REGIONE ABRUZZO

Provincia dell'Aquila

COMUNE DELL'AQUILA

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008

EDIFICIO "**SCUOLA DELL'INFANZIA DI SAN BENEDETTO DI BAGNO**"

Committente : COMUNE DELL'AQUILA

TAVOLA N.ro

1

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA

STATO DI FATTO

DATA:

05/11/2017

Materiali

SCALA:

Revisione

SA.RO.Progettazioni Srl
Via G.Garibaldi n.11 - 01033 Civita Castellana (VT)
Tel. 0761514144 Fax 0761514144
e-mail : saroprogettazioni@libero.it - saroprogettazioni@pec.it

Responsabile del progetto:
Ing. Domenico Saviotti
Ing. Angela Saviotti
Ing. Adriano Saviotti

ISO 9001:2008
n. 5674-A

Comune di L'Aquila
Provincia di L'Aquila

RELAZIONE TECNICA PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008

OGGETTO: EDIFICIO "**SCUOLA DELL'INFANZIA DI SAN BENEDETTO DI BAGNO**"

COMMITTENTE: COMUNE DELL'AQUILA

Civita Castellana, 02/11/2017

Il Progettista

(...)

SA.RO. PROGETTAZIONI SRL
VIA GARIBALDI N. 11 - 01033 CIVITA CASTELLANA (VT)
0761514144 - 3355495524 - 3339527017 - 3316104788
saroprogettazioni@libero.it
saroprogettazioni@pec.it

ISO 9001 2008 n. 5674.A

- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

- **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

Per il presente fabbricato non è stato possibile reperire materiale inerente la realizzazione dello stesso.

Di seguito si riporta la documentazione rinvenuta per l'Edificio oggetto della presente relazione.

- ✓ Relazione Geologica – Aprile 2017 redatta dalla GEOSOIL Geologia – Geotecnica – Geofisica, Piazza Caduti del Mare n. 33/35, 65126 Pescara
- ✓ Relazione sulle Prove di carico statico ed accertamenti integrativi del 14/10/2009 effettuate dalla GEOLAB SUD SRL Laboratorio Sperimentale per prove su materiali da costruzione e prove in situ - AURELI SOIL snc Geotecnico e Geofisica Dott. Geol. Michele Aureli per il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Provveditorato Interregionale OO.PP. Lazio – Abruzzo – Sardegna – Sede coordinata L'Aquila

- **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi. Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

L'edificio della scuola di infanzia San Benedetto si eleva su di un piano fuori terra di superficie di circa mq 150,00 ed un piano seminterrato di superficie di circa mq 40,00. La struttura è realizzata in muratura, con solaio di interpiano in latero cemento. Le fondazioni sono del tipo superficiale in muratura di pietrame. La copertura, a più falde è realizzata con solai in laterocemento. E' presente un solaio di sottotetto. Sono presenti cordoli perimetrali sulle murature del piano del piano terra e del sottotetto, mentre le aperture sulle murature portanti sono provviste di piattabande in calcestruzzo armato.

- **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono state valutate sulla base delle prove effettuate sulla struttura (Vedi "RELAZIONE SINTETICA SUI RISULTATI DI PROVA" redatta dalla Tecnocons, riportata in Allegato)

Sulla base delle informazioni acquisite:
- sulla GEOMETRIA (par. C8.A.1.A.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (par. C8.A.1.A.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (par. C8.A.1.A.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617);

con riferimento alla Tabella C8A.1.1 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - par. C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - par. C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda la verifica di Vulnerabilità Sismica dell'Edificio destinato a scuola dell'infanzia di "San Benedetto di Bagno".

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*".
Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"*Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
"*Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".

Eurocodice 6 - "*Progettazione delle strutture di muratura*" - ENV 1996-1-1.

3 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

3.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- 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;

Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

Il livello di conoscenza LC2 infatti si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.2

Le prove effettuate di cui alla Relazione allegata hanno fornito le seguenti caratteristiche dei materiali utilizzati.

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Le prove sclerometriche sul calcestruzzo hanno fornito una Resistenza a compressione cubica pari a 25 Mpa. Pertanto la classe del calcestruzzo utilizzato è riconducibile alla C20/25 delle NTC2008.

Caratteristiche calcestruzzo armato

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,I}$	E	G	C_{Erid}	Stz	R_{ck}	R_{cm}	$\%R_{ck}$	γ_c	f_{cd}	f_{ctd}	f_{cfm}	N	n Ac
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]		[N/mm²]	[N/mm²]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
Cls C20/25_B450C - (C20/25)															
001	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F	25,00	-	0,85	1,50	9,80	0,88	2,27	15	002

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k Peso specifico.
$\alpha_{T,I}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm} Resistenza media cubica.
$\%R_{ck}$ Percentuale di riduzione della R_{ck}
γ_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO PER ARMATURA

Per l'acciaio di armatura si ipotizza la classe B450C di cui alle NTC2008.

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,I}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	$f_{tk,1}$/ $f_{tk,2}$	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7} NCnt	γ_{M7} Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	F	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k Peso specifico.
$\alpha_{T,I}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$f_{tk,1}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{tk,2}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,I}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	$f_{tk,1}$/ $f_{tk,2}$	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7}	
															NCnt	Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							

γ_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

γ_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.

γ_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.

$\gamma_{M3,SLV}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).

$\gamma_{M3,SLE}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).

γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.

$f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t <= 40 mm).

$f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).

$f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).

$f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).

NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

MATERIALI MURATURA

Con riferimento al Livello di Conoscenza LC2 i valori medi dei parametri meccanici delle murature possono essere definiti come segue (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617):

- LC2
  - Resistenze: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
  - Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

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, τ_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^2)	τ_0 (N/cm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)	w (kN/m^3)
	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 squadrati	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

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti. Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:
- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (*f*m e t0), sia ai moduli elastici (E e G);
- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (*f*m e t0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento.
- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (*f*m e t0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (*f*m e t0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella C8A.2.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.
Le diverse tipologie di Tabella C8A.2.1 assumono che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento); fanno eccezione il caso della muratura a conci sbozzati, per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno (anche significativo ma di discrete caratteristiche), e quello della muratura in mattoni pieni, che spesso presenta un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2.

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:
- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (*f*m e t0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidezza ottenibile è percentualmente inferiore);
- consolidamento con intonaco armato: per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (*f*m e t0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinate i nodi delle reti di armatura sulle due facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;
- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sopra indicati per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramen-to di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Le tipologie di murature presenti nell'edificio in oggetto, a seguito delle prove eseguite sono risultate le seguenti:

- **Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) - con la presenza di ricorsi o listature - (Mur)**
- **Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) - (Mur)**

MATERIALI MURATURA

														Caratteristiche Muratura			
N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	C_{Erid}	Stz	$\gamma_{m,v}$/ $\gamma_{m,s}$	$f_{cm(k)}$/ $f_{cd,v}$/ $f_{cd,s}$	f_{tk}/ $f_{td,v}$/ $f_{td,s}$	$f_{ck,0}$/ $f_{cd,0,v}$/ $f_{cd,0,s}$	f_{vk0}/ $f_{vd0,v}$/ $f_{vd0,s}$	μ	λ	TRT M	TRT F
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) - con la presenza di ricorsi o listature - (Mur)															
003	19.000	0,000010	870	292	60	F	2,50	1,82	0,034	1,82	0,034	0,40	20	1	2
							2,00	0,61	0,011	0,61	0,011				
								0,76	0,014	0,76	0,014				
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) - (Mur)															
004	12.000	0,000010	1.400	470	60	F	2,50	1,75	0,110	1,75	0,110	0,40	20	1	2
							2,00	0,58	0,037	0,58	0,037				
								0,73	0,046	0,73	0,046				

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$\gamma_{m,s}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
$\gamma_{m,v}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
$f_{cm(k)}$/ $f_{cd,v}$/ $f_{cd,s}$	$f_{cm(k)}$= Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,v}$= Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,s}$= Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
f_{tk}/ $f_{td,v}$/ $f_{td,s}$	f_{tk}= Resistenza caratteristica a trazione. $f_{td,v}$= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{td,s}$= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{ck,0}$/ $f_{cd,0,v}$/ $f_{cd,0,s}$	$f_{ck,0}$= Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. $f_{cd,0,v}$= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,0,s}$= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).

Caratteristiche Muratura

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,I}$	E	G	C_{Erid}	Stz	$\gamma_{m,v}$/ $\gamma_{m,s}$	$f_{cm(k)}$/ $f_{cd,v}$/ $f_{cd,s}$	f_{tk}/ $f_{td,v}$/ $f_{td,s}$	$f_{ck,0}$/ $f_{cd,0,v}$/ $f_{cd,0,s}$	f_{vk0}/ $f_{vd0,v}$/ $f_{vd0,s}$	μ	λ	TRT M	TRT F
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				

f_{vk0}/ $f_{vd0,v}$/ $f_{vd0,s}$ f_{vk0}= Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. $f_{vd0,v}$= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{vd0,s}$= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).

μ Coefficiente di attrito.

λ Snellezza.

TRT M Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione.

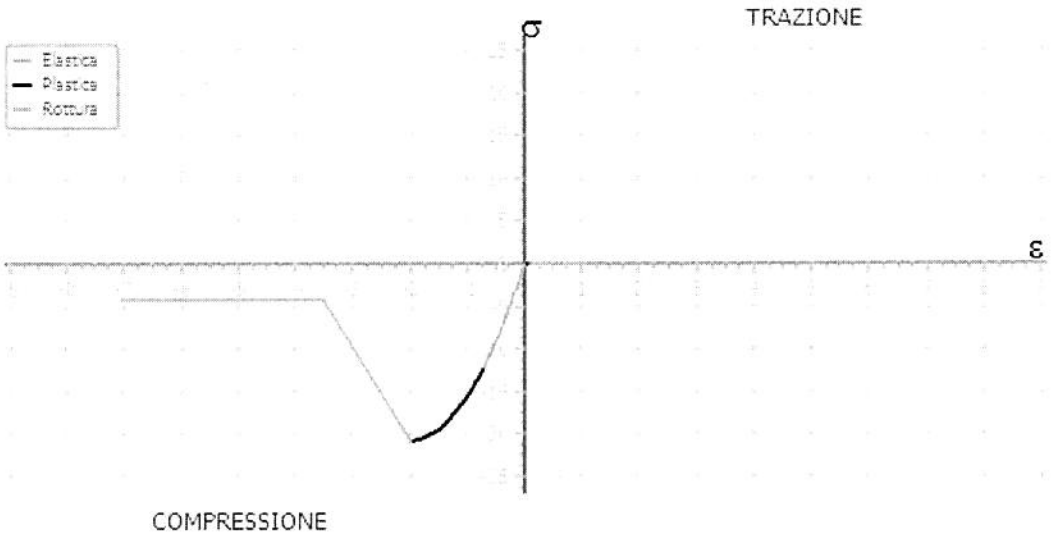
TRT F Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Per effettuare l'**Analisi non lineare** (push-over) della struttura sono state considerate le seguenti caratteristiche dei materiali

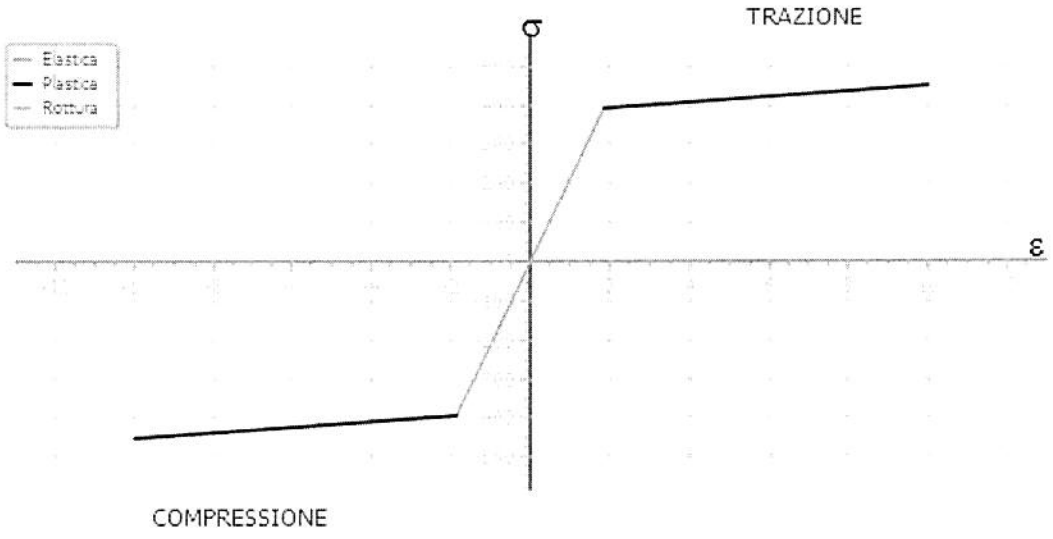
MATERIALI CARATTERISTICHE NON LINEARI

Materiali Caratteristiche non lineari

N_{id}	Fase Elastica				Fase Plastica				Punto di Rottura			
	σ_{Cmp} [N/mm²]	ε_{Cmp} [‰]	σ_{Trz} [N/mm²]	ε_{Trz} [‰]	σ_{Cmp} [N/mm²]	ε_{Cmp} [‰]	σ_{Trz} [N/mm²]	ε_{Trz} [‰]	σ_{Cmp} [N/mm²]	ε_{Cmp} [‰]	σ_{Trz} [N/mm²]	ε_{Trz} [‰]
Cls C20/25_B450C - (C20/25)												
001	12,45	0,41	0,00	0,00	20,75	2,00	0,00	0,10	4,15	3,50	0,00	1,00

