



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Provincia di Ravenna

Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

Servizio Programmazione e Progettazione

LAVORI DI REALIZZAZIONE DI UNA PALESTRA IN AMPLIAMENTO DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE STATALE SERVIZI PER L'ENOGASTRONOMIA E L'OSPITALITA' ALBERGHIERA "TONINO GUERRA" SITO IN PIAZZALE P. ARTUSI N.7 - CERVIA (RA) - CUP J84E22000160006 - FINANZIATO CON FONDI NEXT GENERATION EU PNRR

Missione 4 - Componente 1 - Investimento. 3.3 Piano di messa in sicurezza e riqualificazione dell'edilizia scolastica

PROGETTO ESECUTIVO

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez	
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Marco Conti	Responsabile del Servizio: Arch.Giovanna Garzanti	
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:	Arch. Giovanna Garzanti	firmato digitalmente
PROGETTISTA COORDINATORE:	Ing. Giulia Angeli	firmato digitalmente
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Ing. Giulia Angeli	firmato digitalmente
COLLABORATORE ALLA PROGETTAZIONE:	Geom. Sara Vergallo
ELABORAZIONE GRAFICA:	Geom. Sara Vergallo
Professionisti esterni:		
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI:	Ingegneria e servizi srl	
PROGETTISTA OPERE ACUSTICHE:	Ingegneria e servizi srl	
COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:	Ingegneria e servizi srl	
PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI:	Studio Tecnico Paris di Ferroni Matteo	
PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI E IDRICO-SANITARI:	P.D.M. progetti	
PROGETTAZIONE ANTINCENDIO:	P.D.M. Progetti	
ESPERTO CAM IN EDILIZIA:	Arch. Gino Mazzone	

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
0	EMISSIONE		G.A.	G.G.	
1					
2					
3					

TITOLO
ELABORATO:

U.S. Palestra – Relazione di calcolo strutturale

PROFESSIONISTA RESPONSABILE: Ing. Sigfrido Valgimigli	FIRMATO DIGITALMENTE Nome e firma del Professionista
Elaborato num: STR_PA2	Revisione: 00

Nome file:
PE_STR_PA2_REL.CALC_r.00

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

“Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale”

a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geomorfologiche

Nella presente relazione tecnica vengono illustrati i calcoli relativi alla realizzazione di un fabbricato in elementi prefabbricati di conglomerato cementizio armato ad uso palestra da realizzare in ampliamento dell’Istituto “Tonino Guerra” situato in Piazzale Artusi n.7 nel comune di Cervia (RA), in zona sismica di II categoria, a media sismicità ($0,15 \leq \text{PGA} < 0,25\text{g}$).

Il sito di edificazione sorge in un’area pianeggiante rientrando nella categoria topografica T1, categoria di sottosuolo C.

b) Descrizione generale della struttura

Oggetto della presente relazione è la relizzazione di un fabbricato ad uso palestra in struttura prefabbricata.

Dal punto di vista strutturale si individuano due corpi:

- STRUTTURA PALESTRA, in cui è prevista la realizzazione della palestra
- STRUTTURA SPOGLIATOI, in cui è prevista la realizzazione degli spogliatoi

STRUTTURA PALESTRA

Il fabbricato è realizzato con struttura in c.a. prefabbricata, ha dimensioni in pianta 38,00m x 30,00m ed è costituita da un piano fuori terra con altezza alla gronda 7,80m.

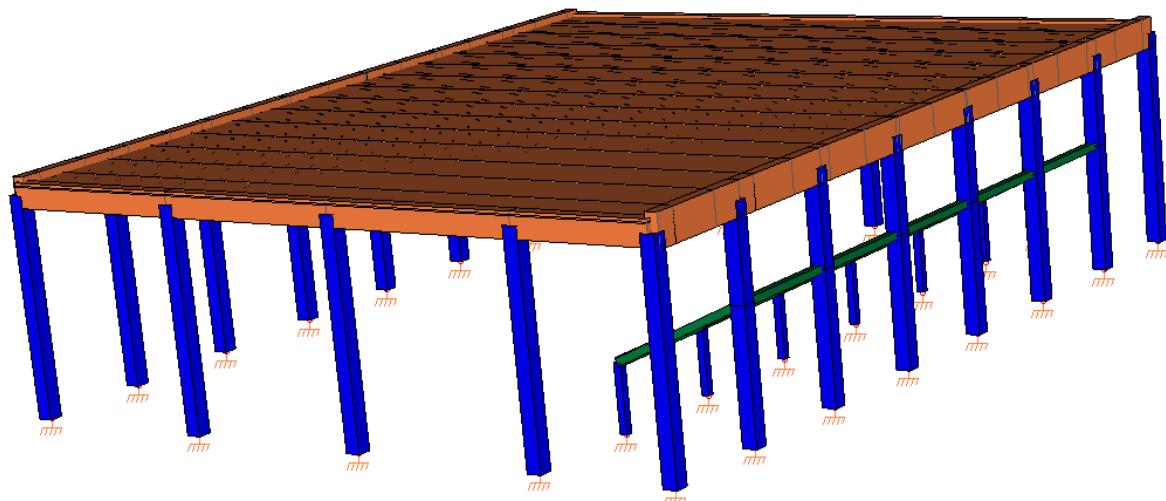
Dal punto di vista strutturale è costituito da pilastri in c.a. di sezione 60x60cm, travi principali a L di sezione 70x130cm e travi di bordo rettangolari sez. 50x100cm. In una porzione del fabbricato è prevista la realizzazione di tribune costituite da scalinate in c.a. in opera, tale struttura è collegata da una parte ai pilastri di sezione 60x60cm, all’altezza di circa 5,70m, e da una parte a pilastri aggiuntivi di altezza 2,70m e di sezione 30x30cm.

Il coperto è realizzato con tegoli TT di altezza 100cm al di sopra dei quali è prevista una soletta in calcestruzzo armata di spessore 5cm.

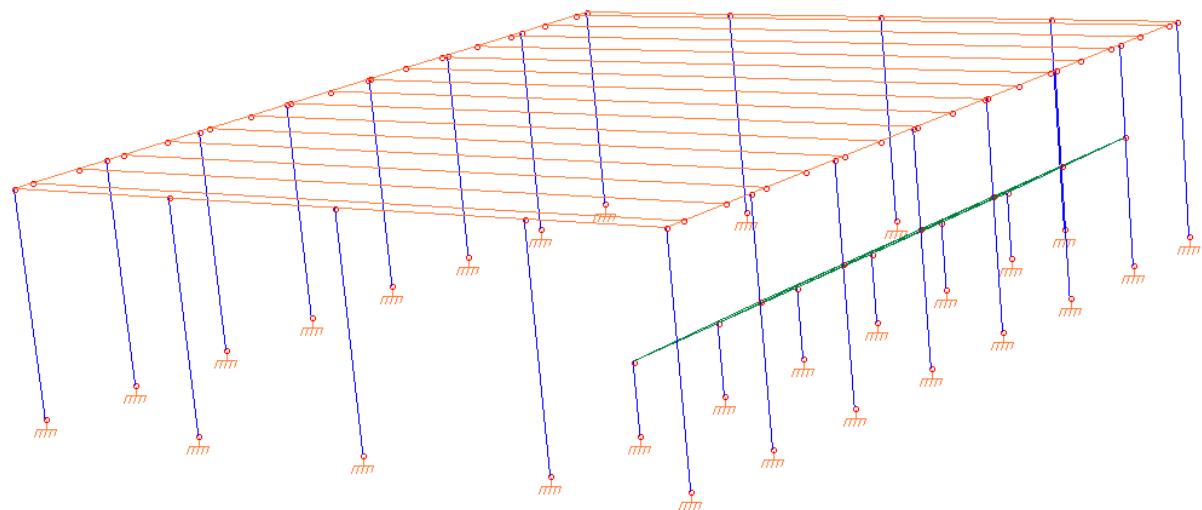
Esternamente il fabbricato è rivestito da tamponamenti orizzontali alleggeriti prefabbricati collegati ai pilastri. Le travi principali a L sono collegate ai pilastri mediante barre $\Phi 20$ in modo da creare una connessione in grado di permettere spostamenti in caso di sisma e allo stesso tempo resistere a carichi verticali consistenti. I tegoli del coperto sono resi solidali con le travi principali mediante connessioni puntuali realizzate con barre $\Phi 20$.

La struttura distribuisce i carichi al terreno tramite delle fondazioni profonde mediante pali del tipo “FDP” di diametro 60cm e profondità 20m. Per ogni pilastro sono previsti 3 pali collegati ad un plinto di dimensioni 3,00m x 3,00m e spessore 60cm realizzato al di sotto di ogni pilastro che andrà collocato in appositi bicchieri gettatai in opera. Tutti i plinti al di sopra dei pali sono collegati da un reticolo di cordoli in c.a. di sezione 120x60cm e 80x60cm. Al di sopra dei bicchieri verrà realizzata una soletta in c.a. armata con doppia rete $\varnothing 8/20'' \times 20''$ di spessore 15cm

La modellazione e l'analisi di tipo numerico è stata eseguita mediante il programma di calcolo MasterSap.



Modello solido 3D



Modello wireframe

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione e nelle verifiche sono state utilizzate le Nuove norme tecniche per le

costruzioni “DM Infrastrutture 17 Gennaio 2018” e relativa “Circolare n.7 21 Gennaio 2019”.

d) Definizione dei parametri di progetto

L’edificio è situato nel comune di Cervia (RA), con le seguenti coordinate geografiche:

Latitudine (ED50):	44.26102
Longitudine (ED50):	12.35236

Il fabbricato viene classificato come opera che prevede normali affollamenti (Classe d’uso III).

Si assume come vita nominale della costruzione $V_N = 50 \text{ anni}$.

Per costruzioni in Classe d’uso II il valore del coefficiente d’uso C_U viene assunto pari a 1,0.

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 $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 45$ anni
- SLD: 63% in $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 75$ anni
- SLV: 10% in $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 712$ anni
- SLC: 5% in $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 1462$ anni

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

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.060	2.461	0.280
SLD	75	0.078	2.461	0.282
SLV	712	0.202	2.536	0.291
SLC	1462	0.266	2.490	0.302

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto secondo la classificazione indicata nelle NTC 14/01/2008, il profilo stratigrafico risulta appartenere alla **categoria di sottosuolo di tipo “C”**.

Dal punto di vista topografico il sito di costruzione risulta pianeggiante, rientrando nella

categoria topografica T₁, 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.

In particolare, per quanto riguarda lo stato limite SLV, si considera l'accelerazione orizzontale massima $a_g = 0,202g$.

Il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 è pari a 2,536, mentre il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* è 0,291 s.

In funzione della tipologia strutturale è stato adottato un fattore relativo al coefficiente di smorzamento $\eta = 1$.

I valori dei parametri sismici sono riportati nelle schermate seguenti che riassumono i dati di input utilizzati nell'analisi.

