

STEGET^{srl}

società di ingegneria
via San Donato, 101 10144 Torino
telefono e fax +39117715058
e-mail info@steget.it

società con sistema di gestione certificato per la qualità UNI EN ISO 9001 : 2008

REGIONE PIEMONTE COMUNE DI VAUDA C.SE PROVINCIA DI TORINO

NUOVA SEDE DEL CENTRO DI DOCUMENTAZIONE DEL PARCO DELLE VAUDE

OGGETTO **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DELLE STRUTTURE

TAVOLA **02.2**

DATA 16.01.2017

SCALA

COD. 22601 E2017 AGGIORNAMENTO	RELEASE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VISTO
	R4	EMISSIONE	Gennaio 2017	MC	ML

COMMITTENTE:
COMUNE DI VAUDA CANAVESE

PROGETTISTI:
Arch. PATRIZIA GIACOMELLI
n. 4241 Ordine Provincia di Torino

COLLABORATORI:
Ing. MASSIMILIANO CORTASSA
n. 9314S Ordine Provincia di Torino

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Dott. FILADELFO CURCIO

Arch. MASSIMO LOVERA
n. 4638 Ordine Provincia di Torino

VISTI

1 – INQUADRAMENTO

La presente relazione ha per oggetto le analisi dei carichi, il predimensionamento ed i calcoli delle strutture in c.a. ed in acciaio nell’ambito del progetto strutturale del nuovo Centro di Documentazione del Parco delle Vaude nel fabbricato di proprietà comunale sito in Via Castagneri in Vauda Canavese.

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche si rimanda alle indicazioni contenute di seguito nel presente documento e negli elaborati grafici di progetto.

I criteri di progettazione ai sensi del par. 2.4 delle NTC sono:

- Vita nominale della costruzione è $VN \geq 50$ anni (opere ordinarie)
- Classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)
- Coefficiente d'uso - CU = 1,5.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - ZONA 4

Dati generali analisi sismica - zona 4					
Ang	NV	CD	MP	EcA	Ir _{Tmp}
[°]					
0	9	-	muOld	S	-

LEGENDA:

Ang	Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
NV	Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
CD	Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
MP	Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
EcA	Eccentricita' accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
Ir _{Tmp}	Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

CI Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	C _{Top}	CATop
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
3	50	75	45.2791	7.6184	396	T1	1,00

LEGENDA:

CI Ed	Classe dell'edificio.
Lat.	Latitudine geografica del sito.
Long.	Longitudine geografica del sito.
Q _g	Altitudine geografica del sito.
C _{Top}	Categoria topografica (Vedi NOTE).
CATop	Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato. Categoria topografica. T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$. T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$. T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

2 - DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI

Il progetto si configura normativamente come una **Nuova costruzione** e prevede la realizzazione di una nuova struttura portante a telaio in calcestruzzo armato concepita come indipendente dalla muratura portante esistente.

In particolare gli interventi possono essere così individuati.

a) *Piano interrato*

Il locale interrato viene non viene più inserito in progetto; la relativa soletta di copertura con le travi ribassate ed i muri controterra di contenimento sono demoliti fino alla quota d'imposta dell'intradosso della platea in calcestruzzo armato; la scala d'accesso è completamente demolita.

b) *Piano terra*

Al piano terra alla quota d'imposta di m. - 0.76 è realizzata una platea di calcestruzzo armato avente uno spessore pari a 30 cm. Questa sarà realizzata all'interno del perimetro delle murature esistenti e su di essa sorgeranno le nuove strutture in elevazione (pilastri, setti e pareti in calcestruzzo armato). Sopra la platea si realizza il vespaio aerato con casseri a perdere modulari e sovrastante cappa in cls armata con rete elettrosaldata.

c) *Piano primo*

Gli orizzontamenti del piano primo adibiti a biblioteca sono di nuova realizzazione in sostituzione delle volte esistenti.

I solai in latero cemento di spessore pari a 25 cm (20+5) insistono su travi, pareti e setti realizzati in calcestruzzo armato.

d) *Pilastri in c.a.*

Nei locali adibiti ad uffici al piano terra ed a sala conferenze al piano primo la struttura portante di elevazione è costituita da solai in calcestruzzo armato di dimensioni pari a 30 x 30 cm.

e) *Setti in c.a.*

Nei locali adibiti a Centro di Documentazione al piano terra ed a biblioteca al piano primo la struttura portante di elevazione è costituita da setti in calcestruzzo armato di dimensioni pari a 20 x 80 cm.

f) *Pareti in c.a.*

In aderenza con la parete confinante a nord nella manica trasversale, in aderenza con le murature confinanti con il magazzino ad est ed il nuovo prospetto ovest del fabbricato adibito a Centro di Documentazione /biblioteca (prospetto ovest) per tutta l'altezza dell'edificio la struttura portante di elevazione è costituita da pareti in calcestruzzo armato di spessore pari a 20 cm.

g) *Scala interna di distribuzione*

La scala di distribuzione dal piano terra al piano primo ha una struttura completamente in acciaio. Essa poggerà sulla platea in c.a. e sarà fissata in corrispondenza dei pianerottoli alla parete in calcestruzzo armato adiacente. Le rampe ed i pianerottoli saranno realizzati con cosciali in profili di acciaio a C140 con gradini a pianta rettangolare con pedata 30 cm in lamiera sagomata antivertigine.

