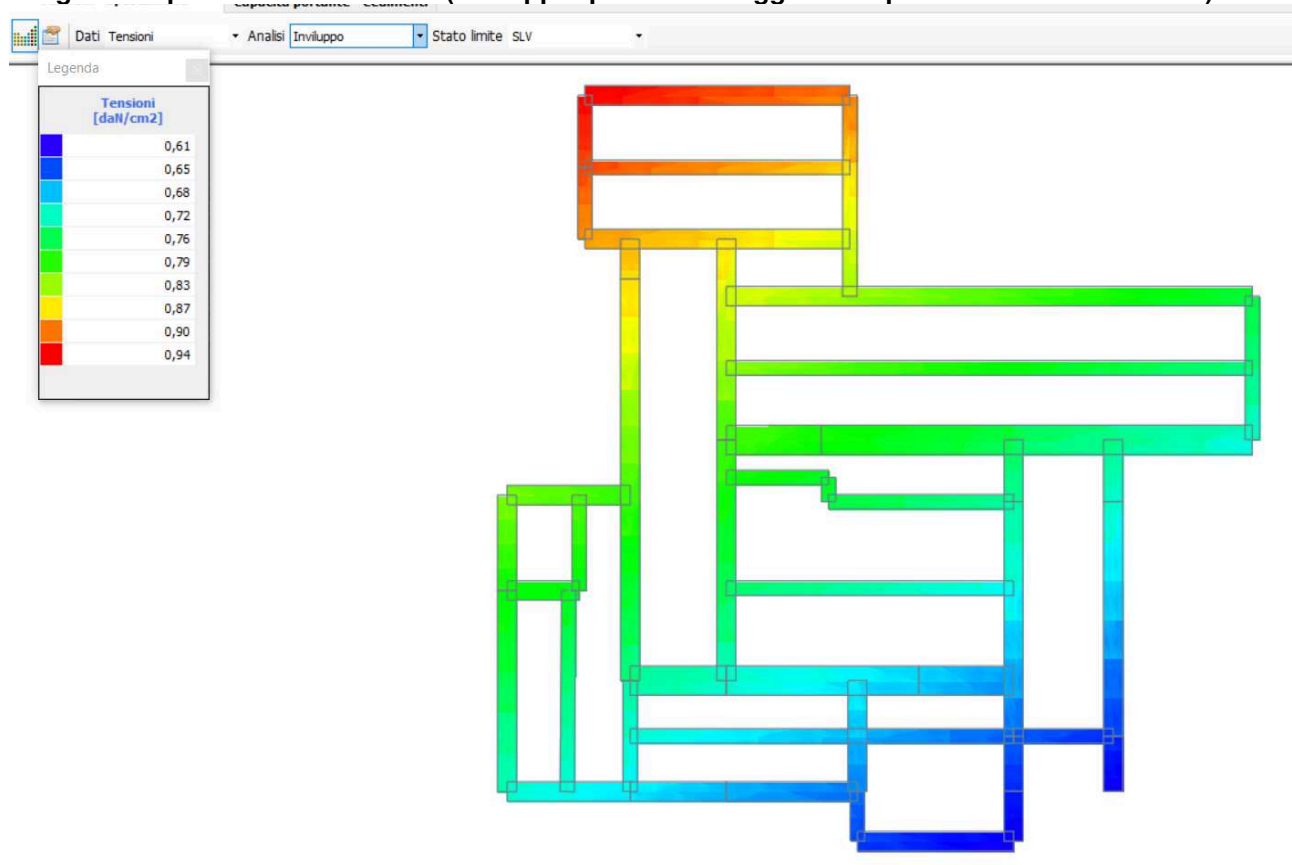
Si precisa, inoltre, che le pressioni e gli spostamenti sono contenuti (pressioni inferiori a 0,94 daN/cm<sup>2</sup>), come riportato nelle sintesi grafiche di seguito riportate. Anche le fondazioni risultano verificate (per maggiori dettagli si veda la relazione geotecnica).

