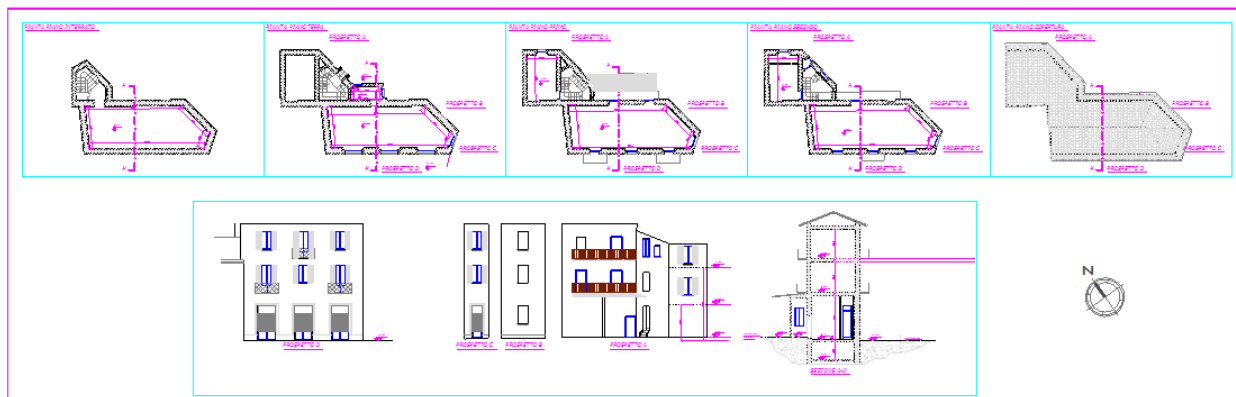


# VERIFICA DI VULNERABILITA' STATICA E SISMICA ED INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

## Identificazione Edificio



Fabbricato Cascina Bellaria n°1 – Milano

## Premessa

L'edificio oggetto del presente studio ha mostrato una assoluta carenza di documentazione tecnica ed amministrativa che ha comportato una intensa campagna di rilievo geometrico e di diagnostica strutturale di primo livello al fine di pervenire ad un attendibile modello di riferimento per la messa a punto del progetto, architettonico e strutturale, nel suo complesso.

I professionisti incaricati hanno inteso redigere un approfondito studio, combinando soluzioni tecniche che possano al massimo rispettare i principi architettonici e storici della struttura, ma non potranno evitare di incontrare una situazione di oggettiva difficoltà: l'edificio è stato progettato per resistere in condizioni statiche e si trova a far fronte a risposte ad azioni orizzontali nel presente intervento di miglioramento statico e sismico; la situazione attuale presenta una serie di problemi già in fase statica, dal momento che l'assoluta carenza di strutture di fondazione combinate con terreni di scarse proprietà meccaniche hanno contribuito a degradare le strutture nel loro complesso.

Il progetto di miglioramento statico e sismico segue due fasi fondamentali:

1. Rapporto di vulnerabilità statica e sismica dell'edificio nel suo stato di fatto;
2. Analisi di risposta statica e sismica a seguito degli interventi di progetto.

## Descrizione Edificio

Il fabbricato sito al n°1 di via Cascina Bellaria, ubicato ad angolo con via Novara, nel comune di Milano, è un manufatto realizzato nella prima metà del 900 e presenta una conformazione planimetrica di base trapezoidale, con una doppia quota fondale, la prima, comprendente un piano cantinato, sito a -250 cm dall'attuale piano stradale, l'altro si attesta in prossimità dell'attuale piano di campagna.

Risultano evidenti successivi interventi di allargamento planimetrico che ne hanno reso più complessa la gestione architettonica e strutturale in termini di risposta sismica dell'intero complesso.

La struttura principale si presenta disposta su tre livelli fuori terra, con interpiano non superiore ai 350 cm, con murature portanti realizzate in mattoni pieni con malta legante a base cementizia, che, peraltro, si

presenta in uno stato di serio ammaloramento; lo spessore della gran parte delle murature è non superiore ai 50 cm per il 70 % della superficie resistente.

Sono presenti setti di maggiori dimensioni, ma essi non garantiscono un positivo effetto antisismico, dal momento che il loro posizionamento, è causa di aumento dell'eccentricità accidentale dell'edificio.

Anche i piani superiori sono stati realizzati con una muratura di spessore non superiore a quello indicato.

I solai di piano, realizzati con travetti in legno sui quali è disposto un tavolato con successivo getto di cemento, si presentano in condizioni di discreta rigidità, essendo stati oggetto di alcuni interventi di manutenzione straordinaria nel corso degli anni: a parere dello scrivente, le attuali condizioni sono in grado di garantire la risposta statica sotto i carichi previsti dalla normativa per le civili abitazioni:

- 100 Kg/mq per massetto e pavimentazioni A=1
- 100 Kg/mq per eventuali tramezzature; A=1
- 200 Kg/mq per carichi accidentali. A=0.33

E' assolutamente assente qualsiasi cordolatura di piano che possa garantire un adeguato ammassamento tra le pareti tra essi ortogonali e tra i solai e le murature stesse.

Nella definizione del modello strutturale è stata ipotizzata la condizione di rigidità dei solai nel loro piano.

## Analisi di vulnerabilità eseguita

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

Le analisi eseguite sono state condotte su modellazione tridimensionale dello stato di fatto e con gli interventi di progetto.

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:

### **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.

Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.)  
"Norme tecniche per le Costruzioni".

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.

**Parametri:** dell'azione sismica su sito di riferimento

---

**Parametri Edificio**

Classe dell'edificio:

Vita Nominale della Struttura:

Periodo di Riferimento per l'azione sismica:

**Coordinate geografiche Edificio**

Latitudine:       Altitudine:

Longitudine:      

---

**Parametri di pericolosità Sismica**

Descrizione "Stato Limite"	Tr	Ag	F <sub>0</sub>	T*c
Stato Limite Operatività	30	0.0192	2.556	0.160
Stato Limite Danno	50	0.0245	2.557	0.192
Stato Limite salvaguardia Vita	475	0.0505	2.655	0.280
Stato Limite prevenzione Collasso	975	0.0607	2.689	0.300

Tr = Periodo di ritorno dell'azione sismica (espresso in anni)  
 Ag = Accelerazione orizzontale massima del terreno  
 F<sub>0</sub> = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  
 T\*c = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

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

### 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	SI
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	NO

verticali e sufficientemente resistenti	
---	--

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	SI
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva <sup>3</sup> 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	NO
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  $\Delta$ , 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 nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

Tale condizione viene mantenute nelle due ipotesi di calcolo, quella dello stato di fatto e nell'ipotesi di progetto.

## Caratteristiche dei materiali

Dai risultati delle prove e delle indagini (vedi relazione) si sono stimate le seguenti caratteristiche dei materiali:

Muratura in mattoni pieni (Stato di fatto)

Resistenza caratteristica a compressione orizzontale ( $f_{ko}$ )

Resistenza caratteristica a taglio senza compressione ( $f_{vko}$ )

Resistenza caratteristica a trazione ( $f_{kt}$ )

Modulo elastico normale (E)

Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_m$ )

Resistenza caratteristica a compressione ( $f_k$ )

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica



### Materiali: Muratura

Caratteristiche Lineari Caratteristiche non Lineari Grafica

#### Caratteristiche Generiche

Descrizione	Muratura in mattoni pieni	...
Sigla caratteristica del materiale	M.M.P.	▼
Peso specifico	[N/m <sup>3</sup> ]	18'000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.00001
Modulo elastico normale	[N/mm <sup>2</sup> ]	3'150
Modulo di Poisson		0.25

#### Altre Caratteristiche

$f_{mk}$ Resistenza caratteristica a compressione	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.45
$\gamma_m$ Coefficiente di sicurezza allo SLU		2.50 
$rid_{Fmk}$ Percentuale di riduzione di $R_{cFmk}$	[%]	85 
$f_{ctd}$ Resistenza caratteristica a trazione	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.11
$f_{cfm}$ Resistenza caract. a compressione orizzontale	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.45
$\tau_{rd}$ Resist. carat. a taglio senza compressione	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.114
$\mu$ Coefficiente di attrito		0.40

#### Tipo di Rottura a TAGLIO

MASCHI	Rottura a TAGLIO per scorrimento	▼
FASCE	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale	▼

## Muratura in mattoni pieni e rinforzo con intonaco armato (Ipotesi di progetto)

### Materiali: Muratura

Caratteristiche Lineari | **Caratteristiche non Lineari** | Grafica

**Caratteristiche Generiche**

Descrizione:  ...