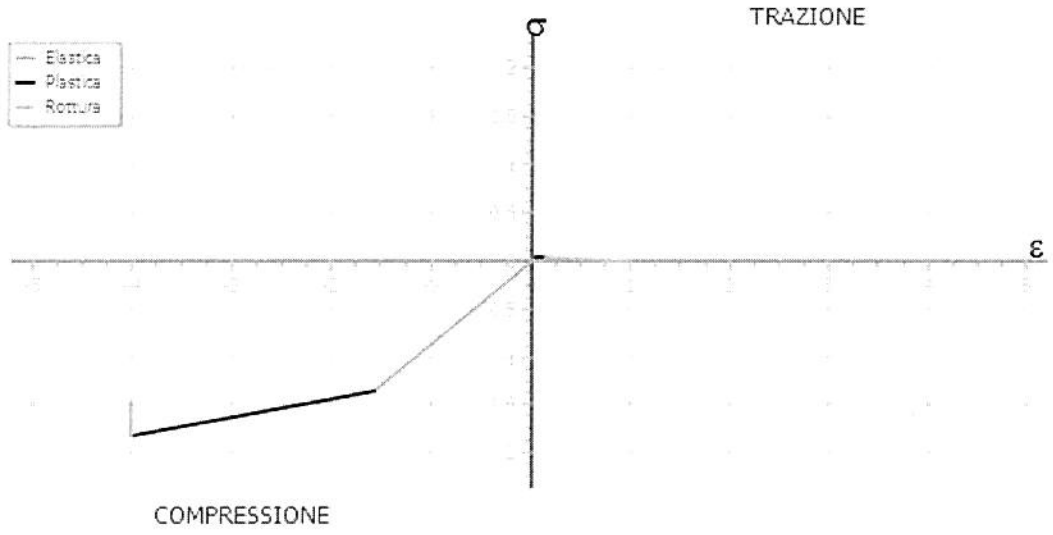


Acciaio B450C - (B450C)												
002	391,30	1,86	391,30	1,86	450,00	10,00	450,00	10,00	450,00	10,00	450,00	10,00



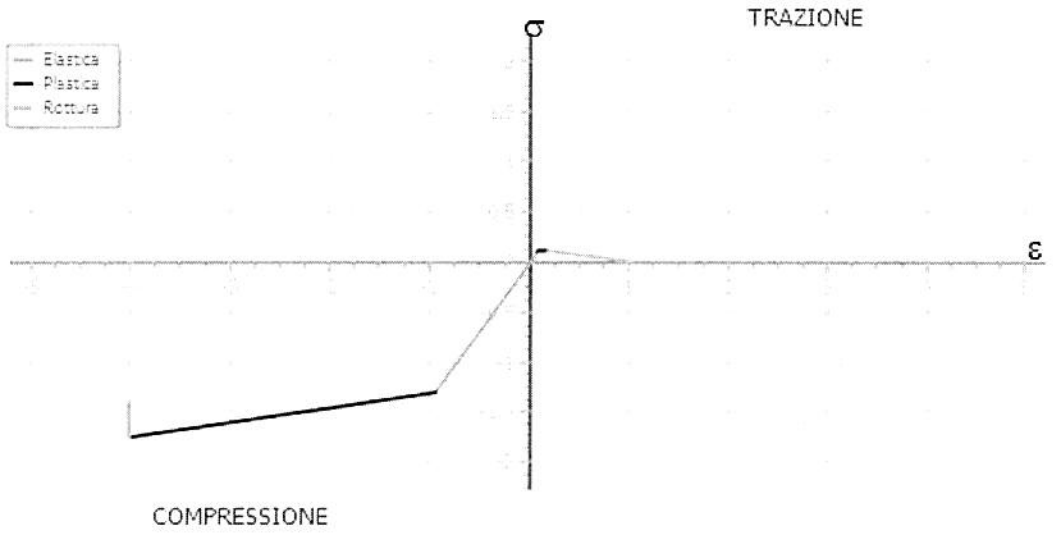
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) - con la presenza di ricorsi o listature - (Mur)

003	1,37	1,57	0,03	0,04	1,82	4,00	0,03	0,14	1,46	4,00	0,00	1,00



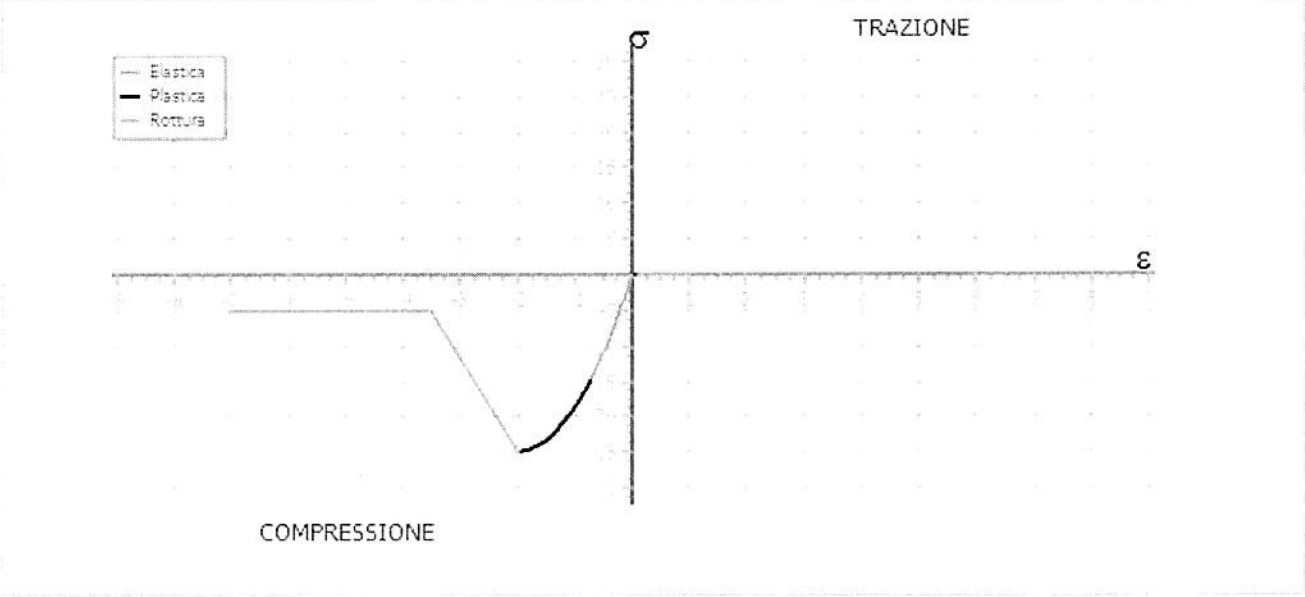
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) - (Mur)

004	1,31	0,94	0,11	0,08	1,75	4,00	0,11	0,18	1,40	4,00	0,01	1,00



Cls C25/30_B450C - (C25/30)

005	14,94	0,48	0,00	0,00	24,90	2,00	0,00	0,10	4,98	3,50	0,00	1,00



LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
σ_{Cmp}	Tensione massima per Compressione.
ε_{Cmp}	Deformazione relativa alla tensione massima per compressione.
σ_{Trz}	Tensione massima per Trazione.
ε_{Trz}	Deformazione relativa alla tensione massima per trazione.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica redatta in data Aprile 2017 redatta dalla GEOSOIL Geologia – Geotecnica – Geofisica, Piazza Caduti del Mare n. 33/35, 65126 Pescara.

Stratigrafia		Descrizione litologica	Parametri geotecnici
0,8 m		Terreni superficiali e di riporto	γ' = 1,75 - 1,80 t/m³ φ' = 25 - 28° c' = 0 - 0,1 t/m² C_U = 2 - 4 t/m²
4,4 m		Limi sabbiosi e sabbie limose con livelli arenacei *(Alterazione substrato)*	γ' = 1,90 - 2,20 t/m³ φ' = 28 - 33° c' = 0 - 1,0 t/m² C_U = 3 - 10 t/m² M = 700 - 1.500 t/m²
		Alternanze arenaceo-pelitiche *(Alterazione substrato)*	γ' = 2,10 - 2,20 t/m³ φ' = 33 - 36° c' = 0,3 - 1,5 t/m² C_U = 5 - 15 t/m² M = 2.500 - 4.000 t/m²

γ' = peso di volume; φ = angolo di attrito; c' = coesione; C_U = coesione non drenata; M = modulo edometrico

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.
Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).
La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **D.M. 14/01/2008**.
La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi

N_{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio Descrizione	PP	Permanente NON Strutturale Descrizione	PNS	Sovraccarico Accidentale Descrizione	SA	Carico Neve [N/m²]
001	S	SOLAIO SOTTOTETTO	Coperture	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.800	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Coperture praticabili di locali di abitazione (Cat. H2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	2.000	0
002	S	SOLAIO PT	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.800	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3.000	0
003	S	LatCem Cop.non acc. H20	Coperture	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.800	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	1.000

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.
T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.
PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g, F_0 e T^*_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
42.352500	13.399167	714

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.
La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD"B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [*non significativo per le strutture in muratura*]	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ, spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).
Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	**NON REGOLARE**

6.2 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.
In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

	Parametri di pericolosità sismica							
Stato Limite	a_g/g	F_o	T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0982	2.344	0.278	1.42	0.132	0.395	1.993	1.20
SLD	0.1247	2.318	0.291	1.41	0.137	0.410	2.099	1.20
SLV	0.2998	2.382	0.356	1.35	0.160	0.481	2.799	1.11
SLC	0.3811	2.426	0.369	1.34	0.165	0.495	3.124	1.03

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura (q). Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.
Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1,20**.
Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".
Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

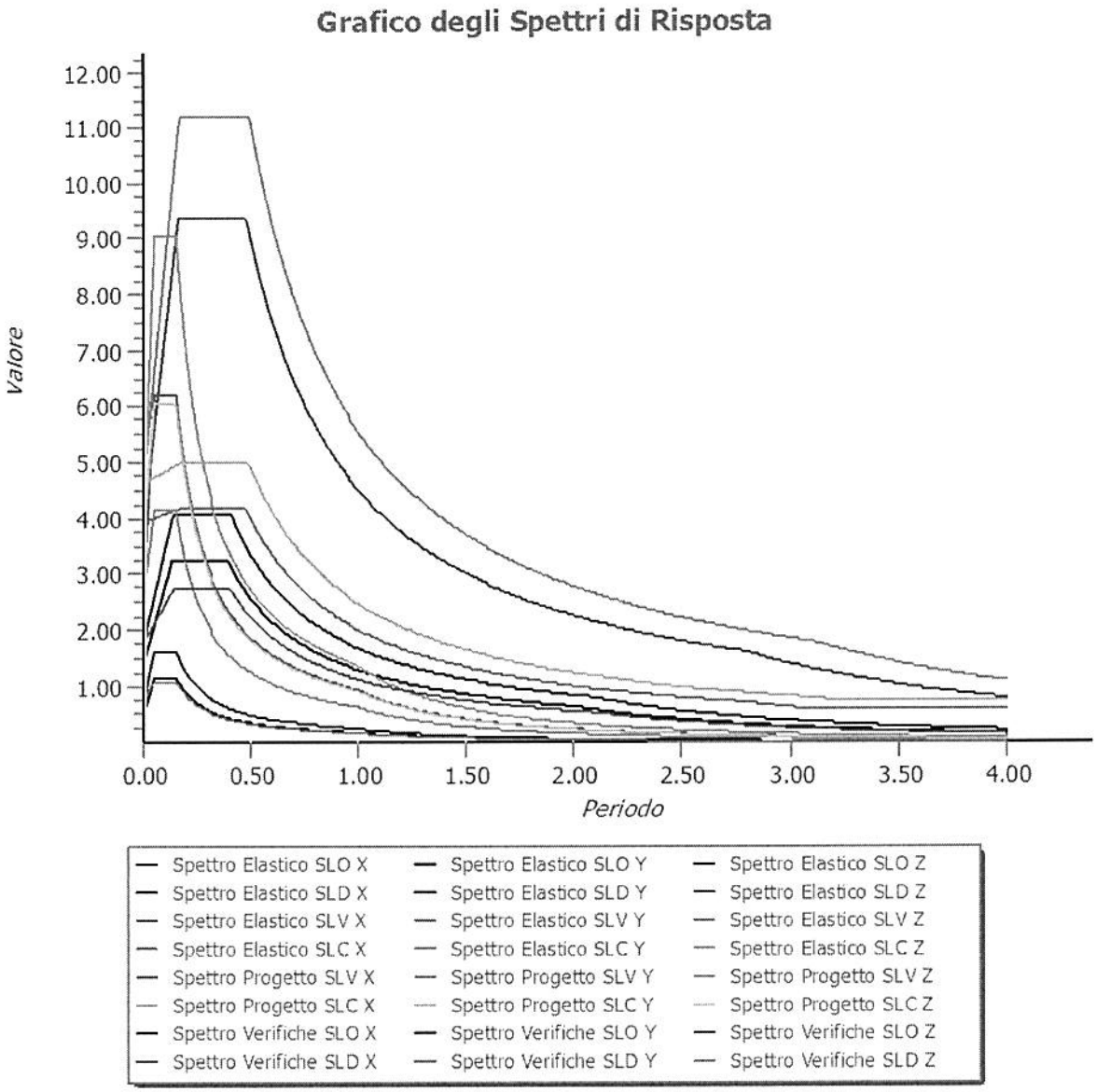
Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura (q_X) per sisma orizzontale in direzione X: **2,250;**
Fattore di Struttura (q_Y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2,250;**
Fattore di Struttura (q_Z) per sisma verticale: **1,50.**

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di struttura è invece calcolato secondo quando indica la Circolare 02-02-2009 n. 617 al par. C8.7.1.2. Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q, il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2{,}0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1{,}5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ negli altri casi;

in cui α_u e α_1 sono definiti al par. 7.8.1.3 del D.M. 14/01/2008. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u/α_1 pari a 1,5.
Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.3 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.
Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**60**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	95.2
salvaguardia della vita	Y	96.2
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \qquad \text{con} \qquad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1+\beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1+\beta_{ij}^2)} \qquad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.
Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.
Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).
Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.
Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.4 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;
$\mu_d = 1+(q-1)\cdot T_C/T_1$ se $T_1 < T_C$.