### Sintesi grafica dei principali risultati

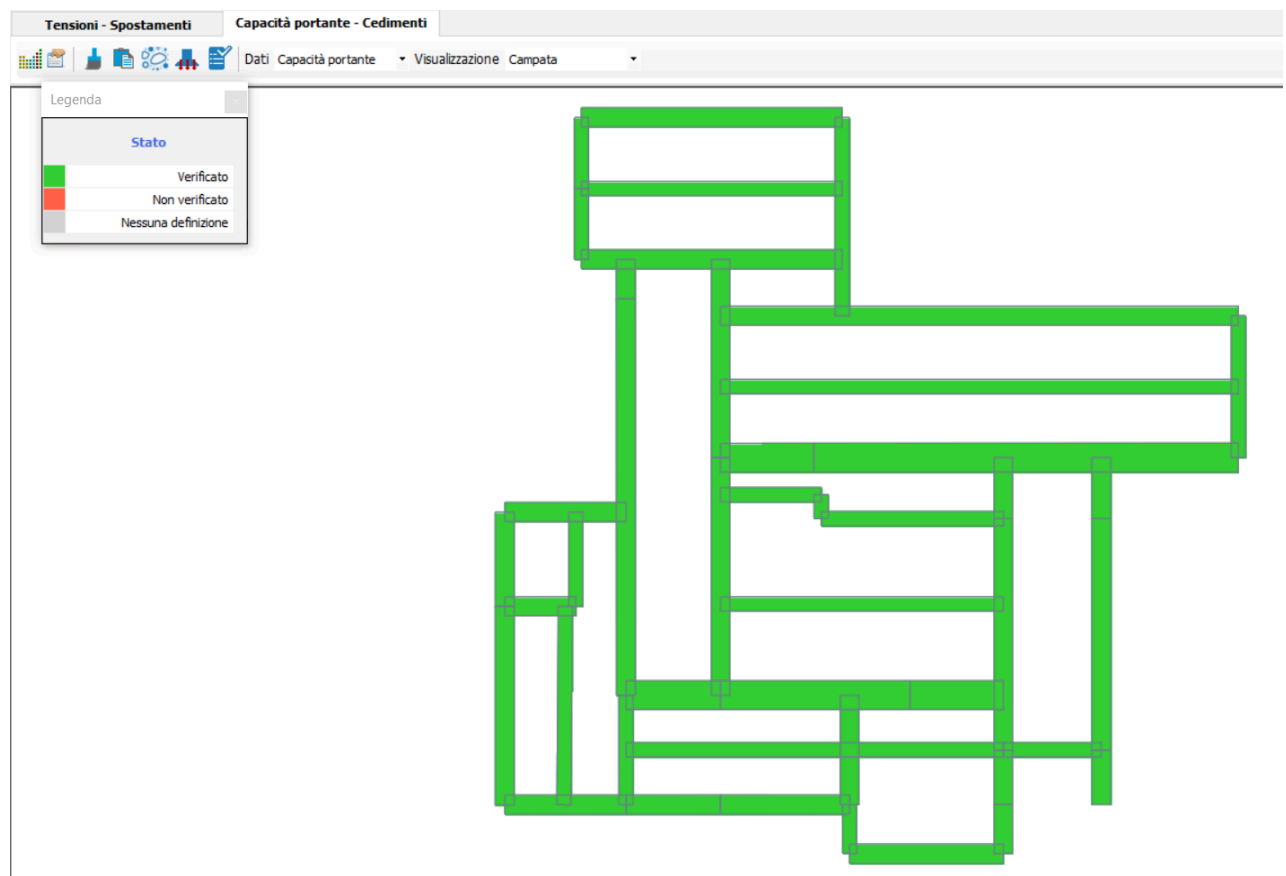
#### Diagramma spostamenti (involuppo: spostamenti maggiori tra quelle statiche e sismiche)



### Diagramma pressione sul terreno (inviluppo: pressioni maggiori tra quelle statiche e sismiche)



Anche le capacità portanti delle fondazioni risultano idonee come dalla sintesi grafica di seguito riportata  
**diagramma verifica capacità portante**



m) indicazione della categoria di intervento previsto e motivazione della scelta adottata.

**L'intervento previsto rientra tra quelli configurabili come di miglioramento e deriva dal miglior rapporto costi/benefici in considerazione della struttura in oggetto.**

n) per la descrizione della struttura esistente e per gli interventi previsti in progetto, si veda quanto riportato al punto b).

o) per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali si veda quanto riportato nel punto d).

p) per i risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento, in condizioni statiche e sismiche si riportano di seguito il dettaglio delle verifiche sismiche e statiche.