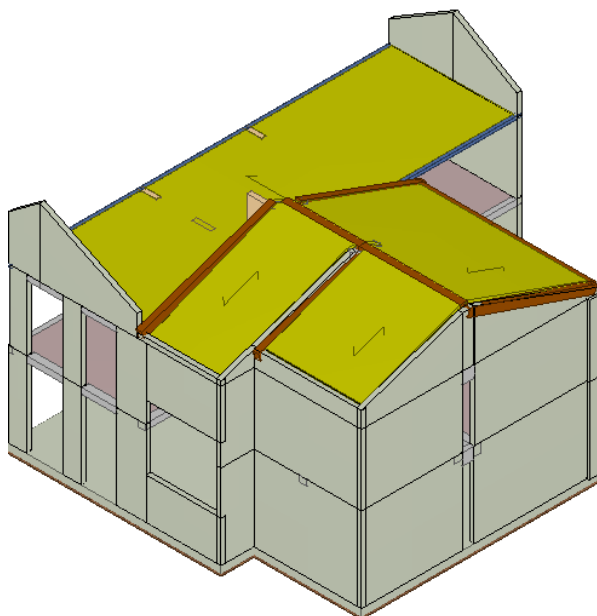
h) *Copertura*

La nuova copertura del fabbricato viene realizzata con una struttura leggera in lamiera coibentata. L'orditura principale sarà così realizzata con delle capriate in acciaio (elementi tipo IPE 160) tirantate

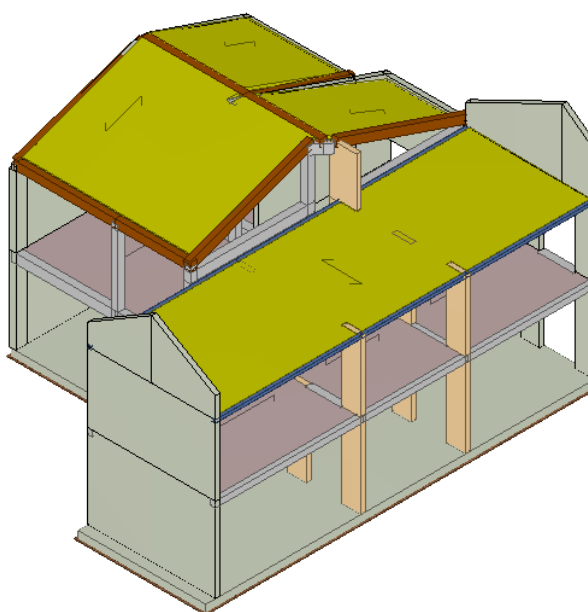
e controventate, ancorate su un cordolo in acciaio di nuova realizzazione il quale sarà vincolato ai setti e alle pareti in calcestruzzo armato di nuova realizzazione.

La nuova copertura della manica trasversale viene realizzata con struttura in legno lamellare. I puntoni insisteranno su una banchina in legno opportunamente vincolata ai pilastri ed alle pareti in calcestruzzo armato di nuova realizzazione, in corrispondenza del prospetto ovest, mentre in corrispondenza del prospetto est saranno vincolati direttamente sulla parete in calcestruzzo armato. La trave di colmo sarà anch'essa vincolata alle strutture in calcestruzzo armato di nuova realizzazione (pilastri e pareti).

Vista Anteriore



Vista Posteriore



3 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

4 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	100	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ_k Peso specifico.

α_{T, i} Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E·C_{Erid}].

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.

R_{cm} Resistenza media cubica.

%R_{ck} Percentuale di riduzione della R_{ck}

γ_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.

f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.

f_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.

n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-
S235 - (S235)																
003	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	235,00 215,00	360 360	223,81 204,76	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

Caratteristiche acciaio															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCn t Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
γ _k	Peso specifico.														
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.														
E	Modulo elastico normale.														
G	Modulo elastico tangenziale.														
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).														
f _{tk,1}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili ≤ 40 mm).														
f _{tk,2}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili 40 mm < t ≤ 80 mm).														
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).														
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.														
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.														
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.														
γ _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).														
γ _{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).														
γ _{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.														
f _{yk,2}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).														
f _{yd,1}	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).														
f _{yd,2}	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).														
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.														