Parametri indipendenti

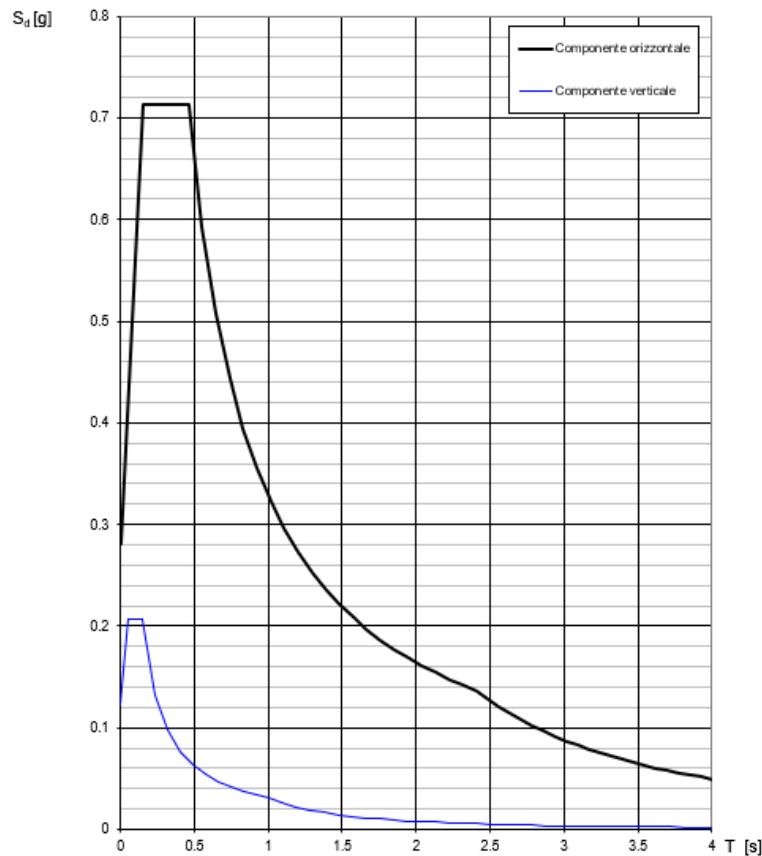
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.202 g
F_0	2.536
T_c^*	0.291 s
S_S	1.392
C_C	1.577
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.392
η	1.000
T_B	0.153 s
T_C	0.460 s
T_D	2.408 s

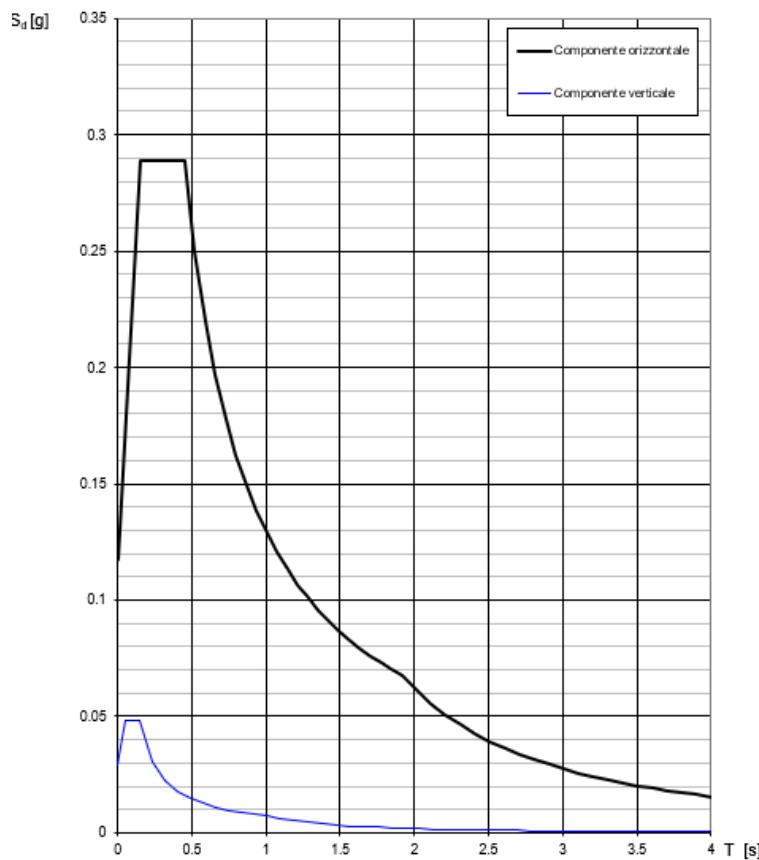
Nota la categoria del suolo e tutti i parametri (a_g , F_0 , T_c^* , S , η , T_B , T_C , T_D), si ricava il grafico dello Spettro di Risposta Elastico SLV, riportato di seguito:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLV



Inoltre, si riporta di seguito il grafico dello Spettro di Risposta Elastico SLD:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLD



Analisi dei carichi

Le combinazioni di carico s.l.u. (fondamentale) e s.l.e. (rara,frequente e quasi permanente) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare le situazioni più sfavorevoli agenti sui singoli elementi della struttura. Nella modellazione oltre al preso proprio degli elementi, considerato automaticamente dal programma di calcolo, sono stati applicati il carico permanente dei pannelli autoportanti di copertura “G₁” (permanenti strutturali), il carico del manto di copertura “G₂” ,il carico dei tamponamenti “G₂” (permanenti non strutturali) e il carico delle neve “Q_{k1}” (accidentale neve).

L'analisi proposta nel seguito viene utilizzata anche come input del programma di calcolo MasterSap con il quale sono state verificate le strutture.

Analisi dei carichi copertura in tegoli pi greco: combinazione fondamentale

G2	Permanente non strutturale	210	1.3	273
	TOTALE PERMANENTI Gk	210		273
Qk1	Variabile neve	120	1.5	180
	TOTALE VARIABILI Qk	120		180
Fd	TOTALE CARICHI	330		453

Oltre al peso delle capriate e dei solai, si considera il carico dei tamponamenti valutato circa 300 daN/mq.

Definizione Azione della Neve:

La norma stabilisce che il valore del carico neve sulla copertura sia calcolato come:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t$$

Valore caratteristico del carico neve al suolo:

Il valore di q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Il sito di riferimento è quello della zona II - Mediterranea (regione Emilia Romagna).

Il valore caratteristico minimo del carico della neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,5kN/m^2 \text{ per } a_s \leq 200m$$

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente di esposizione c_e viene di norma assunto pari a 1.

Coefficiente termico:

Il coefficiente termico c_t viene di norma assunto pari a 1.

Coefficiente di forma della copertura:

Tipo di copertura: piana ($\alpha = 0^\circ$)

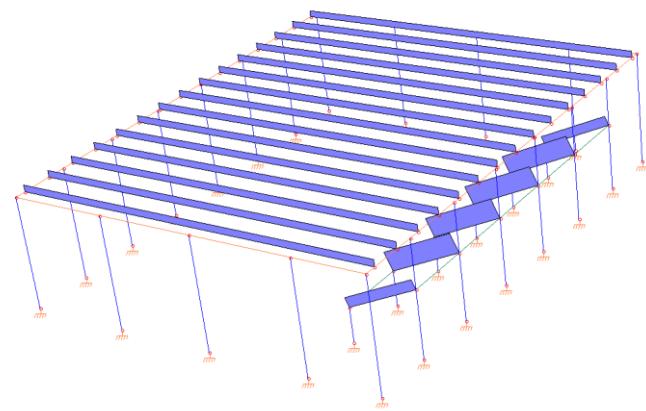
Il coefficiente di forma si assume pari a:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (inclinazione } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ\text{)}$$

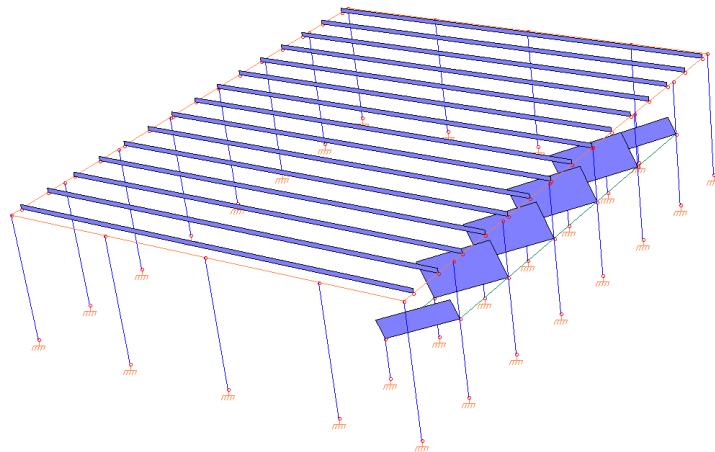
Pertanto il valore del carico neve sulla copertura risulta:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2 = 120 \text{ kg/m}^2$$

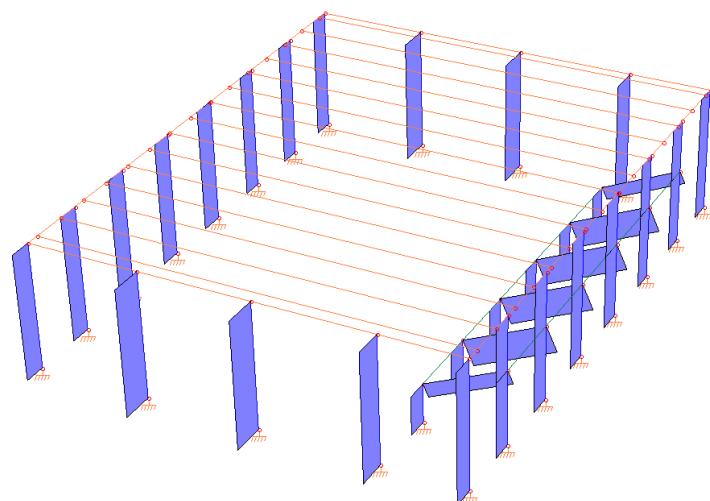
Schema dei carichi distribuiti



Carichi distribuiti G_k [daN/cm]



Carichi distribuiti q_k [daN/cm]



Corpo principale Incidenza tamponamenti [daN/cm]

e) Descrizione dei materiali

I materiali utilizzati per uso strutturale sono distinti come segue:

Strutture in elevazione (pilastri, travi, collari, strutture prefabbricate):

calcestruzzo prefabbricato di classe C45/55, acciaio B450C controllato in stabilimento con resistenza di calcolo pari a $f_{y,d} = 3913 \text{ daN/cmq}$.