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY} \qquad\qquad E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;
E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.
La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdZ}$ $\quad E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdZ}$ $\quad E_{EdZ} \pm 0{,}30E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY}$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;
E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.6 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

7 - ANALISI STATICA NON LINEARE (PushOver)

Il calcolo è stato eseguito in Analisi Statica Non Lineare mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.
Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.
Si è tenuto conto delle deformabilità assiali, taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, muri, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.
Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Il calcolo in Analisi Statica Non Lineare viene svolto nei seguenti passi:

1) Definizione di un legame costitutivo non lineare per i materiali, come sopra esposto.
2) Definizione dei carichi agenti sulla struttura; tali carichi sono costituiti dai carichi verticali, combinati secondo le indicazioni del par. 2.5.3, relazione (2.5.5), oppure del par. 3.2.4, relazione (3.2.16) del D.M. 14/01/2008, e da una distribuzione di forze orizzontali come rappresentativa del sisma.
3) Definizione di un Punto di Controllo per l'Analisi; tale punto di controllo può essere scelto automaticamente tra i nodi strutturali dell'ultimo piano, con le coordinate più prossime (eventualmente coincidenti) a quelle del baricentro delle masse di tale impalcato, oppure manualmente dall'utente.
4) Soluzione del sistema tridimensionale dell'edificio soggetto ai carichi definiti al punto 2); tale soluzione viene perseguita per 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e –Y) e per due distribuzioni di forze orizzontali (forze proporzionali alle masse e forze proporzionali al I Modo di vibrazione per la direzione considerata) per un totale di 8 Analisi Statiche Non Lineari. Alle 4 direzioni del sisma possono essere considerati anche i contributi dovuti alle eccentricità accidentali.

5) Per ognuna delle varie Analisi effettuate al punto 4 viene costruita la Curva di Capacità dell'Edificio, mettendo in ascissa il taglio alla base e sulle ordinate lo spostamento del Punto di Controllo; da tale Curva sono ricavate le caratteristiche di un Sistema a 1 Grado di Libertà equivalente e in particolare le grandezze Forza allo Snervamento e spostamento corrispondente imponendo l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite quindi la rigidezza secante e la massa equivalente, si ricava il periodo del sistema a 1 Grado di Libertà; con tale Periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD), trasformate infine nelle domande del sistema reale.

Per quanto esposto al punto 4) è necessario preventivamente effettuare un calcolo in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

8 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).
I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.
Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).
Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

8.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.
Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \ldots\ldots \qquad (1)$$

dove:

G_1	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
Q	azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo: - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
Q_{ki}	rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
γ_g, γ_q, γ_p	coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/2008;
ψ_{0i}	sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **96 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).
I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO".
In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1+G_2+P+E+\Sigma_i\psi_{2i}\cdot Q_{ki};$$

dove:

E	rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
G_1	rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
ψ_{2i}	coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
Q_{ki}	valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K+\Sigma_i(\psi_{2i}\cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/2008.
I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 14/01/2008.
I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.
Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

8.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1+G_2+P+E+\Sigma_i\psi_{2i}\cdot Q_{ki};$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K+\Sigma_i(\psi_{2i}\cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

8.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14/01/2008 al par. 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj}: valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh}: valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1}: valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki}: valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i}: coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i}, ψ_{1i}, ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3

Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).
Negli allegati "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (**1**), "**Frequente**" (**3**) e "**Rara**" (**4**).
Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	**EdiLus**
Versione	40.00f
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	13110343
Intestatario Licenza	SA.RO PROGETTAZIONI s.r.l.
Produzione e Distribuzione	**ACCA software S.p.A.** Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.
È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).
L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.
Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:
- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;

- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

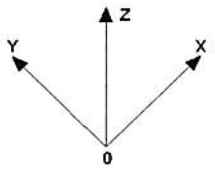
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

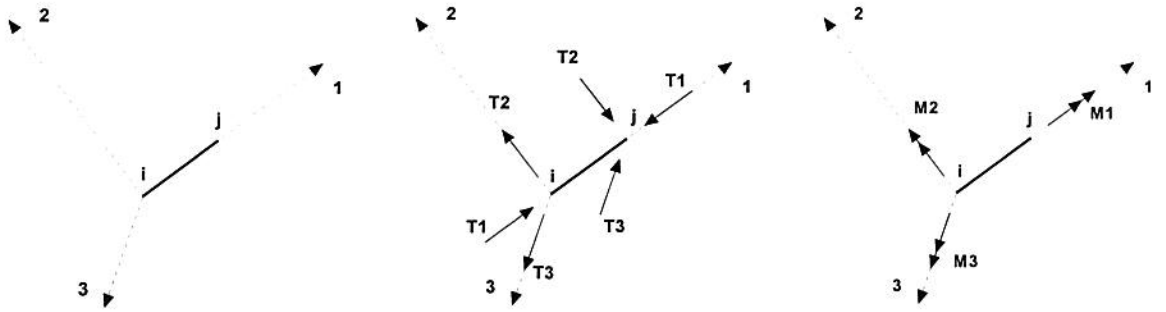
9.3 Sistemi di Riferimento

9.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



9.3.2 Riferimento locale per travi



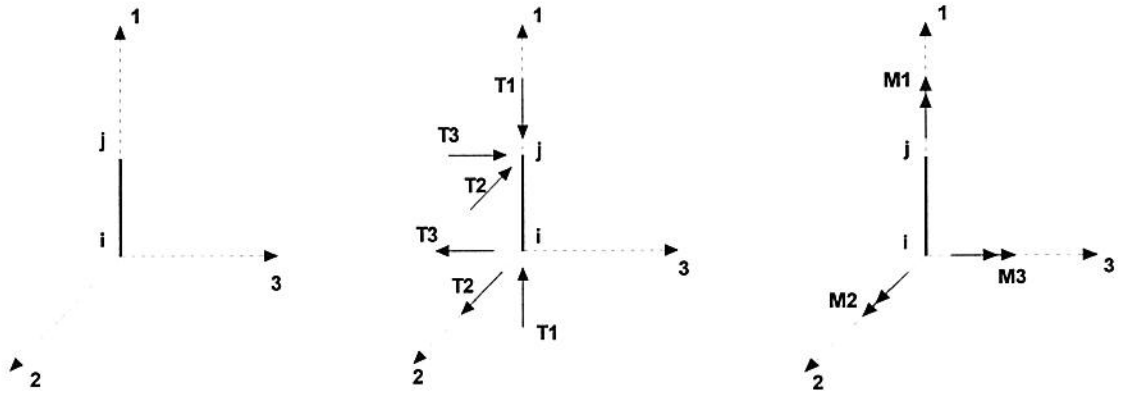
L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:
1. S ollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. S ollecitazioni taglianti T_2 e T_3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. So llecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);

4. S ollecitazione torcente M_1.

9.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

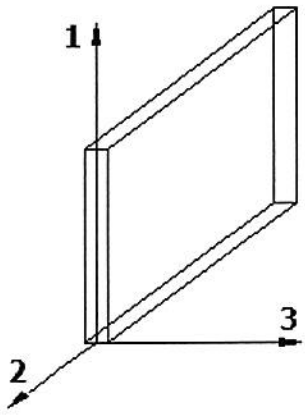
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:
- una forza di trazione o compressione T_1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

9.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:



- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.
Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al mimino gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

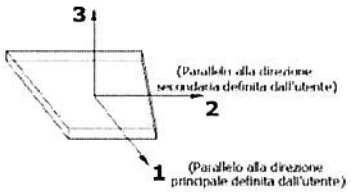
In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.
La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

9.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

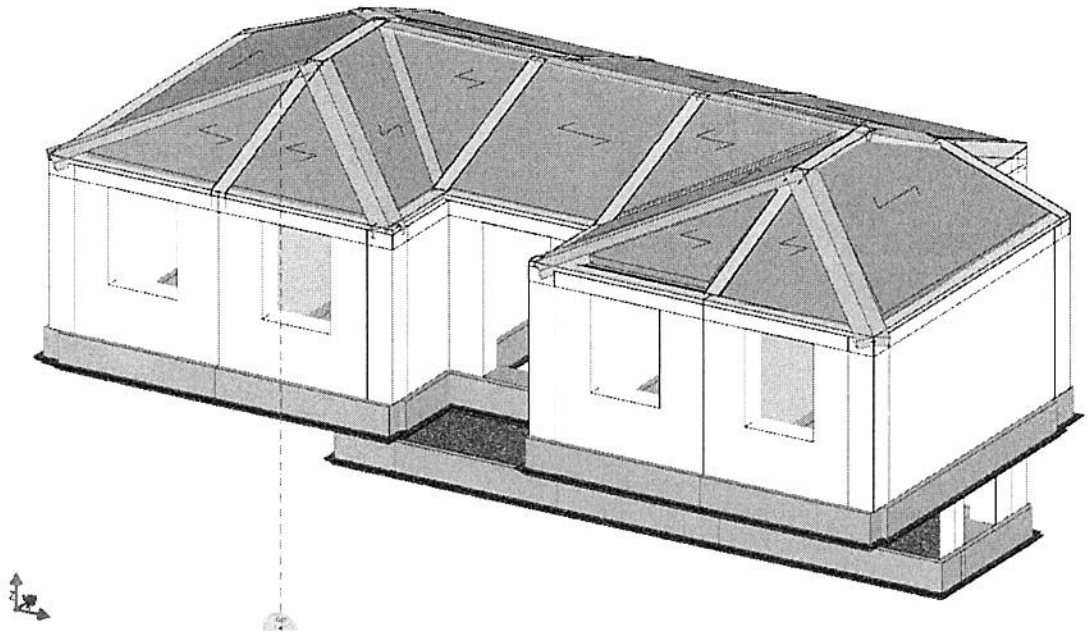


9.4 Modello di Calcolo

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

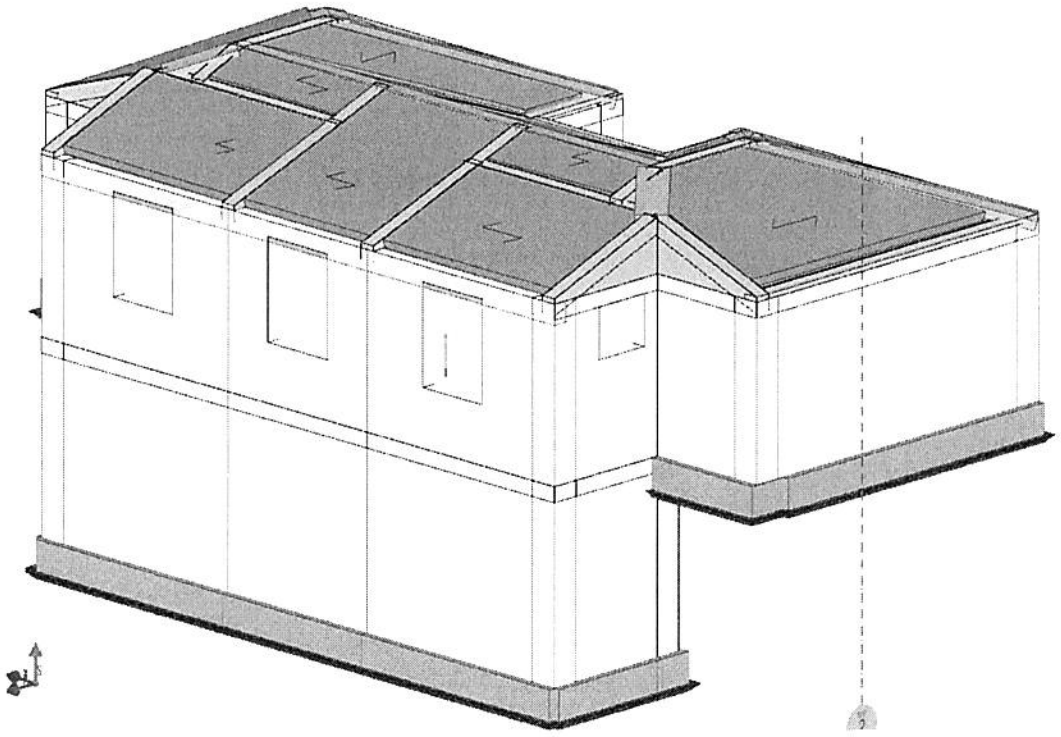
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



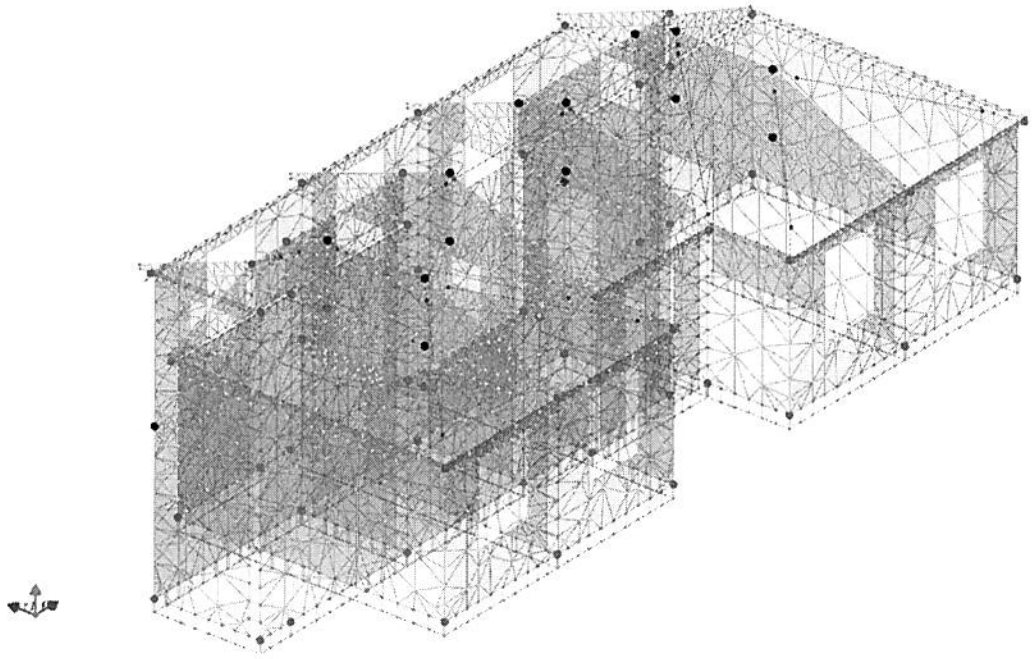
Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)