MATERIALI LEGNO																	
Caratteristiche Legno																	
N _{id}	T p	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T, i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m³]	[N/m³]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]					[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
LL GL24h (EN 1194) - (GL24h)																	
004	L	3.800	3.800	720	P	24,00	2,700	1,45	1,00	0,1	0	0,000004	9.400	583	11.600	24,00	16,50
											90	0,000058	-	-	390	2,70	0,40

LEGENDA:															
N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.														
Tp	Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 14/01/2008): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.														
γ _k	Peso specifico.														
γ _{mean}	Peso specifico medio.														
G _{mean}	Modulo elastico tangenziale.														
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).														
f _{m,k}	Resistenza a Flessione.														
f _{v,k}	Resistenza a taglio.														
γ _M	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.														
γ _{M,e}	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.														
β _c	Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.														
Dir	Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.														
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.														
E _{i,05}	Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]														
G _{i,05}	Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].														
E _{i,mean}	Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].														
f _{c,i,k}	Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]														
f _{t,i,k}	Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].														

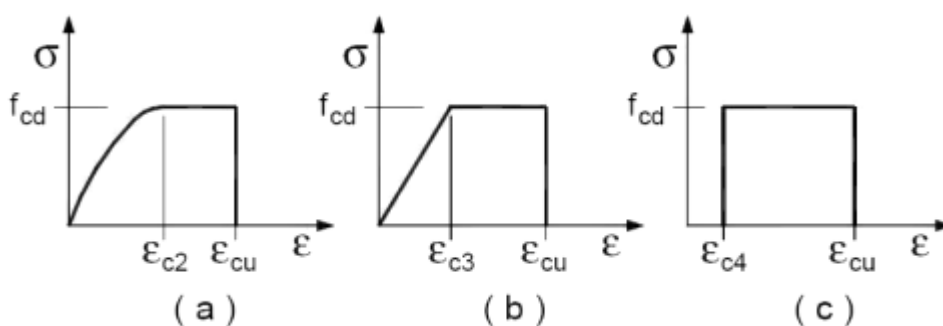
TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI			
Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	σ _{d,amm} [N/mm ²]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00
LEGENDA:			
SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.		
σ _{d,amm}	Tensione ammissibile per la verifica.		

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei **tabulati di calcolo**, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al par. 4.5.6.1. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è assunto sempre pari a **2**, come indicato all'ultimo comma del par. 7.8.1.1.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14/01/2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).

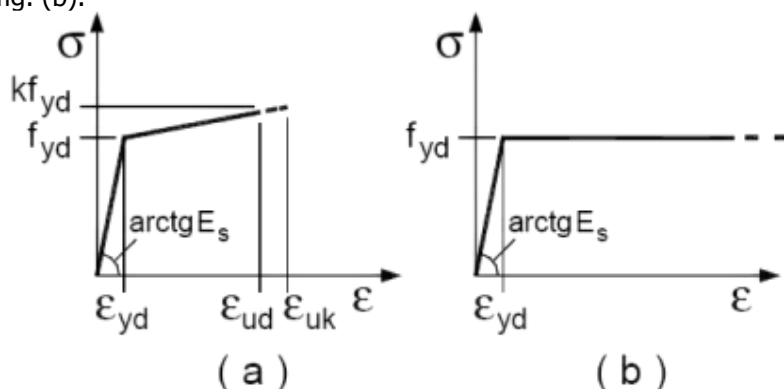


Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{c2} &= 0,0020; \\ \varepsilon_{cu2} &= 0,0035.\end{aligned}$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14/01/2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) *"Norme tecniche per le Costruzioni"*.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei tabulati di calcolo nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI										Analisi carichi
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	PLATEA VAUDA	Archivi	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Igloo + sottofondo	2.500	archivi	5.000	0
002	S	SOLAIO CA VAUDA PROGETTO	Archivi	solaio 25+5	3.200	Sottofondo + finiture	2.450	Biblioteca	6.000	0
003	S	TETTO LEGNO VAUDA PROGETTO	Coperture accessibili solo per manutenzione	solaio	700	pacchetto isolante + tegole	1.800	accidentale	500	1.441
004	S	TETTO ACCIAIO VAUDA PROGETTO	Coperture accessibili solo per manutenzione	capriate	600	pacchetto isolante	450	accidentale	500	1.441

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO C.A.							
3.1							
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI						
	Solaio CA	20+5	3,2	kN/mq		3,20	kN/mq
	Σ PESI PROPRI					3,20	kN/mq
3.1.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI						
	Piastrelle	0,02	0,40	kN/mq		0,40	kN/mq
	Sottofondo	0,10	1,10	kN/mq		1,83	kN/mq
	Intonaco	0,01	0,20	kN/mq		0,20	kN/mq
	Divisori interni 1<G<2			kN/mq			kN/mq
						2,43	kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI					5,63	kN/mq
3.1.4	CARICHI VARIABILI						
	E1	Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	6,00	kN/mq		6,00	kN/mq
	Σ CARICHI VARIABILI					6,00	kN/mq
	Σ CARICHI TOTALI					11,63	kN/mq