Strutture in calcestruzzo gettato in opera:

calcestruzzo prefabbricato di classe C25/30 e relativa resistenza di calcolo a compressione $f_{cd}=113.33 \text{ daN/cmq}$, acciaio B450C controllato in stabilimento con resistenza di calcolo pari a $f_{y,d} = 3913 \text{ daN/cmq}$.

f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

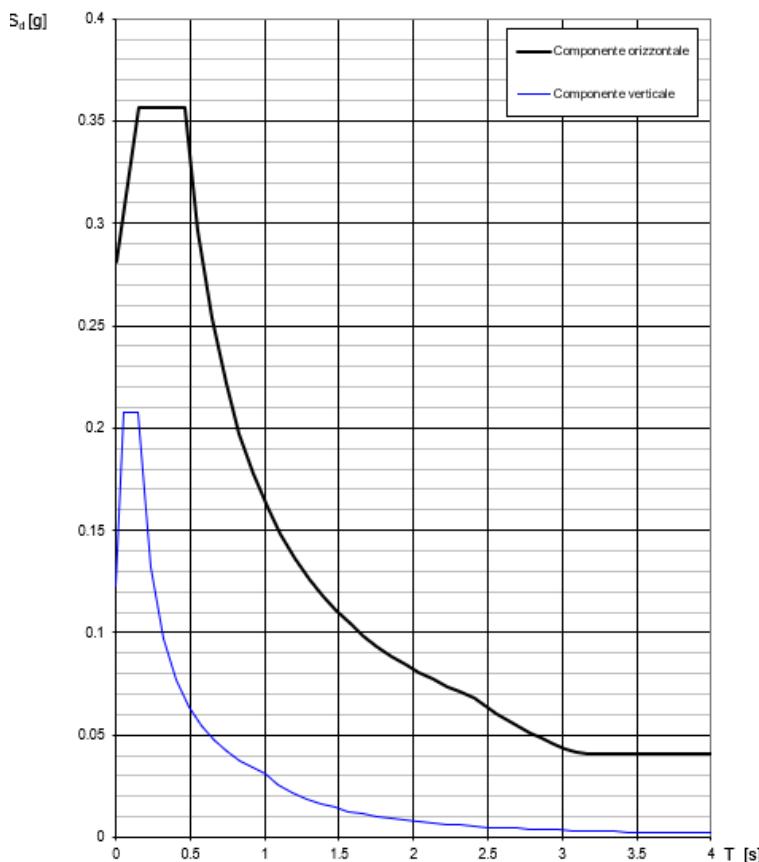
Criteri di progettazione:

La struttura è stata progettata come *struttura prefabbricata a telaio con collegamenti a cerniera tra travi e pilastri* (§7.4.5.1.); la struttura risulta regolare in pianta ma non in altezza, pertanto come fattore di comportamento è stato utilizzato:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad \rightarrow \quad q = 2.5 \cdot 0.8 = 2$$

Lo spettro di progetto che consegue all'assunzione del fattore di struttura q risulta essere:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLV



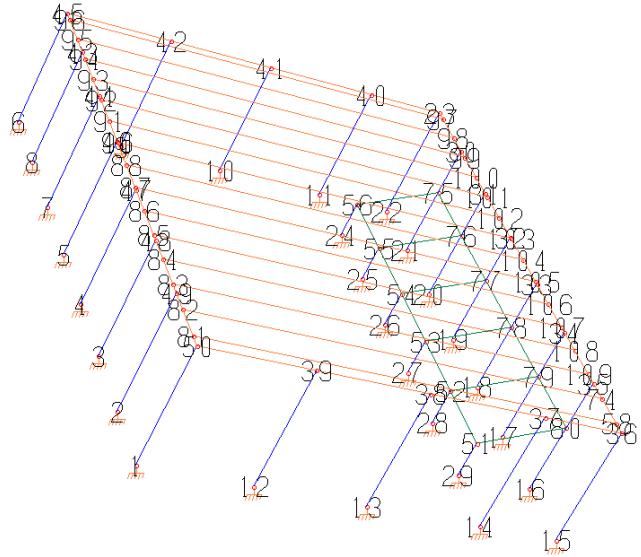
Metodologia di modellazione

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). E' stato 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.

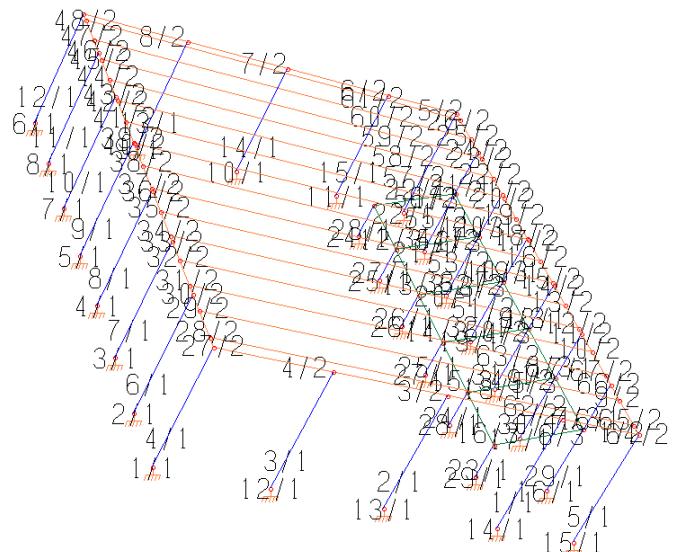
Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Il modello tiene conto della distribuzione delle masse e non considera rigidezze aggiuntive costituite da elementi non strutturali.

La struttura è schematizzata con elementi resistenti a telaio orditi nelle due direzioni principali connessi dai solai che fungono da diaframmi orizzontali; questi ultimi sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

Di seguito viene riportato il modello strutturale dell'edificio con la numerazione dei nodi e delle aste.



Numerazione nodi



Numerazione elementi

Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

Ai fini della modellazione gli elementi finiti presi in considerazione sono:

- 1) elemento tipo “frame” per pilastri e travi
- 2) elemento vincolo incastro

Il calcolo delle sezioni in c.c.a. è stato eseguito con i metodi classici della scienza delle costruzioni nelle ipotesi di:

- 1) mantenimento della planarità delle sezioni nella situazione deformata;
- 2) risposta elastica lineare e simmetrica dei materiali;
- 3) conglomerato non reagente a trazione.

Le travi in c.a.p. di copertura sono state schematizzate nel modello come sezioni rettangolari e la loro geometria è stata definita in base al peso proprio di ciascuna di esse.

Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Il collegamento della struttura al suolo è stato schematizzato con vincoli ad incastro. Per quanto riguarda i nodi pilastro-capriata, sono stati utilizzati dei vincoli esterni del tipo "cerniera" per simulare il tipo di connessione e sviluppare una modellazione sufficientemente fedele alla realtà; in particolare le capriate vengono appoggiate e fissate nelle "selle" dei pilastri in c.a.v.

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)

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_p * P_k + \gamma_q * [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})]$$

Combinazione caratteristica rara (SLE)

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ki})$$

Combinazione frequente (SLE)

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ki})$$

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$F_p = G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} * Q_{ki})$$

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

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

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

γ_G = coefficiente parziale per le azioni permanenti = 1,3

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

γ_Q = coefficiente parziale per le azioni variabili = 1,5

(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

γ_p = coefficiente parziale per la precompressione = 1,0 ;

Le azioni variabili Q_{k,J} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} .

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

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

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

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

Il programma di calcolo utilizza nelle combinazioni di carico un valore finale di moltiplicatore della condizione che discende dal prodotto dei coefficienti $\gamma * \psi$ 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

$$F_{SISMICA} = E + G_K + P + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} * Q_{kj})$$

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

Combinazione Statica Fondamentale (copertura)

Per le capriate in c.a.p. valgono le seguenti combinazioni mentre per i pilastri in c.a.v. non è presente l'azione di precompressione:

Carichi	Coefficiente γ_F, γ_P	Coefficiente Ψ	Moltiplicatore
Permanenti strutturali G1	1,3	/	1,3
Permanenti non strutturali G2	1,3	/	1,3
Precompressione P	1	/	1
Variabile neve Qk1	1,5	1	1,5

Combinazione Dinamica Sismica (copertura):

Carichi	Coefficiente γ_F	Coefficiente Ψ	Moltiplicatore
Permanenti strutturali G1	/	/	Valore pieno
Permanenti non strutturali G2	/	/	Valore pieno
Precompressione P	1	/	1
Azione sismica E	/	/	Valore pieno
Variabile neve Qk1	/	0	0

Combinazione Statica Fondamentale (soppalco)

Per le travi del soppalco valgono le seguenti combinazioni:

Carichi	Coefficiente γ_F, γ_P	Coefficiente Ψ	Moltiplicatore
Permanenti strutturali G1	1,3	/	1,3
Permanenti non strutturali G2	1,3	/	1,3
Precompressione P	1	/	1
Variabile soppalco Qk1	1,5	1	1,5

Combinazione Dinamica Sismica (soppalco):

Carichi	Coefficiente γ_F	Coefficiente Ψ	Moltiplicatore
Permanenti strutturali G1	/	/	Valore pieno
Permanenti non strutturali G2	/	/	Valore pieno
Precompressione P	1	/	1
Azione sismica E	/	/	Valore pieno
Variabile neve Qk1	/	0	0

La barra “/” significa che i coefficienti non sono presenti nell'espressione della combinazione.

h) Metodo di analisi

E' 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 (sovraposizione 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.

Si riportano le viste in pianta dei primi tre modi di vibrare:

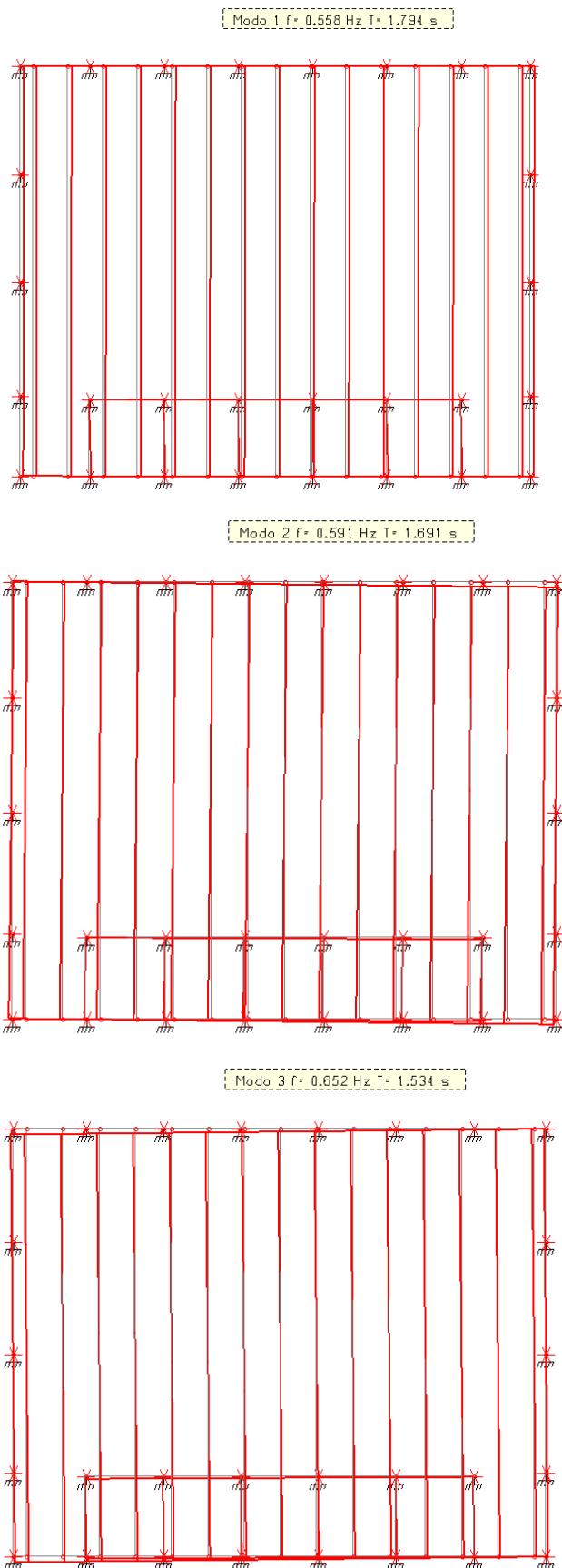


TABELLA MASSE ECCITATE

PROSPETTO RIASSUNTIVO MODI PRINCIPALI

Periodo principale	T1	Massa	Massa %	Modo	Note
Direzione X	+1.79e+00	+1.32e+03	91	1	+eX
Direzione Y	+1.60e+00	+1.37e+03	94	2	+eY
Direzione Z	+5.46e-02	+9.20e+02	63	13	+eX
Rotazione Z	+1.59e+00	+3.47e+09	79	3	+eY

