

# **RELAZIONE SISMICA E CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE**

Proprietà : **IMMOBILIARE STUOIE s.p.a.**  
**Sede Legale Piazza Baracca Lugo (Ra)**

Ubicazione: Comune di Lugo (RA)  
Incrocio trivio composto da: via Piano  
Caricatore, via Fabio Taglioni, via Rivali  
San Bartolomeo

Prog. Architettonico Arch. Bucci Alessandro

Prog. e Strutturale: Ing. Marco Peroni

Oggetto: **RIQUALIFICAZIONE AREA EX  
ACETIFICIO VENTURI UFFICI WELFARE**

Faenza, Gennaio 2018

**Ing. Peroni Marco**

# RELAZIONE DI CALCOLO

## **a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geomorfologiche**

La presente relazione di calcolo riguarda la nuova costruzione di due telai in c.a.p. sismicamente indipendenti l'uno dall'altro e destinati a uffici e negozi. Le due strutture, denominate "Blocco C1", "Blocco C2", si sviluppano in elevazione su due piani fuori terra più un locale seminterrato.

I fabbricati sono previsti nel comune di Lugo (RA), classificato in Zona Sismica 2, secondo le indicazioni delle Nuove norme tecniche per le costruzioni "DM Infrastrutture 14 Febbraio 2008".

Dalle indagini geologiche si desume una categoria di sottosuolo C ed una categoria topografica T1.

## **b) Descrizione generale della struttura**

Ciascun edificio presenta una conformazione planimetrica regolare, caratterizzata dalle seguenti caratteristiche geometriche:

BLOCCO C1: Dimensioni massime in pianta pari a 13,35x26,14m e altezza h=9,40m.

BLOCCO C2: Dimensioni massime in pianta pari a 19,37x9,20m e altezza h=9,40m.



*Planimetria di riferimento*

Dal punto di vista strutturale si tratta di n.2 telai prefabbricati in c.a. composti da pilastri in c.a.v. di dimensioni 70x70cm. Ai vari livelli sono presenti travi principali in cemento armato precompresso con sezione a "T" e ad "L". Il piano interrato è delimitato da pareti contro-terra di sp.30cm.

Le travi sono collegate ai pilastri mediante spinotti, come meglio illustrato negli elaborati strutturali.

Tra i due telai è previsto un nucleo scala/ascensore costituito da pareti in c.a. di sp. 30cm e 20cm; le rampe scale e i pianerottoli di arrivo avranno spessore 16cm. Il nucleo è reso indipendente dai due telai mediante giunto sismico di spessore 10cm.

Il primo impalcato è costituito da solai alveolari prefabbricati di spessore 50cm con soprastante soletta armata di spessore 15cm. Il secondo impalcato e quello di copertura sono costituiti da tegoli a "T" di altezza 50cm e soprastante soletta armata di spessore 6cm.

Parte del secondo e terzo impalcato del Blocco C1 verrà realizzato in lastre predalles di spessore  $4+40+6=50$ cm il quale sarà sostenuto dai pilastri in c.a.v. e da un pilastro metallico tubolare di sezione 323,9x8mm.

Le falde del coperto sono realizzate mediante il sistema a muretti e tavelloni in laterizio, sostenute dal sottostante solaio a tegoli e da una struttura in c.a. in opera costituita da pilastri sez.40x25cm e travi di sez.25x30cm.

I telai distribuiscono i carichi al terreno tramite una platea di fondazione avente spessore 90cm e nervature principali di sezione 250x90cm. Il collegamento pilastri-fondazioni verrà realizzato tramite connessione meccanica tipo "Halfen". Verrà inoltre previsto uno strato di cls magro spessore 10cm al di sotto delle opere di fondazione.

Ciascun telaio presenta un rivestimento esterno realizzato con montanti e traversi in alluminio opportunamente ancorati alle strutture in c.a.

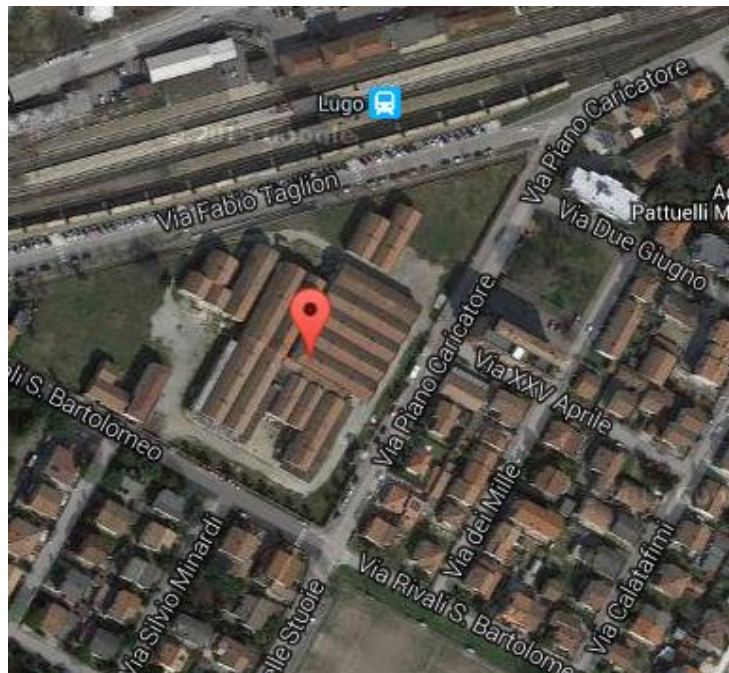
### **c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati**

Nella progettazione e nelle verifiche sono state utilizzate le Nuove norme tecniche per le costruzioni "DM Infrastrutture 14 Febbraio 2008" e relativa "Circolare 02 Febbraio 2009".

### **d) Definizione dei parametri di progetto**

Il fabbricato è situato nell'incrocio trivio composto da: via Piano Caricatore, via Fabio Taglioni, via Rivali San Bartolomeo nel comune di Lugo (RA) con le seguenti coordinate geografiche:

|                       |                     |
|-----------------------|---------------------|
| Latitudine (WGS84)    | Longitudine (WGS84) |
| 44.41304541           | 11.91429734         |
| Latitudine (ED50)     | Longitudine (ED50)  |
| 44.414794             | 11.915448           |
| Altitudine (mt) ..... | 13                  |



Il fabbricato viene classificato come opera che prevede affollamenti significativi (Classe d'uso III).  
 Si assume come vita nominale della costruzione  $V_N = 50\text{anni}$  e come coefficiente d'uso  $C_U = 1$ .

### **Azione sismica**

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento, valutato moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso della costruzione, per cui si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75\text{anni}$$

Per tale vita di riferimento si devono considerare azioni sismiche che abbiano una probabilità di superamento pari al:

- SLO: 81% in  $V_R = 50$  anni  $\rightarrow$  tempo di ritorno  $T_R = 30$  anni
- SLD: 63% in  $V_R = 50$  anni  $\rightarrow$  tempo di ritorno  $T_R = 50$  anni
- SLV: 10% in  $V_R = 50$  anni  $\rightarrow$  tempo di ritorno  $T_R = 475$  anni
- SLC: 5% in  $V_R = 50$  anni  $\rightarrow$  tempo di ritorno  $T_R = 975$  anni

I valori dei parametri sismici relativi a ciascuno stato limite sono riportati nella seguente tabella riassuntiva.

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL:

Classe dell'edificio  
 III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi

Vita Nominale Struttura ..... 50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica ..... 75

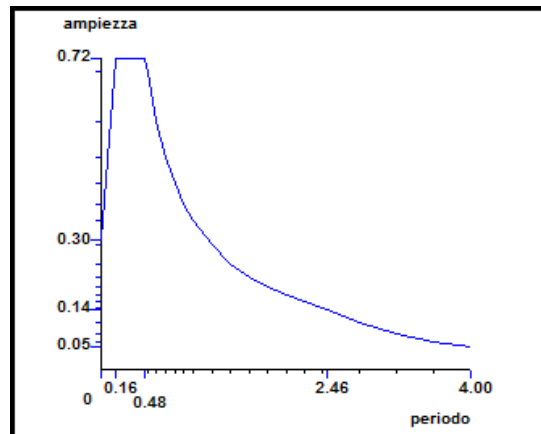
| Parametri di pericolosità Sismica |                 |                |              |                |
|-----------------------------------|-----------------|----------------|--------------|----------------|
| Stato Limite                      | $T_r$<br>[anni] | $a_g/g$<br>[-] | $F_0$<br>[-] | $T_c^*$<br>[s] |
| Operatività                       | 45              | 0.069          | 2.448        | 0.268          |
| Danno                             | 75              | 0.086          | 2.436        | 0.281          |
| Salvaguardia Vita                 | 712             | 0.214          | 2.405        | 0.311          |
| Prevenzione Collasso              | 1462            | 0.274          | 2.410        | 0.320          |

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto secondo la classificazione indicata nelle NTC 14/01/2008, si considera una **categoria di sottosuolo di tipo "C"**.

Dal punto di vista topografico il sito di costruzione risulta pianeggiante, rientrando nella **categoria topografica  $T_1$** , per cui il **coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**  è  $S_T = 1,0$ .

La zona sismica in cui sorge il fabbricato è classificata in Zona Sismica 2, caratterizzata da pericolosità sismica media.