ANALISI DEI CARICHI COPERTURA ACCIAIO					
3.1					
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI				
	Solaio acciaio		0,6 kN/mq	0,60	kN/mq
	Σ PESI PROPRIO			0,60	kN/mq
3.1.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI				
	Isolpack s=12 cm	1	0,15 kN/mq	0,15	kN/mq
	Celenit s=5 cm	1	0,2 kN/mq	0,20	kN/mq
	Cartongesso	0,01	0,1 kN/mq	0,10	kN/mq
	...			0,00	kN/mq
				0,45	kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI			1,05	kN/mq
3.1.4	CARICHI VARIABILI				
	H1	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzion e	0,50 kN/mq	0,50	kN/mq
	NEVE		1,44 kN/mq	1,44	kN/mq
	Σ CARICHI VARIABILI			1,94	kN/mq
	Σ CARICHI TOTALI			2,99	kN/mq

ANALISI DEI CARICHI COPERTURA LEGNO					
3.1					
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI				
	Solaio legno		0,7 kN/mq	0,70	kN/mq
	Σ PESI PROPRIO			0,70	kN/mq
3.1.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI				
	Orditura piccola e coppi		1,1 kN/mq	1,10	kN/mq
	Tavolato	0,03	8 kN/mc	0,24	kN/mq
	Isolanti	1	0,45 kN/mq	0,45	kN/mq
	...				
				<input type="checkbox"/>	1,79 kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI			2,49	kN/mq
3.1.4	CARICHI VARIABILI				
	H1	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione			
			0,50 kN/mq	0,50	kN/mq
	NEVE		1,44 kN/mq	1,44	kN/mq
	Σ CARICHI VARIABILI			1,94	kN/mq
				<input type="checkbox"/>	
	Σ CARICHI TOTALI			4,43	kN/mq

ANALISI DEI CARICHI SCALA FERRO					
3.1					
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI				
	Travi acciaio + gradini		1 kN/mq	1,00	kN/mq
	Σ PESI PROPRI			1,00	kN/mq
3.1.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI				
				<input type="checkbox"/>	0,00 kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI			1,00	kN/mq
3.1.4	CARICHI VARIABILI				
	C2	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi			
			4,00 kN/mq	4,00	kN/mq
	Σ CARICHI VARIABILI			4,00	kN/mq
				<input type="checkbox"/>	
	Σ CARICHI TOTALI			5,00	kN/mq

6 - CLASSI DI SERVIZIO (Aste in Legno)

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell’influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II, di cui sotto.

Classe di servizio 1	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	É caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

7 - VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 7 del D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le Costruzioni” per le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in **zona 4**. In particolare si è fatto riferimento alla procedura semplificata indicata come **metodo 2** al § C7 della “Circolare 2 febbraio 2009 n. 617”.

In tal caso le sollecitazioni sismiche, per tutti i **tipi di costruzione**, **le classi d’uso** e per qualsiasi **categoria di sottosuolo** del terreno, debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, un sistema di forze orizzontali calcolate assumendo uno spettro di progetto costante e pari a $S_d(T)=0,07g$.

Tale valutazione “semplificata” degli effetti del sisma sulla struttura, per i siti ricadenti in zona 4, è valida solo se “*gli orizzontamenti siano assimilabili a diaframmi rigidi, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano*”.

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

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.2791	7.6184	396

Le azioni sismiche di progetto devono essere valutate previa conoscenza della “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

A tal fine, l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido è stata determinata utilizzando il software on-line della società Geostru,.

(1)* Coordinate WGS84 (°)

Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)

Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1.5

Vita nominale ▼
 (Opere provvisorie ≤10, Opere ordinarie ≥50, Grandi opere ≥100)

Interpolazione ▼

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0,027	2,589	0,193
Danno (SLD)	75	0,032	2,632	0,210
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,059	2,775	0,282
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,069	2,840	0,291
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

☐ Muri di sostegno

☐ Paratie

☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

Categoria sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

Ss *

Amplificazione stratigrafica

SLO

1,50

SLD

1,50

SLV

1,50

SLC

1,50

Cc *

Coeff. funz categoria

SLO

1,81

SLD

1,76

SLV

1,59

SLC

1,58

St *

Amplificazione topografica

SLO

1,00

SLD

1,00

SLV

1,00

SLC

1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,010	0,018	0,021
kv	0,004	0,005	0,009	0,010
Amax [m/s²]	0,394	0,473	0,869	1,016
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Calcola

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

7.1 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.
Il numero di modi di vibrazione considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	76.8
salvaguardia della vita	Y	79.2
salvaguardia della vita	Z	11.9

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

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

dove:

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

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

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

Si è tenuto conto delle deformabilità taglienti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

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

7.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma, per i siti ricadenti in **zona 4**, viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate.