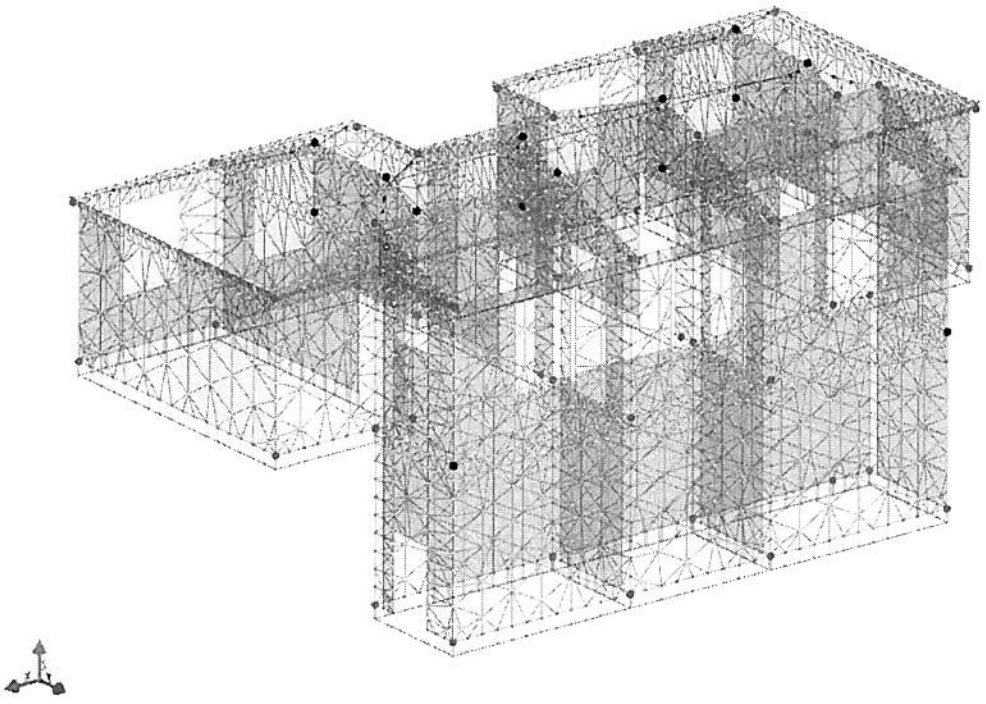


Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO".
Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.
In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.
Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.
Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Per gli elementi monodimensionali (beam) in c.a., il comportamento non lineare del materiale è schematizzato con un modello a **plasticità diffusa**, utilizzando una modellazione a fibre per descrivere il comportamento flessionale mentre, per descrivere il comportamento tangenziale (taglio e torsione) vengono definiti dei diagrammi forza-spostamento per il taglio e momento-rotazione per la torsione.
Per portare in conto la non linearità di materiale è necessario definire compiutamente le caratteristiche degli elementi strutturali facendo intervenire anche le armature. Per gli elementi beam, essendo in genere le armature variabili lungo l'asse dell'elemento, è necessario considerare, nella costruzione della matrice di rigidezza, che il beam ha una sezione variabile (non costante). Non potendo portare in conto con continuità tale variabilità di sezione, si scelgono un certo numero di sezioni nelle quali si definiscono le caratteristiche non lineari. Tra due successive sezioni i dati sono poi ricavati per interpolazione. In linea generale, la caratterizzazione non lineare dell'elemento avviene nel seguente modo:

- Suddivisione dell'elemento in 3 tratti, un tratto centrale e due tratti laterali; la somma della lunghezza dei tre tratti è pari a quella totale dell'elemento.
- Per ognuno dei tre tratti, vengono definite le caratteristiche delle due sezioni di estremità. Il SAP provvede a definire, in funzione del grado di precisione richiesta, nuove sezioni (dette sezioni di integrazione) tra queste di estremità. In tali sezioni di integrazione i dati sono ricavati per interpolazione.
- Per ogni sezione di estremità occorre definire il comportamento lineare/non lineare del materiale. Per la definizione non lineare si hanno a disposizione due strade:
  - *Comportamento a Fibre*: si definisce la curva caratteristica dei materiali (calcestruzzo e acciaio) costituenti l'elemento e la geometria della sezione (inclusi i dati delle armature). La sezione, a tale scopo, viene suddivisa in fibre (meshata nel suo piano). Questo modello permette di riprodurre esattamente l'interazione tra le componenti di *azione normale* (N) e *momento biassiale* (M_X, M_Y). Nel riprodurre tale comportamento è possibile portare in conto anche il contributo del confinamento. Questo metodo rappresenta la schematizzazione più rigorosa ma anche la più onerosa per il tempo di calcolo richiesto.
  - Per quanto riguarda, invece, il *comportamento a taglio e torsione*, si fa ricorso alla definizione di specifici legami costitutivi relativi al comportamento che si vuole analizzare. Si introducono pertanto i diagrammi *Momento-Rotazione* per il comportamento torsionale o *Forza-Spostamento* per quello tagliante che descrivono il comportamento dell'elemento in funzione dello stato deformativo.

Per gli elementi bidimensionali (shell) sia in c.a. che in muratura, la non linearità del materiale (sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale) viene descritta tramite una stratificazione che opera lungo lo spessore dello shell. Con riferimento ad esempio ad una parete in c.a., lo shell viene descritto come formato dai seguenti strati:

- Uno strato di c.a. di spessore pari al copriferro.
- Uno strato di armature verticali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di armature orizzontali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di c.a. di spessore pari al totale dell'elemento meno 2 volte il copriferro.

- Uno strato di armature orizzontali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di armature verticali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di c.a. di spessore pari al copriferro.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione dal legame costitutivo del materiale). Nel caso di strato di spessore non nullo a comportamento non lineare il SAP provvede poi a suddividere ulteriormente lo strato in sottostrati per poter seguire più fedelmente il comportamento non lineare.

Gli elementi di fondazione (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.
Gli elementi in acciaio per carpenterie metalliche e gli elementi in materiale generico sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

10 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14/01/2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel par. 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

10.1 Verifiche di Resistenza

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica globale di sicurezza consiste (come indicato nel par. C7.3.4.1 della Circolare 02-02-2009 n. 617 e par. 7.8.1.6 del DM 14/01/2008) nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al par. 7.3.4.1 del D.M. 14/01/2008.
Per quanto riguarda la verifica allo SLV (SLU), si controlla che la domanda di spostamento - calcolata secondo la relazione (C7.3.7) oppure (C7.3.8) del par. C7.3.4.1 della Circolare 02-02-2009 n. 617 - sia inferiore alla capacità di spostamento dell'edificio (calcolata secondo le indicazioni del par. C7.3.4.1), letta in corrispondenza del massimo spostamento offerto dalla Curva di Capacità. Se tale verifica (Domanda ≤ Capacità) risulta soddisfatta per tutte le Analisi effettuate, l'edificio è verificato allo SLV.
Per quanto riguarda le verifiche allo SLD (SLE), oltre alla condizione che la capacità di spostamento sia maggiore o uguale alla domanda di spostamento allo SLD, deve essere ulteriormente soddisfatta la verifica relativa agli spostamenti di interpiano; la struttura viene di nuovo analizzata, stavolta sotto l'azione di forze orizzontali tali da provocare uno spostamento del Punto di Controllo pari alla domanda di spostamento allo SLD; con gli spostamenti nodali calcolati in corrispondenza di tale sistema di forze orizzontali sono calcolati gli spostamenti di interpiano ed effettuata la relativa verifica.

10.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne Mx, My, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14/01/2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^{\alpha}\leq 1$$

dove:

M_{Ex}, M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx}, M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie Mx, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna Mx, My, N, o la coppia Mx, N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.
Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto riguarda la verifica degli ***elementi in c.a.*** in analisi statica NON lineare, gli elementi ed i meccanismi resistenti vengono classificati in:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

La verifica degli elementi "**duttili**" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.
Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà caratteristiche/nominali dei materiali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili, le resistenze nominali dei materiali sono ridotti per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza.

Per gli elementi duttili, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $\mathbf{L_V = M/V}$. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

Allo SLV, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda, può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u, calcolata secondo la relazione (C8A.6.5) del par. C8A.6 della Circolare 02-02-2009 n. 617.
Allo SLD, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda, è calcolata secondo le relazioni (8.7.2.1a e 8.7.2.1b) del par. C8.7.2.5 della succitata Circolare.

Per gli elementi "**fragili**", la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti.
Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel par. C8.7.2.5 della succitata Circolare. Viene verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.

10.1.1.1 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (*di Fatto*), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura q, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per q = 1.5, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.
Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.
Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel par. C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

10.1.1.2 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del *carico limite* sono esposti nella relazione GEOTECNICA.
Le verifiche di resistenza vengono effettuate assumendo implicitamente un comportamento lineare (come indicato al par. 7.2.5 del D.M. 14/01/2008) ed in particolare vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni dell'Analisi Non Lineare (sollecitazioni ottenute in corrispondenza della domanda di spostamento).

10.1.2 Muratura

Per quanto concerne la verifica degli *elementi in muratura* (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.
In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- ***Pressoflessione nel piano***: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo

l'espressione (7.8.2) del D.M. 14/01/2008. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o/2) \cdot (1 - \sigma_o/0{,}85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t è lo spessore della zona compressa della parete;
$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0{,}85 \cdot f_d) < 0$;
$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.1 del D.M. 14/01/2008, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0{,}8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0{,}85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\varepsilon_m = 0{,}0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0{,}01$ per l'acciaio teso.

- ***Taglio nel piano***: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.2 del D.M. 14/01/2008 .

- ***Pressoflessione fuori piano***: la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0{,}85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o/2) \cdot (1 - \sigma_o/0{,}85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t è lo spessore della zona compressa della parete;
$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0{,}85 \cdot f_d) < 0$;
$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al par. 4.5.6.2 del D.M. 14/01/2008, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;
$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;
Φ_t è il coefficiente "*trasversale*" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di ***testa/piede*** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i/t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S/N_S + H/200 \geq 0{,}05 \cdot t.$$

- per le sezioni di ***mezzeria*** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.3 del D.M. 14/01/2008, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- ***Snellezza***: la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- ***Pressoflessione nel piano***: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 14/01/2008:

$$M_R = H_p \cdot h/2 \cdot [1 - H_p/(0{,}85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p: minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore 0,4 $f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- ***Taglio nel piano***: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 14/01/2008:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \qquad \text{con} \qquad V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0};$$
$$V_p = H_p \cdot h/L \cdot [1 - H_p/(0{,}85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

h: altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L: luce libera della trave in muratura.

Nel caso di analisi statica non lineare (ASNL), per le costruzioni in muratura ordinaria, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto (q^*) tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.
Tale metodo (ASNL) prevede, in ogni caso, solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche nei singoli elementi. Tuttavia, le verifiche di resistenza per i maschi e per le fasce murarie, nel caso di analisi statica non lineare, sono condotte come sopra specificato, qualora l'utente ne faccia esplicita richiesta, solo nei confronti delle combinazioni di carico non sismiche.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di

meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.A.4 della Circolare 02-02-2009 n. 617.
Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Nei "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

11 - SPINTA DEL TERRENO

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni ***statiche***, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2 ;$$

in cui:

γ: peso unità di volume del terreno;
H: altezza del terrapieno;
K: coefficiente di spinta.

In condizioni ***sismiche*** la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 ;$$

con:

$K_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale;
$K_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g/g$ = coefficiente di intensità sismico orizzontale;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
S_T = coefficiente di amplificazione topografico;
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafico;
a_g/g = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente β_m assume i valori della Tab. 7.11-II (D.M. 14/01/2008).
Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il coefficiente β_m assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

Il calcolo del coefficiente di spinta K può essere effettuato, a scelta dell'utente, nei seguenti modi:

Condizioni statiche	*Condizioni sismiche*
Attiva	
Passiva	Attiva
Riposo	Passiva
Utente	

Spinta Attiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \operatorname{sen}^2\psi \cdot \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \operatorname{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2} \quad (\text{per } \beta \le \phi\text{-}\theta);$$

$$K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \operatorname{sen}^2\psi \cdot \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } \beta > \phi\text{-}\theta);$$

dove:

ϕ = angolo di attrito del terreno;
ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);
β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);
δ = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);
θ = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni ***statiche***):

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}.$$

Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) App. E]:

$$K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \operatorname{sen}^2\psi \cdot \operatorname{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}\phi \cdot \operatorname{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi + \beta) \cdot \operatorname{sen}(\psi + \theta)}}\right]^2}.$$

Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1\text{-}\operatorname{sen}\phi.$$

Spinta Utente

Va infine ricordato che il coefficiente di spinta K può essere altresì liberamente indicato dall'utente.