Nota la categoria del suolo e tutti i parametri ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ,  $S$ ,  $\eta$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ), si ricava il grafico dello **Spettro di Risposta Elastico SLV**, riportato di seguito:



Fattore di importanza  $\gamma_i = 1$  applicato

Spettri orizzontali:

| Num. | Periodo | A.slu X |
|------|---------|---------|
| 1    | 0.000   | 0.2976  |
| 2    | 0.160   | 0.7172  |
| 3    | 0.479   | 0.7172  |
| 4    | 0.500   | 0.6871  |
| 5    | 0.600   | 0.5726  |
| 6    | 0.700   | 0.4908  |
| 7    | 0.800   | 0.4295  |
| 8    | 0.900   | 0.3817  |
| 9    | 1.000   | 0.3436  |
| 10   | 1.200   | 0.2863  |
| 11   | 1.400   | 0.2454  |
| 12   | 1.600   | 0.2147  |
| 13   | 1.800   | 0.1909  |
| 14   | 2.000   | 0.1718  |
| 15   | 2.200   | 0.1562  |
| 16   | 2.400   | 0.1432  |
| 17   | 2.456   | 0.1399  |
| 18   | 2.800   | 0.1076  |

|    |       |        |
|----|-------|--------|
| 19 | 3.200 | 0.0824 |
| 20 | 3.600 | 0.0651 |
| 21 | 4.000 | 0.0527 |

## e) Descrizione dei materiali

I materiali utilizzati per uso strutturale sono:

### Strutture in calcestruzzo gettato in opera (fondazioni):

calcestruzzo di classe C25/30 (§11.3.1 DM2008), con resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}=141,66$  daN/cm<sup>2</sup>;

acciaio B450C (§11.3.2 DM2008) controllato in stabilimento, con resistenza di calcolo pari a  $f_{yd} = 3913$  daN/cm<sup>2</sup>.

### Strutture in elevazione (parti in opera):

calcestruzzo prefabbricato di classe C28/35, acciaio B450C controllato in stabilimento con resistenza di calcolo pari a  $f_{yd} = 3913$  daN/cm<sup>2</sup>.

### Strutture in elevazione (strutture prefabbricate):

calcestruzzo prefabbricato di classe C45/55, acciaio B450C controllato in stabilimento con resistenza di calcolo pari a  $f_{yd} = 3913$  daN/cm<sup>2</sup>.

### Acciaio per la precompressione a fili aderenti:

L'acciaio armonico per tutti i manufatti in cemento armato precompresso è costituito da trefoli in acciaio armonico stabilizzato di classe 1860 N/mm<sup>2</sup> le cui caratteristiche sono esposte nella tabella per tutti i tipi di trefolo.

Nel caso in esame sono stati utilizzati trefoli da 3/8", pretesi a 1500 N/mm<sup>2</sup>. A deformazioni lente esaurite le perdite di tensione sono di 350 N/mm<sup>2</sup> circa.

## f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

### Criteri di progettazione – struttura prefabbricata in c.a.:

La progettazione delle **fondazioni** è stata sviluppata con i criteri specifici di un'analisi dinamica elastica considerando un comportamento strutturale non dissipativo nei confronti dell'azione sismica e adottando quindi un valore del fattore di struttura  $q=1$ , utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica.

La progettazione della **struttura in elevazione** è stata sviluppata con i criteri specifici di un'analisi dinamica elastica considerando un comportamento strutturale non dissipativo nei confronti dell'azione sismica. La capacità dissipativa della struttura è messa in conto attraverso il fattore di struttura  $q$  riduttivo delle forze elastiche.

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato di seguito (Par. 7.4.3.2 DM2008):

- Il fabbricato è schematizzato come una struttura a telaio a più piani e più campate che non rispetta i requisiti di regolarità in pianta.

- La struttura viene progettata con i criteri specifici della classe di duttilità bassa CD "B".

Sulla base di tali considerazioni si valuta il seguente valore  $q_0$ :

$$q_0 = 3 \cdot (1 + 1,3) / 2 = 3,45$$

- Il fabbricato non rispetta i requisiti di regolarità in altezza. Per questo motivo si assume un fattore riduttivo del fattore di struttura  $K_R = 0,8$ .

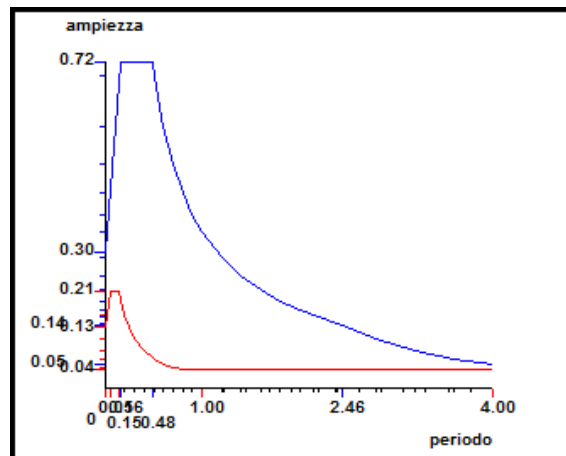
Per ciascuna direzione dell'azione sismica si adotta quindi un valore del fattore di struttura:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,45 \cdot 0,8 = 2,76$$

**Vista la presenza di travi precomprese viene applicata la componente sismica verticale  $q=1,5$ .**

Si riporta di seguito il grafico dello **Spettro di Risposta di Progetto SLV**, adottando il fattore di struttura nelle due direzioni:

Grafico spettri Norme Tecniche delle Costruzioni



Fattore di importanza  $\gamma_i$  1 applicato

**Spettri orizzontali:**

| Num. | Periodo | A. slu X |
|------|---------|----------|
| 1    | 0.000   | 0.2977   |
| 2    | 0.160   | 0.7162   |
| 3    | 0.480   | 0.7162   |
| 4    | 0.500   | 0.6877   |
| 5    | 0.600   | 0.5731   |
| 6    | 0.700   | 0.4912   |
| 7    | 0.800   | 0.4298   |
| 8    | 0.900   | 0.3821   |
| 9    | 1.000   | 0.3439   |
| 10   | 1.200   | 0.2866   |
| 11   | 1.400   | 0.2456   |
| 12   | 1.600   | 0.2149   |
| 13   | 1.800   | 0.1910   |
| 14   | 2.000   | 0.1719   |
| 15   | 2.200   | 0.1563   |
| 16   | 2.400   | 0.1433   |
| 17   | 2.456   | 0.1400   |
| 18   | 2.800   | 0.1077   |
| 19   | 3.200   | 0.0825   |
| 20   | 3.600   | 0.0652   |
| 21   | 4.000   | 0.0528   |

**Spettro verticale:**

| Num. | Periodo | A. slu Z |
|------|---------|----------|
| 1    | 0.000   | 0.1336   |
| 2    | 0.050   | 0.2144   |
| 3    | 0.150   | 0.2144   |
| 4    | 0.200   | 0.1608   |
| 5    | 0.300   | 0.1072   |
| 6    | 0.400   | 0.0804   |
| 7    | 0.500   | 0.0643   |
| 8    | 0.600   | 0.0536   |
| 9    | 0.700   | 0.0459   |
| 10   | 0.800   | 0.0428   |
| 11   | 0.900   | 0.0428   |
| 12   | 1.000   | 0.0428   |
| 13   | 1.231   | 0.0428   |
| 14   | 1.462   | 0.0428   |
| 15   | 1.692   | 0.0428   |
| 16   | 1.923   | 0.0428   |
| 17   | 2.154   | 0.0428   |
| 18   | 2.385   | 0.0428   |
| 19   | 2.615   | 0.0428   |
| 20   | 2.846   | 0.0428   |
| 21   | 3.077   | 0.0428   |
| 22   | 3.308   | 0.0428   |
| 23   | 3.538   | 0.0428   |
| 24   | 3.769   | 0.0428   |

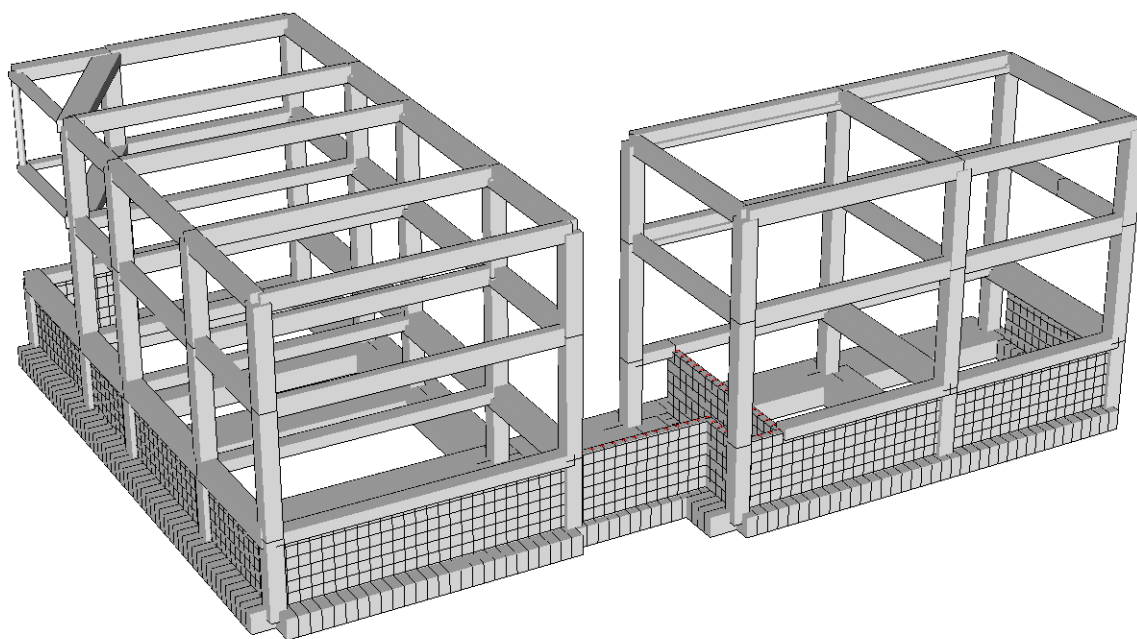
### **Criteri di modellazione:**

L'analisi di tipo numerico sarà realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Verrà utilizzata un'analisi dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo agli stati limite ultimo /esercizio secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