PROSPETTO RIASSUNTIVO MASSE ECCITATE PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Analisi	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz. Z	%	Rotaz. Z	%
+eX	+1.45e+03	100	+1.45e+03	100	+1.13e+03	78	+4.37e+09	100
-eX	+1.45e+03	100	+1.45e+03	100	+1.13e+03	78	+4.37e+09	100
+eY	+1.45e+03	100	+1.45e+03	100	+1.13e+03	78	+4.35e+09	100
-eY	+1.45e+03	100	+1.45e+03	100	+1.13e+03	78	+4.35e+09	100

TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: +EX FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	3.503e+00	5.575e-01	1.794e+00	4.441e-16
2	3.715e+00	5.912e-01	1.691e+00	4.441e-16
3	4.097e+00	6.521e-01	1.534e+00	4.441e-16
4	1.522e+01	2.422e+00	4.129e-01	4.441e-16
5	3.137e+01	4.993e+00	2.003e-01	4.441e-16

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y	Direz.Z
1	3.637e+01	-1.694e+00	-9.668e-05
2	-4.149e+00	-2.574e+01	-1.638e-03
3	1.679e+00	-2.698e+01	-2.053e-03
4	-8.672e+00	-4.780e-05	5.736e-10
5	2.405e-02	-1.369e+00	1.079e-02

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+1.32e+03	91	+2.87e+00	0	+9.34e-09	0	+4.09e+07	1
Progressiva	+1.32e+03	91	+2.87e+00	0	+9.34e-09	0	+4.09e+07	1
Modo: 2	+1.72e+01	1	+6.62e+02	46	+2.68e-06	0	+2.59e+09	59
Progressiva	+1.34e+03	93	+6.65e+02	46	+2.69e-06	0	+2.63e+09	60
Modo: 3	+2.82e+00	0	+7.28e+02	50	+4.21e-06	0	+1.64e+09	37
Progressiva	+1.34e+03	93	+1.39e+03	96	+6.90e-06	0	+4.26e+09	98
Modo: 4	+7.52e+01	5	+2.28e-09	0	+3.29e-19	0	+5.10e+01	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+6.90e-06	0	+4.26e+09	98
Modo: 5	+5.78e-04	0	+1.88e+00	0	+1.16e-04	0	+1.30e+06	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+1.23e-04	0	+4.26e+09	98

MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z	Rotazione Z
+1.45e+03	+1.45e+03	+1.45e+03	+4.37e+09

TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: -EX FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	3.503e+00	5.575e-01	1.794e+00	4.441e-16
2	3.722e+00	5.924e-01	1.688e+00	4.441e-16
3	4.089e+00	6.508e-01	1.537e+00	4.441e-16
4	1.522e+01	2.422e+00	4.129e-01	4.441e-16

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
5	3.138e+01	4.994e+00	2.002e-01	4.441e-16

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y	Direz.Z	Direz.Z
1	3.638e+01	1.594e+00	9.122e-05	
2	-4.035e+00	2.568e+01	1.642e-03	
3	1.692e+00	2.704e+01	2.048e-03	
4	-8.672e+00	4.547e-05	3.314e-10	
5	3.442e-02	-1.293e+00	1.023e-02	

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+1.32e+03	91	+2.54e+00	0	+8.32e-09	0	+3.91e+07	1
Progressiva	+1.32e+03	91	+2.54e+00	0	+8.32e-09	0	+3.91e+07	1
Modo: 2	+1.63e+01	1	+6.59e+02	46	+2.70e-06	0	+2.60e+09	59
Progressiva	+1.34e+03	93	+6.62e+02	46	+2.70e-06	0	+2.64e+09	60
Modo: 3	+2.86e+00	0	+7.31e+02	51	+4.19e-06	0	+1.62e+09	37
Progressiva	+1.34e+03	93	+1.39e+03	96	+6.90e-06	0	+4.26e+09	98
Modo: 4	+7.52e+01	5	+2.07e-09	0	+1.10e-19	0	+5.10e+01	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+6.90e-06	0	+4.26e+09	98
Modo: 5	+1.18e-03	0	+1.67e+00	0	+1.05e-04	0	+1.19e+06	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+1.11e-04	0	+4.26e+09	98

MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z	Rotazione Z
+1.45e+03	+1.45e+03	+1.45e+03	+4.37e+09

TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: +EY FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	3.447e+00	5.486e-01	1.823e+00	4.441e-16
2	3.917e+00	6.234e-01	1.604e+00	4.441e-16
3	3.943e+00	6.276e-01	1.593e+00	4.441e-16
4	1.522e+01	2.422e+00	4.129e-01	4.441e-16
5	3.137e+01	4.993e+00	2.003e-01	4.441e-16

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y	Direz.Z	Direz.Z
1	3.426e+01	-1.074e-01	-5.467e-06	
2	-1.908e+00	3.696e+01	-2.592e-03	
3	1.286e+01	-5.197e+00	-3.702e-04	
4	-8.672e+00	-1.344e-06	4.549e-10	
5	3.257e-02	-1.340e+00	1.057e-02	

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+1.17e+03	81	+1.15e-02	0	+2.99e-11	0	+7.07e+08	16
Progressiva	+1.17e+03	81	+1.15e-02	0	+2.99e-11	0	+7.07e+08	16
Modo: 2	+3.64e+00	0	+1.37e+03	94	+6.71e-06	0	+6.73e+07	2
Progressiva	+1.18e+03	81	+1.37e+03	94	+6.71e-06	0	+7.74e+08	18
Modo: 3	+1.65e+02	11	+2.70e+01	2	+1.37e-07	0	+3.47e+09	80
Progressiva	+1.34e+03	93	+1.39e+03	96	+6.85e-06	0	+4.25e+09	98
Modo: 4	+7.52e+01	5	+1.81e-12	0	+2.07e-19	0	+5.14e+01	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+6.85e-06	0	+4.25e+09	98
Modo: 5	+1.06e-03	0	+1.79e+00	0	+1.12e-04	0	+1.23e+06	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+1.19e-04	0	+4.25e+09	98

MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z	Rotazione Z
+1.45e+03	+1.45e+03	+1.45e+03	+4.35e+09

TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: -EY FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	3.480e+00	5.539e-01	1.805e+00	4.441e-16
2	3.914e+00	6.229e-01	1.605e+00	4.441e-16
3	3.921e+00	6.241e-01	1.602e+00	4.441e-16
4	1.522e+01	2.422e+00	4.129e-01	4.441e-16
5	3.137e+01	4.993e+00	2.003e-01	4.441e-16

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y	Direz.Z
1	3.576e+01	8.116e-02	4.250e-06
2	5.600e+00	-2.686e+01	-1.880e-03
3	-5.694e+00	-2.591e+01	-1.822e-03
4	-8.672e+00	-9.808e-07	4.501e-10
5	2.603e-02	-1.341e+00	1.058e-02

MASSA ECCITATA

PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+1.28e+03	88	+6.59e-03	0	+1.81e-11	0	+4.11e+08	9
Progressiva	+1.28e+03	88	+6.59e-03	0	+1.81e-11	0	+4.11e+08	9
Modo: 2	+3.14e+01	2	+7.22e+02	50	+3.53e-06	0	+1.85e+09	42
Progressiva	+1.31e+03	91	+7.22e+02	50	+3.53e-06	0	+2.26e+09	52
Modo: 3	+3.24e+01	2	+6.71e+02	46	+3.32e-06	0	+1.99e+09	46
Progressiva	+1.34e+03	93	+1.39e+03	96	+6.85e-06	0	+4.25e+09	98
Modo: 4	+7.52e+01	5	+9.62e-13	0	+2.03e-19	0	+5.06e+01	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+6.85e-06	0	+4.25e+09	98
Modo: 5	+6.78e-04	0	+1.80e+00	0	+1.12e-04	0	+1.25e+06	0
Progressiva	+1.42e+03	98	+1.39e+03	96	+1.19e-04	0	+4.25e+09	98

MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z	Rotazione Z
+1.45e+03	+1.45e+03	+1.45e+03	+4.35e+09

Non linearità geometriche (§7.3)

La non linearità geometrica è trascurabile, per edifici civili e industriali, qualora, ad ogni orizzontamento, si abbia che: $\vartheta = P \cdot d_r / V \cdot h \leq 0,1$

Sono stati utilizzati i coefficienti amplificativi per gli effetti del second'ordine riportati di seguito

<input checked="" type="checkbox"/> Coefficienti moltiplicativi per effetti II ordine	
Direzione 1 (X):	1.28
Direzione 2 (Y):	1.2

Si riporta il tabulato della "verifica di non linearità geometrica" calcolato da MasterSap dove sono indicati gli spostamenti medi del piano (ΔX e ΔY), gli spostamenti di interpiano d_{rx} e d_{ry} , le forze taglienti orizzontali F_x e F_y (indicate con V nell'espressione della norma), il carico verticale di compressione F_z (cioè P), ed infine i due coefficienti ϑ_x e ϑ_y , che rappresentano l'esito finale del calcolo.

ANALISI DEL SECONDO ORDINE

Nome archivio di lavoro : PALESTRA CERVIA
 Intestazione del lavoro : PALESTRA CERVIA
 Tipo di analisi : Statica e Dinamica
 Unità di misura delle Forze : kg
 Unità di misura Lunghezze : cm
 Sisma lungo l'asse Z : Si
 Combinazione dei modi : CQC
 Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8
 λ : 0.3
 μ : 0.3

***** Gruppo di copertura: Travi Copertura**

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+ (EX+ λ *EY+ μ *EZ)	19.20	9.25
1 Statica+ (λ *EX+EY+ μ *EZ)	10.71	17.67
1 Statica+ (λ *EX+ λ *EY+EZ)	6.90	6.21
2	-0.01	0.01
3	-0.01	0.01
4	-0.00	0.01
5	-0.00	0.01

***** analisi alla quota: 0.000**

Piano rigido superiore: Travi Copertura altezza interpiano: 900.00								
C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	F_x	F_y	F_z	ϑ_x
9_Y	0.00	0.00	-19.20	-9.25	173850.64	96857.43	1508260.00	0.19
0.16	0.00	0.00	-10.71	-17.67	88948.48	181977.55	1508260.00	0.20
0.16	0.00	0.00	-6.90	-6.21	61892.64	67240.82	1508260.00	0.19
0.15	0.00	0.00	0.01	-0.01	2.57	0.78	2231860.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	2.23	0.15	1682670.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	1.82	0.15	1544730.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	1.69	0.36	1508260.00	0.00

CONTROLLO REGOLARITÀ DELLA VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA LATERALE IN ALTEZZA

Quota [cm]	Rigidezza laterale X [kg/cm]	Variazione [%]	Rigidezza laterale Y [kg/cm]	Variazione [%]
Livello 0	8775.33	---	10532.26	---

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

***** Piano rigido alla quota: 0.000**

C.C	F_x (Tot)	F_x (Pil.) (%)	F_x (Setti) (%)	F_x (Pareti) (%)	F_y (Tot)	F_y (Pil.) (%)	F_y (Setti) (%)	F_y (Pareti) (%)
-----	-------------	------------------	-------------------	--------------------	-------------	------------------	-------------------	--------------------

1	Statica+ (EX+λ*EY+μ*EZ)	173851	173851	100	0	0	0	0	96857	96857	100	0
0	0	0										
1	Statica+ (λ*EX+EY+μ*EZ)	88948	88948	100	0	0	0	0	181978	181978	100	0

i) Criteri di verifica agli stati limite

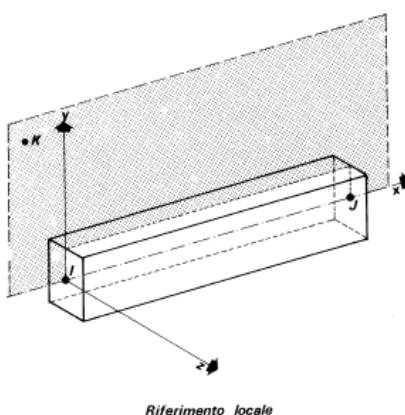
Verifiche Stati Limite Ultimi

Si allegano alla presente relazione le verifiche di resistenza degli elementi strutturali (travi e pilastri).