Sigla caratteristica del materiale:

Peso specifico: [N/m<sup>3</sup>]

Coefficiente di dilatazione termica: [1/°C]

Modulo elastico normale: [N/mm<sup>2</sup>]

Modulo di Poisson:

**Altre Caratteristiche**

**Fmk** Resistenza caratteristica a compressione: [N/mm<sup>2</sup>]

**γ<sub>m</sub>** Coefficiente di sicurezza allo SLU:  [ ]

**ridFmk** Percentuale di riduzione di RcFmk: [%]  [ ]

**Fctd** Resistenza caratteristica a trazione: [N/mm<sup>2</sup>]

**Fcfm** Resistenza caract. a compressione orizzontale: [N/mm<sup>2</sup>]

**τ<sub>rd</sub>** Resist. carat. a taglio senza compressione: [N/mm<sup>2</sup>]

**μ** Coefficiente di attrito:

**Tipo di Rottura a TAGLIO**

MASCHI:

FASCE:

### Metodo di analisi

Per la verifica di idoneità statica : Metodo degli Stati Limite Ultimi

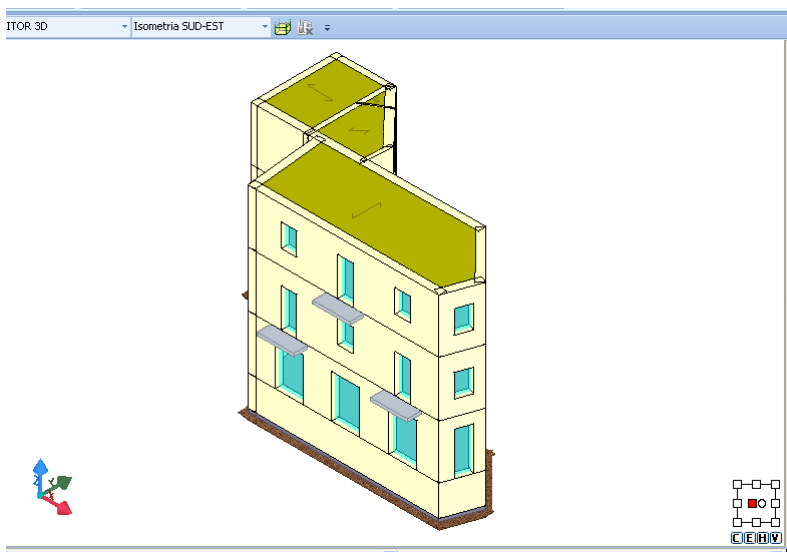
Per la verifica vulnerabilità sismica : Analisi dinamica lineare –

## Modello adottato

Modello tridimensionale agli elementi finiti con ipotesi di impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Software utilizzato:  
EDILUS C.A.+MU

### Fabbricato Via Cascina Bellaria,1 (SdF)



#### Struttura portante : muratura

Piano	Muratura	Travi	Solai	Quota	Destinazione
<b>Terra</b>	<b>35/50</b>	<b>legno</b>	<b>legno</b>	<b>0.0</b>	<b>Negozi</b>
<b>Primo</b>	<b>35/45</b>	<b>legno</b>	<b>legno</b>	<b>+ 3.0</b>	<b>Abitazione</b>
<b>Sottotetto</b>	<b>35</b>	<b>legno</b>	<b>legno</b>	<b>+ 6.0</b>	<b>Abitazione</b>

## Valutazione degli spetti

### **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 2.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria D, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.00
Stato limite di danno	1.00
Stato limite salvaguardia della vita	1.00
Stato limite prevenzione collasso	1.00

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo 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  $ST$  pari a 1,00.

L'edificio è stato progettato per appartenere alla Classe 2.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

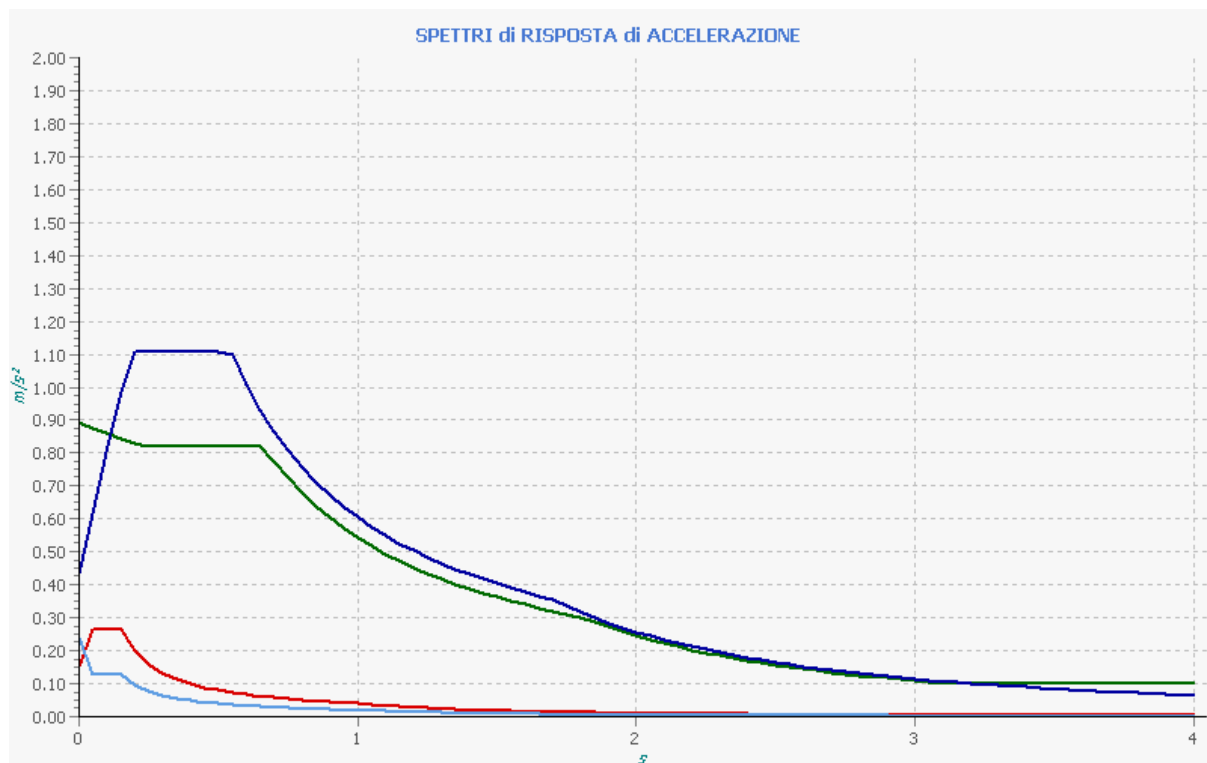
Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: 2,88

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: 2,88

Fattore di Struttura q per sisma verticale: 1,50

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



### 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 (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	90,8
salvaguardia della vita	Y	90,8
salvaguardia della vita	Z	100,0
di Danno	X	90,8
di Danno	Y	90,8



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):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  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.