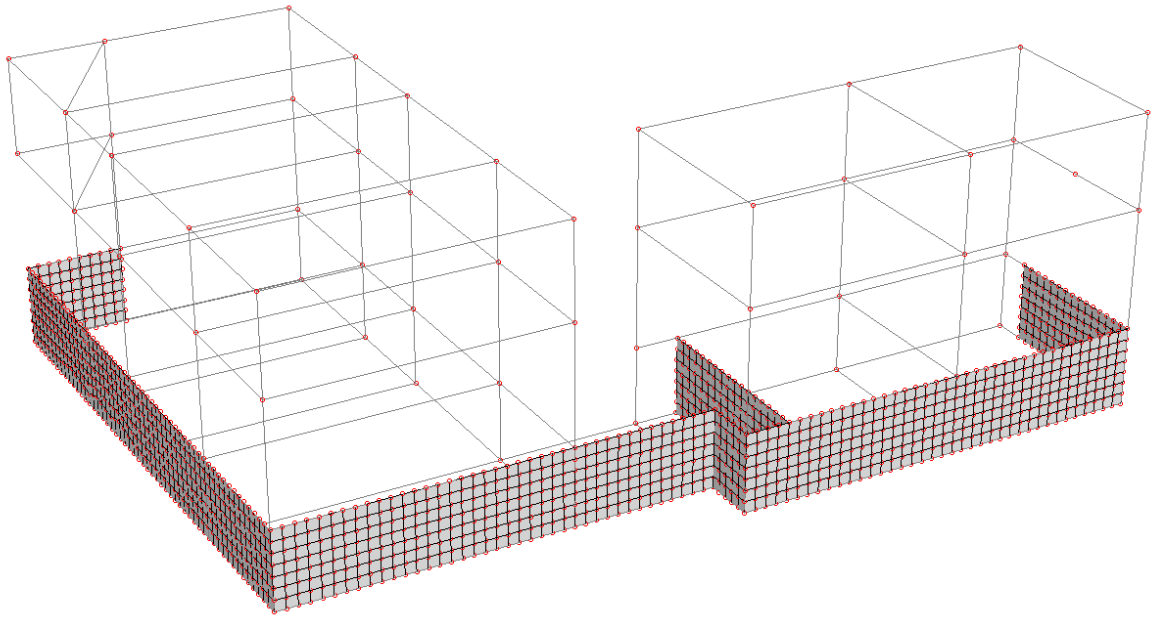
Il modello della struttura verrà creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Il modello tiene conto della distribuzione delle masse e non considera rigidzze aggiuntive costituite da elementi non strutturali.

- La struttura verrà schematizzata mediante un telaio costituito dagli elementi resistenti dei telai portanti, travi e pilastri in c.a., utilizzando elementi monodimensionali "beam", secondo una schematizzazione che possa rispecchiare fedelmente il reale comportamento della struttura nella sua globalità. Le pareti dell'interrato vengono modellate con elementi bidimensionali tipo "shell".
- Gli orizzontamenti di piano e di copertura possono essere considerati come piani infinitamente rigidi.
- La struttura di fondazione a platea viene schematizzata con le nervature, utilizzando elementi monodimensionali "beam", e applicando un valore della costante di Winkler pari a  $K=5\text{daN/cm}^3$ .
- Eventuali "elementi secondari" (§7.2.3 NTC08) non vengono rappresentati nel modello di calcolo.

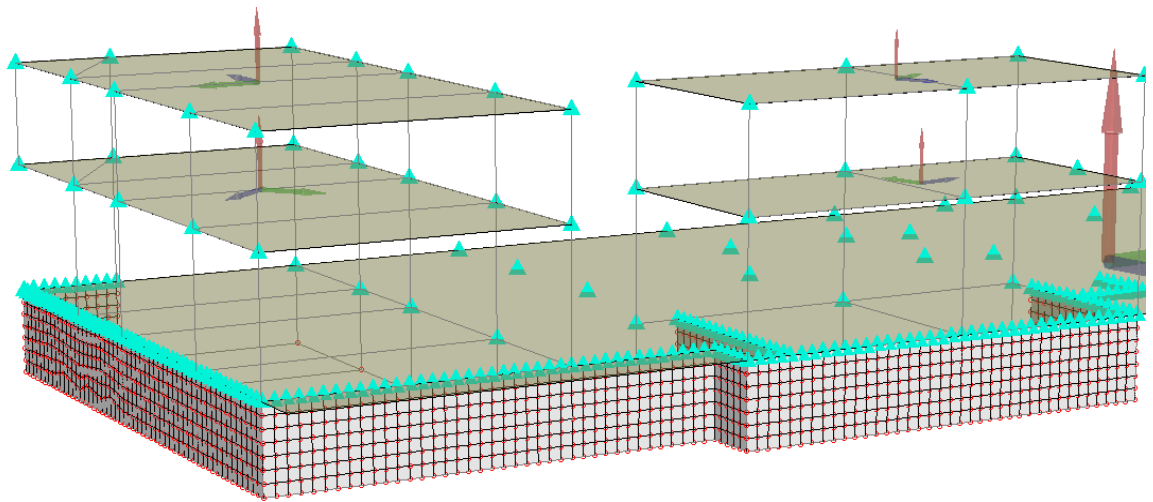
Di seguito si riportano le viste del modello di calcolo dei fabbricati in oggetto.



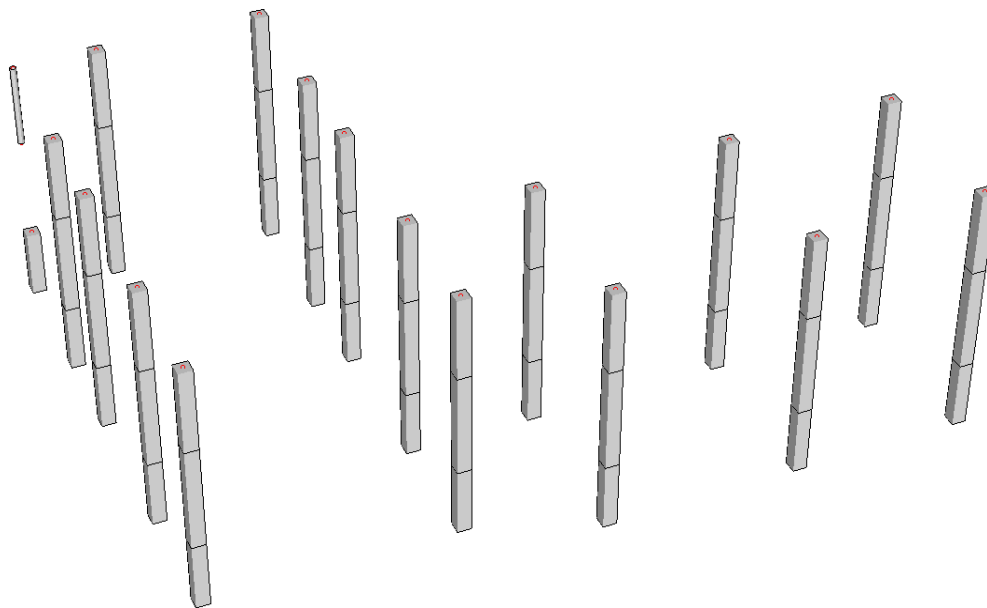
*Modello solido 3D*



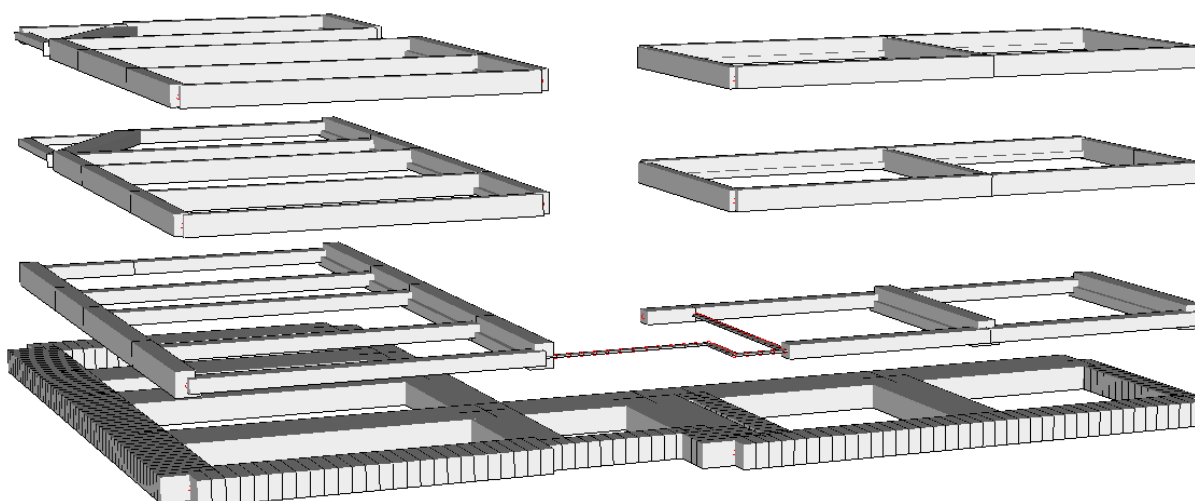
*Modello wireframe 3D:*



*Piani rigidi*



*Pilastrate*



*Travate di piano e di fondazione*

### **g) Principali combinazioni delle azioni**

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.