Ai carichi verticali la struttura in elevazione (muratura e parte in c.a.) non presenta criticità, come anche i solai del piano terra e di copertura.

Per le fondazioni ed il relativo terreno, valgono le considerazioni in precedenza esposte.

**In conclusione, la risposta strutturale dell'edificio ai carichi verticali è idonea per i carichi verticali cui l'edificio è sottoposto.**

Per le azioni sismiche e per le murature soggette ai carichi verticali, di seguito si riportano i risultati riepilogativi ottenuti dalle analisi dello stato di fatto e di quello di progetto.



## TABELLA RIEPILOGATIVA VERIFICHE

### Stato di fatto azioni sismiche Sintesi verifiche

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,20	0,64	0,81	0,08	0,25	0,07	0,17	1,643	3,025	2,474
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,00	0,48	0,31	1,42	0,10	0,17	0,08	0,11	0,841	1,721	1,406
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,18	0,60	0,92	0,07	0,19	0,06	0,13	1,668	2,655	2,168
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,00	0,30	0,31	1,21	0,07	0,15	0,06	0,10	1,013	2,013	1,647
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,36	1,02	0,67	0,15	0,44	0,12	0,29	1,837	2,995	2,444
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,00	2,61	1,48	2,53	0,69	0,52	0,55	0,35	0,648	0,772	0,638
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,36	1,00	0,68	0,15	0,44	0,12	0,29	1,806	2,990	2,441
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,00	2,72	1,39	2,60	0,74	0,68	0,58	0,45	0,598	0,949	0,784
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	153,30	0,19	0,39	0,83	0,08	0,23	0,06	0,16	1,375	2,942	2,406
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-153,30	0,23	0,48	0,90	0,09	0,25	0,08	0,17	1,332	2,716	2,220
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	153,30	0,40	0,20	1,56	0,08	0,13	0,07	0,08	0,744	1,567	1,279
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-153,30	0,40	0,35	1,29	0,09	0,17	0,07	0,11	0,953	1,889	1,544
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	153,30	0,19	0,39	0,86	0,08	0,22	0,06	0,15	1,345	2,822	2,308
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-153,30	0,21	0,44	0,90	0,09	0,24	0,07	0,16	1,315	2,698	2,206
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	153,30	2,39	0,39	3,91	0,86	0,49	0,66	0,33	0,206	0,631	0,522
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-153,30	0,28	0,28	1,18	0,07	0,14	0,06	0,10	1,000	2,062	1,687
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	155,69	0,37	0,89	0,74	0,15	0,50	0,13	0,34	1,618	3,285	2,681
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-155,69	0,33	1,04	0,66	0,13	0,50	0,11	0,33	1,934	3,706	3,026
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	155,69	2,03	1,50	2,01	0,51	0,63	0,41	0,42	0,810	1,229	1,016
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-155,69	2,32	1,16	2,60	0,58	0,53	0,45	0,35	0,603	0,951	0,786
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	155,69	0,38	0,98	0,74	0,16	0,52	0,13	0,34	1,670	3,293	2,687
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-155,69	0,33	1,22	0,66	0,13	0,41	0,11	0,27	2,070	3,026	2,470
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	155,69	2,09	1,75	1,94	0,54	0,56	0,44	0,37	0,882	1,029	0,851
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-155,69	2,41	0,83	3,01	0,67	0,46	0,45	0,31	0,459	0,821	0,679

Visualizza dettagli

$\zeta_E$

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

**Legenda colori**

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Statika murature stato di fatto  
TABELLA RIEPILOGATIVA VERIFICHE