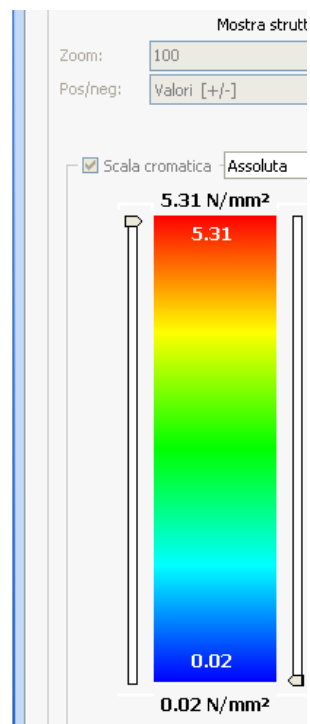
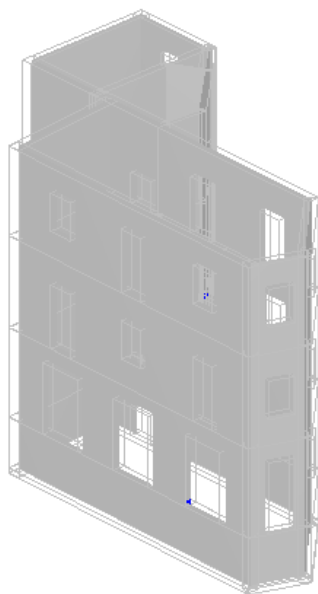
Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

- 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; pareti, setti, 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.

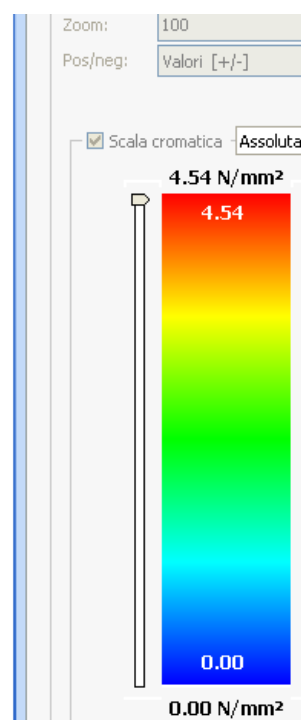
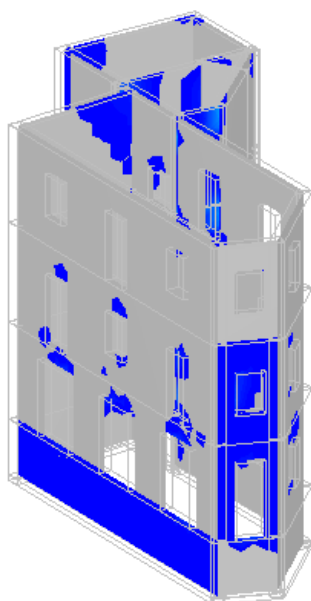
Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

## Risultati dell'analisi di vulnerabilità

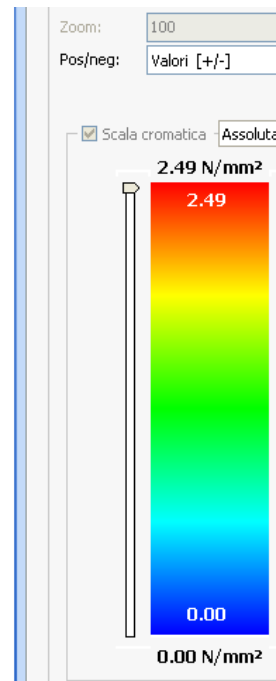
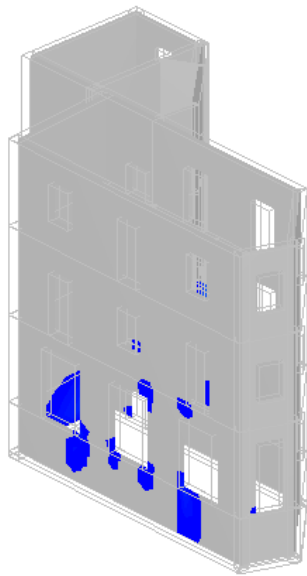
Di seguito vengono riportate le sintesi dei risultati in termini di sollecitazioni sulle murature esistenti, in termini di compressione, trazione (in direzione verticale ed orizzontale), pressioni sul terreno e spostamenti, in condizioni statiche.



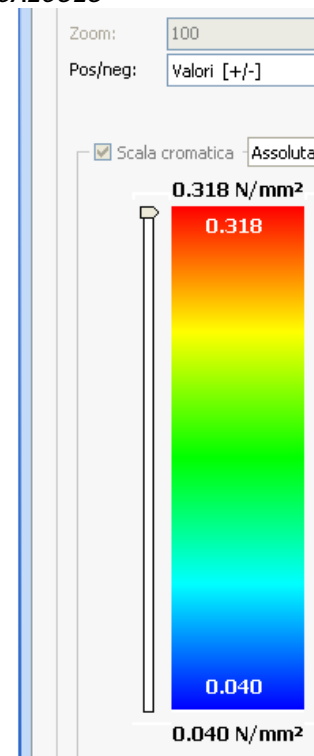
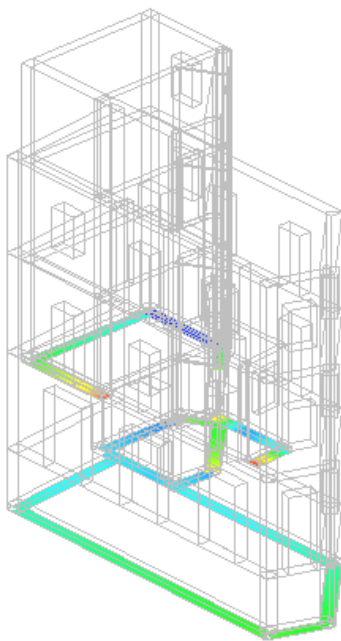
**TENSIONE DI COMPRESSIONE ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO**



**TENSIONE DI TRAZIONE (DIREZIONE ORIZZONTALE) ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO**



*TENSIONE DI TAGLIO ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO*



*PRESSIONI SUL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE*

L'analisi dello stato di fatto è stata condotta anche in condizioni sismiche, ma per sintesi di svolgimento non se ne riportano risultati specifici, dal momento che già in condizioni statiche restano evidenti una serie di problemi.

L'analisi ha mostrato alcune peculiarità importanti:

- *La muratura resiste bene alle sollecitazioni di compressione, evidenziando piccole anomalie sono il prossimità di appoggio delle travi;*
- *La muratura ha delle grosse difficoltà in termini di trazione per ovvie carenze di sezioni resistenti (45 cm in mattoni pieni sono uno spessore non idoneo a supportare 3 livelli di costruzione)*
- *Le massime sollecitazioni di trazione si hanno in corrispondenza degli interpiani e dei tagli delle aperture e sarebbero quindi assorbibili con l'inserimento di strutture resistenti a trazione (cordoli di piano e piattabande)*
- *L'eccessiva pressione sul terreno, in media di 2 Kg/cm<sup>2</sup> con picchi vicini ai 3 Kg/cm<sup>2</sup>, induce cedimenti differenziali che provocano uno stress aggiuntivo sulle murature.*

#### *PRESSIONI SUL TERRENO DOVUTE AI CARICHI STATICI*

### **Programma degli interventi di miglioramento sismico**

Per l'edificio oggetto di studio, al fine di pervenire ad un miglioramento sismico, si rendono necessari interventi strutturali da dimensionare sulla base dei livelli prestazionali che si intendono raggiungere, nel rispetto di quanto indicato dalla vigente normativa.

Si riportano di seguito degli stralci relativi alle NTC 2008:

#### **8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.

#### **8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti

e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti immutato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e

b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Occorre ricordare che la struttura è stata realizzata per resistere alle sole condizioni statiche e gli interventi di progetto avranno una funzione di migliorare il comportamento sismico dell'edificio sotto l'azione di forze orizzontali.

Il modello di calcolo acquista la sua validità se viene rispettata una prima ed imprescindibile condizione che possa evitare di verificare le pareti in maniera isolata: un'adeguata rigidità dei solai nel loro piano, confermato da alcune indagini eseguite. Questa condizione risolve due gravi problemi attualmente esistenti:

- Ripristino delle condizioni di risposta statica degli elementi orizzontali sotto i carichi previsti dalla normativa;
- L'ideale risposta delle strutture di fondazione alle tensioni di esercizio con idonea ripartizione delle pressioni sul terreno.
- Adeguata ripartizione delle azioni orizzontali tra le murature.