- **Terreno con Sovraccarico**

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributi:

$$\Delta\sigma_Q = K \cdot Q.$$

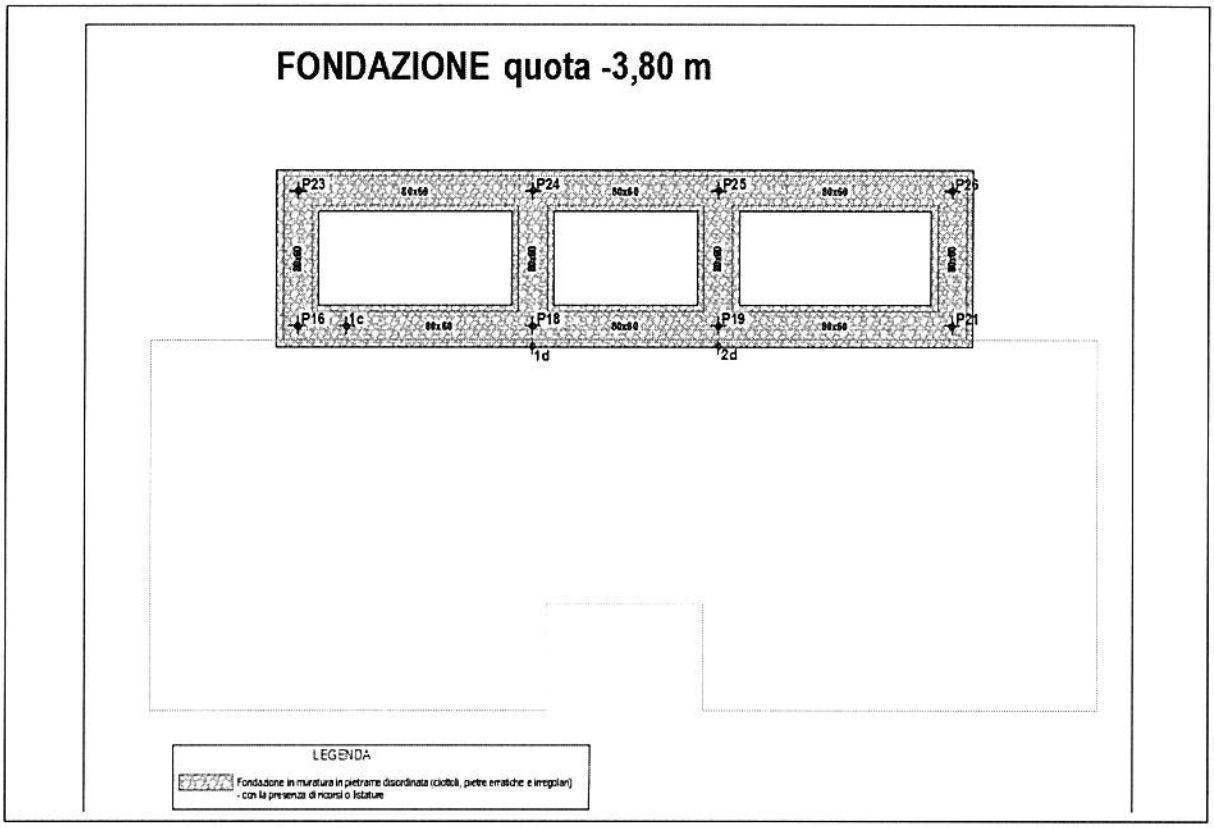
- **Terreno con Coesione**

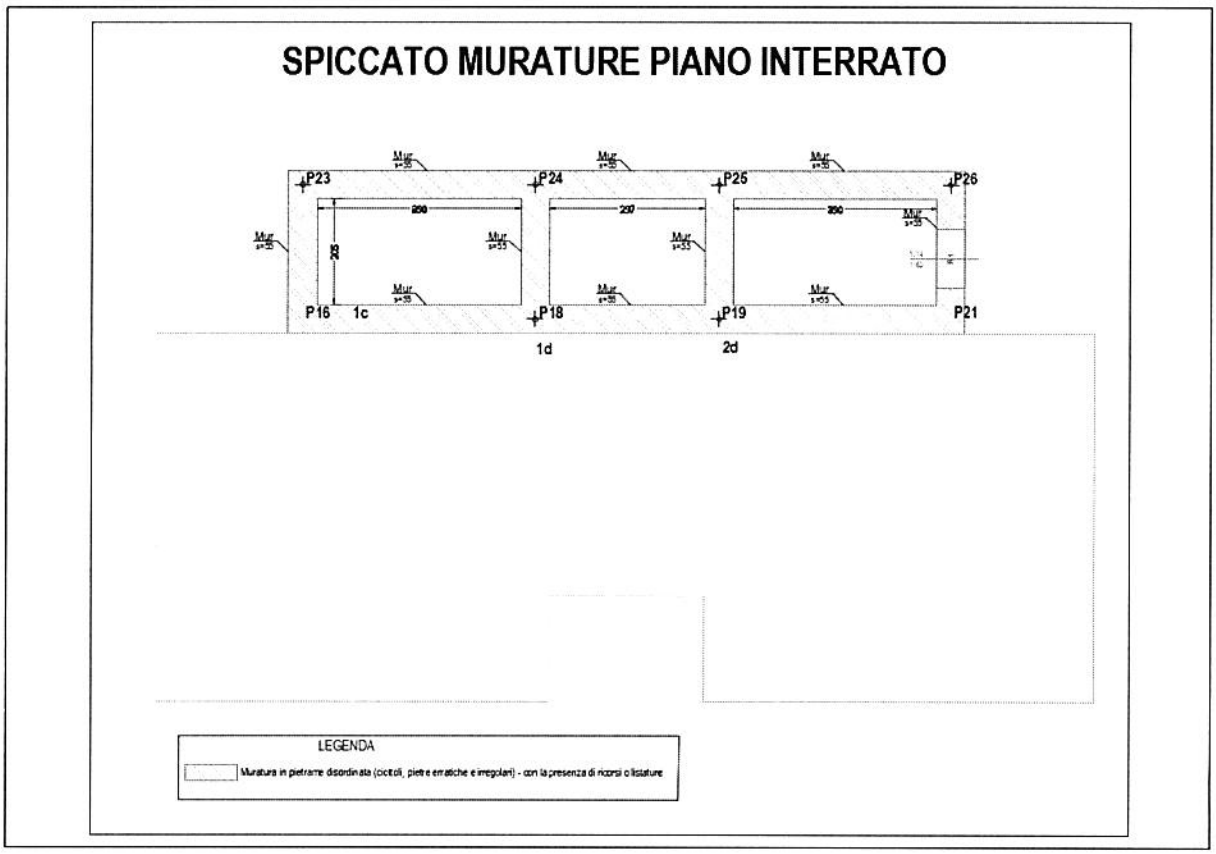
In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K} \ .$$

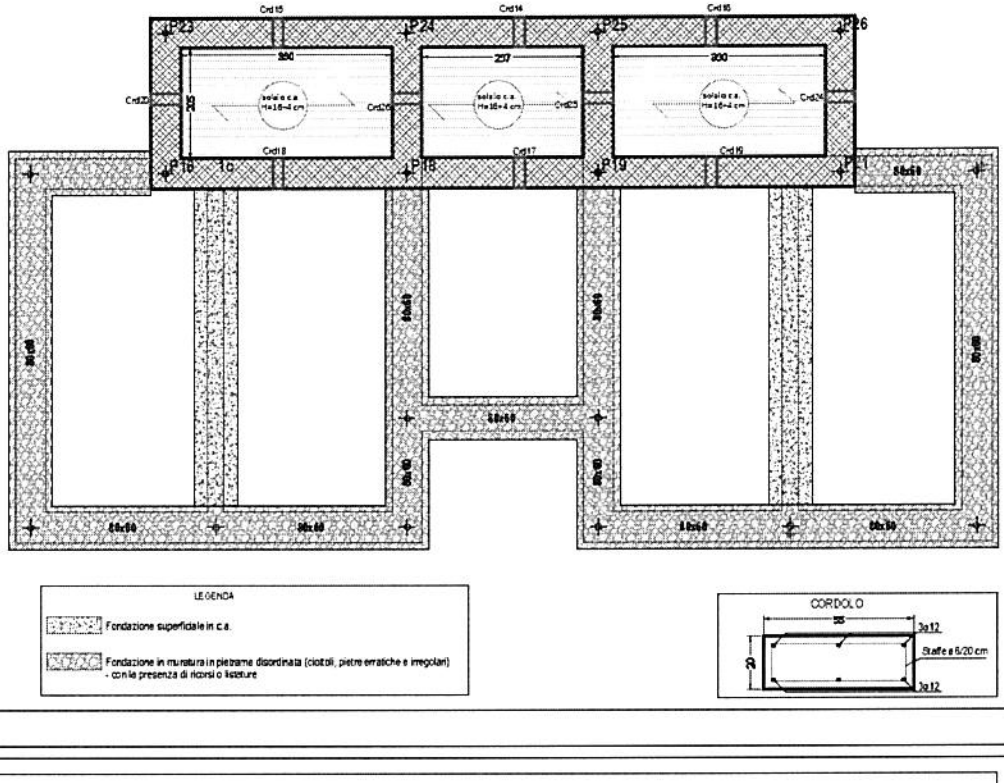
che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