Modalità di lettura dei tabulati

- ELEMENTI TRAVI E PILASTRI

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



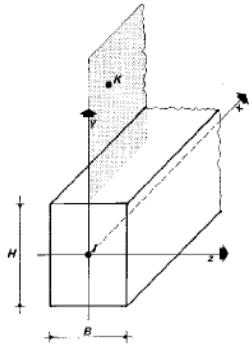
Parametri di definizione di un elemento trave

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

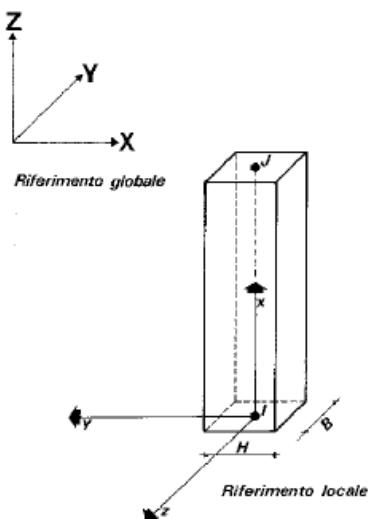
- Numero dell'asta (ovvero dell'elemento);
- Nodi di riferimento I,J,K ;
- Connessioni e rigidezze alle estremità dell'elemento trave: A ciascuna delle due estremità (I e J) è riportato il grado di collegamento dell'asta con il resto della struttura;
- Materiale;
- Sezione;
- Carichi;
- Offset traslazionali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

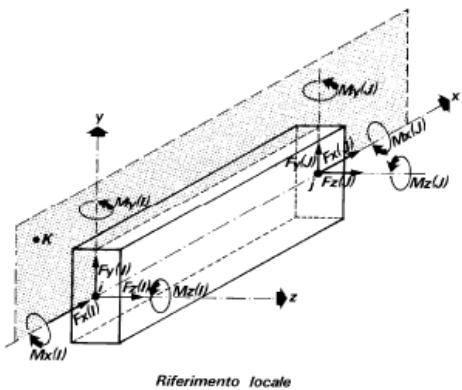
F_y = taglio nella direzione locale y;

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;

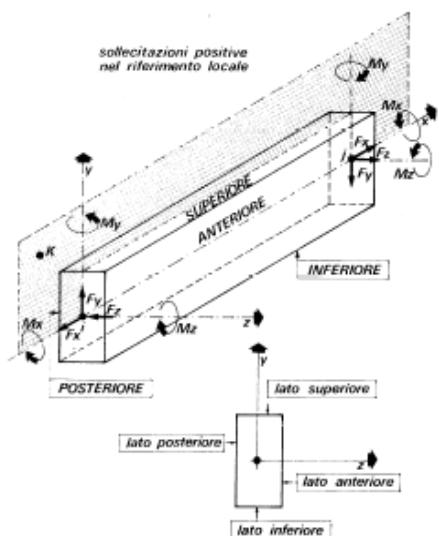
F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;

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 .



Modalità di lettura delle verifiche di resistenza – ELEMENTI IN C.A.

Fra le informazioni di testa per le travi è anche segnalata la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x , y , z . Vengono riportate, in ordine:

- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);

- in sequenza $F_x, F_y, F_z (F); M_x, M_y, M_z (F \cdot m)$.
-

Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono (vedi figura):

- 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 .

Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:

- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore (cm^2); si noti che tali armature sono quelle totali. La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti quattro i valori di armatura;
- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituita dal rapporto x/d ;
- indice di resistenza a presso-tensoflessione (F_x, M_y, M_z): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione (F_y, F_z, M_x) o indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle) per NTC 2008: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- 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.
- aswta, aswto: in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da aswta e aswto e dall'applicazione dei minimi di normativa.
- per i pilastri, nel caso NTC 2008, nelle colonne αM_y e αM_z vengono riportati i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni M_y ed M_z derivanti dal rispetto della gerarchia delle resistenze trave/pilastro.

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.

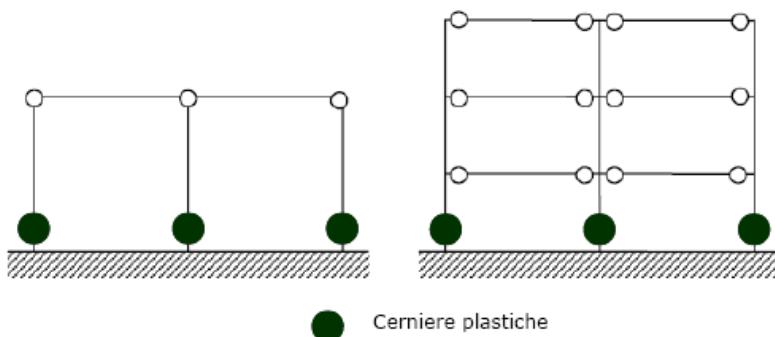
Indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle): rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione; deve risultare non superiore a uno.

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.

Collegamenti 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 M18.

Collegamenti pilastro - fondazione

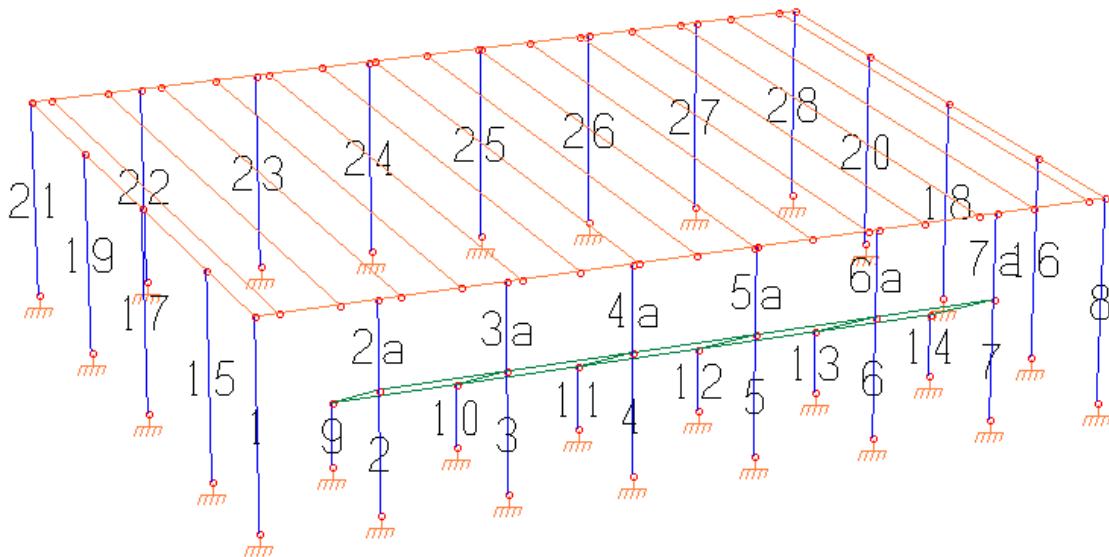
Per quanto riguarda il vincolo di incastro al piede del pilastro, viene considerato un **collegamento di tipo b** come definito nelle NTC par 7.4.5.2: “*collegamento situato nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionato in modo tale da spostare la plasticizzazione 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 $\gamma_{Rd} * M_{Rd}$ 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 DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA PILASTRI

Si allegano le verifiche di resistenza a pressoflessione dei pilastri.

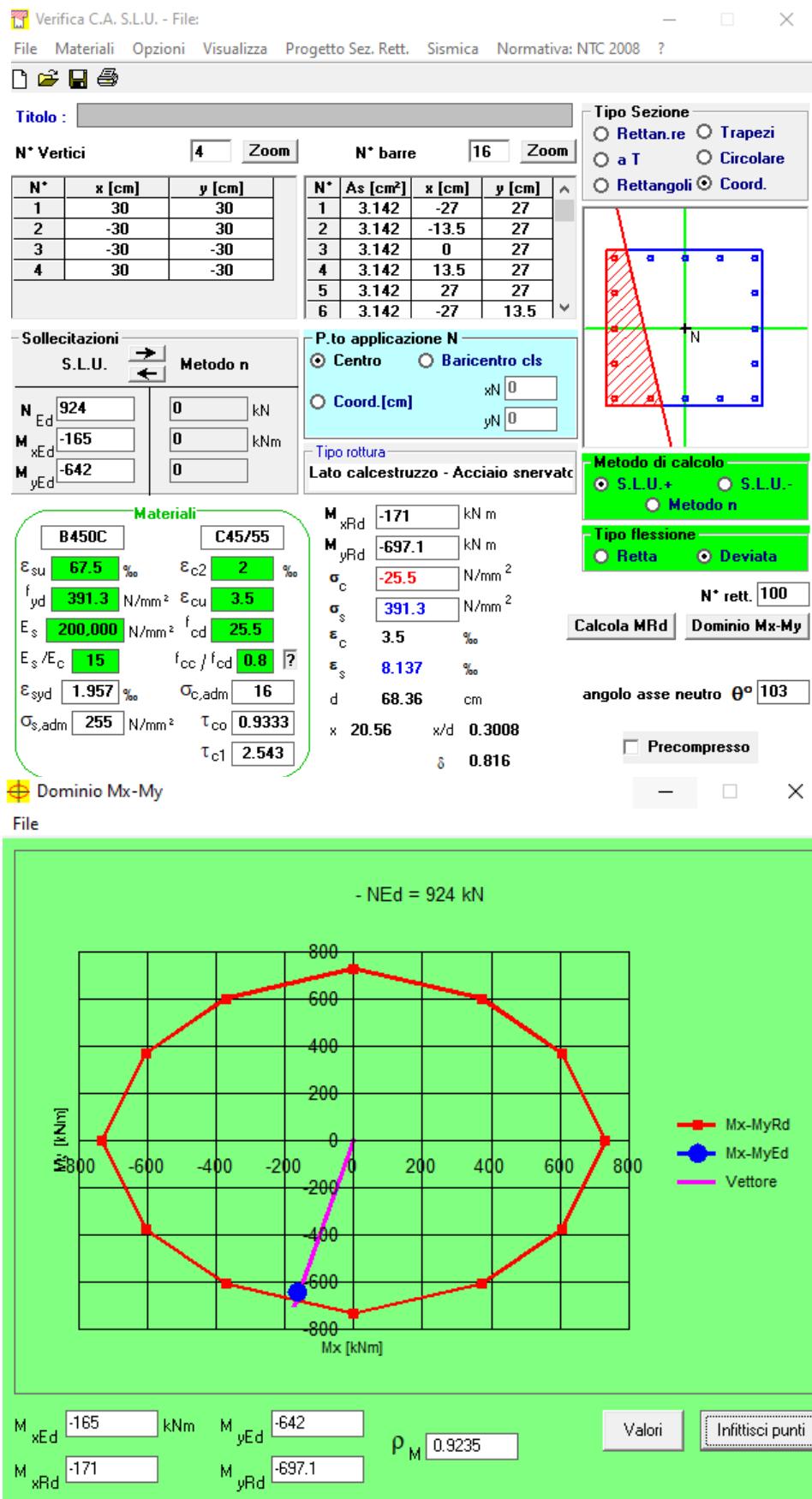


Verifica di resistenza a pressoflessione pilastro 60x60 (programma “Gelfi”)