7.3 Eccentricità accidentali

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

8 - VALUTAZIONE DELLE INTERFERENZE

8.1 *Interferenza con edifici confinanti*

La modellazione e la verifica strutturale è stata condotta, in riferimento all'unità strutturale posta in adiacenza sul lato nord, e costituita da una serie di fabbricati contigui, lo schema strutturale dei quali è stato rilevato sul posto e tramite la documentazione reperita all'ufficio tecnico.

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

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

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

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

- **Analisi storico-critica**

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

Per la presente relazione sono state effettuate le ricerche delle pratiche edilizie recentemente presentate riguardo i fabbricati che non hanno uno schema strutturale evidente, mentre per i restanti fabbricati (tettoie aperte) ci si è limitati ad un'indagine visiva.

- **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente delle costruzioni in aderenza, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Non è stato rilevato alcun dissesto, in atto o stabilizzato, nè sono presenti quadri fessurativi e meccanismi di danno.

- **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Per conoscere le caratteristiche meccaniche ed il livello di degrado dei materiali è possibile ricorrere a verifiche visive in situ, basarsi su dati già disponibili oppure effettuare prove sperimentali. Per la verifica dei fabbricati in oggetto ci si è affidati ad una verifica visiva ritenuta sufficiente dal momento che i fabbricati non presentano dissesti.

Di conseguenza adottando un livello di conoscenza superficiale LC1, è stato adottato per i materiali esistenti un fattore di confidenza cautelativo $FC=1.35$.

- **Azioni statiche**

Le azioni considerati sono in conformità alle NTC 2008 e sono riferite alle analisi dei carichi dettagliatamente effettuate.

Analisi dei carichi situazione esistente

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO A VOLTA ESISTENTE							
3.1							
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI						
	Volta in laterizio	12 cm	2,16	kN/mq		2,16	kN/mq
	Σ PESI PROPRI					2,16	kN/mq
3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
	Piastrelle	0,01	0,40	kN/mq		0,40	kN/mq
	Sottofondo	0,03	18,00	kN/mc		0,54	kN/mq
	Intonaco	0,01	0,20	kN/mq		0,20	kN/mq
	Riempimento	0,03	20,00	kN/mc		0,60	kN/mq
						1,74	kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI					3,90	kN/mq
3.1.4 CARICHI VARIABILI							
	B2	Uffici aperti al pubblico	2,00	kN/mq		2,00	kN/mq
	Σ CARICHI VARIABILI					2,00	kN/mq
	Σ CARICHI TOTALI					5,90	kN/mq

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO A VOLTINI ESISTENTE							
3.1							
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI						
	Voltini ferro+laterizio	6 cm	1,2	kN/mq		1,20	kN/mq
	Σ PESI PROPRI					1,20	kN/mq
3.1.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI						
	Piastrelle	0,01	0,40	kN/mq		0,40	kN/mq
	Sottofondo	0,03	18,00	kN/mc		0,54	kN/mq
	Intonaco	0,01	0,20	kN/mq		0,20	kN/mq
	Riempimento	0,05	20,00	kN/mc		0,90	kN/mq
						2,04	kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI					3,24	kN/mq
3.1.4	CARICHI VARIABILI						
	B2	Uffici aperti al pubblico	2,00	kN/mq		2,00	kN/mq
	Σ CARICHI VARIABILI					2,00	kN/mq
	Σ CARICHI TOTALI					5,24	kN/mq