A livello di interpiano è stata evidenziata nel modello di calcolo la presenza di un'azione tagliante superiore alle resistenze caratteristiche della muratura; l'effetto potrà essere abbattuto nella quasi totalità dalla realizzazione dell'intonaco armato che ha la possibilità di garantire un'adeguata risposta alle sollecitazioni di trazione e taglio.

Discorso analogo va eseguito per le tensioni di trazione e taglio in corrispondenza dei vani aperti nella muratura: esse sono assorbibili con il posizionamento di piattabande e mazzette, laddove non presenti, completati dall'intonaco armato.

I principali effetti di danneggiamento e lesioni sulle murature sono da imputarsi a cedimenti differenziali nel terreno, peraltro acuiti in maniera significativa da ripetute infiltrazioni di acqua nel sottosuolo che ha "rammollito" il piano di posa delle fondazioni; è da evidenziarsi che il fabbricato non presenta alcuna struttura

di fondazione che sia diversa da un appoggio costituito da un allargamento poco consistente delle murature. Risulta imprescindibile un adeguato intervento di realizzazione di sottofondazioni in c.a. che riportino i carichi ad un livello più profondo dei primi 3 m di suolo; in aggiunta, quindi, sarà realizzata una batteria di micropali della lunghezza di 12 m, verticali ed inclinati di 20° rispetto alla verticale; l'intervento favorirà una drastica diminuzione delle pressioni di contatto tra fondazioni e terreno con ovvio controllo dei cedimenti assoluti e differenziali; qualsiasi intervento successivo sulle strutture in elevazione non può prescindere da un intervento sulle strutture fondali.

Un ultimo, ma non in ordine di importanza, approfondimento ricade sulle murature: l'analisi ha mostrato come la stessa soprattutto in alcuni suoi maschi sia carente in termini di area resistente (lo spessore di 45 cm in zona sismica sarebbe adottabile solo negli ultimi piani di un edificio, mentre nel nostro caso lo si ritrova dalla fondazione all'ultimo livello). E' assolutamente da prevedersi il potenziamento della stessa attuabile in due modi con il miglioramento delle capacità resistenti della muratura, utilizzando tecnologie di rinforzo della muratura esistente.

L'adozione della indicata soluzione sarà progettata prevedendo un intonaco armato realizzabile con una composizione di calce e cemento armato con rete elettrosaldata dello spessore non inferiore ai 4 cm per lato di muratura, con elementi di collegamento (connettori) in misura non inferiore ai 4 per mq.

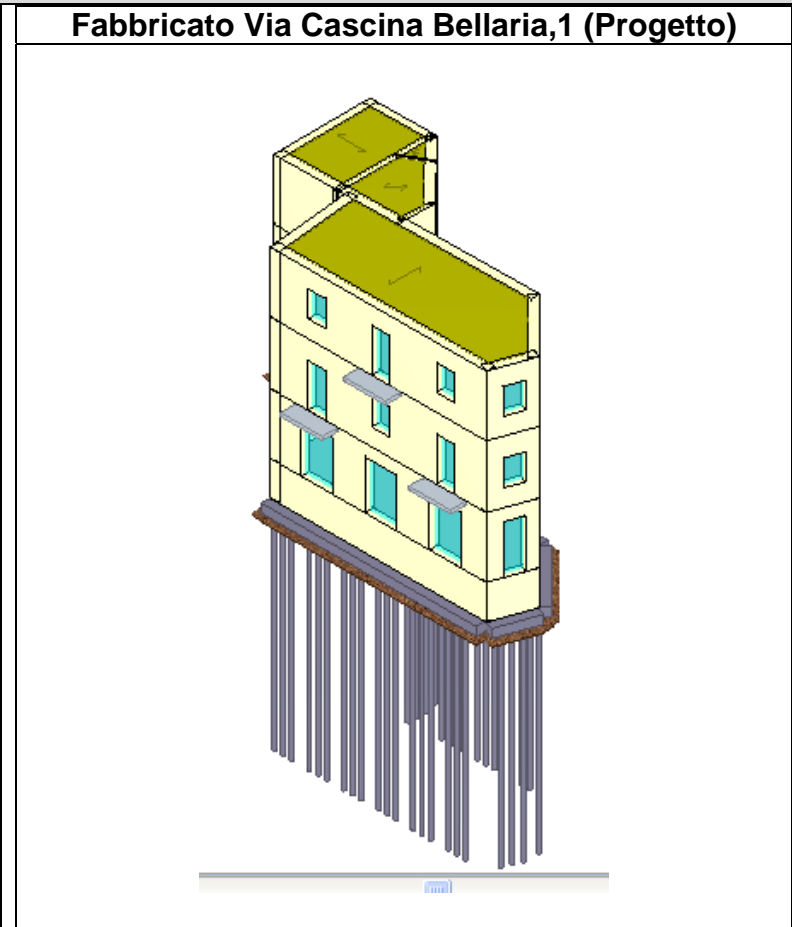
Ad ogni buon conto, tutte le murature vanno comunque riprese nella loro completezza con adeguati rinzaffi di malta cementizia ed operazioni di cucì e scuci nei tratti di lesione degli elementi lapidei.

Un' ipotesi di intervento così articolata lascia prevedere un miglioramento nei confronti dell'azione sismica prossimo al 60%; è prescrivibile, ad ogni buon conto, un controllo costante, da parte della direzione lavori, delle attività di cantiere e verifiche in sito, corredate da dimensionamenti progettuali, di eventuali interventi che si discostino dalla presente progettazione.

**Modello adottato**

Modello tridimensionale agli elementi finiti con ipotesi di impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Software utilizzato:  
EDILUS C.A.+MU



**Struttura portante : muratura con intonaco armato**

Piano	Muratura	Travi	Solai	Quota	Destinazione
<b>Terra</b>	<b>35/50</b>	<b>legno</b>	<b>legno</b>	<b>0.0</b>	<b>Negozi</b>
<b>Primo</b>	<b>35/45</b>	<b>legno</b>	<b>legno</b>	<b>+ 3.0</b>	<b>Abitazione</b>
<b>Sottotetto</b>	<b>35</b>	<b>legno</b>	<b>legno</b>	<b>+ 6.0</b>	<b>Abitazione</b>

**Valutazione degli spetti**

**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 2.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria D, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.00
Stato limite di danno	1.00
Stato limite salvaguardia della vita	1.00
Stato limite prevenzione collasso	1.00

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo 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  $ST$  pari a 1,00.

L'edificio è stato progettato per appartenere alla Classe 2.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

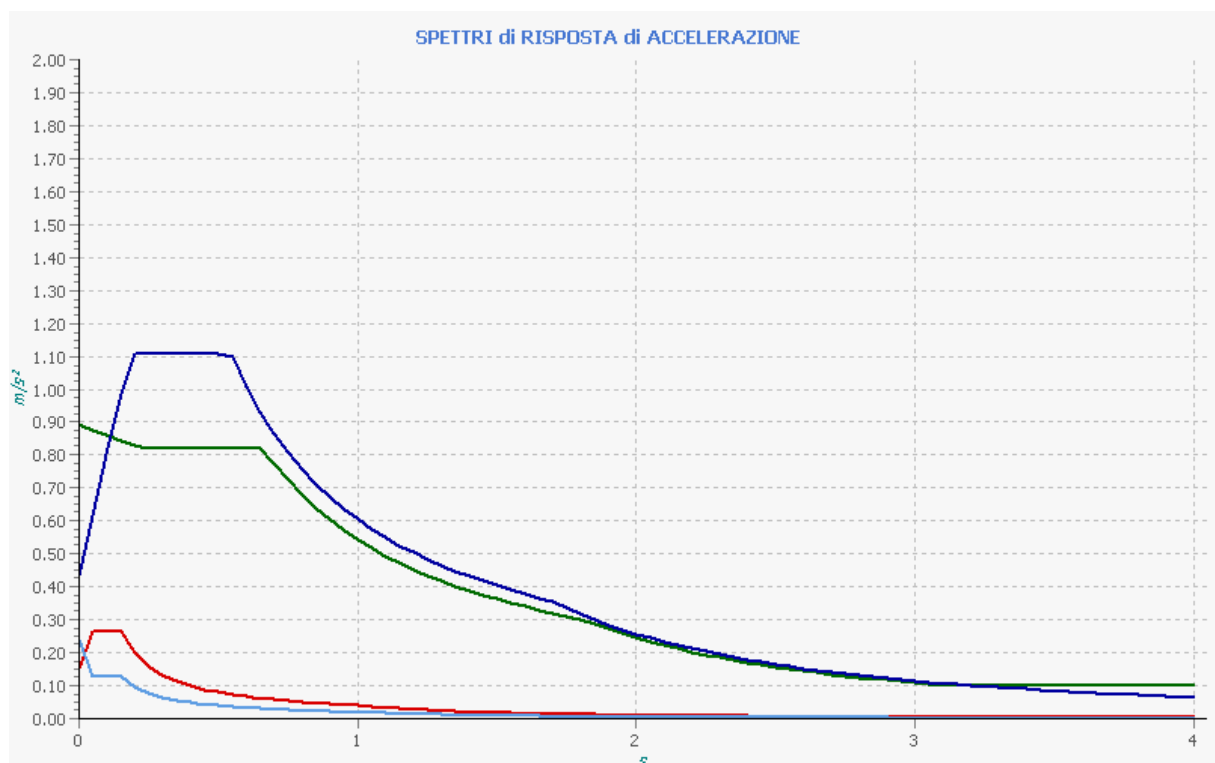
Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione X: 2,88

Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione Y: 2,88

Fattore di Struttura  $q$  per sisma verticale: 1,50

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



### **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 (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:



Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	90,8
salvaguardia della vita	Y	90,8
salvaguardia della vita	Z	100,0
di Danno	X	90,8
di Danno	Y	90,8
di Danno	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):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  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.

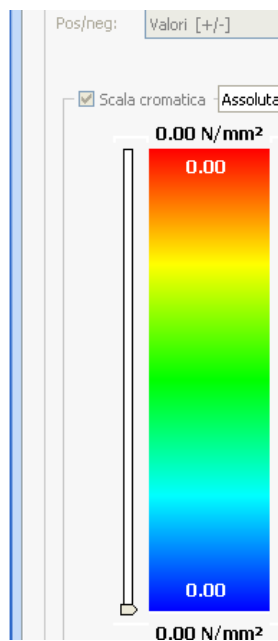
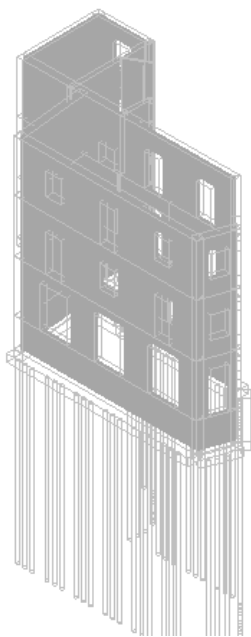
- Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.
- Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, 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.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

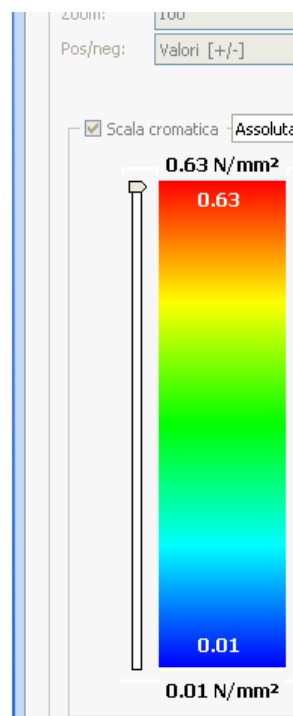
## Risultati dell'analisi di vulnerabilità

Di seguito vengono riportate le sintesi dei risultati in termini di sollecitazioni sulle murature esistenti, in termini di compressione, trazione (in direzione verticale ed orizzontale), pressioni sul terreno e spostamenti, in condizioni statiche.

Si evincerà chiaramente un drastico miglioramento sia in fase statica che sismica.



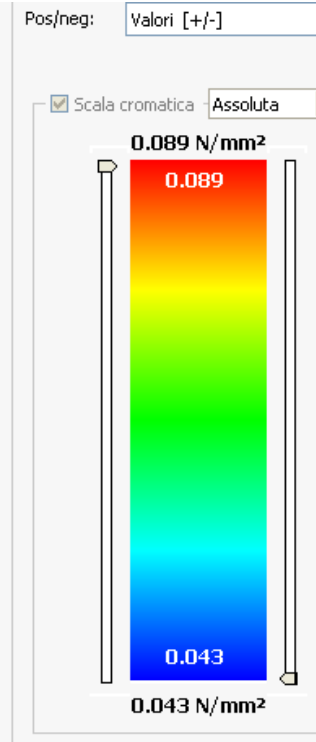
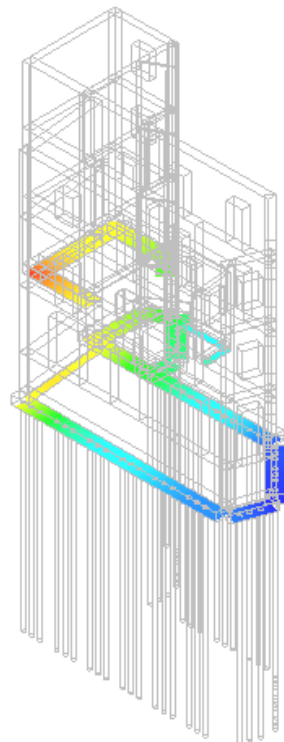
*TENSIONE DI COMPRESSIONE ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO*



*TENSIONE DI TRAZIONE (DIREZIONE ORIZZONTALE) ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO*



*TENSIONE DI TAGLIO ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO*

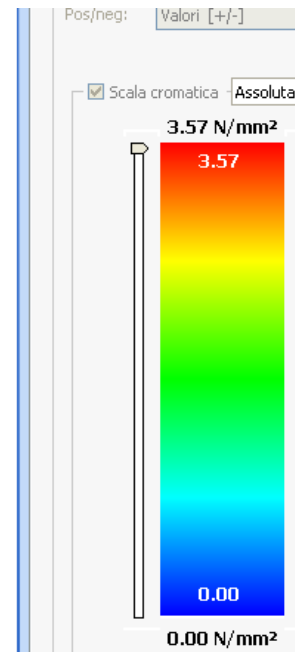
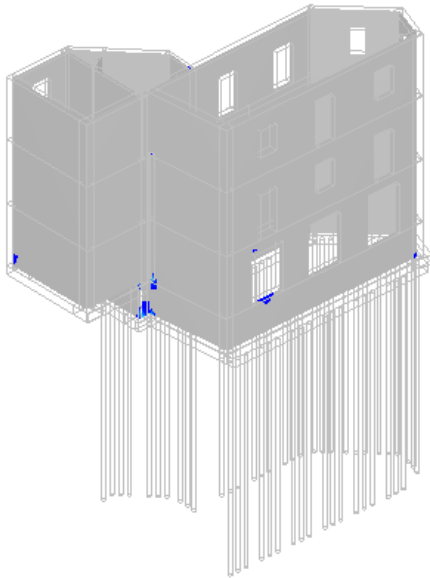


*PRESSIONI SUL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE*

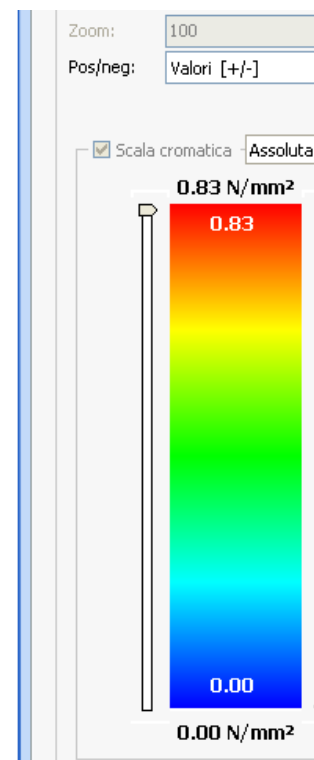
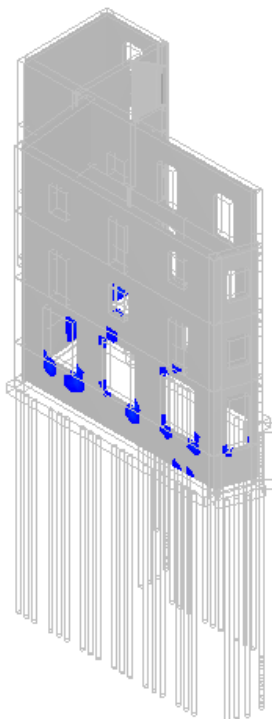
I risultati ottenuti garantiscono una ottima risposta in condizioni statiche, innanzi tutto dal punto di vista delle pressioni sul terreno che scendano ad una media di 0.5 Kg/cm<sup>2</sup> con punte mai superiori ad 1 Kg/cm<sup>2</sup>. Anche in termini di tensioni sulle murature si può ritenere che in condizioni statiche il problema venga risolto

nella sua completezza.