Muratura							Verifiche a carico verticale	$\zeta_v = 1$ (SLU)	$\zeta_{v,lim} > 1$
Parete	$\zeta_v$	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max			
1	> 1	0	0,53	6,67	0,271	0,107			
2	> 1	0	0,56	7,00	0,212	0,102			
3	> 1	0	0,58	3,33	0,017	0,017			
4	> 1	0	0,58	6,67	0,033	0,033			
6	> 1	0	0,56	6,67	0,283	0,111			
7	> 1	0	0,88	6,00	0,323	0,152			
8	> 1	0	0,55	3,33	0,017	0,017			
9	> 1	0	0,55	3,00	0,171	0,080			
10	> 1	0	0,39	3,00	0,015	0,015			
11	> 1	0	0,71	3,00	0,246	0,114			
12	> 1	0	0,55	3,00	0,035	0,017			
13	> 1	0	0,65	6,33	0,257	0,123			
14	> 1	0	0,99	7,00	0,108	0,052			
15	> 1	0	0,47	6,33	0,120	0,056			
16	> 1	0	0,69	7,00	0,104	0,050			
17	> 1	0	0,78	6,33	0,264	0,122			
18	> 1	0	0,61	6,33	0,068	0,033			
19	> 1	0	0,41	7,00	0,035	0,035			
20	> 1	0	0,55	7,00	0,062	0,035			
21	> 1	0	0,90	17,50	0,320	0,126			
22	> 1	0	0,76	6,33	0,109	0,049			
23	> 1	0	0,85	6,67	0,033	0,033			
24	> 1	0	0,67	6,67	0,162	0,071			
25	> 1	0	0,41	3,00	0,019	0,015			
26	> 1	0	0,49	7,00	0,035	0,035			
27	> 1	0	0,55	6,67	0,033	0,033			
28	> 1	0	0,68	7,00	0,162	0,071			

Stato di fatto  
Meccanismi locali a pressoflessione

Parete	MRd/Med Min	/
15	1,89	
28	3,60	
21	3,91	
18	4,05	
19	4,18	
26	4,74	
24	5,00	
20	5,15	
1	5,52	
27	5,56	
2	6,36	
17	7,21	
16	7,37	
4	8,30	
7	9,75	
13	11,38	
14	11,39	
23	11,45	
6	11,73	
22	12,27	
10	57,09	
11	62,25	
25	63,25	
9	64,83	
12	75,62	
8	75,82	
3	84,56	

## Stato di progetto azioni sismiche

### Sintesi verifiche

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,15	0,69	0,60	0,06	0,25	0,05	0,17	2,210	4,042	3,309
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,00	0,11	0,26	0,82	0,05	0,14	0,04	0,09	1,408	2,995	2,454
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,16	0,73	0,64	0,07	0,25	0,05	0,17	2,146	3,812	3,120
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,00	0,12	0,18	0,87	0,05	0,14	0,04	0,09	1,207	2,798	2,292
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,16	0,62	0,43	0,07	0,37	0,05	0,25	2,640	5,668	4,638
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,00	0,11	0,58	0,44	0,05	0,26	0,04	0,17	2,771	5,577	4,570
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,16	0,49	0,47	0,06	0,33	0,05	0,22	2,317	5,146	4,211
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,00	0,10	0,43	0,47	0,04	0,21	0,03	0,14	2,455	5,153	4,224
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	153,30	0,15	0,61	0,68	0,06	0,23	0,05	0,15	1,941	3,573	2,925
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-153,30	0,17	0,42	0,58	0,07	0,29	0,06	0,19	1,894	4,236	3,467
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	153,30	0,09	0,13	1,01	0,03	0,08	0,03	0,05	1,080	2,413	1,980
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-153,30	0,11	0,18	0,94	0,05	0,12	0,04	0,08	1,150	2,595	2,127
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	153,30	0,16	0,65	0,68	0,07	0,24	0,05	0,16	1,956	3,565	2,917
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-153,30	0,18	0,67	0,61	0,07	0,29	0,06	0,19	2,071	3,977	3,254
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	153,30	0,09	0,17	1,02	0,03	0,08	0,03	0,05	1,160	2,406	1,975
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-153,30	0,12	0,18	0,94	0,05	0,13	0,04	0,09	1,133	2,599	2,130
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	155,69	0,19	0,73	0,38	0,08	0,50	0,06	0,33	2,906	6,456	5,279
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-155,69	0,16	0,49	0,44	0,06	0,35	0,05	0,24	2,448	5,549	4,541
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	155,69	0,09	0,32	0,42	0,04	0,22	0,03	0,15	2,550	5,806	4,761
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-155,69	0,12	0,36	0,56	0,05	0,21	0,04	0,14	1,991	4,327	3,544
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	155,69	0,16	0,57	0,49	0,07	0,33	0,05	0,22	2,326	4,958	4,056
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-155,69	0,14	0,49	0,47	0,06	0,30	0,05	0,20	2,373	5,193	4,251
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	155,69	0,09	0,30	0,43	0,04	0,20	0,03	0,14	2,477	5,651	4,634
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-155,69	0,12	0,49	0,50	0,05	0,25	0,04	0,16	2,335	4,848	3,971