12 - PIANTE ELEMENTI STRUTTURALI

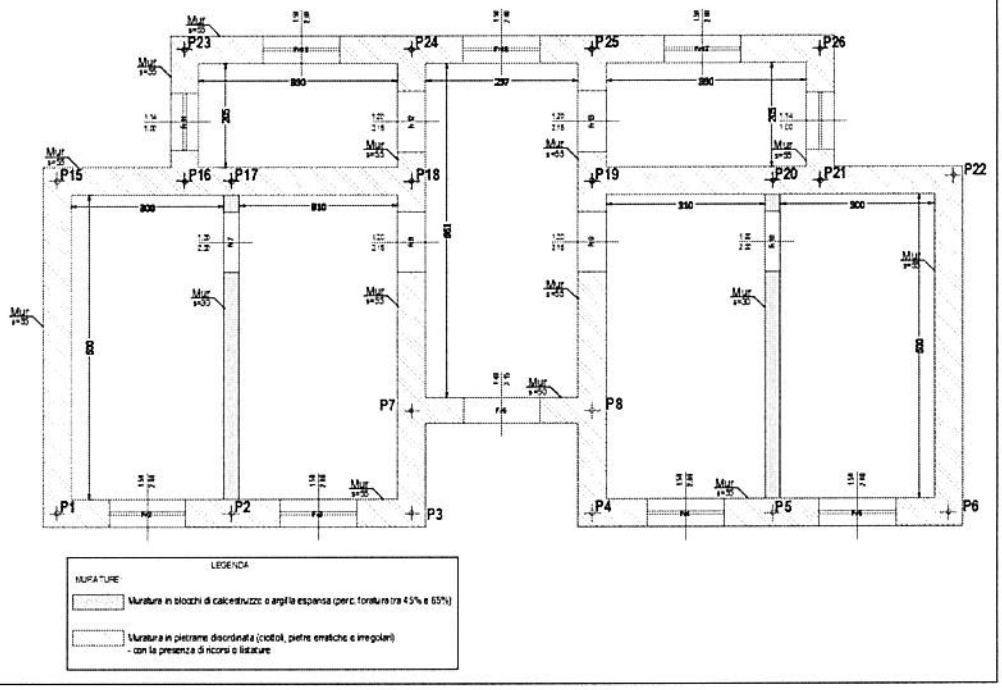




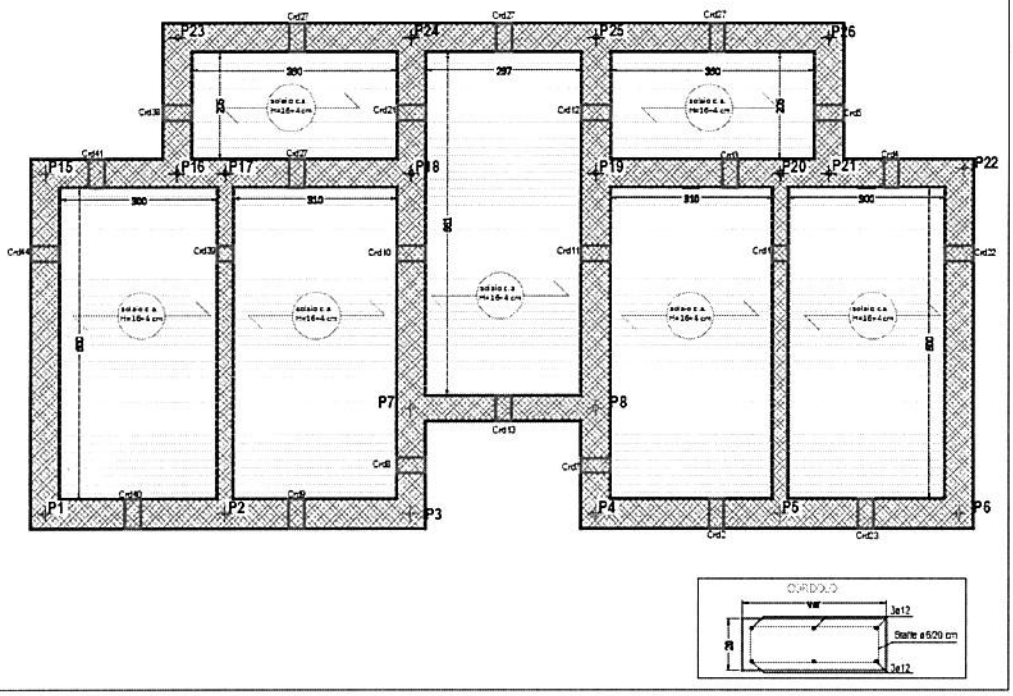
FONDAZIONE QUOTA -1,50 m E PRIMO SOLAIO



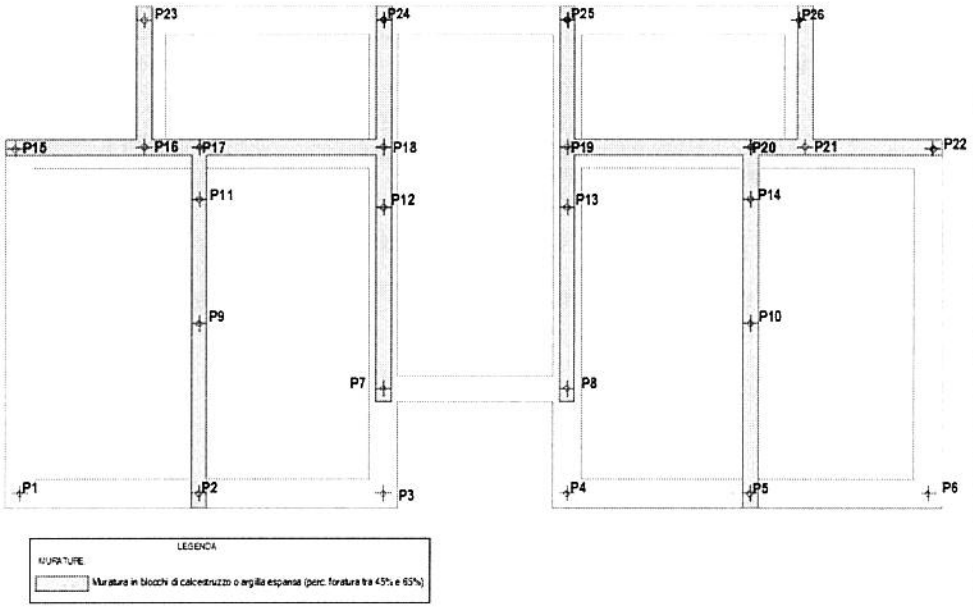
SPICCATO MURATURE PIANO TERRA

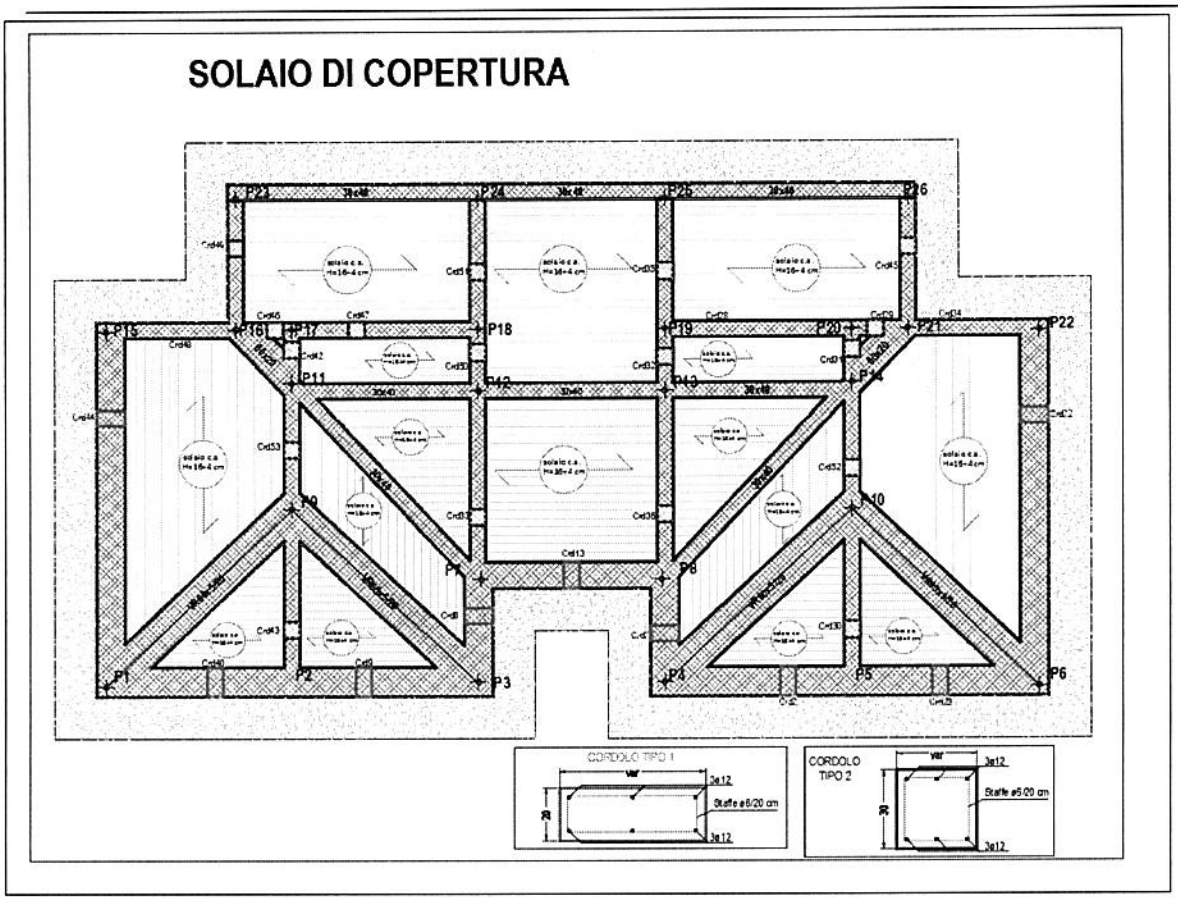


SECONDO SOLAIO



SPICCATO MURATURE SOTTOTETTO





13 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo - STATO DI FATTO" costituente parte integrante della presente relazione.

14 - CRITICITA' RISCONTRATE DAI CALCOLI EFFETTUATI

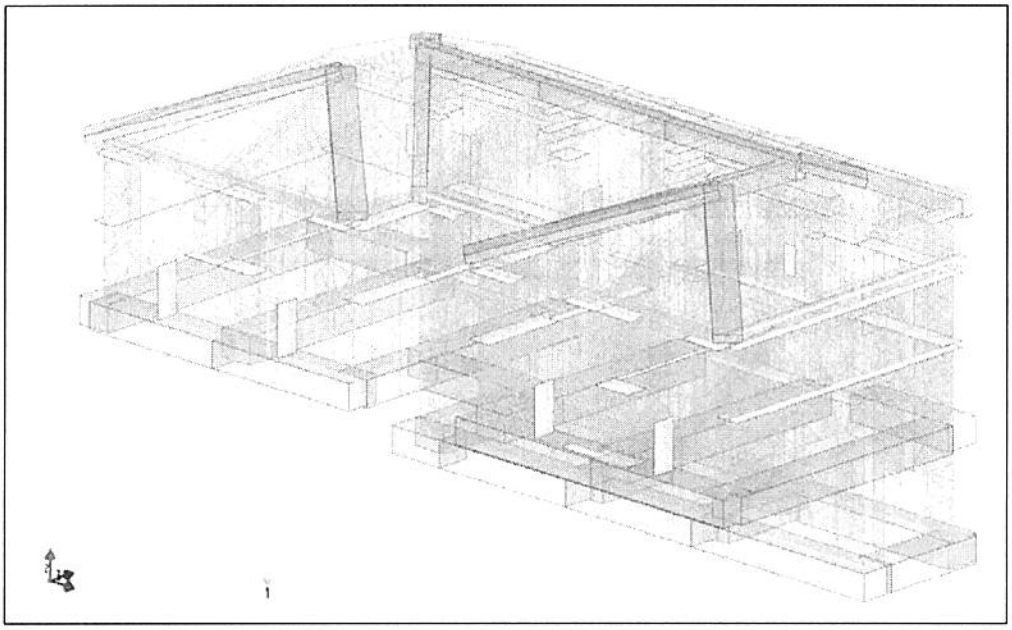


Figura 1 - Vista modello 3D con elementi MURATURA non verificati (IN GIALLO)

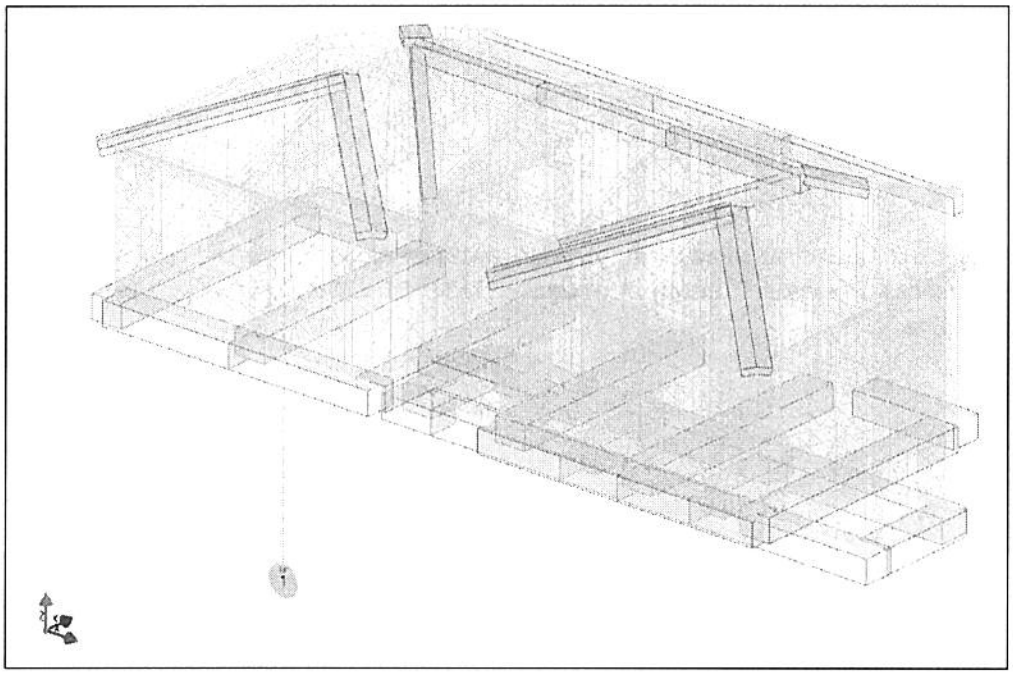


Figura 2 - Vista modello 3D con elementi in c.a. non verificati (IN GIALLO)

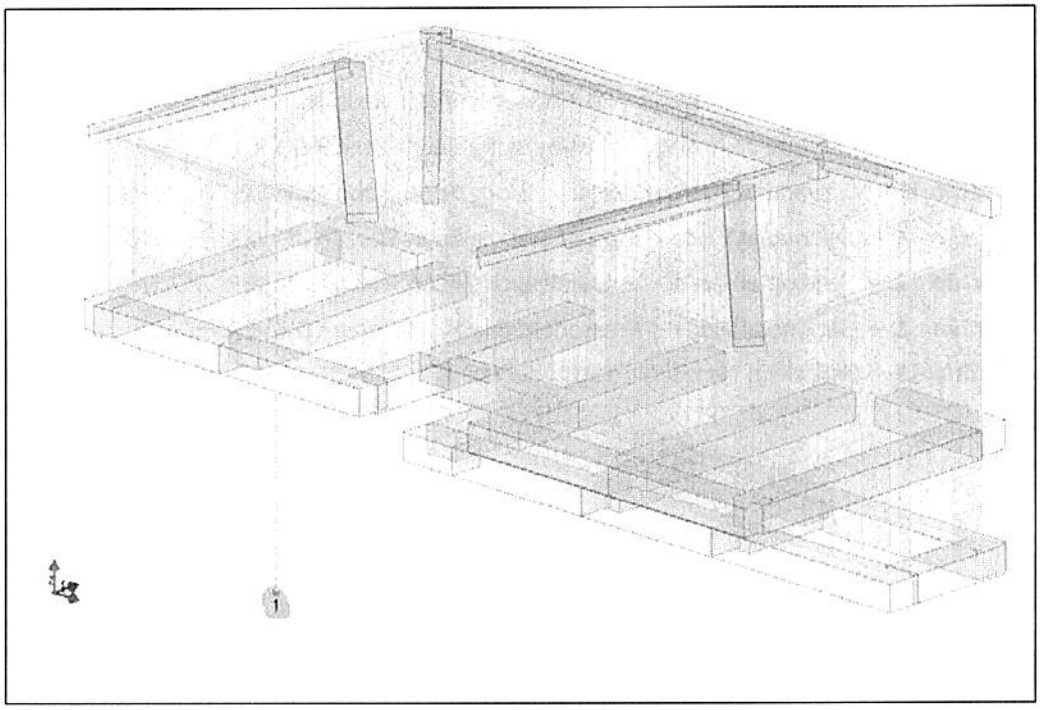


Figura 3- Vista modello 3D con elementi di Fondazione non verificati (IN GIALLO)

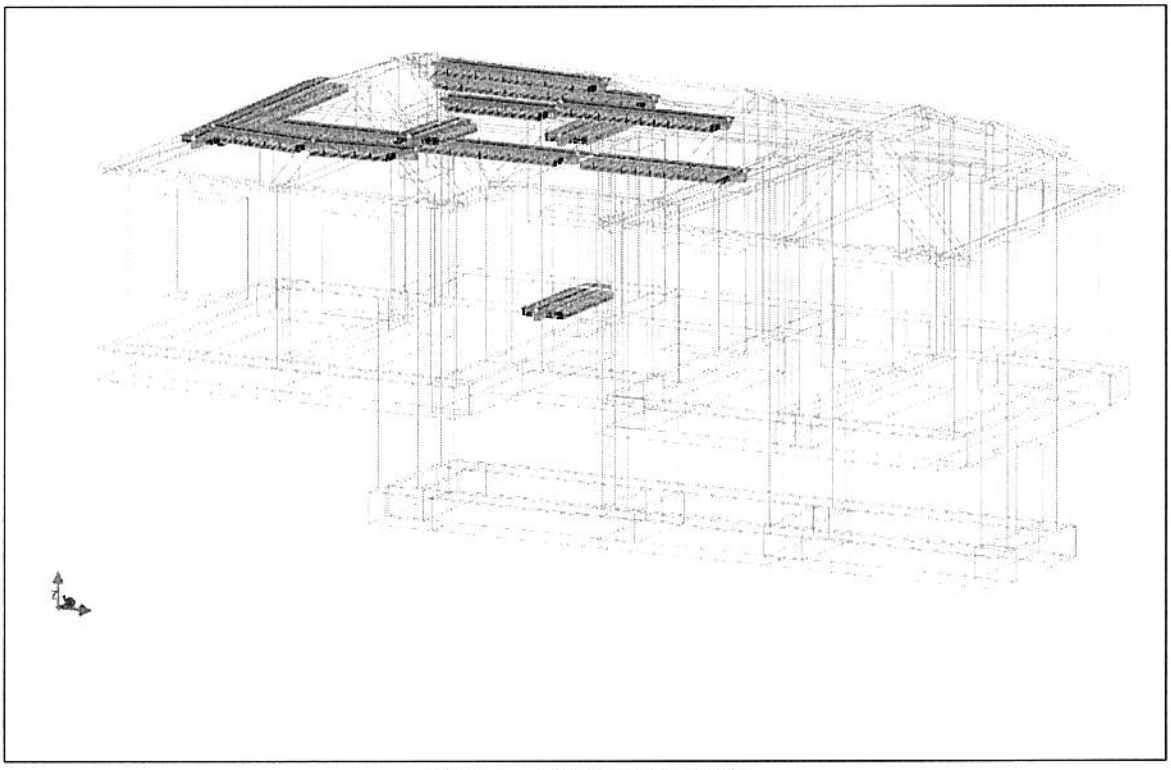


Figura 4 – Individuazione Solai

COPERTURA

- **Murature**

Maschio 19 – Sezione in Mezzeria - Pressoflessione Nel Piano NON VERIFICATA

Maschio 20 – Sezione in Mezzeria - Pressoflessione Nel Piano NON VERIFICATA

Maschio 19 – Sezione al Piede - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 20 – Sezione al Piede - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 4 – Sezione al Piede - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 2 – Sezione al Piede - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 1 – Sezione al Piede - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 19 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