Si riportano a titolo di completezza anche i risultati in chiave sismica con ovvia soddisfazione a tutti i livelli nell'analisi dei risultati.



**TENSIONE DI TRAZIONE (DIREZIONE ORIZZONTALE) ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO**

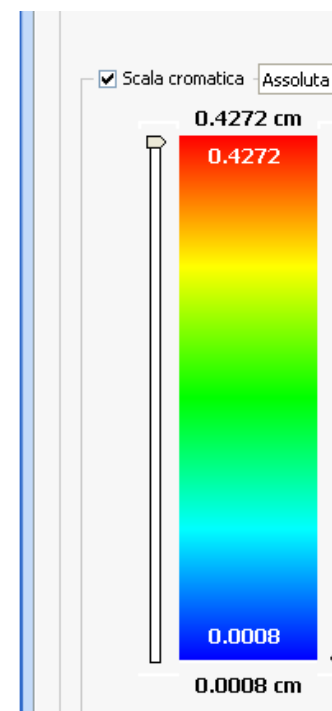
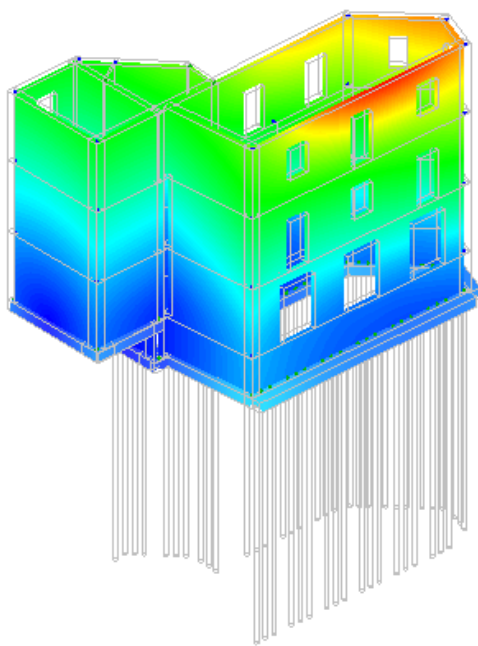


**TENSIONE DI TAGLIO ECCEDENTE LE RESISTENZE DI CALCOLO**

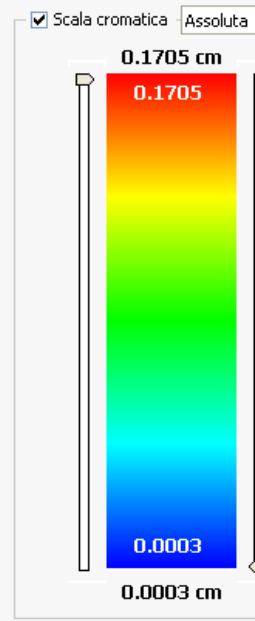
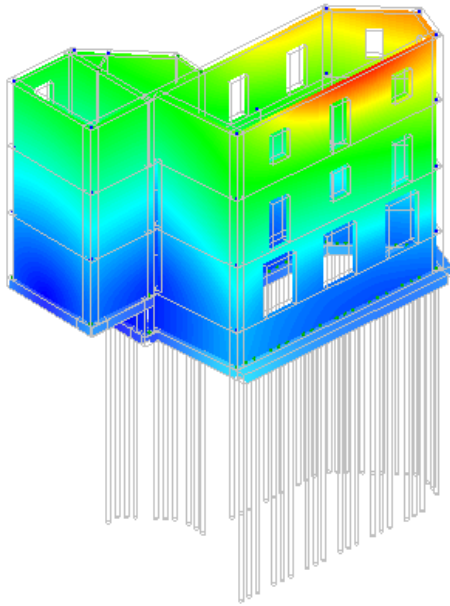
Riportiamo schematicamente una sintesi dei miglioramenti acquisiti a seguito degli interventi:

- *La muratura rinforzata, oltre a resistere bene alle sollecitazioni di compressione, risponde adeguatamente, in condizioni statiche ed anche sismiche, alle sollecitazioni di trazione e taglio.*
- *Le massime sollecitazioni di trazione si hanno in corrispondenza degli interpiani e dei tagli delle aperture e saranno assorbite dalle catene poste a livello di solaio.*
- *La netta riduzione delle pressioni sul terreno grazie alla realizzazione di micropali del diametro di 200 mm con anima in tubolare di ferro, collegata da una struttura di ripartizione costituita da cordolo di sottomurazione in c.a., è garanzia di un controllo dei cedimenti anche in caso di oscillazione della falda e/o infiltrazioni impreviste.*

L'analisi ha evidenziato una buona risposta del fabbricato in termini di spostamenti nelle due direzioni.



**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y SOTTO AZIONE SISMICA**



SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X SOTTO AZIONE SISMICA

Il modello di calcolo evidenzia una buona distribuzione degli spostamenti sotto azione orizzontale, con maggiori spostamenti sotto sisma in direzione Y.

## Carico limite dei micropali

Resta da verificare il carico limite dei micropali; si riporta un'extrapolazione del carico a cui sono sottoposti allo stato limite ultimo.

### PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale												
Palo	Nodo	QMaxVrt [N]	QMaxOrz [N]	QLimVrt [N]	QLimVPnt [N]	QLimVLtrl [N]	QLimOrz [N]	MMaxOrz [Nm]	Tipo Rottura	Prof Cern [m]	CS Vert	CS Oriz
PALO1	00001	93239	1605	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	3,43	28,98
PALO2	00063	90336	1621	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	3,54	28,69
PALO3	00064	87598	1650	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	3,65	28,19
PALO4	00065	82390	1643	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	3,88	28,31
PALO5	00066	80166	1632	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	3,99	28,50
PALO6	00067	78621	1602	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	4,07	29,03
PALO7	00068	76074	1570	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	4,20	29,62
PALO8	00069	74637	1612	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	4,28	28,85
PALO9	00070	73397	1667	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,36	20,76
PALO10	00071	70815	1758	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,52	19,68
PALO11	00072	69654	1803	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,59	19,19
PALO12	00073	68885	1838	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,64	18,83
PALO13	00074	66906	1938	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	4,78	15,72
PALO14	00075	65535	2015	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	4,88	15,12
PALO15	00076	64285	2091	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	4,97	14,57
PALO16	00077	61726	2214	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	5,18	13,76
PALO17	00078	60696	2263	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	5,27	13,47
PALO18	00079	59941	2330	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,33	10,95
PALO20	00080	55949	2691	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,71	9,48
PALO21	00081	54827	2704	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,83	9,43
PALO19	00082	57040	2686	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,61	9,50
PALO22	00085	53329	2713	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	6,00	9,40
PALO23	00083	54073	2633	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,91	9,69
PALO24	00084	54500	2541	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,87	10,04
PALO25	00085	55044	2370	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,81	10,76
PALO26	00086	55314	2324	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,78	10,97
PALO27	00087	55762	2330	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,73	10,95
PALO28	00088	56325	2373	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,68	10,75
PALO29	00089	56419	2400	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,67	10,63
PALO40	00007	56179	2425	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	5,69	12,57
PALO39	00090	58347	2382	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,48	10,71
PALO38	00091	60354	2358	319740	78601	241139	25504	33629	Palo Lungo	1,79	5,30	10,82
PALO37	00092	62211	2342	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	5,14	13,01
PALO36	00093	65270	2323	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	4,90	13,12
PALO35	00094	66597	2287	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	4,80	13,32
PALO34	00095	68161	2207	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	4,69	13,81
PALO33	00096	71186	2096	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,49	16,51
PALO32	00097	72693	1989	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,40	17,40
PALO31	00098	74733	1801	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,28	19,21
PALO30	00017	0	0	651818	180390	471428	56363	33629	Palo Lungo	1,79	-	-
PALO41	00110	80247	1540	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	3,98	30,20
PALO42	00099	76689	1611	319740	78601	241139	34601	53144	Palo Lungo	2,08	4,17	21,48
PALO43	00100	0	0	651818	180390	471428	56363	33629	Palo Lungo	1,79	-	-
PALO44	00101	0	0	651818	180390	471428	56363	33629	Palo Lungo	1,79	-	-
PALO45	00102	0	0	651818	180390	471428	56363	33629	Palo Lungo	1,79	-	-
PALO46	00103	0	0	651818	180390	471428	56363	33629	Palo Lungo	1,79	-	-
PALO47	00104	0	0	651818	180390	471428	56363	33629	Palo Lungo	1,79	-	-
PALO49	00013	77799	303	319740	78601	241139	46508	82815	Palo Lungo	2,42	4,11	NS
PALO48	00105	78978	281	319740	78601	241139	30472	43921	Palo Lungo	1,96	4,05	NS