Visualizza dettagli

$\zeta_E$

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

**Legenda colori**

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Esci

Statica murature progetto  
tabelle riepilogative verifiche

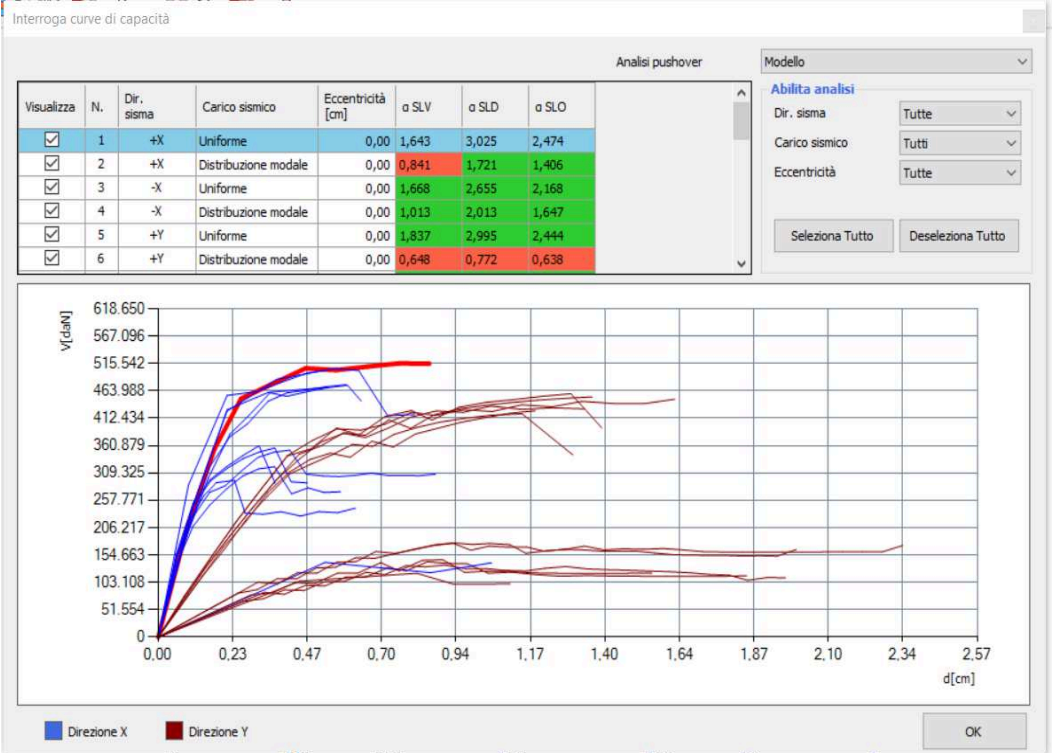
Muratura							Verifiche a carico verticale	$\zeta_v = 1$ (SLU)	$\zeta_{v,lim}: > 1$
Parete	$\zeta_v$	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max			
1	> 1	0	0,53	6,67	0,270	0,107			
2	> 1	0	0,34	7,00	0,248	0,104			
3	> 1	0	0,58	3,33	0,017	0,017			
4	> 1	0	0,62	6,67	0,033	0,033			
6	> 1	0	0,58	6,67	0,281	0,111			
7	> 1	0	0,88	6,00	0,323	0,152			
8	> 1	0	0,53	3,33	0,017	0,017			
9	> 1	0	0,55	3,00	0,168	0,079			
10	> 1	0	0,39	3,00	0,015	0,015			
11	> 1	0	0,69	3,00	0,247	0,114			
12	> 1	0	0,54	3,00	0,035	0,017			
13	> 1	0	0,59	6,33	0,256	0,122			
14	> 1	0	0,97	7,00	0,115	0,055			
15	> 1	0	0,13	6,33	0,154	0,056			
16	> 1	0	0,37	7,00	0,103	0,046			
17	> 1	0	0,74	6,33	0,266	0,123			
18	> 1	0	0,61	6,33	0,068	0,033			
19	> 1	0	0,25	7,00	0,035	0,035			
20	> 1	0	0,45	7,00	0,061	0,035			
21	> 1	0	0,65	17,50	0,321	0,126			
22	> 1	0	0,86	6,33	0,086	0,040			
23	> 1	0	0,92	6,67	0,033	0,033			
24	> 1	0	0,69	6,67	0,162	0,071			
25	> 1	0	0,39	3,00	0,020	0,015			
26	> 1	0	0,37	7,00	0,035	0,035			
27	> 1	0	0,56	6,67	0,033	0,033			
28	> 1	0	0,64	7,00	0,166	0,073			