I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine. In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.

Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (deformazioni ecc.).

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera e in questo caso vengono considerati come carichi verticali uniformemente distribuiti.

Tutti gli altri carichi accidentali considerati sono il carico dovuto alla neve, del vento e l'azione dinamica dovuta al sisma.

Le azioni sollecitanti utilizzate sono state calcolate secondo le seguenti espressioni:

Combinazione fondamentale: stati limite ultimi (SLU)  $F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$

Combinazione caratteristica rara (SLE)  $F_r = G_k + Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$

Combinazione frequente (SLE)  $F_f = G_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

Combinazione quasi permanente (SLE)  $F_p = G_k + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$Q_{1k}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante (principale) di ogni combinazione;

$Q_{kj}$  sono i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti e che possono agire contemporaneamente a quella dominante;

$\gamma_G$  = coefficiente parziale per le azioni permanenti = 1,3

(1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale per le azioni variabili = 1,5

(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) ;

Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$ .

Con riferimento alla durata percentuale relative ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- Valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$

- Valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$

- Valore raro  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$

Il programma di calcolo utilizza nelle combinazioni di carico un valore finale di moltiplicatore della condizione che discende dal prodotto dei coefficienti  $\gamma \cdot \psi$  che il programma stabilisce in base alla categoria di carico selezionata (Permanente, Variabile, ecc.).

Alle configurazioni delle azioni di tipo statico si aggiungono quelle sismiche.

Combinazione sismica  $F_{SISMICA} = E + G_K + \sum_{j=1}^n (\psi_{2,j} \cdot Q_{K,J})$

L'azione sismica in X (denominata "Ex") e quella in Y (denominata "Ey") vengono considerate agenti contemporaneamente nelle possibili combinazioni del 100% dell'una con il 30% dell'altra. Considerando anche i due possibili versi di ciascuna azione sismica abbiamo quindi queste situazioni:

|          |          |           |           |
|----------|----------|-----------|-----------|
| Ex+0.3Ey | Ex-0.3Ey | -Ex+0.3Ey | -Ex-0.3Ey |
| 0.3Ex+Ey | 0.3Ex-Ey | -0.3Ex+Ey | -0.3Ex-Ey |

## h) Metodo di analisi

È stata eseguita un'analisi dinamica modale lineare con il metodo dello spettro di risposta.

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è il metodo standard per la definizione delle sollecitazioni di progetto e va associata ad un modello tridimensionale dell'edificio. Opera una scomposizione della risposta dinamica nei contributi dei singoli modi di vibrare: trasformazione di un sistema ad N gradi di libertà in N sistemi ad 1 grado di libertà. La risposta strutturale è ottenuta attraverso la sovrapposizione dei singoli modi di vibrare (sovrapposizione modale). Sono considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione dei modi di vibrare utilizzata è la CQC “Combinazione quadratica completa” che tiene conto dello smorzamento viscoso . Il sistema da analizzare può essere visto come un oscillatore a  $n$  gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema. La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input. Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente. La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate.

Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione.

Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti.

E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati. L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (inviluppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

Viene stampato un prospetto che, per ogni modo di vibrazione calcolato, riporta nelle direzioni principali, la massa eccitata relativa a quel modo, nonché la somma progressiva della massa eccitata considerando anche tutti i modi precedenti.

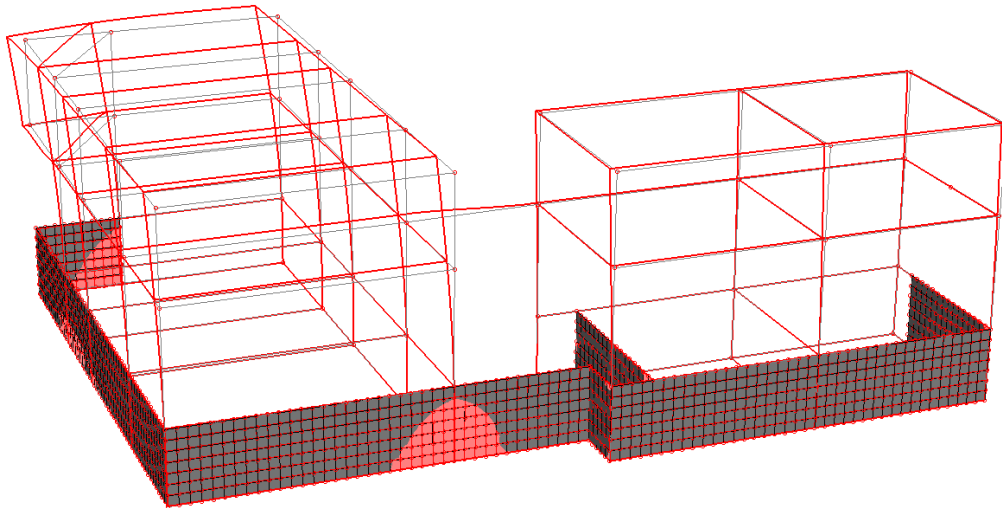
I valori di massa sono indicati sia in termini assoluti che percentuali.

I modi di vibrazione calcolati devono essere in grado di eccitare più dell'85% della massa totale per ogni direzione coinvolta nell'analisi sismica, in questo caso X e Y.

### **Modi propri di vibrare della struttura:**

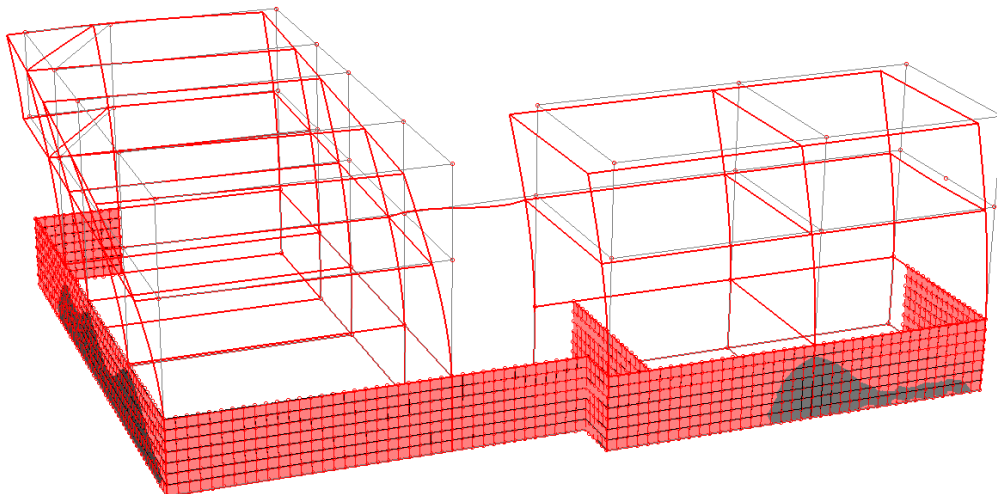
L'elemento fondamentale nell'analisi dinamica di sistemi a più gradi di libertà è l'individuazione dei modi propri di vibrare: essi, in numero pari al grado di libertà della struttura, costituiscono le oscillazioni periodiche libere del sistema elastico non smorzato. La loro combinazione lineare definisce la posizione del sistema ad ogni istante. In ciascun modo di vibrare tutte le masse del sistema oscillano con la medesima pulsazione ed in fase tra loro, mantenendo immutati i rapporti tra le ampiezze. Ciò implica che per ogni oscillazione le masse passano attraverso il punto di massimo spostamento allo stesso istante. Si riportano di seguito le viste in pianta dei modi di vibrare più significativi e le tabelle delle masse eccitate, in cui sono indicati i periodi dei modi di vibrazione e la massa partecipante associata, nella direzione longitudinale e trasversale nonché l'aliquota rotazionale.