#### LEGENDA pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

**Palo** Identificativo del palo.  
**Nodo** Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo.  
**QMaxVrt** Carico verticale di progetto allo S.L.U.  
**QMaxOrz** Carico orizzontale di progetto allo S.L.U.

QLimVrt	Carico limite verticale.
QLimVPnt	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza alla punta.
QLimVLtrf	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza laterale.
QLimOrz	Carico limite orizzontale.
MMaxOrz	Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
Tipo Rottura	Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
Prof Cern	Profondità della seconda cerniera plastica.
CS Vert	Coefficiente di sicurezza per carichi verticali: [NS] = Non significativo.
CS Oriz	Coefficiente di sicurezza per carichi orizzontali: [NS] = Non significativo.

Il carico massimo applicato sul palo è inferiore alle 10 t.

Di seguito si riporta il calcolo del carico limite per il micropalo di lunghezza pari a 12 m di diametro  $\Phi 200$  mm posti ad interasse di 50 cm.

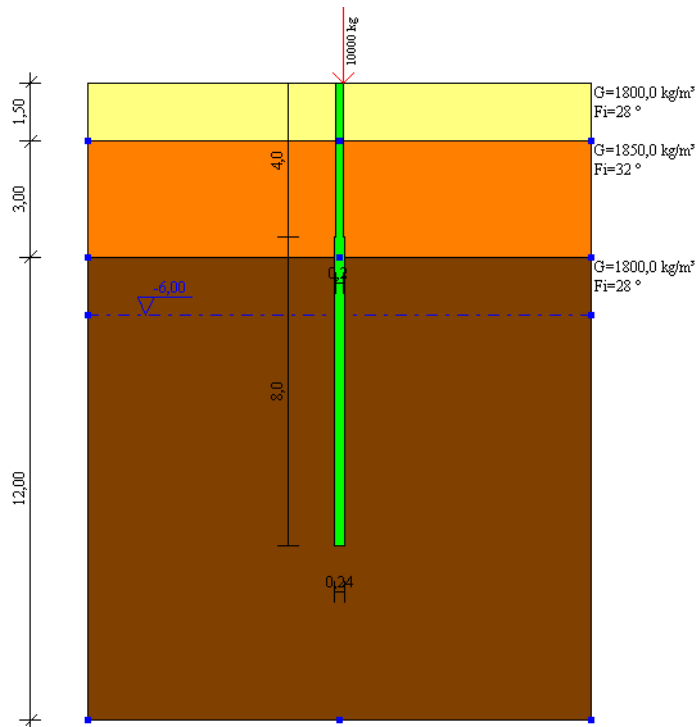
### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.**

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)**

**Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.**

**Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.**



### Definizione

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- cemento 100 kg

- acqua	50 l
- additivo	0.5-1 kg

### Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale

La capacità portante dovuta alla resistenza a compressione (o a trazione) e allo svergolamento è praticamente indipendente dalla natura del terreno, purché l'iniezione sia condotta in fasi successive a pressioni crescenti. Pertanto sono le dimensioni trasversali dell'anima tubolare in acciaio che determinano la capacità portante dei micropali Tubifix.

Per il calcolo delle portate a compressione si assume la sezione nominale del tubo, mentre per il calcolo della portata a trazione si assume la minima sezione reagente in corrispondenza del filetto di giunzione.

### Carico critico

Il micropalo Tubifix è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \times E \times J}{L^2} \times \left( m^2 + \frac{\beta \times L^4}{m^2 \times \pi^4 \times E \times J} \right)$$

avendo indicato con:

$P_k$	Carico critico
$E$	Modulo di elasticità dell'acciaio
$J$	Momento d'inerzia della sezione reagente
$L$	Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate
$\beta$	Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale
$m$	Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto

$$\beta = K \times D_p$$

$D_p$	Diametro di perforazione
$K$	Modulo di Winkler

Per valori molto elevati di  $L$  l'ipotesi di deformata unica ( $m=1$ ) porta a dei valori di  $P_k$  eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di  $P_k$  si avrà per  $m>1$ .

Introducendo la grandezza  $\lambda = L / m$  (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \times E \times J \times \left( \frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \times \lambda^2}{\pi^4 \times E \times J} \right)$$

Per ottenere il valore di  $P_k$  dalla precedente si può considerare  $\lambda$  una variabile continua rispetto alla quale  $P_k$  può essere derivato:



$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \times E \times J \times \left( -\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \times \beta \times \lambda}{\pi^4 \times E \times J} \right)$$

$$\left( -\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \times \beta \times \lambda}{\pi^4 \times E \times J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \times \sqrt[4]{\frac{E \times J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \times \sqrt{\beta \times E \times J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \times (De^4 - Di^4) + \frac{\pi}{64} \times \frac{1}{n} \times Di^4 + \frac{\pi}{64} \times \frac{Ki}{n} \times (Dp^4 - De^4)$$

Di	Diametro interno del tubolare
De	Diametro esterno del tubolare
Dp	Diametro di perforazione
n	Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
Ki	Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo

#### Portata laterale – Mayer - Modificato

Il calcolo della portanza geotecnica del micropalo TUBIFIX è sviluppato con le metodologie in uso per la stima della portanza dei pali; per i micropali, però, si assumono le seguenti correzioni:

- si trascura la portata di punta a causa delle limitate dimensioni della sezione;
- si introducono nel calcolo la lunghezza e il diametro del bulbo iniettato e non quello medio del palo;
- si considera che le pressioni di iniezione portino ad un aumento della resistenza laterale unitaria.

Pertanto una valutazione attendibile della portanza di micropali TUBIFIX è condizionata dalla difficoltà di una stima dell'entità della sbulbatura (diametro bulbo) e dell'entità del miglioramento della resistenza tangenziale unitaria  $\tau$ .

Il carico limite laterale si individua moltiplicando la resistenza laterale unitaria per la superficie laterale.

$$Q_L = D_S \cdot \pi \cdot \Sigma(\tau_f H)$$

Dove:

$D_S = \alpha D_f$  Diametro medio del bulbo, dato dal diametro del foro  $D_f$  maggiorato di un coefficiente  $\alpha$  dipendente dal metodo di sigillatura, IRS (iniezione ripetitiva e selettiva) o IGU (iniezione globale con processo di messa in pressione unico), e dal tipo di terreno.

Per i micropali tipo RADICE  $D_S = D_f$

$\tau_f$  Resistenza tangenziale unitaria relativa ad ogni strato;

H Spessore di ogni strato.