Stato di progetto  
Meccanismi locali a pressoflessione

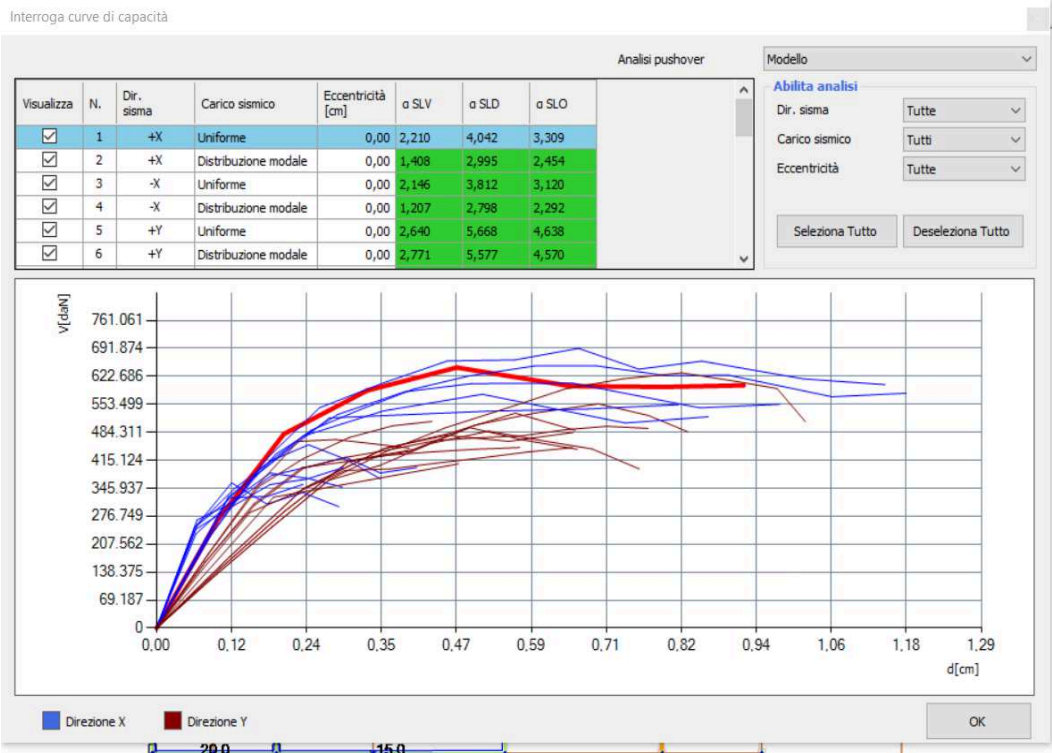
Parete	MRd/Med Min /
15	1,89
21	2,66
19	2,83
2	3,57
28	3,60
18	3,89
16	3,95
20	4,24
1	5,12
27	5,17
24	5,45
26	6,28
17	7,44
4	8,53
23	9,13
14	9,89
13	9,93
7	10,27
6	11,59
22	12,77
10	51,84
25	52,95
11	64,09
9	66,04
8	72,07
12	75,71
3	85,04