Modo 1  $f = 1.090 \text{ Hz}$   $T = 0.918 \text{ s}$



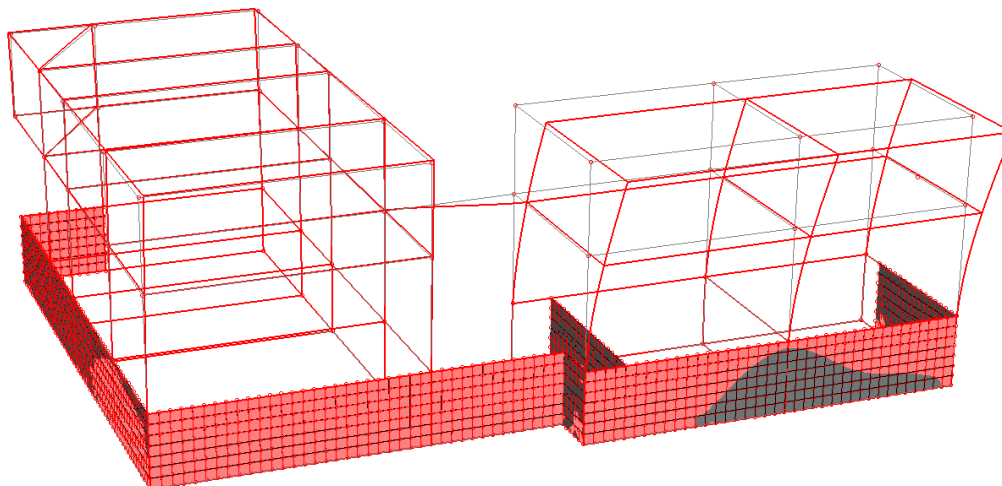
*Primo modo di vibrare*

Modo 2  $f = 1.287 \text{ Hz}$   $T = 0.777 \text{ s}$



*Secondo modo di vibrare*

Modo 3  $f = 1.337 \text{ Hz}$   $T = 0.748 \text{ s}$



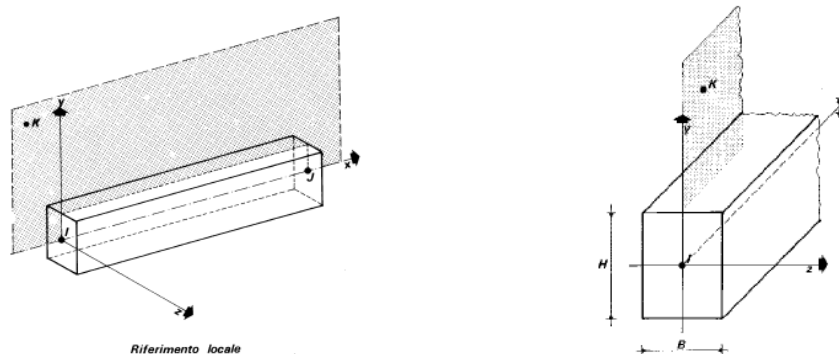
*Terzo modo di vibrare*

## i) Criteri di verifica agli stati limite

### VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

#### Modalità di lettura dei tabulati - ELEMENTI TRAVI E PILASTRI

Ogni elemento viene riferito a una terna destra  $x,y,z$  come riportato in figura.



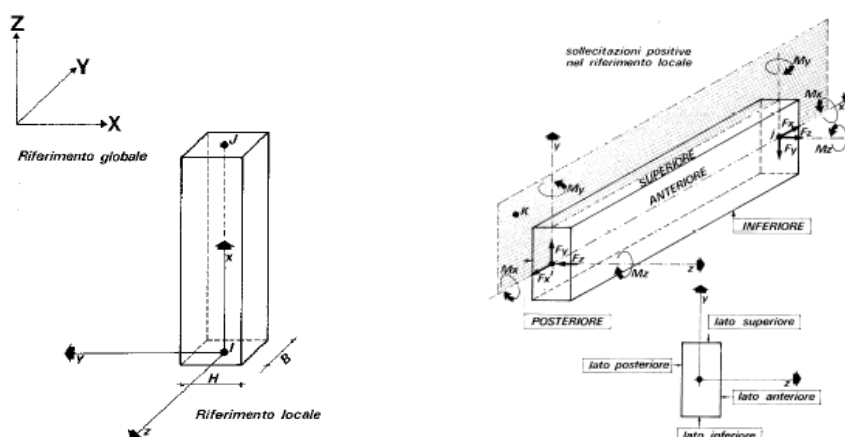
#### Parametri di definizione di un elemento trave

Ogni gruppo contiene uno o più elementi trave, caratterizzata dai seguenti parametri:

- Numero dell'asta (ovvero dell'elemento);
- Nodi di riferimento I, J, K ;
- Connessioni e rigidità alle estremità dell'elemento trave: A ciascuna delle due estremità (I e J) è riportato il grado di collegamento dell'asta con il resto della struttura;
- Materiale;
- Sezione;
- Carichi;
- Offset traslazionali ai nodi I e J.

I nodi I e J sono i nodi iniziale e finale dell'asse baricentrico dell'asta, che viene orientata da I a J ed implicitamente definisce il verso dell'asse  $x$  locale; mentre  $x$  dipende solo da I e J gli assi locali  $y, z$  dipendono anche da K. Il nodo K definisce automaticamente, assieme a I e J, il piano di riferimento dell'asta; ad esempio per la sezione rettangolare il nodo K definisce la posizione dell'asse principale  $y$  della sezione con l'altezza  $H$  disposta secondo  $y$ : l'orientamento della sezione nello spazio (e la successiva assegnazione degli eventuali carichi locali) dipende dalla posizione del nodo K che in sostanza individua i due assi locali  $y$  e  $z$ .

È prevista l'assegnazione automatica in una posizione standard nello spazio per il nodo K assegnando il valore formale 0 (zero) fra gli attributi. Se l'asta è verticale, ponendo il nodo  $K=0$ , la sua posizione viene fissata in modo che l'asse locale  $y$  sia parallelo all'asse globale  $X$  diretto nel verso negativo di  $X$ . In questo modo, orientando i pilastri verso l'alto, l'asse locale  $z$  è puntato verso l'osservatore.



### I risultati di calcolo

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali:

$F_x$  = forza assiale nella direzione locale  $x$ ;

$F_y$  = taglio nella direzione locale  $y$ ;

$F_z$  = taglio nella direzione locale  $z$ ;

$M_x$  = momento torcente attorno all'asse locale  $x$ ;

$M_y$  = momento flettente attorno all'asse locale  $y$ ;

$M_z$  = momento flettente attorno all'asse locale  $z$ .

Le convenzioni sui segni delle sollecitazioni corrispondono a quelle usuali della Scienza delle Costruzioni.

In particolare:

$F_x$  (sforzo normale) è positivo se di trazione;

$F_y$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;

$F_z$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;

$M_x$  (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a  $x$  a sinistra dell'ascissa in esame;

$M_y$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $z$ ;

$M_z$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $y$ .

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU

Le verifiche di resistenza sono espresse attraverso "indici di resistenza" da interpretare nel modo seguente:

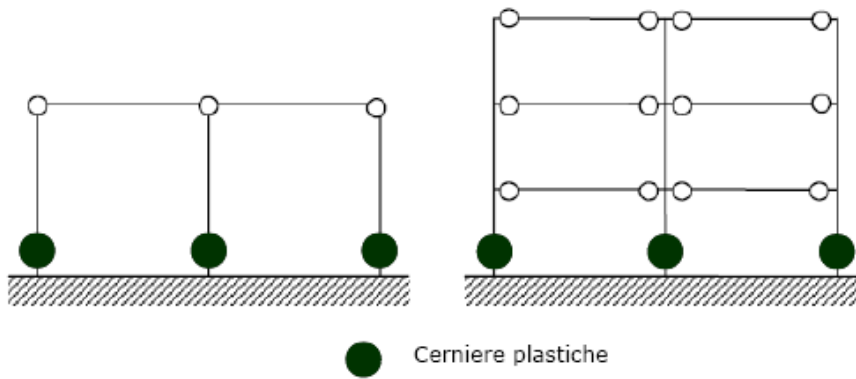
Indice di resistenza a presso-tensoflessione ( $F_x, M$ ): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente; per risultare verificato deve sempre essere inferiore ad uno.

Indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle): rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione; deve risultare non superiore a uno.

Indice di resistenza a taglio/torsione ( $V, M_x$ ): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale. Nel caso più comune di prevalenza del taglio rappresenta il rapporto tra il taglio sollecitante e il taglio resistente; nel caso di presenza di torsione  $M_x$  considera anche tale sollecitazione. se l'indice non è superiore a 1, per l'armatura a taglio e torsione vengono applicati i soli minimi di norma e nel tabulato risultano azzerate  $aswta$  e  $aswto$  (rispettivamente a taglio e torsione).

Se l'indice è maggiore di 1 i minimi di norma non sono sufficienti e vengono calcolate e stampate le risultanti armature  $aswta$  e  $aswto$ . Il passo delle staffe risulta essere il più gravoso tra i minimi di norma e il risultato di calcolo.

## Collegamento trave-pilastro



In una struttura intelaiata con travi incernierate ai pilastri, il nodo trave - pilastro non costituisce una zona critica di dissipazione, a questa categoria di telai si applicano le regole relative ai **collegamenti tipo a**.

Il collegamento dovrà essere tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico alla base del pilastro. La connessione capriata-pilastro, del tipo articolata, si ottiene appoggiando la trave su uno spessore in neoprene necessario per una corretta ripartizione delle pressioni e per evitare eventuali lesioni del cls di ricoprimento delle armature del pilastro.

Non potendo fare affidamento sull'attrito del neoprene, la trasmissione dell'azione sismica è demandata ad uno spinotto di fissaggio di diametro  $\Phi 18$ .

## Collegamenti pilastro - fondazione

Per quanto riguarda il vincolo di incastro al piede del pilastro, viene considerato un **collegamento di tipo b** come definito nelle NTC par 7.4.5.2: "*collegamento situato nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionato in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi*".