La tensione tangenziale unitaria  $\tau_f$  relativa ad ogni strato è valutata come segue:

- Condizione drenata  
 $\tau_f = \sigma_h \operatorname{tg} \delta + \alpha c'$

dove

$$\sigma_h = \sigma_{\max} = \sigma_{v0}' \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \quad \text{tipo TUBIFIX}$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0}' K_0 \quad K_0 \text{ coeff. spinta a riposo} \quad \text{tipo RADICE}$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente espressione

$$\text{Caquot - Kerisel} \quad \alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

$$\text{Meyerhof - Murdock (1963)} \quad \alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Whitaker - Cooke (1966)} \quad \alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Woodward (1961)} \quad \alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

– Condizione non drenata

$$\tau_f = \alpha c_u \quad \text{con } c_u \text{ coesione non drenata}$$

### **METODO DI BUSTAMANTE E DOIX**

Le formulazioni di *Bustamante e Doix* richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la  $p_{lim}$  determinata con il pressimetro di Menard o i risultati di prove SPT ( $N_{spt}$ ):

$$p_{lim} \cong p_a \cdot \frac{N_{SPT}}{2} \quad (\text{terreni sabbiosi})$$

in cui  $p_a$  è la pressione atmosferica di riferimento ed  $s_u$  la coesione non drenata.

Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{lim} \cong 10 \times s_u \quad (\text{terreni argillosi})$$

### **TERRENI SABBIOSI**

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione  $d_{perf}$  e il diametro della zona iniettata  $d_{in}$ :

$$d_{in} \cong 1.5 \cdot d_{perf} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

$$d_{in} \cong 1.15 \cdot d_{perf} \quad (\text{iniezione unica})$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} p_{lim}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{in} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{in}^2}{4} \cdot l_{in}$$

essendo  $l_{in}$  la lunghezza del tratto iniettato.

### **TERRENI ARGILLOSI**

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione  $d_{perf}$  e il diametro della zona iniettata  $d_{in}$ :

$$d_{in} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{perf} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

$$d_{in} \cong 1.2 \cdot d_{perf} \quad (\text{iniezione unica})$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 p_{lim} \quad (\text{iniezione unica})$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 p_{lim} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da  $1.5 - 2.0 V_{in}$  nel caso di un'unica iniezione, a  $2.5 - 3.0 V_{in}$  nel caso di iniezioni ripetute.

I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in  $N/mm^2$ .

### **Carico limite**

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

### **Carico ammissibile**

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza  $\eta$  rispetto al carico ultimo per attrito laterale ( $Q_l$ ).

Il coefficiente di sicurezza  $\eta$  può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile  $Q_{amm}$  è:

$$Q_{amm} = \frac{Q_l}{\eta}$$

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

### **Micropalo in condizioni d'esercizio**

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A S A<sup>T</sup>** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A S A<sup>T</sup>** è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_s$  con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale  $Z$  è la profondità e  $B$  è il diametro del palo.

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_j$ ,  $d_j$ , e  $i_j$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

### Cedimenti

La valutazione dei cedimenti viene eseguita con il metodo proposto da Paulos-Davis che considera il micropalo come un corpo rigido in un semispazio elastico.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del micropalo.

Il cedimento del punto  $i$  per effetto del carico trasmesso dal micropalo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$w_{ij} = \frac{\tau_j}{E_j} \cdot D \cdot I_{ij}$$

Avendo indicato con:

- $\tau_j$  Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia.
- $E_j$  Modulo elastico del terreno nella striscia  $j$ .
- $D$  Diametro medio del bulbo.
- $I_{i,j}$  Coefficiente di influenza funzione della geometria del micropalo (lunghezza) e del terreno.

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $w_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree.

### Efficienza e cedimento del reticolo

Usualmente i micropali vengono realizzati a gruppo, pertanto necessita considerare il loro comportamento d'insieme sia riguardo alla portata ammissibile che ai cedimenti. In relazione a questi ultimi, il cedimento di un gruppo di micropali viene valutato, a partire dal cedimento del singolo micropalo, con la seguente espressione:

$$w_g = w_s \cdot \left( \frac{0,6 \cdot B}{0,3 \cdot B + 0,3} \right)^2 \quad \text{Skempton (1953)}$$

dove

- $w_s$  cedimento del singolo micropalo
- $B$  dimensione minima della maglia di micropali.

Per la portata ammissibile di gruppo, a causa dell'interazione tra gli elementi del reticolo, viene solitamente introdotto il termine dell'*efficienza* che riduce la portata globale data dalla somma del carico ammissibile dei singoli micropali; infatti l'espressione per il carico ammissibile di gruppo risulta:

$$Q_g = E \cdot \sum_i Q_{AMMi}$$

dove

- $Q_{AMM i}$  portata ammissibile del singolo micropalo  $i$ .
- $E$  efficienza del gruppo di micropali.

Per quest'ultimo parametro sono riportati dei valori di riferimento in base alla litologia e all'interasse con cui sono disposti i micropali:

Terreno	$I < 8D$	$3D < I < 8D$	$I < 3D$
Sabbie	1	1	1
Argille	1	0.75-1	0.75

Oppure può essere utilizzata l'espressione di Converse – Labarre che si pone nella seguente forma:

$$E = 1 - \text{atn} \left( \frac{D}{I} \right) \cdot \left( \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right)$$

nella quale

- $D$  diametro medio del bulbo
- $I$  interasse tra i micropali; per quelli inclinati l'interasse è riferito alla base del bulbo.
- $m, n$  numero di micropali presenti nella maglia che definisce il reticolo.

## Micropalo

Descrizione	AA
Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IGU: Iniezione globale messa in pressione unica
Diametro di perforazione	0,20 m
Alfa	1,20
Diametro bulbo	0,24 m
Lunghezza bulbo	8,00 m
Lunghezza fusto	4,00 m
Diametro esterno tubolare	139,70 mm
Spessore tubolare	11,00 mm
Modulo elastico	2100000,00 kg/cm <sup>2</sup>
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	5

## Archivio materiali

### Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck_cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

### Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta 1 * \beta 2$ iniz.	$\beta 1 * \beta 2$ finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

### Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 m
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	9,00
Nodo sulla superficie del terreno [ $< n^{\circ}$ nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto. Vs: Velocità onde di taglio.

### Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m <sup>3</sup> ]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m <sup>3</sup> ]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm <sup>2</sup> ]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	1,50	1800,00	0,00	0,00	28,00	No	1,00	100,00	0	Limo o limo con sabbia
2	3,00	1850,00	0,00	0,00	32,00	No	1,00	300,00	0	Sabbia limosa mediamente addensata

3	12,00	1800,00	2000,00	0,00	28,00	No	1,00	150,00	0	Sabbia o sabbia limosa sciolta
---	-------	---------	---------	------	-------	----	------	--------	---	---

#### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
Strat. Nr. 1	0,00	0,00	--	6947,19	0,00	82087,22	75140,03	--	--

#### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1  
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70  
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	--	--	--
Laterale	82087,22	82087,22	82087,22
Totale	75140,03	75140,03	75140,03

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3  
 Laterale 1,15  
 Resistenza di progetto laterale 41988,35 kg  
 Resistenza di progetto 35041,16 kg  
 Azioni di progetto 10000,00 kg  
 Fattore sicurezza verticale 3,50

Il dimensionamento dei micropali garantisce un adeguato coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo.

#### Conclusioni

Tutte le modellazioni eseguite hanno restituito un esito positivo delle verifiche puntuali dei singoli elementi ed un sostanziale miglioramento del comportamento della struttura in chiave statica e sismica.

Le lavorazioni da eseguirsi data le particolari condizioni del cantiere richiedono comunque un'attenzione rilevante e manodopera specializzata che realizzi l'intervento in sicurezza e a regola d'arte.

Un' ipotesi di intervento così articolata lascia prevedere un miglioramento nei confronti dell'azione sismica prossimo al 50%; è prescrivibile, ad ogni buon conto, un controllo costante, da parte della direzione lavori, delle attività di cantiere e verifiche in sito, corredate da dimensionamenti progettuali, di eventuali interventi che si discostino dalla presente progettazione.