Stato di fatto Curve di capacità



Progetto Curve di capacità

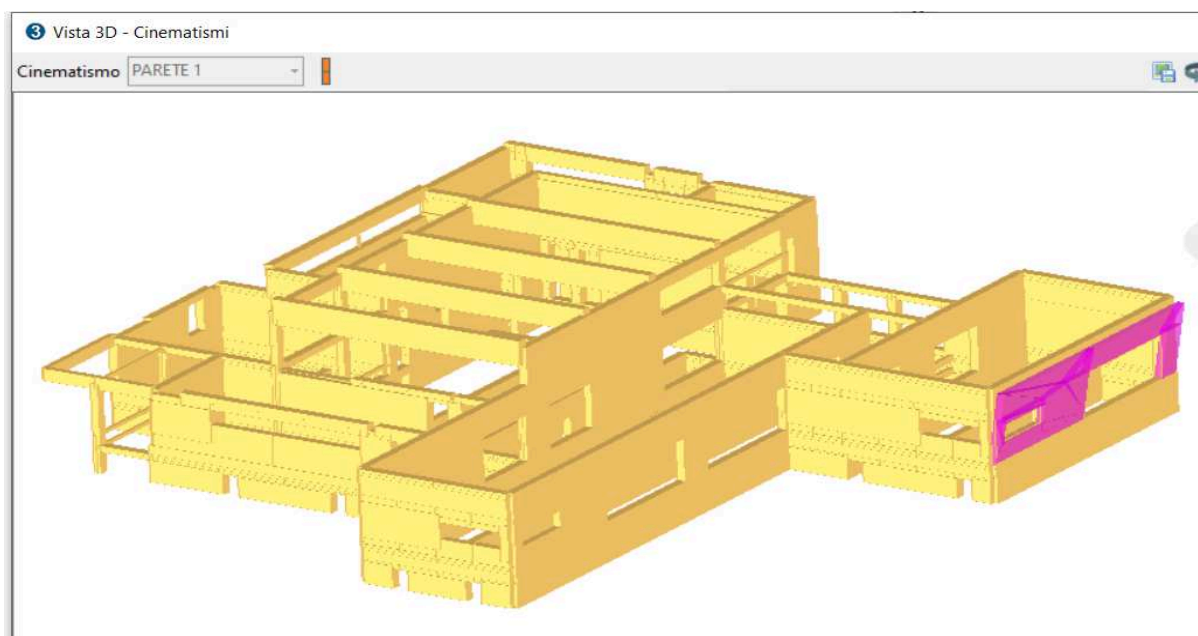


**Pertanto, considerando le condizioni più gravose, sotto le azioni sismiche, con gli interventi previsti nel presente progetto, si aumenta la resistenza dell'edificio di circa 4 volte.**

Per le murature non si ravvisano criticità dovute ai carichi verticali, fatto salvo l'esecuzione delle cuciture armate per collegare gli angoli e gli incroci e la riparazione delle lesioni esistenti e l'inserimento del pilastro in acciaio in adiacenza a quello esistente, interventi previsti in progetto che migliorano il comportamento complessivo della struttura dell'edificio sia ai carichi verticali che alle azioni sismiche.

Sono stati investigati i meccanismi locali di flessione verticale (se pur di attivazione meno probabile rispetto al ribaltamento). Per tali meccanismi, come indicato nelle tabelle sopra riportate, questi vengono attivati per PGA maggiori a quelle da normativa previste per le nuove costruzioni per la struttura e il sito in oggetto, sia per lo stato di fatto che di progetto, mentre per i meccanismi di ribaltamento, nello stato di fatto l'**attivazione minima**, per la parete di seguito riportata, avviene per PGA pari circa al 49% della PGA di riferimento.





Nello stato di fatto per tutte le altre pareti perimetrali (vedasi la relativa relazione di calcolo), l'attivazione del meccanismo avviene per PGA maggiori di quella della parete precedente, ma comunque, minori di quella prevista per le nuove costruzioni per il sito e la struttura in oggetto.

**Con gli interventi previsti in progetto tutti i meccanismi locali investigati di ribaltamento, vengono attivati per PGA maggiori di quelle previste da normativa per le nuove costruzioni per la struttura e il sito in oggetto.**

**In conclusione, con gli interventi previsti in progetto si ha un netto miglioramento del comportamento strutturale dell'edificio alle azioni sismiche, poiché le PGA di attivazione dei vari meccanismi di crisi sono maggiori di quelle previste dalla normativa per le nuove costruzioni, per le strutture e per il sito in oggetto, sia per le azioni sismiche globali che per i meccanismi locali. Anche per i carichi verticali si ha un miglioramento, a seguito dei collegamenti negli angoli e in corrispondenza degli incroci, delle varie pareti portanti e a seguito delle riparazioni delle lesioni presenti.**