ASTA NUM. 8 NI 4 NF 47 SEZ. Rp B= 60.0 H= 60.0 (pilastro)
 PIL. NUM. 24
 armatura base = 4 X 3.14 per le armature aggiuntive consultare il tabulato

NC	x	0My	0Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	APOST/ AANT/ AINF/ campo	Indice	resistenza	aswta	aswto	PASSO		
	cm			kg			kg*m			cmq		Fx,M	Bielle	V,Mx	cmq/m	cm	
1A	0	--	--	-92376	-14395	3691	0	16458	64208	12.57	15.71	3	1.00	0.11	0.48	0.00 0.00	8.7
1B	0	--	--	-92376	14395	3691	0	16458	-64210	12.57	15.71	3	1.00	0.11	0.48	0.00 0.00	8.7
1C	0	--	--	-92376	-14395	-3693	0	-16473	64208	12.57	15.71	3	1.00	0.11	0.48	0.00 0.00	8.7
1D	0	--	--	-92376	14395	-3693	0	-16473	-64210	12.57	15.71	3	1.00	0.11	0.48	0.00 0.00	8.7
1E	0	--	--	-84824	-14395	3691	0	16458	64208	12.57	18.85	3	0.91	0.12	0.48	0.00 0.00	8.7

Pilastro più sollecitato (pil. 24 – combinazione 1D)

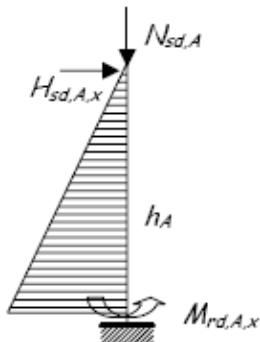


Collegamento trave – pilastro

Esso deve essere in grado di sviluppare la cerniera plastica alla base dei pilastri e quindi deve poter trasmettere una sollecitazione orizzontale pari a:

$$H_{Ed} = 1.1 * (M_{pil,r,d})/h = 1.1 * (6971000 \text{ daN} * \text{cm})/892 \text{ cm} = 8597 \text{ daN.}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'azione di taglio sollecitante è in entrambi i casi inferiore alla resistenza di calcolo a taglio dei 2 spinotti $\Phi 20$ di collegamento assunta pari a $F_{v,rd} = 2 * (0.6 * 8000 * 2.45) / 1.25 (\gamma M_2) = 18816 \text{ daN}$.



DATI

Dimensione del pilastro nella direzione del taglio sollecitante
Base netta del pilastro nella direzione del taglio sollecitante
Classe di resistenza del calcestruzzo
Distanza dello spinotto dal bordo della sezione nella direzione del taglio sollecitante
Diametro staffe pilastro
Numero di braccia delle staffe del pilastro nella direzione del taglio sollecitante
Passo delle staffe nel pilastro
Trascura la resistenza delle staffe

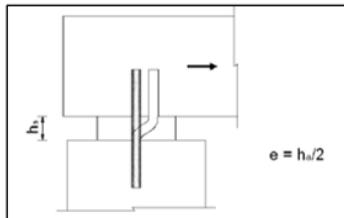
Numero di spinotti
Diametro dello spinotto
Spessore del cuscinetto in neoprene
Tensione caratteristica di snervamento dello spinotto
Tensione precarico spinotto

Tipo spinotto

Taglio sollecitante

b	600 mm
b_{et}	0 mm
c	C45/55
d_s	300 mm
ds	$\Phi 8$ [mm]
bs	2
s	80 mm
ns	no
ns	2
db	$\Phi 20$ [mm]
e	5 mm
f_k	900 N/mm ²
σ_s	0 N/mm ²
	Barra filettata 10.8
V_{sd}	86.0 kN

SCHEMA DELLA CONNESSIONE



VERIFICA DELLA CONNESSIONE

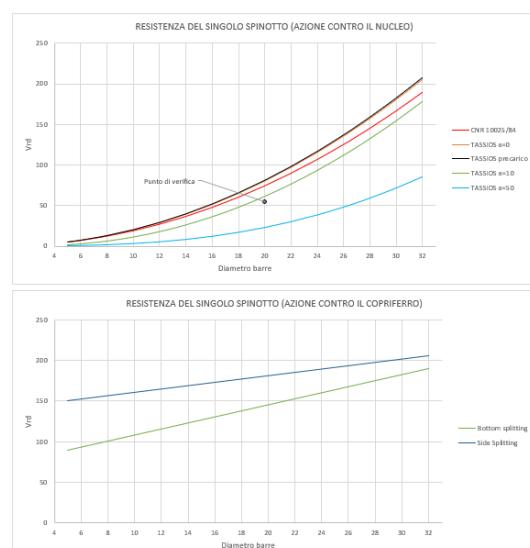
Collasso di tipo duttile per snervamento della barra e contemporaneo collasso del calcestruzzo, quando la barra agisce contro il nucleo di calcestruzzo e il carico è eccentrico

V_{rd} del singolo spinotto 55.2 kN

V_{rd} della connessione 110.4 kN

$V_{ed} \leq V_{rd}$
86.0 kN \leq 110.4 kN

verificato



Collegamento pilastro - fondazione (plinto a bicchiere)

Il vincolo di incastro al piede del pilastro va calcolato con i criteri della gerarchia delle resistenze per un momento resistente amplificato pari a $M_{base} = \gamma_{rd} * M_{rd} = 1.2 * 6971000 \text{ daN} * \text{cm} = 8365200 \text{ daN} * \text{cm}$ e per il taglio associato $V_{rd} = \gamma_{rd} * M_{base} / h = 8365200 \text{ daN} * \text{cm} / 892 \text{ cm} = 9378 \text{ daN}$.

Si riporta il foglio di calcolo dove sono state calcolate le armature orizzontali, e verticali del bicchiere più sollecitato e le tensioni di compressione sul puntone di calcestruzzo. Le armature disposte in fase di progettazione soddisfano tutte le verifiche effettuate.

Verifiche bicchiere plinto a pozetto		
Geometria collari:		Geometria:
Spessore colletto pozetto (t)		20 cm
Valore limite inferiore spessore colletto (t_{lim})		10 cm
Larghezza lato pilastro (l _p)		60 cm
Larghezza foro alloggiamento pilastro (B)		70 cm
Altezza totale collare (h)		90 cm
Braccio coppia interna orizzontale (h _o)		60 cm
Braccio coppia interna verticale (h _v)		90 cm
Altezza pilastro (h _{pil})		892 cm
Larghezza puntone di calcestruzzo (L _p)		21 cm
Sezione puntone di calcestruzzo (A _p)		415 cm ²
Caratteristiche resistenti pilastro:		
Momento plastico pilastro (M _{Rd})	69710 daNm	
Fattore di sovraresistenza (γ_{Rd})	1.20	
Sollecitazioni collare:		
Momento sollecitante ultimo (M _{E4,v})	83652 daNm	
Taglio sollecitante ultimo (V _v)	9378 daN	
Sforzo di trazione nei ferri orizzontali (V_v + S_H = N₁)	***** daN	
Sforzo di trazione nei ferri verticali (S_v = N_{E4,T})	92947 daN	
Angolo di inclinazione del puntone di cls (β)	38.95 °	
Sforzo di compressione nel puntone di cls (S_P = M ***** daN)		
Valori resistenti:		
Resistenza a trazione di calcolo acciaio B450C (f _{yd})	3913 daN/cm ²	
Sforzo resistente di trazione ferri orizzontali (N_{R4,H})	***** daN	
Sforzo resistente di trazione ferri verticali (N_{R4,V})	94412 daN	
Tipo di calcestruzzo:	C45/55	
Resistenza a compressione di calcolo calcestruzzo (f _{cd})	258.7 daN/cm ²	
Sforzo resistente di compressione totale dei pun	2E+05 daN	
Verifiche		
Verifica a trazione armatura orizzontale (N_{R4,H}/N₁)	1.06	Verifica soddisfatta.
Verifica a trazione armatura verticale (N_{R4,V}/N_{E4,T})	1.02	Verifica soddisfatta.
Verifica a compressione puntone calcestruzzo (I)	1.45	Verifica soddisfatta.

Verifica elementi non strutturali (tamponature)

L'effetto dell'azione sismica sulle tamponature produce una forza di taglio $F_a = (S_a * W_a) / q_a = 4582 \text{ daN}$ da ripartire per i 6 bulloni $\Phi 16$ di collegamento tra la tamponatura e i pilastri (vedi figura esplicativa).

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'azione di taglio sollecitante è inferiore alla resistenza di calcolo a taglio dei 4+4 bulloni di collegamento dei pannelli di tamponamento: $F_{Rd} = 6 * (0.6 * 8000 \text{ daN/cm}^2 * 1.57 \text{ cm}^2 / 1.25) = 36172 \text{ daN}$.



Si riporta l'output del foglio elettronico con il quale è stata calcolata la forza F_a . Il foglio di calcolo segue il procedimento riportato al punto 7.2.3.

Z	4.50	m	quota pannello
H	9.05	m	altezza edificio
S	1		amplificazione locale
h	9.00	m	altezza pannello
γ mur	1750.00	kg/mc	peso specifico muratura
t	0.30	m	spessore muratura
W	4725	kg/m	peso pannello
I	5.50	m	lunghezza parete
T_a / T_1	0.00	s	rapporto periodo di vibrazione del pannello/struttura tende a 0
a_g	0.202	g	accelerazione al suolo
S_a	0.353		accelerazione adimensionale pannello
q_a	2		fattore di struttura del pannello
F_a	4582.41	kg	forza fuori piano pannello
M_a	10310.43	kNm	momento generato da F_a