Il vincolo di incastro al piede del pilastro è stato calcolato con i criteri della gerarchia delle resistenze, per un momento resistente amplificato pari a  $\gamma_{Rd} \cdot MR_d$  e per il taglio associato ( $\gamma_{Rd} = 1,2$  in CD "B"). In ogni caso le sollecitazioni di calcolo non devono risultare maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura con un fattore di struttura  $q=1$ .

La connessione pilastro-fondazione avviene alloggiando il pilastro nel plinto a bicchiere in modo da ottenere un collegamento rigido. Tra la base del pilastro e il fondo del "pozzetto" si dispone un elemento metallico per il centraggio e la messa a piombo del pilastro.

## VERIFICHE IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO (stato limite di danno)

La verifica (§ 7.3.7.2 D.M.2008) si può ritenere soddisfatta in quanto gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi strutturale in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD soddisfano la seguente limitazione per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa:

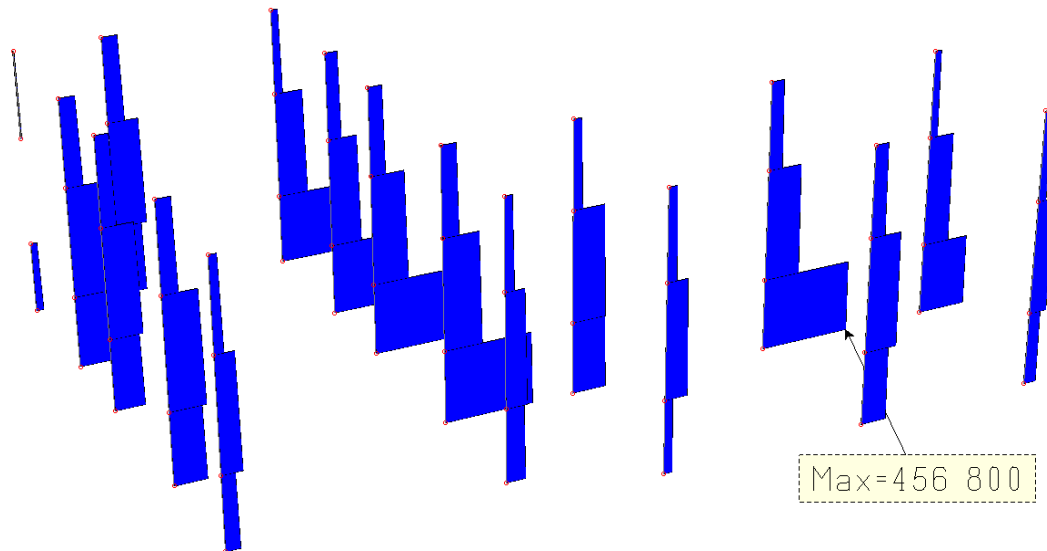
$$d_r < 0,005 h$$

## j) Principali risultati

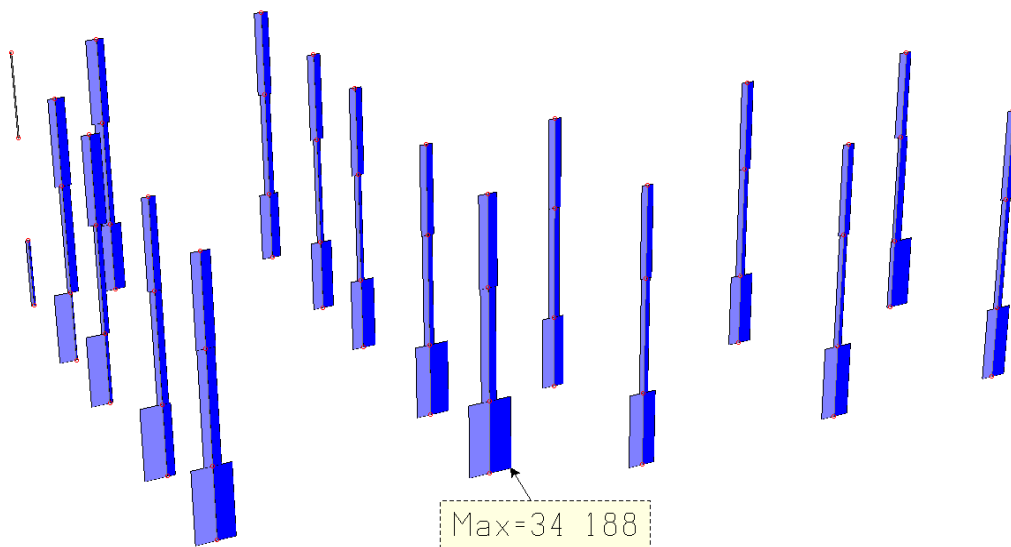
### Rappresentazione deformate e sollecitazioni

Si espongono di seguito le configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione risultanti dall'analisi.

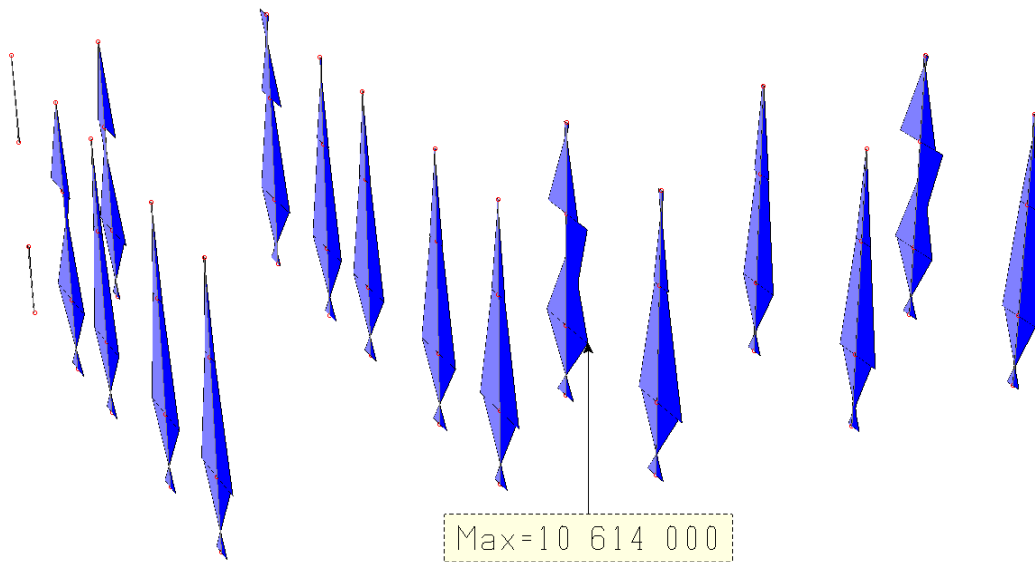
#### DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI – PILASTRI IN C.A.



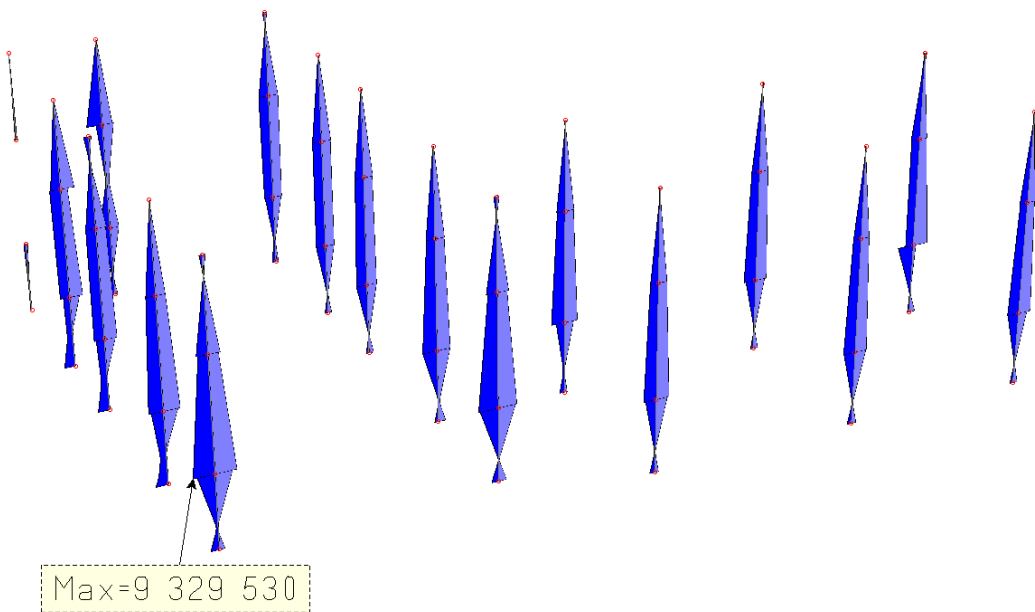
*Diagramma sforzi normali  $F_x$  [daN] - combinazione di involucro*