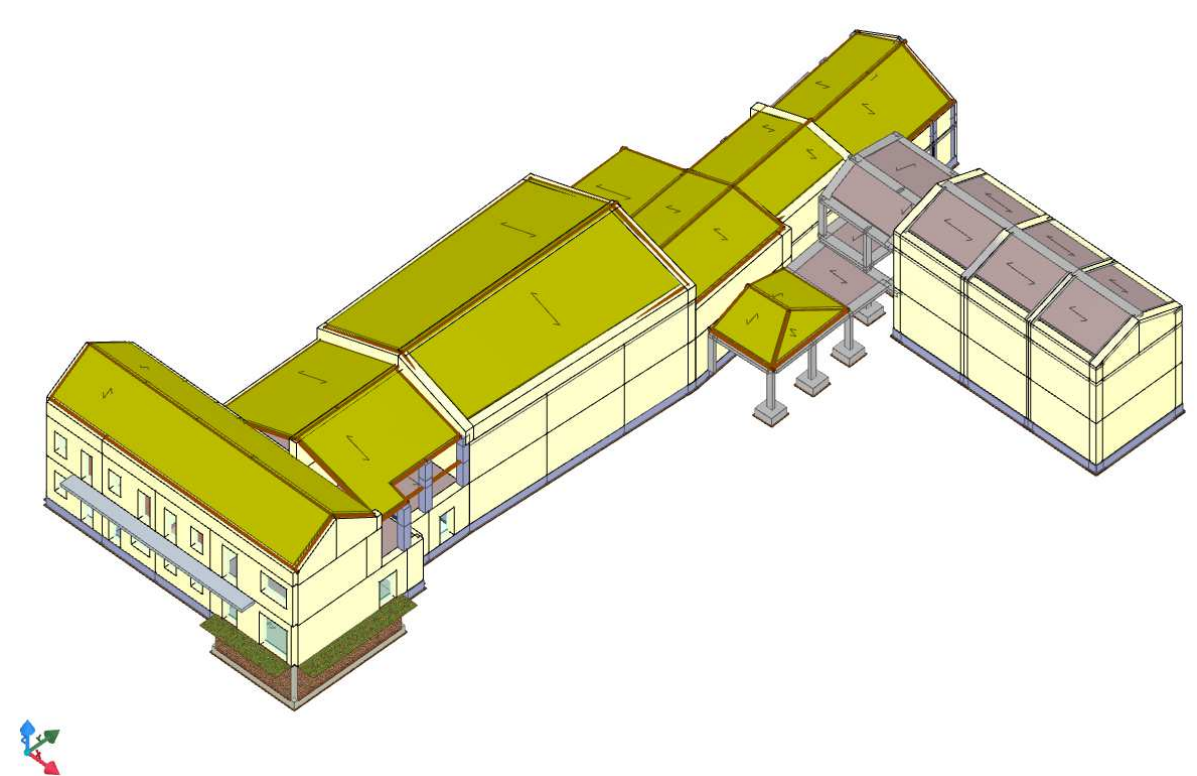
ANALISI DEI CARICHI SOLAIO C.A. P.PRIMO ESISTENTE								
3.1								
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI							
	Solaio CA	18+4	2,5	kN/mq	2,50	kN/mq		
	Σ PESI PROPRI					2,50	kN/mq	
3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI								
	Piastrelle	0,01	0,40	kN/mq	0,40	kN/mq		
	Sottofondo	0,08	18,00	kN/mc	1,44	kN/mq		
	Intonaco	0,01	0,20	kN/mq	0,20	kN/mq		
	Divisori interni 2<G<3	1	1,20	kN/mq	1,20	kN/mq		
						3,24	kN/mq	
	Σ CARICHI PERMANENTI					5,74	kN/mq	
3.1.4 CARICHI VARIABILI								
	B2	Uffici aperti al pubblico	2,00	kN/mq	2,00	kN/mq		
	Σ CARICHI VARIABILI					2,00	kN/mq	
Σ CARICHI TOTALI							7,74	kN/mq

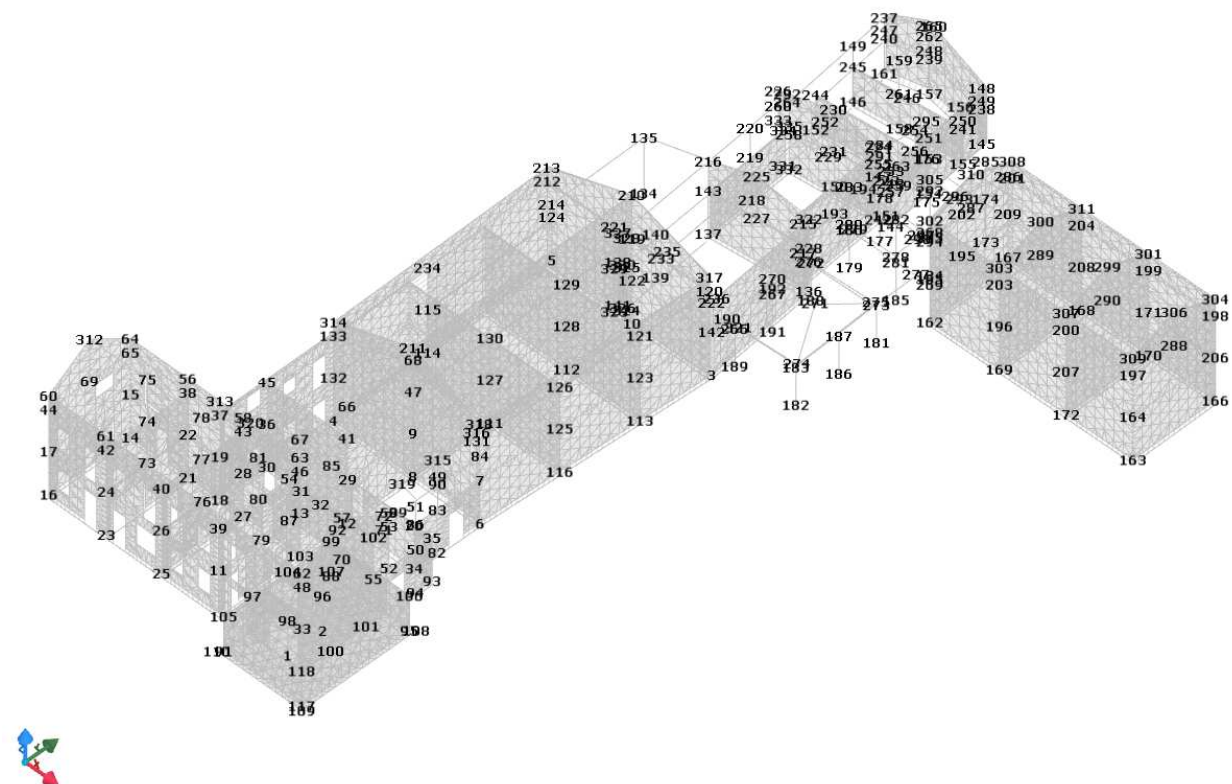
ANALISI DEI CARICHI SOLAIO C.A. BALCONE ESISTENTE							
3.1							
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI						
	Soletta piena CA	8 cm	2	kN/mq		2,00	kN/mq
	Σ PESI PROPRI					2,00	kN/mq
3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
	Piastrelle	0,01	0,40	kN/mq		0,40	kN/mq
	Sottofondo	0,02	18,00	kN/mc		0,36	kN/mq
	Intonaco	0,01	0,20	kN/mq		0,20	kN/mq
						0,96	kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI					2,96	kN/mq
3.1.4	CARICHI VARIABILI						
	C2	Balconi, ballatoi e	4,00	kN/mq		4,00	kN/mq
	NEVE		1,44	kN/mq		1,44	kN/mq
	Σ CARICHI VARIABILI					5,44	kN/mq
	Σ CARICHI TOTALI					8,40	kN/mq