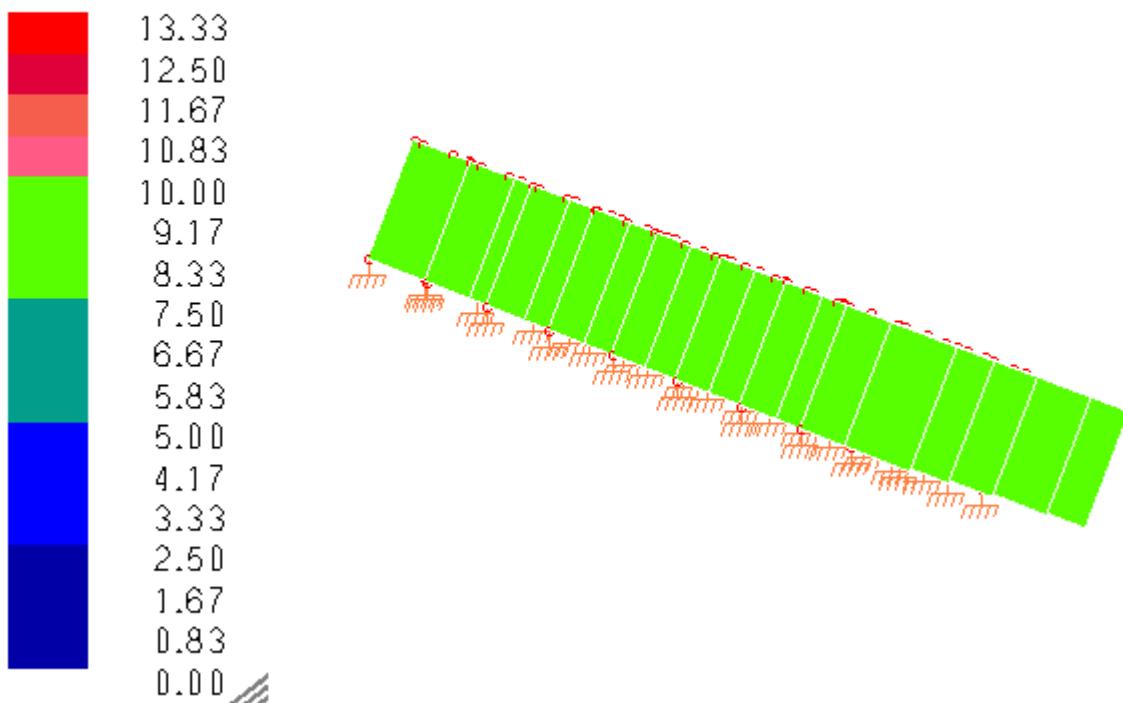
Verifiche Stati Limite di Esercizio

Le verifiche agli stati limite di esercizio delle travi di coperto hanno portato ad avere deformazioni nell'ordine di poche frazioni di millimetro che non provocano fessurazioni o perdite di funzionalità nel solaio.

Verifiche in termini di contenimento del danno (stati limite di danno)

Gli “*elementi non strutturali*”, quali tamponamenti interni ed esterni, sono stati considerati nella modellazione unicamente come masse, in quanto si ritiene che il loro contributo alla rigidezza e resistenza (*punto 7.2.6*) non possa interferire significativamente sulla struttura. Questo è giustificato da una considerazione eseguita sugli spostamenti; essi risultano compatibili con gli spostamenti massimi dei sistemi di collegamento scorrevoli utilizzati per il fissaggio dei tamponamenti ai pilastri.

q^*dr / h^*1000
max = 10



La verifica si può ritenere soddisfatta in quanto gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD rispettano i limiti $dr < 0,01 h$.

j) Principali risultati

Rappresentazione deformate e sollecitazioni

Si espongono le configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione (combinazione sismica) risultanti dall'analisi.

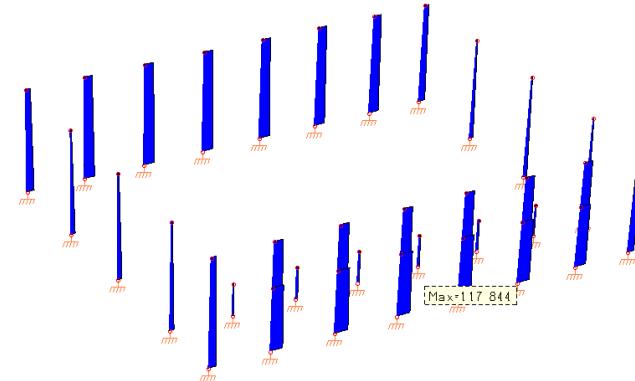


Diagramma sforzo normale F_x [daN] - combinazione sismica

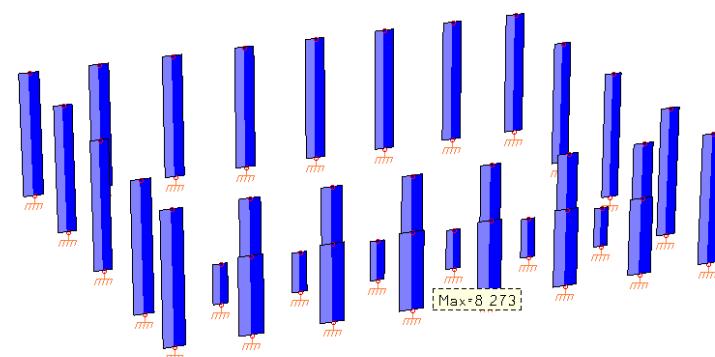


Diagramma dello sforzo di taglio F_y [daN] - combinazione sismica

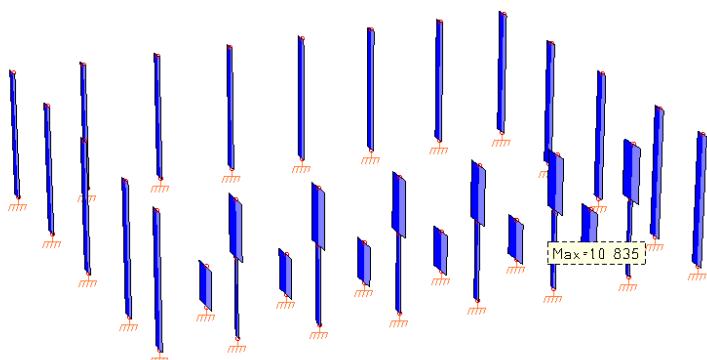
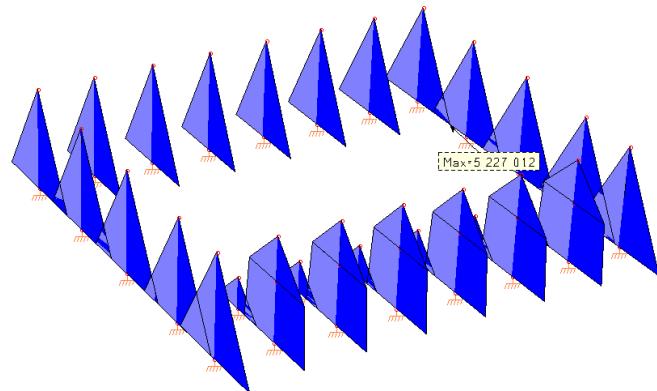
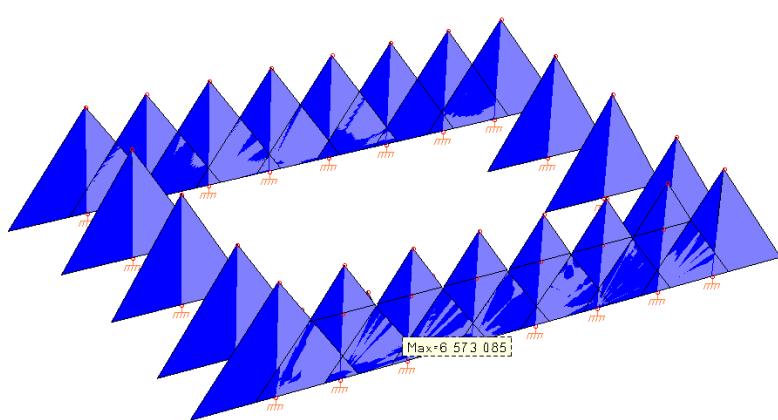


Diagramma dello sforzo di taglio F_z [daN] - combinazione sismica



*Diagramma dei momenti sollecitanti My [daN*cm] - combinazione sismica*



*Diagramma dei momenti sollecitanti Mz [daN*cm] - combinazione sismica*

Si espongono le configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione (combinazione fondamentale) risultanti dall'analisi.

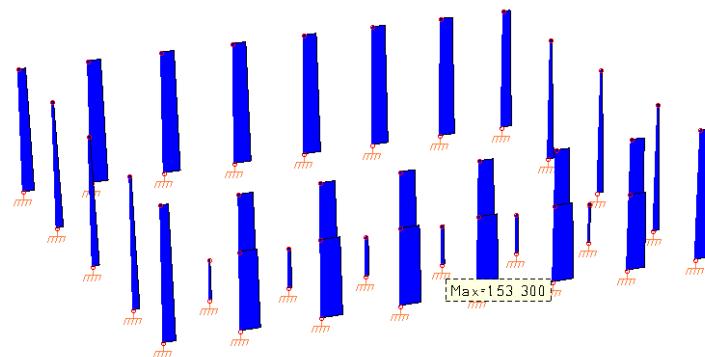


Diagramma sforzo normale Fx [daN] - combinazione fondamentale

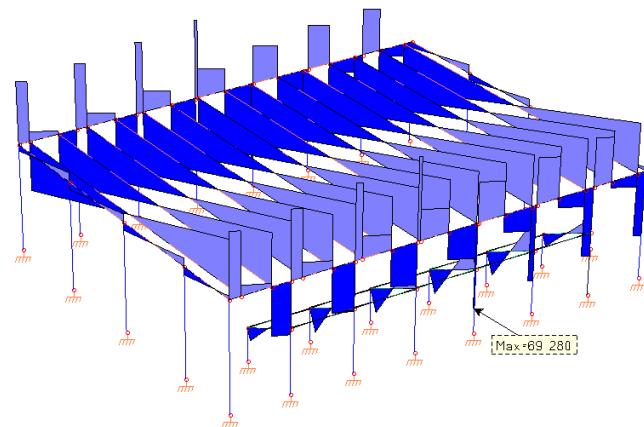


Diagramma dello sforzo di taglio F_y [daN] - combinazione fondamentale

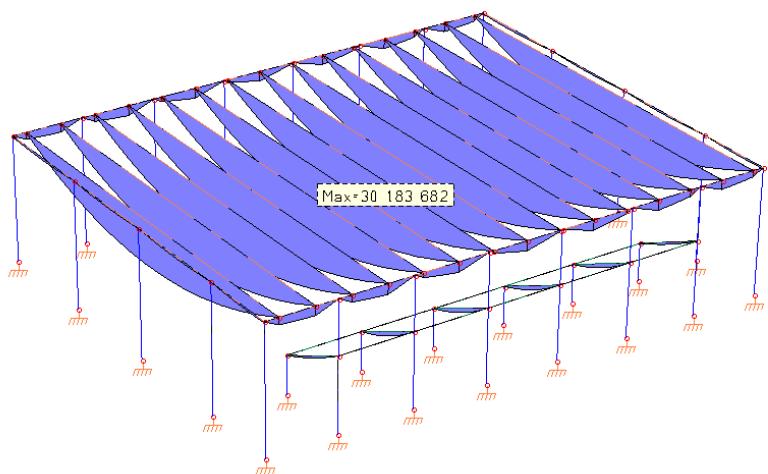
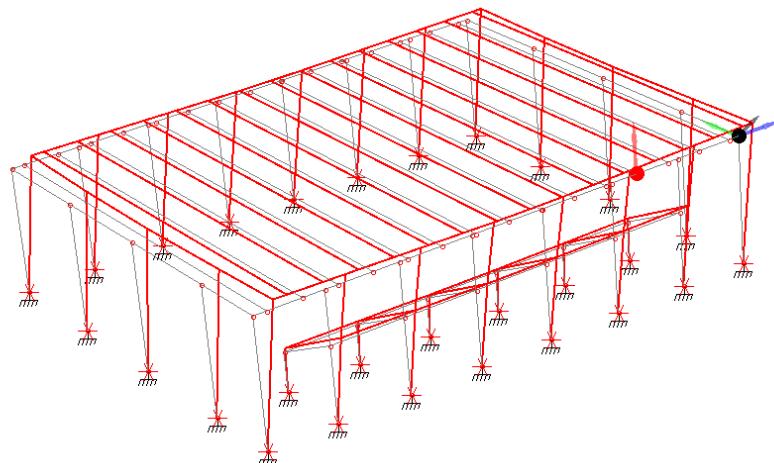