*Diagramma sforzo di taglio  $F_z$  [daN] - combinazione di involucro*



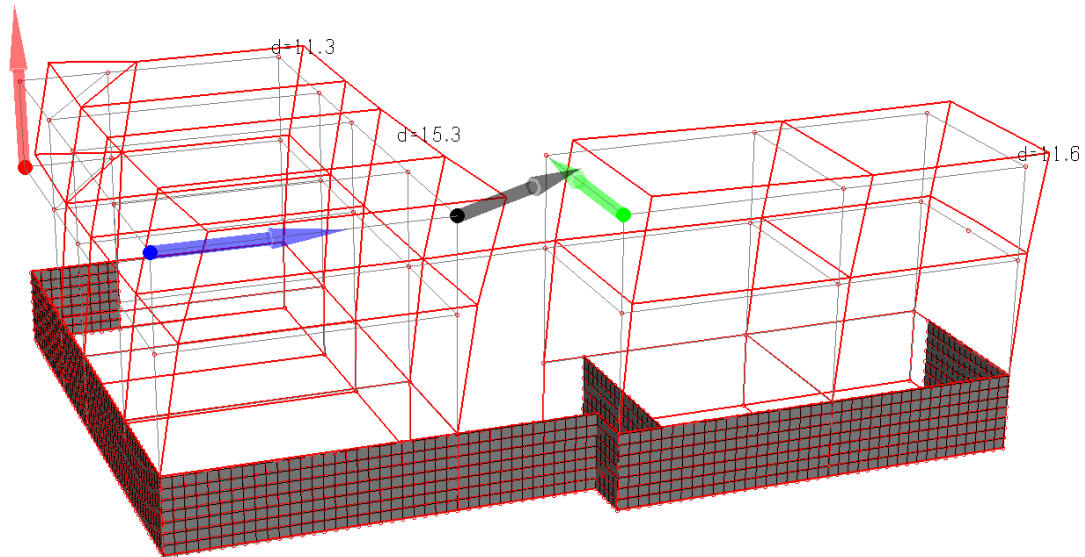
*Diagramma momento flettente  $M_y$  [daN-cm] - combinazione di involuppo*



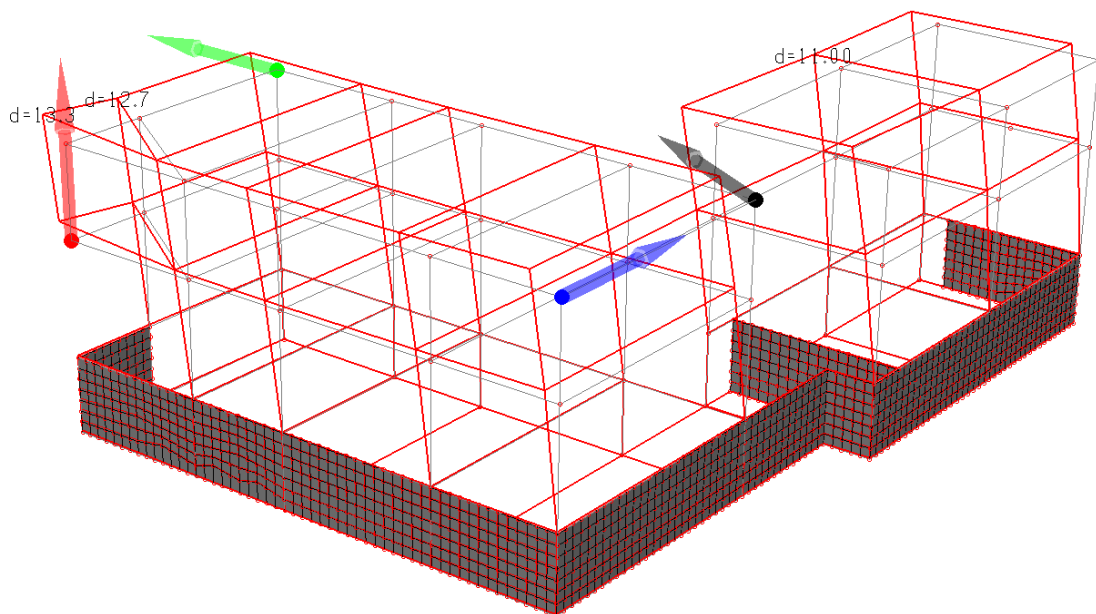
*Diagramma momento flettente  $M_z$  [daN-cm] - combinazione di involuppo*

### Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Gli spostamenti della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d=q$  i valori  $d_{Ee}$  (spostamenti) ottenuti dall'analisi dinamica lineare, secondo l'espressione  $d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$ ; si utilizzano quindi i fattori di struttura come coefficienti di amplificazione degli spostamenti sismici.



*Inviluppi dinamici SLU:  $E_x + \lambda E_y$*



*Inviluppi dinamici SLU:  $\lambda E_x + E_y$*

## k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

**AMV S.r.l.**  
Via San Lorenzo, 106  
34077 Ronchi dei Legionari  
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.  
Fax +39 0481.777.125  
E-mail: info@amv.it  
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.  
P.Iva: IT00382470318  
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO  
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



### **Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito ([www.amv.it](http://www.amv.it)) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito [www.amv.it](http://www.amv.it).

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

Nei relativi manuali viene fornita una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, dei metodi e criteri usati per il dimensionamento strutturale e delle sezioni; vengono forniti esempi significativi che possono essere facilmente replicati, segnalando che si tratta spesso di procedure di calcolo e di verifica, che per loro natura, non denotano particolari complessità teoriche e concettuali.

AMV s.r.l.  
Il legale rappresentante  
Ing. Eugenio Aiello

### Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito ([www.amv.it](http://www.amv.it))

è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato. Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore.

Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità.

Il manuale di validazione è disponibile sul sito [www.amv.it](http://www.amv.it).

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

## I) Verifiche Geotecniche delle Fondazioni

La progettazione e la verifica delle strutture di fondazioni è stata sviluppata con i criteri specifici di un'analisi dinamica elastica adottando un valore del fattore di struttura  $q=1,0$ , per ciascuna direzione dell'azione sismica.

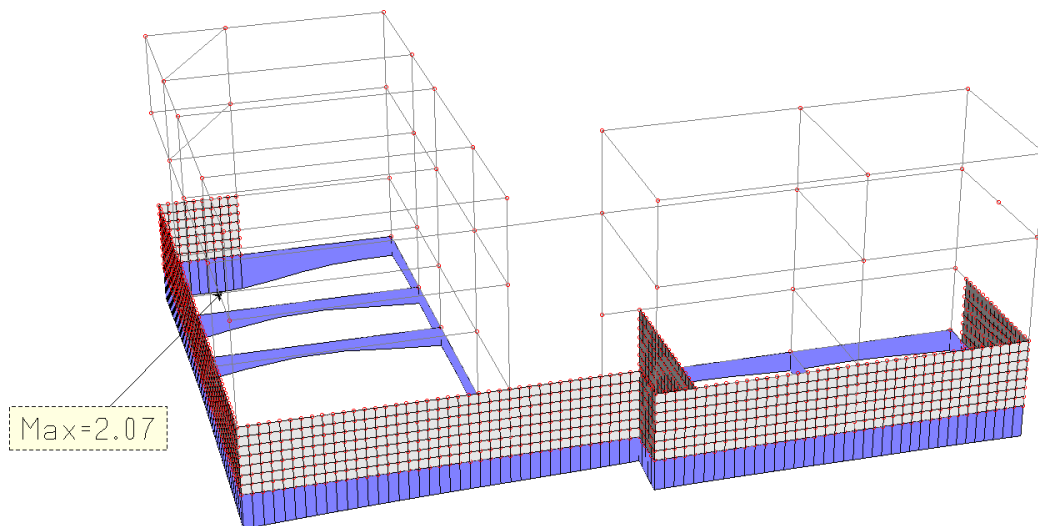
### Verifica della pressione di contatto trasmessa al terreno

Nelle verifiche per gli stati limite ultimi di tipo geotecnico e strutturale è stato utilizzato l'APPROCCIO 2. Nelle verifiche per gli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) il valore di progetto della resistenza del terreno  $R_d$  è stato suddiviso per il coefficiente parziale (R3)  $\gamma_R = 2,3$  in modo da ottenere la capacità portante di progetto.

La verifica quindi risulta soddisfatta in quanto viene rispettata la relazione:

$$E_d < R_d$$

cioè la pressione sollecitante di progetto agente sul terreno risulta minore della capacità portante di progetto del terreno.



*Diagramma pressioni al suolo SLU [daN /cm<sup>2</sup>]*

### 3. RELAZIONE SUI MATERIALI

Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera

#### CALCESTRUZZO

##### Cemento armato per strutture di fondazione

| <u>Tipologia strutturale:</u>                    | <u>Fondazioni</u>   |
|--|---|
| Classe di resistenza necessaria ai fini statici: | 30 N/mm <sup>2</sup> (300 daN/cm <sup>2</sup> )                 |
| Condizioni ambientali:                           | <i>Strutture completamente interrato in terreno permeabile.</i> |
| Classe di esposizione:                           | XC2   |
| Rapporto acqua/cemento max:                      | 0.60  |
| Classe di consistenza:                           | S5  |
| Diametro massimo aggregati:                      | 30 mm   |

##### Cemento armato per strutture in elevazione in opera

| <u>Tipologia strutturale:</u>                    | <u>Elevazione</u>   |
|--|---|
| Classe di resistenza necessaria ai fini statici: | 35 N/mm <sup>2</sup> (350 daN/cm <sup>2</sup> )   |
| Condizioni ambientali:                           | <i>Strutture interne di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo ordinario armato</i> |
| Classe di esposizione:                           | XC3   |
| Rapporto acqua/cemento max:                      | 0.32  |
| Classe di consistenza:                           | S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante   |
| Diametro massimo aggregati:                      | 16 mm   |