ANALISI DEI CARICHI COPERTURA LEGNO					
3.1					
3.1.2	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI				
	Solaio legno		0,7 kN/mq	0,70 kN/mq	
	Σ PESI PROPRIO			0,70	kN/mq
3.1.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI				
	Orditura piccola e coppi		1,1 kN/mq	1,10 kN/mq	
	Tavolato	0,03	8 kN/mc	0,24 kN/mq	
	...				
				1,34	kN/mq
	Σ CARICHI PERMANENTI			2,04	kN/mq
3.1.4	CARICHI VARIABILI				
	H1	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione			
			0,50 kN/mq	0,50 kN/mq	
	NEVE		1,44 kN/mq	1,44 kN/mq	
	Σ CARICHI VARIABILI			1,94	kN/mq
	Σ CARICHI TOTALI			3,98	kN/mq

Dal confronto tra la modellazione della situazione esistente e quella della situazione in progetto sono stati confrontati gli spostamenti nodali e le deformazioni torsionali dei nodi più significativi.

SITUAZIONE ESISTENTE





SPOSTAMENTI NODI SIGNIFICATIVI SITUAZIONE ESISTENTE SLU

	DIR	STATO LIMITE ULTIMO					
		Sx	Sy	Sz	Θx	Θy	Θz
		cm	cm	cm	rad	rad	rad
A							
nodi esistente							
213	X	0,0021	0,0063	0,002	2,66E-06	2,94E-06	4,92E-06
213	Y	0,0001	0,0022	0,0002	4,92E-07	1,12E-07	6,01E-07
213	Z	0	0	0	5,26E-09	1,41E-09	4,70E-08
314	X	0,0149	0,0058	0,003	2,87E-06	9,81E-06	7,88E-06
314	Y	0,002	0,0021	0,0002	4,38E-07	9,37E-07	1,00E-06
314	Z	0,0001	0	0	4,44E-09	5,33E-08	3,65E-08
317	X	0,0019	0,0027	0,0008	2,58E-07	2,22E-06	4,18E-06
317	Y	0,0001	0,0007	0,0001	7,25E-07	8,67E-08	1,55E-06
317	Z	0	0	0	1,10E-08	3,21E-09	3,85E-08
318	X	0,015	0,0023	0,0037	3,92E-06	4,47E-06	1,86E-05
318	Y	0,0021	0,0008	0,0007	7,18E-07	1,28E-06	1,45E-06
318	Z	0,0001	0	0	3,72E-08	3,30E-08	2,19E-07
MAX		0,015000	0,006300	0,003700	0,000004	0,000010	0,000019
B-C							
nodi esistente							
135	X	0,0036	0,0049	0	1,54E-05	1,10E-05	3,10E-06
135	Y	0,001	0,0017	0	5,37E-06	3,17E-06	6,57E-07
135	Z	0	0	0	7,28E-08	8,86E-08	1,76E-08
224	X	0,0002	0,0012	0,0003	3,45E-06	1,82E-06	4,77E-06
224	Y	0	0,0004	0,0001	9,51E-08	2,51E-07	3,51E-07
224	Z	0	0	0	3,71E-08	1,34E-08	5,52E-08