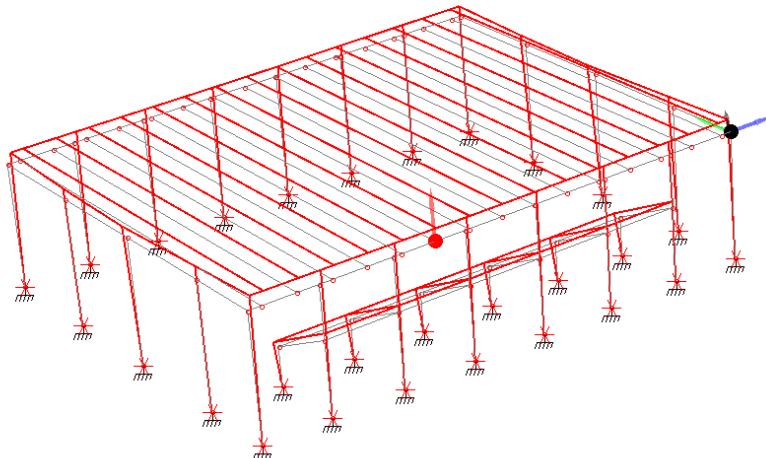
Diagramma dei momenti sollecitanti M_z [daN*cm] - combinazione fondamentale

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 $d_E = +/ - \mu_d * d_{Ee}$; si utilizzano quindi i fattori di struttura come coefficienti di amplificazione degli spostamenti sismici.



Inviluppo dinamico SLU (Ex + lambda EY)



Inviluppo dinamico SLU (lambda Ex + EY)

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. Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
Fax +39 0481.777.125 P.Iva: IT00382470318
E-mail: info@amv.it C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
www.amv.it 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) 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 precondizionato.

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.

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 autodia-gnostica. 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

A handwritten signature in black ink, appearing to read '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) 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 precondizionato. 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.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnistica. 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 delle 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 lineare, considerando sia la combinazione di carico fondamentale che la combinazione di carico 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. Per la verifica geotecnica (GEO) il valore di progetto della resistenza del terreno R è stato suddiviso per il coefficiente parziale (R_3) $\gamma_R = 2,3$ in modo da ottenere la capacità portante di progetto.

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

$$E_d < R_d$$

Nel caso in esame la portanza è affidata esclusivamente ai pali.

Si adottano pali tipo "FDP" idonei al caso in esame in cui è presente un rischio liquefazione molto alto (LDP tra 16,1 e 19).

I Pali FDP (*Full Displacement Pile*), chiamati anche pali a spostamento laterale, rappresentano, nelle tipologie di terreno che lo permettono, un'ottima alternativa ai pali trivellati classici o ad elica continua. Vengono utilizzati fondamentalmente come pali di fondazione o anche come riduttori di cedimento.

L'impiego dei Pali FDP è suddiviso in tre fasi:

- Perforazione del terreno, dove l'asta dotata di una testa rotante penetra impedendo il franamento dello stesso e comprimendolo. Il terreno viene, così, addensato e compattato lateralmente.
- Estrazione del dispositivo e contemporaneo getto del calcestruzzo ad alta lavorabilità che viene pompato a pressione attraverso un'apposita finestra posizionata nella punta di perforazione. Il getto è eseguito in pressione e il calcestruzzo viene fatto fuoriuscire in superficie, (tale esigenza è legata alla successiva fase di armatura del palo)
- Inserimento dell'armatura metallica costituita da gabbie in accia (ferri longitudinali e staffe o spirale)

Il diametro tipico dei pali FDP è 420 mm e 620 mm.

Questo procedimento avvenendo senza asportazione di terreno garantisce a parità di diametro del palo un aumento la capacità portante.

Caratteristica importante di questo tipo di pali è la capacità di costipamento del terreno durante la fase di perforazione che ne aumenta la capacità portante ed è adatto in caso di terreni con importanti strati di sabbia.

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALO DI FONDAZIONE

La capacità portante di un palo di fondazione ai carichi verticali è data dalla somma di due componenti:

- la capacità portante attribuita alla punta del palo (portata di punta o di base);
- la capacità portante attribuita alla superficie laterale del palo (portata per attrito laterale).

Si riportano le caratteristiche meccaniche degli strati di terreno individuati dalle indagini geologiche e sui quali si effettuano i calcoli delle fondazioni:

Caratteristiche meccaniche dei terreni (da 0 a -12m dal piano campagna):

unità litostratigrafica costituita da sabbia, sabbia limosa e limo sabbioso con sporadiche e sottili intercalazioni argillose.

Caratteristiche meccaniche dei terreni (da -12m a -20m dal piano campagna):

- angolo di attrito interno $\phi = 18^\circ$
- coesione $c' = 0,035 \text{ kg/cm}^2$
- peso specifico $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$

Per la verifica si seguirà l'approccio 2 proposto nel DM 14/01/2008, caratterizzato dalla combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali di sicurezza.

I coefficienti A1 sono quelli relativi alle azioni o agli effetti delle azioni e assumono i valori della tabella seguente (sono i medesimi coefficienti utilizzati per lo studio dell'elevazione, pertanto, non occorre modificare le sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo).

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

I coefficienti M1 si riferiscono alle caratteristiche meccaniche del terreno. Assumono tutti valori unitari, pertanto, non modificano dimensionamento e verifiche.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c'	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_y	γ_y	1,0	1,0

Infine, i coefficienti R3 riguardano la resistenza e assumono valori diversi a seconda della verifica e dell'elemento in esame, pertanto verranno presi in considerazione di volta in volta nei paragrafi successivi.

Pali diametro 60cm e lunghezza infissa pari a 20m

Calcolo della portata di base

In terreni coesivi la portata di base si valuta mediante la formula di Terzaghi relativa alla capacità portante di fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate:

$$Q_b = q_{lim} \cdot A_b = (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P}) \cdot A_b$$

dove:

A_b è l'area di base del palo

c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base

$\sigma_{v0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta

N_c è un fattore di capacità portante il cui valore è assunto pari a 9.

Essendo il peso del palo ed il termine $\sigma_{v0,P} A_b$ quasi equivalenti la portata alla base vale:

$$Q_b = 9 \cdot c_u \cdot A_b$$

Dato il diametro del palo pari a 60cm si ricava la portanza alla base:

$$Q_b = 9 \cdot 0,35\pi \cdot \frac{60^2}{4} = 8900 \text{ daN}$$

Calcolo della portata per attrito laterale

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo circostante, τ_s , sono molto difficili da valutare analiticamente,

poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni.

Si utilizza il metodo β secondo cui la portata si esprime:

$$Q_s = \sum \tau_s \cdot A_l = \sum \beta \cdot \sigma_{v0} \cdot \left(\frac{l}{2} \right) \cdot A_l$$

dove la sommatoria è estesa agli strati geologici individuati

A_l è l'area della superficie laterale del palo

$\sigma_{v0} \cdot \left(\frac{l}{2} \right)$ è la tensione efficace calcolata a metà del palo per lo strato in esame

$\beta = K \cdot \tan(\delta)$ è il rapporto tra un coefficiente di spinta e la tangente dell'angolo di attrito

Le tensioni efficaci alle quote a metà di ogni strato risultano:

$$\sigma_{v0,1} = \gamma_1 \cdot l_1 = 1800 \cdot \left(12 + \frac{8}{2} \right) = 2,88 \text{ kg/cm}^2$$

Per gli strati coesivi si adotta un coefficiente β pari a 0,22; mentre per lo strato incoerente si assume il coefficiente relativo alla spinta a riposo ($K=K_0=1-\sin\phi$), mentre l'angolo di attrito tra palo e terreno vale $\delta=0$. Pertanto il coefficiente β assume il seguente valore:

$$\beta = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi = 0,22$$

Valutando le aree laterali ($A_l=150769 \text{ cm}^2$) si calcola la portata per attrito laterale dell'intero palo:

$$Q_s = 0,22 \cdot 2,88 \cdot 150769 = 95527 \text{ daN}$$

Portata caratteristica e portata di progetto

In accordo alla normativa vigente i valori caratteristici si ottengono dividendo le resistenze medie (ottenute con le formule statiche) per un fattore di correlazione ξ legato al numero di verticali indagate mediante prove di natura geotecnica.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

In virtù dell'unica indagine a carotaggio continuo si assume un fattore di correlazione $\xi=1,7$ ottenendo:

$$Q_{b,k} = \frac{Q_b}{\xi} = \frac{8900}{1,70} = 5235 \text{ daN}$$

$$Q_{s,k} = \frac{Q_s}{\xi} = \frac{95527}{1,70} = 56193 \text{ daN}$$

Per ottenere i valori di progetto a partire da quelli caratteristici si introducono i coefficienti di sicurezza parziali R3, che assumono i seguenti valori:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

In virtù dei coefficienti evidenziati si ricavano le portate di progetto del palo proposto:

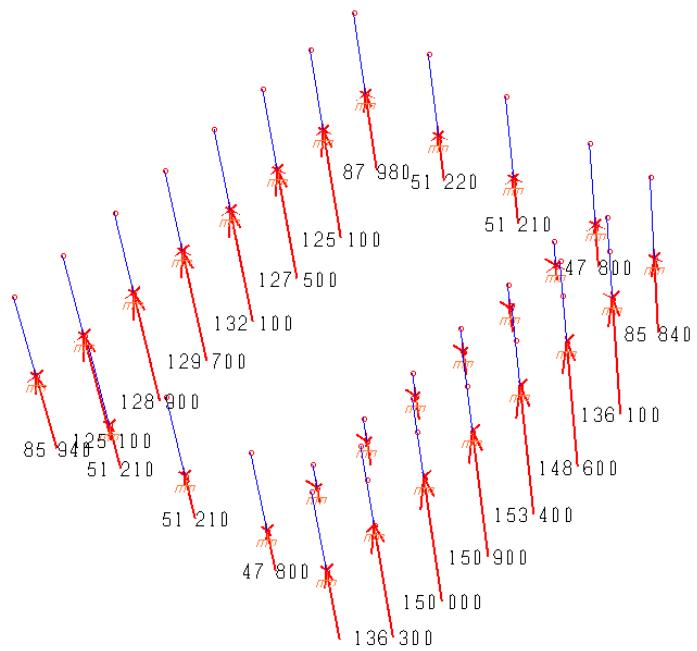
$$Q_{b,d} = \frac{Q_{b,k}}{R3} = \frac{5235}{1,3} = 4027 \text{ daN}$$

$$Q_{s,d} = \frac{Q_{s,k}}{\xi} = \frac{56193}{1,15} = 48863 \text{ daN}$$

La portata totale di progetto ai carichi verticali del palo infisso $\phi 60$ lungo 20m, nel terreno che caratterizza il sito di costruzione, vale:

$$Q_d = Q_{b,d} + Q_{s,d} = 4027 + 48863 = 52890 \text{ daN}$$

Considerando i 3 pali previsti: $Q_{d,tot} = 52890 \cdot 3 = 158670 \text{ daN}$



Forza sollecitante (reazione vincolare)

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$N_{Ed} = daN = 153400 < Q_d = 158870 daN$$