##### Cemento armato per strutture in elevazione opere prefabbricate

| <u>Tipologia strutturale:</u>                    | <u>Elevazione</u>  |
|--|--|
| Classe di resistenza necessaria ai fini statici: | 55 N/mm <sup>2</sup> (550 daN/cm <sup>2</sup> )  |
| Condizioni ambientali:                           | <i>Strutture interne di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo ordinario armato o precompresso</i> |
| Classe di esposizione:                           | XC3  |
| Rapporto acqua/cemento max:                      | 0.32   |
| Classe di consistenza:                           | S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante  |
| Diametro massimo aggregati:                      | 12 mm  |

##### Dosatura dei materiali per calcestruzzo gettato in opera

La dosatura dei materiali per ottenere Rck 300 (30) è orientativamente la seguente (per m<sup>3</sup> d'impasto).

|             |                       |
|-------------|-----------------------|
| sabbia      | 0.4 m <sup>3</sup>    |
| ghiaia      | 0.8 m <sup>3</sup>    |
| acqua       | 150 litri             |
| cemento 325 | 350 kg/m <sup>3</sup> |

### **Qualità dei componenti**

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 18 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

### **Prescrizione per inerti**

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta. Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 18 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

### **Prescrizione per il disarmo**

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

### **Provini da prelevarsi in cantiere di prefabbricazione**

Un prelievo consiste nel ricavare dagli impasti, al momento della posa in opera il cls necessario per la confezione di n° 2 cubetti di lato 10 cm;

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 mc. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 mc di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 mc massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Nelle costruzioni con meno di 100 mc di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno tre prelievi è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Dette R1, R2, R3 le resistenze di prelievo, con  $R1 \leq R2 \leq R3$  se ne calcola il valore medio  $R_{medio} = (R1+R2+R3)/3$ ; il controllo ha esito positivo se sono verificate entrambe le disequaglianze:

$$R_{min} \geq R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{medio} \geq R_{ck} + 35 \text{ kg/cm}^2$$

### **ACCIAIO PER C.A.**

(Rif. § 11.3.2 D.M. 14.01.2008)

| <b>ACCIAIO PER C.A. B450C</b>              |   |
|--|---|
| $f_{yk}$ tensione nominale di snervamento: | $\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$                             |
| $f_{tk}$ tensione nominale di rottura:     | $\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$                             |
| $f_{td}$ tensione di progetto a rottura:   | $f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$ |

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre:  $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$ .

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri  $\leq 16 \text{ mm}$ .

Reti e tralicci con elementi base di diametro  $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$ .

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci:  $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

| <b>ACCIAIO PER C.A. B450A</b>              |   |
|--|---|
| $f_{yk}$ tensione nominale di snervamento: | $\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$                             |
| $f_{tk}$ tensione nominale di rottura:     | $\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$                             |
| $f_{td}$ tensione di progetto a rottura:   | $f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$ |

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.25 \quad f_t / f_y \geq 1.05$$

Diametro delle barre:  $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$ .

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri  $\leq 10 \text{ mm}$ .

Reti e tralicci con elementi base di diametro  $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$ .

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci:  $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

### **Controlli in cantiere delle barre d'armatura**

I controlli di accettazione delle barre d'acciaio devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto in ciascun lotto.

### **Valori di accettazione**

| <b>Caratteristica</b>       | <b>Valore limite</b>            | <b>Note</b>                          |
|-----------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| $f_y$ minimo                | $425 \text{ N/mm}^2$            | $(450-25) \text{ N/mm}^2$            |
| $f_y$ massimo               | $572 \text{ N/mm}^2$            | $[450 * (1.25+0.02)] \text{ N/mm}^2$ |
| Allungamento minimo         | $\geq 6\%$                      | per acciai B450C                     |
| Allungamento massimo        | $\geq 2\%$                      | per acciai B450A                     |
| Rottura/snervamento         | $1.13 \leq f_t / f_y \leq 1.37$ | per acciai B450C                     |
| Rottura/snervamento         | $f_t / f_y \geq 1.13$           | per acciai B450A                     |
| Piegamento / raddrizzamento | Assenza di cricche              | per tutti                            |

Questi limiti tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova.

### Acciaio per la precompressione a fili aderenti

L'acciaio armonico per tutti i manufatti in cemento armato precompresso è costituito da trefoli in acciaio armonico stabilizzato di classe 1860 N/mm<sup>2</sup> le cui caratteristiche sono esposte nella tabella per tutti tipi di trefolo.

Nel caso in esame sono stati utilizzati trefoli da 3/8", pretesi a 1500 N/mm<sup>2</sup>.

A deformazioni lente esaurite le perdite di tensione sono di 350 N/mm<sup>2</sup> circa.

TREFOLI STABILIZZATI DI CLASSE 1670 / 1860 N/mm<sup>2</sup>  
SCHEDE TECNICHE DI CATALOGO n°1

| GRANDEZZE  | SYMBOLI           | UNITA'                            | TIPI DI PRODOTTI   |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
|--|-------------------|-----------------------------------|--|-------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| Diametro nominale  | Ø                 | pollici                           | 1/4"   | 5/16" | 3/8" | 3/8" | 7/16" | 7/16" | 1/2" | 1/2" | 5/8" | 5/8" | 3/4" | 3/4" | 7/8" |  |
|  |                   | mm                                | 6,3  | 7,9   | 9,5  | 9,5  | 11    | 11,3  | 12,5 | 12,9 | 15,2 | 15,7 | 15,2 | 18   | 19   |  |
| Area sezione nominale  | A                 | mm <sup>2</sup>                   | 25   | 39    | 52   | 55   | 71    | 75    | 93   | 100  | 140  | 150  | 165  | 200  | 223  |  |
| Tolleranza sull'area della sezione                                       |                   | %                                 | ± 2,0  |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Tensione caratteristica garantita all'1% di deformazione sotto carico    | f <sub>yk</sub>   | N/mm <sup>2</sup>                 | 1670   |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Carico caratteristico garantito all'1% di deformazione sotto carico      | F <sub>Tk</sub>   | kN                                | 42   | 65    | 87   | 92   | 110   | 125   | 155  | 167  | 224  | 250  | 275  | 304  | 372  |  |
| Limite elastico allo 0,1 %   | f <sub>0,1%</sub> | N/mm <sup>2</sup>                 | V. singolo valore unitario limite è compreso tra 85% e 95% del corrispondente valore della tensione di rottura f <sub>rk</sub> |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Tensione caratteristica garantita di rottura                             | f <sub>pk</sub>   |                                   | 1860   |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Carico caratteristico garantito di rottura                               | F <sub>pk</sub>   | kN                                | 47   | 73    | 97   | 102  | 132   | 140   | 173  | 186  | 260  | 279  | 307  | 372  | 415  |  |
| Allungamento a rottura a base 600 mm                                     | ε                 | %                                 | ≥ 3,5  |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Modulo elastico  | E <sub>p</sub>    | 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> | 201  |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Tolleranza sul Modulo elastico   |                   | %                                 | ± 5  |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Massa lineica nominale   | M                 | g/m                               | 195  | 305   | 406  | 430  | 555   | 586   | 726  | 781  | 1063 | 1172 | 1388 | 1562 | 1742 |  |
| Rilassamento massimo garantito con resp. = 0,75f <sub>pk</sub> T = 20 °C | r                 | %d <sub>sp</sub>                  | a 120 h : 1,0<br>a 1000 h : 2,2<br>a 2000 h : 2,5  |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |
| Resistenza a fatica  | L                 | N <sup>2</sup> /cicl              | > 2 · 10 <sup>6</sup> cicli - secondo ISO 15630-3  |       |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      |  |

## 6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

### 6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Si allega la relazione geologica-geotecnica firmata dal Dott. Geol. Matteo Ortelli relativa al sito oggetto di intervento.

Sull'area è stato individuato un terreno di fondazione sufficientemente addensato, riconducibile alla **categoria di sottosuolo di tipo C**.

Dal punto di vista topografico il sito di costruzione risulta pianeggiante, rientrando nella **categoria topografica T<sub>1</sub>**.

## 6.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno

### Stati limite di tipo geotecnico GEO e strutturale STR

Le verifiche sono state effettuate secondo l' APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Nella valutazione relativa al dimensionamento strutturale (STR) delle fondazioni sono stati utilizzati i seguenti coefficienti:

Per le azioni  $E_d$  sono stati applicati i seguenti coefficienti

(Effetto sfavorevole):

(A1) STR = Permanenti =  $\gamma_{g1} = 1.3$

(A1) STR = Permanenti non strutturali =  $\gamma_{g2} = 1.5$

(A1) STR = Variabili =  $\gamma_{qi} = 1.5$

Il valore di progetto della resistenza del terreno  $R_d$  è stato determinato in modo analitico (formula di Terzaghi), con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, invariati in quanto i coefficienti M1 sono tutti pari a  $\gamma_M$ :

*Tangente dell'angolo di resistenza al taglio*  $\gamma_{\phi'} = 1,0$

*Coesione efficace*  $\gamma_{c'} = 1,0$

*Resistenza non drenata*  $\gamma_{cu} = 1,0$

*Peso dell'unità di volume*  $\gamma_\gamma = 1,0$

e suddividendo la portanza del terreno per un ulteriore coefficiente parziale (R3) che ai fini del dimensionamento strutturale non deve essere portato in conto, ossia  $\gamma_R=1,0$ .

Nelle verifiche per gli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) il valore caratteristico della resistenza del terreno  $R_k$  è stato suddiviso per il coefficiente parziale (R3)  $\gamma_R=2,3$  in modo da ottenere la capacità portante di progetto  $R_d$ .