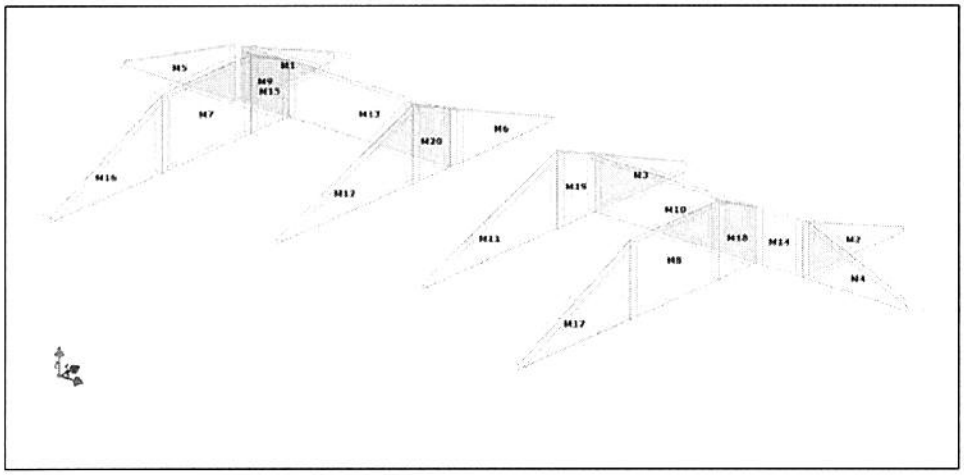


Figura 5 - Numerazione Maschi e Fasce murari al Piano Copertura

PIANO TERRA

- **Murature**

Maschio 21 – Sezione in Test e al Piede - Pressoflessione Nel Piano NON VERIFICATA

Maschio 28 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 23 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 22 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 49 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 45 – Sezione in Mezzeria - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 53 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 50 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 51 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 25 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 26 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 24 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 23 – Sezione al Piede - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 45 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 37 – Sezione in Mezzeria - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 33 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 38 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 41 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 37 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 34 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 46 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA ed ECCENTIRICITA' ECCESSIVA

Maschio 44 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 29 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 31 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 59 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 60 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 48 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 61 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 40 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 42 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 57 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA ed ECCENTIRICITA' ECCESSIVA

Maschio 49 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 25 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

Maschio 36 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 35 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 51 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 32 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 47 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 50 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 48 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 19 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 29 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 52 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 54 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 43 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 56 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Maschio 39 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 7 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 3 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 16 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 9 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 5 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 20 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 18 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 22 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 11 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 1 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

Fascia 19 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

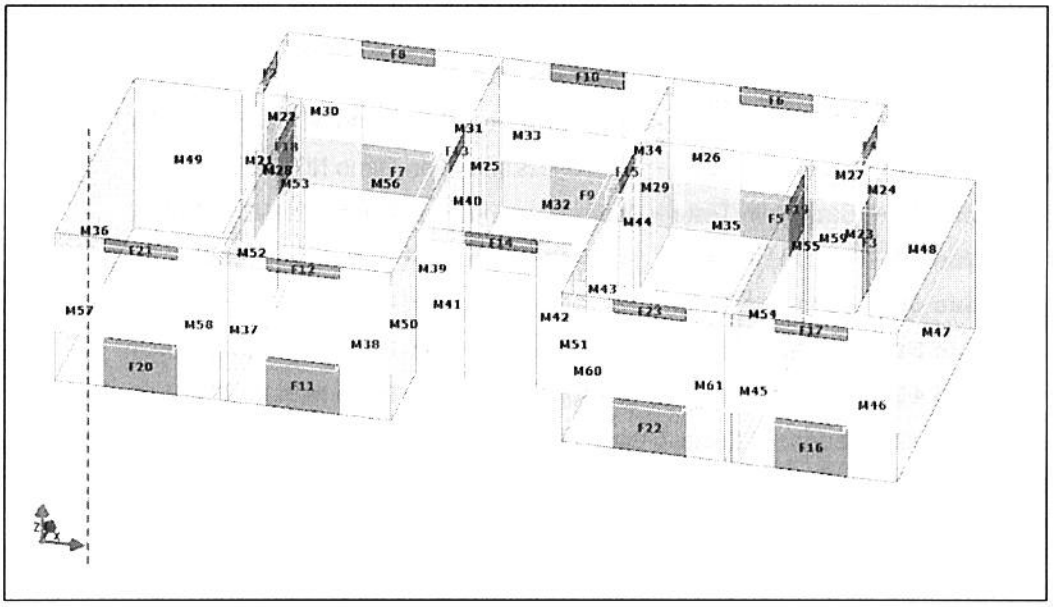


Figura 6 - Numerazione Maschi e Fasce murari al Piano Terra

PIANO INTERRATO

- **Murature**

  Maschio 64 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA ed ECCENTIRICITA' ECCESSIVA

  Maschio 72 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

  Maschio 69 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

  Maschio 66 – Sezione in Testa - Pressoflessione Fuori Piano NON VERIFICATA

  Fascia 24 – Sezione in Mezzeria - Taglio nel Piano NON VERIFICATO

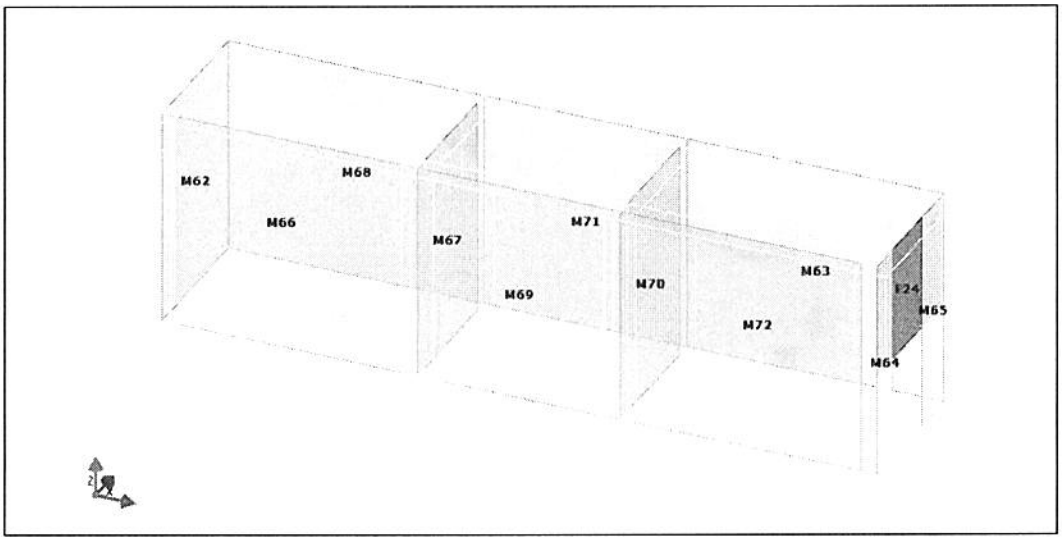
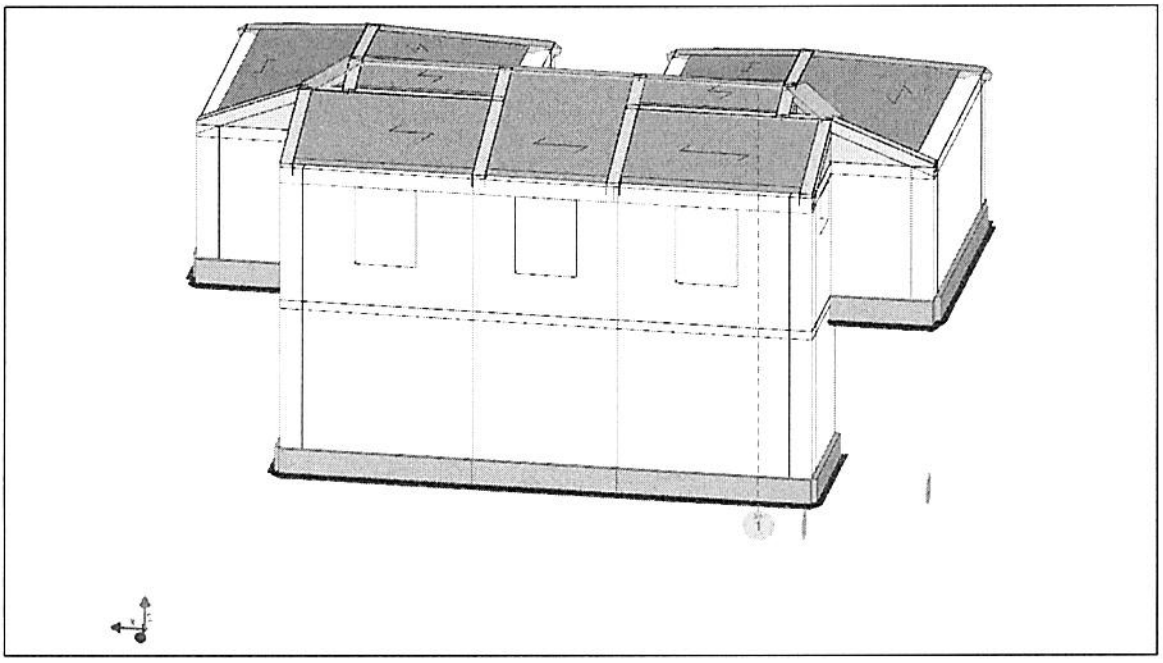
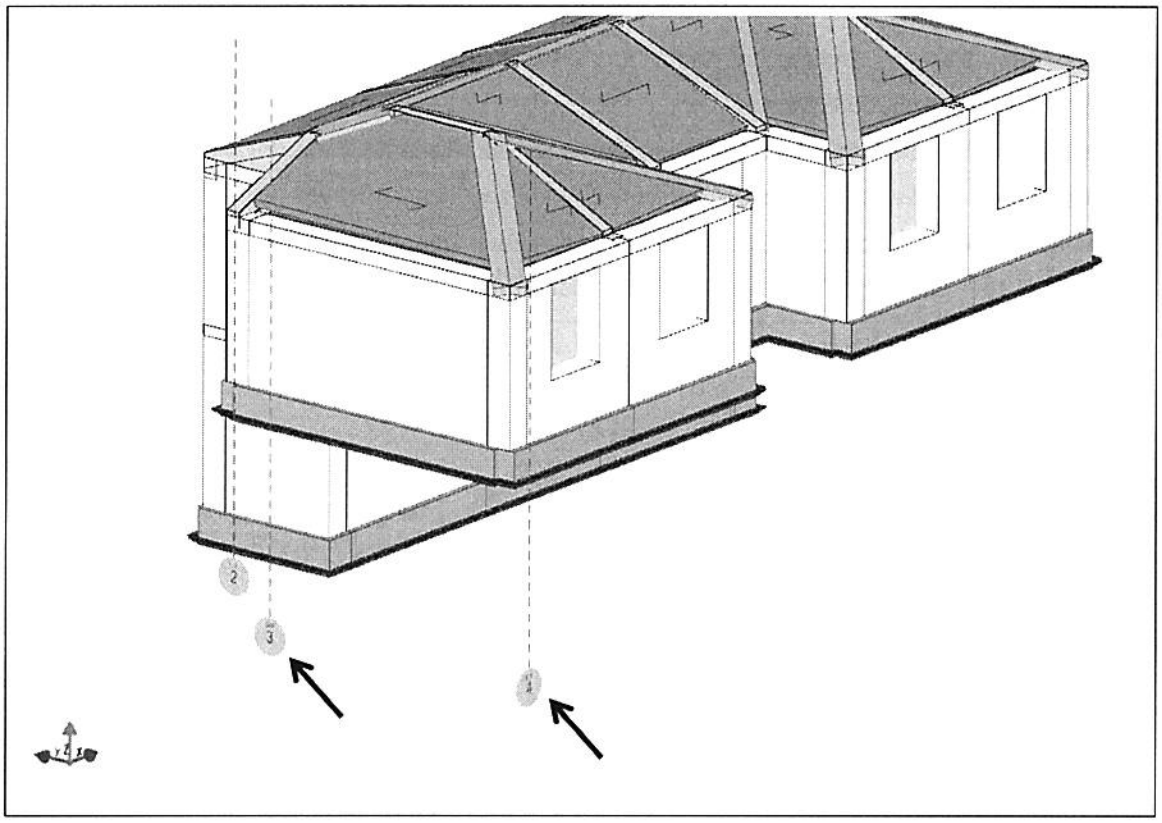


Figura 7 - Numerazione Maschi e Fasce murari al Piano Interrato

FACCIATA

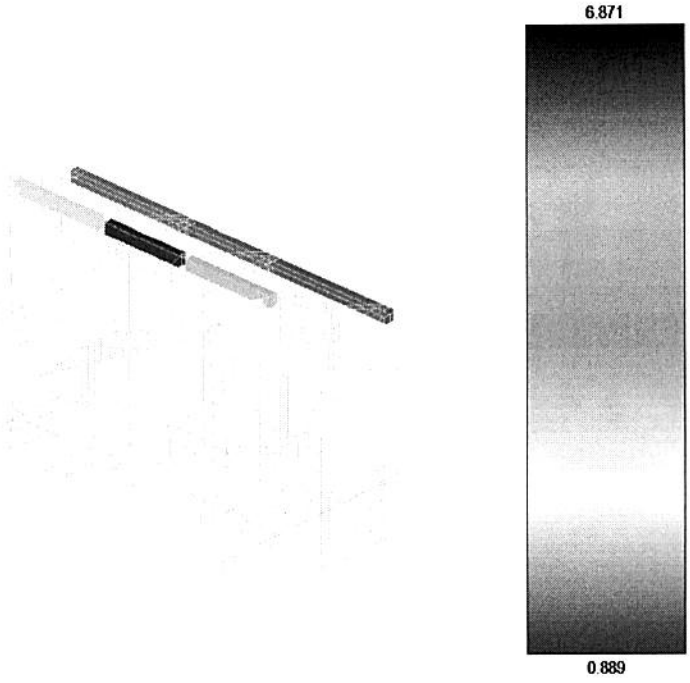
La verifica delle facciate3 e 4 a ribaltamento non è soddisfatta.




2
3
4

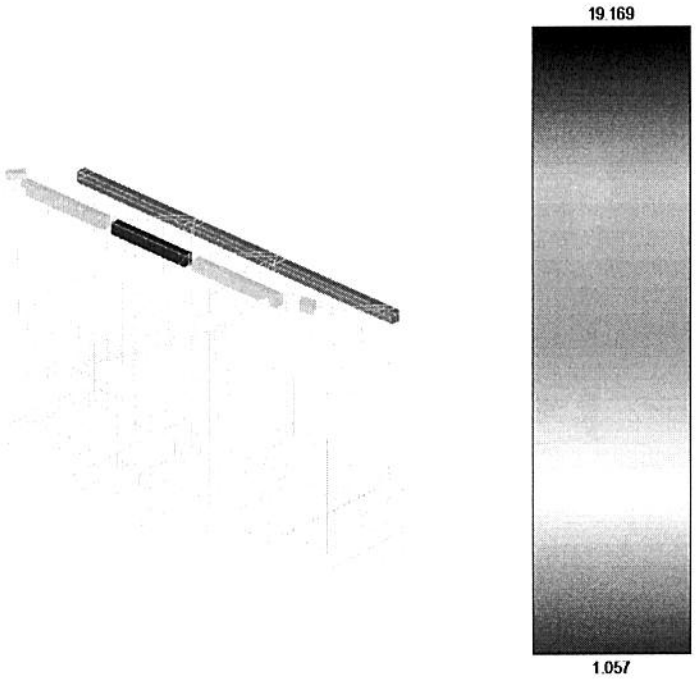
15 – ACCELERAZIONI DI COLLASSO

Accelerazione di Collasso



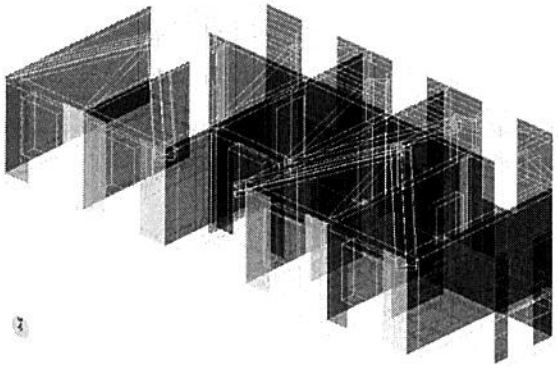
Descrizione Tavola
Elementi in c.a.
Tipo meccanismo:
Flessione o Pressoflessione

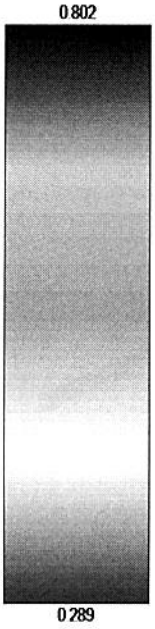
Accelerazione di Collasso



Descrizione Tavola
Elementi in c.a.
Tipo meccanismo:
Taglio

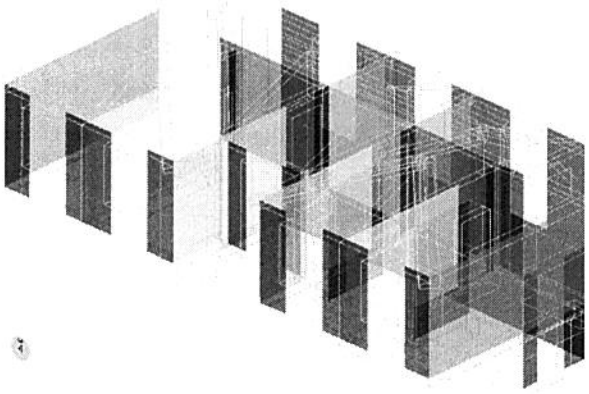
Accelerazione di Collasso

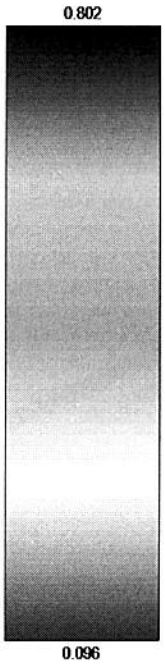




Descrizione Tavola
Elementi in muratura
Tipo meccanismo:
Pressoflessione nel Piano del Maschio

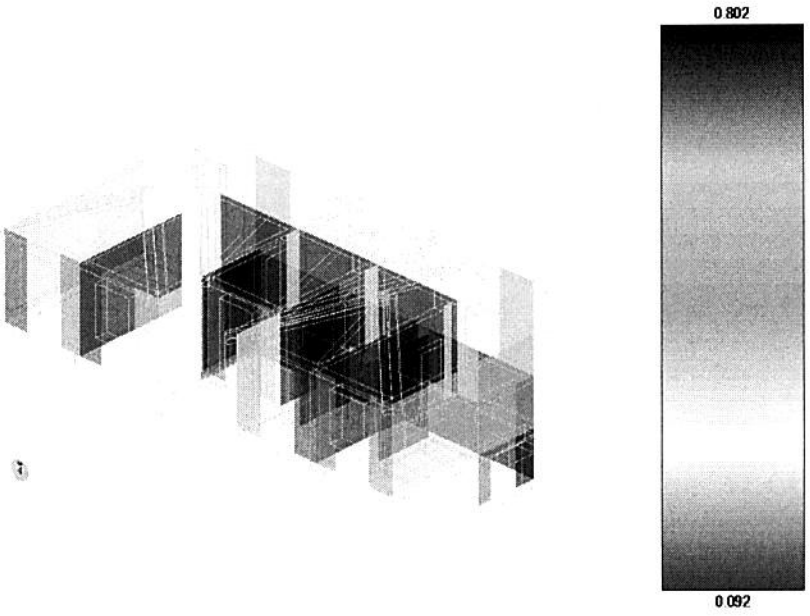
Accelerazione di Collasso





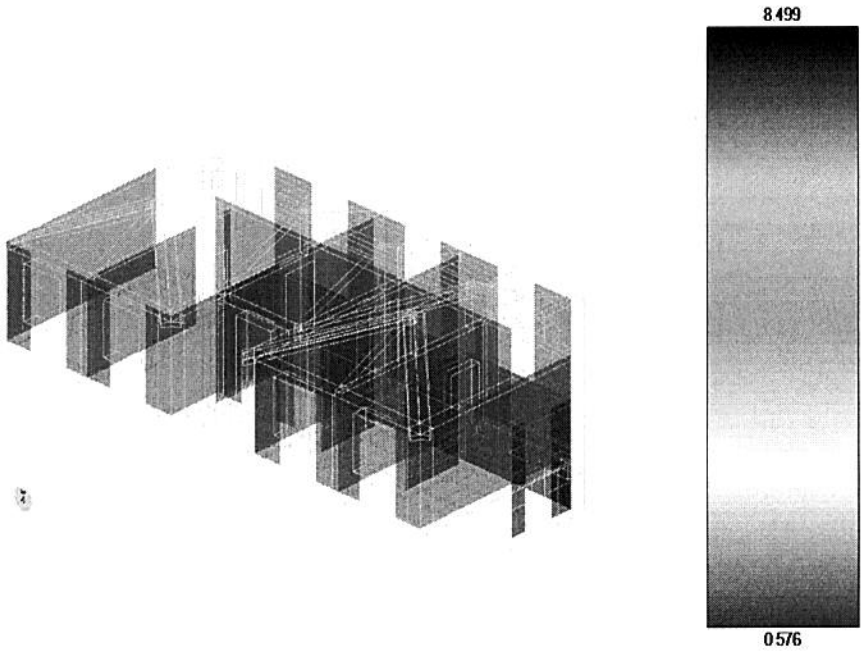
Descrizione Tavola
Elementi in muratura
Tipo meccanismo:
Taglio nel Piano del Maschio

Accelerazione di Collasso



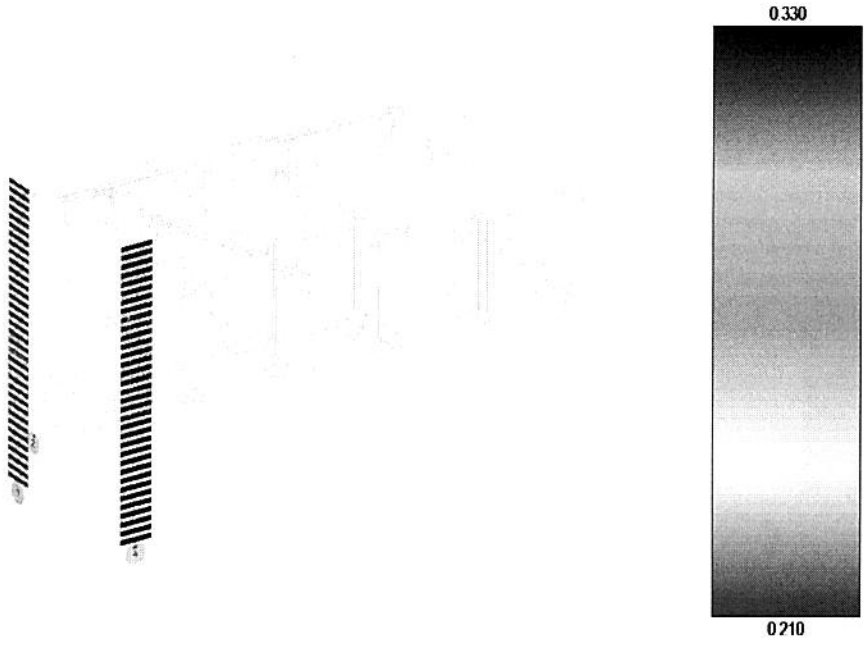
Descrizione Tavola
Elementi in muratura
Tipo meccanismo:
Pressoflessione Fuoripiano del Maschio

Accelerazione di Collasso



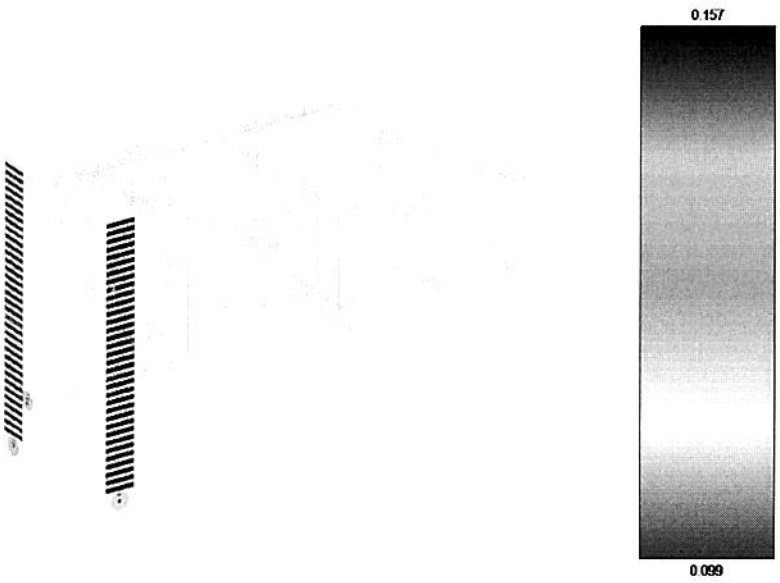
Descrizione Tavola
Elementi in muratura
Tipo meccanismo:
Deformazione Ultima Maschio

Accelerazione di Collasso



Descrizione Tavola
Tipo meccanismo:
Cinematismo Ribaltamento SLV

Accelerazione di Collasso



Descrizione Tavola
Tipo meccanismo: Cinematismo Ribaltamento SLD

16- CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA_C [a_g/g]	T_{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	1.1621	>2475
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.7474	>2475
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.4011	713
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.5693	2054
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.0922	26
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0882	25
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.7185	>2475
SLV	Taglio	CA	1.0347	>2475
SLD	Cinematismo Ribaltamento	-	0.0988	26
SLV	Cinematismo Ribaltamento	-	0.2088	125

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

Materiale Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.

Tipo di rottura Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.

PGA_C Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGAc=0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica [$G_k+\Sigma_i(\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i})$]. Se PGAc=NS -> Non significativo per valori di PGAc >= 1000.

T_{RC} Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno [= $T_{RD}\cdot(PGA_C/PGA_D)^{\eta}$ con η = 1/0,41].

17 - DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	PGA_D [a_g/g]	T_{RD} [anni]
SLO	0.1414	45
SLD	0.1795	75
SLV	0.4009	712
SLC	0.4711	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s\cdot S_T\cdot a_g/g$).

T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

18 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	α_{PGA}	α_{TR}
SLO	5.288	5.471
SLD	0.550	0.648
SLV	0.220	0.253

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

α_{PGA} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0,41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

19 – CONCLUSIONI

Dall'analisi strutturale emerge che parte delle murature presenti, sottoposte a sollecitazioni di pressoflessione fuori piano e a taglio, non sono verificate. Questo può essere dovuto sia ad uno spessore ridotto dell'elemento murario (maschio/fascia) che alle caratteristiche meccaniche delle murature stesse.

Gli interventi di rinforzo strutturale possibili sono:

- betoncino armato sulle murature

Tale soluzione viene predisposta come da elaborati allegati.