226	X	0,0004	0,0009	0	3,52E-06	7,02E-07	2,93E-06
226	Y	0	0,0009	0	5,31E-06	4,38E-07	2,73E-06
226	Z	0	0	0	2,41E-08	1,10E-09	1,90E-08

MAX 0,003600 0,004900 0,000300 0,000015 0,000011 0,000005

D-E

nodì esistente

148	X	0,0013	0,0003	0,0003	4,57E-06	9,83E-06	3,54E-06
148	Y	0,0004	0,0003	0,0002	1,20E-06	2,37E-06	7,63E-07
148	Z	0	0	0	4,73E-09	2,18E-09	1,09E-08
237	X	0,0009	0,0011	0,0006	1,07E-05	7,46E-06	2,26E-05
237	Y	0,0005	0,0002	0,0002	2,55E-06	2,61E-06	4,09E-06
237	Z	0	0	0	5,78E-09	1,09E-08	6,85E-09

MAX 0,001300 0,001100 0,000600 0,000011 0,000010 **0,0000226**

F

nodì esistente

183	X	0,001	0,0019	0	2,63E-06	3,76E-06	7,78E-07
183	Y	0,0004	0,0003	0	2,31E-07	1,14E-06	1,81E-08
183	Z	0	0	0	2,45E-08	3,57E-08	2,35E-09
266	X	0,0008	0,0015	0,0005	2,88E-06	2,44E-06	3,06E-06
266	Y	0,0003	0,0003	0,0001	6,18E-07	3,39E-08	1,12E-06
266	Z	0	0	0	3,80E-08	9,27E-09	1,58E-08
272	X	0,0017	0,0014	0,0009	1,26E-06	8,64E-06	1,49E-06
272	Y	0,0005	0,0003	0,0004	2,76E-07	2,47E-06	3,11E-07
272	Z	0	0	0	1,77E-08	6,72E-08	6,80E-09
273	X	0,0017	0,0018	0	8,89E-07	4,15E-06	1,28E-06
273	Y	0,0005	0,0003	0	2,06E-07	1,27E-06	8,29E-08
273	Z	0	0	0	9,00E-09	3,50E-08	6,63E-09

MAX 0,001700 0,001900 0,000900 0,000003 0,000009 0,000003

H

nodì esistente

283	X	0,0012	0,0018	0,0001	1,18E-07	2,07E-06	1,35E-06
283	Y	0,0002	0,0003	0	3,59E-07	5,58E-07	3,33E-08
283	Z	0	0	0	4,69E-09	1,53E-08	1,27E-08
286	X	0,0006	0,0012	0,0005	1,23E-06	1,31E-07	1,46E-06
286	Y	0,0003	0,0003	0	1,91E-07	9,0726E-08	7,07E-08
286	Z	0	0	0	1,32E-08	1,67E-09	1,47E-08
294	X	0,0012	0,0012	0,0001	9,74E-07	8,63E-08	1,65E-06
294	Y	0,0003	0,0002	0,0002	3,18E-07	3,17E-07	1,22E-07
294	Z	0	0	0	1,10E-08	9,05E-10	1,56E-08
295	X	0,0006	0,0019	0	7,87E-08	1,56E-07	1,02E-06
295	Y	0,0003	0,0003	0	2,49E-07	7,09E-08	8,11E-08
295	Z	0	0	0	1,50E-09	1,30E-09	1,04E-08

MAX 0,001200 0,001900 0,000500 0,000001 0,000002 0,000002

I

nodì esistente

302	X	0,0013	0,0013	0,0001	5,17E-07	3,62E-07	9,74E-07
302	Y	0,0003	0,0003	0,0002	2,16E-07	1,26E-07	4,02E-08
302	Z	0	0	0	6,27E-09	2,89E-09	9,66E-09
304	X	0,0006	0,0002	0,0002	3,37E-07	3,96E-07	1,00E-06
304	Y	0,0003	0,0002	0,0002	2,00E-07	1,71E-07	5,36E-08
304	Z	0	0	0	4,36E-09	2,93E-09	9,97E-09
308	X	0,0007	0,0013	0,0005	5,20E-07	4,92E-07	9,64E-07
308	Y	0,0003	0,0003	0	2,10E-07	1,24E-07	4,17E-08
308	Z	0	0	0	6,26E-09	4,12E-09	9,53E-09
309	X	0,0013	0,0002	0,0004	3,27E-07	5,73E-07	1,04E-06
309	Y	0,0003	0,0002	0	2,01E-07	1,23E-07	4,48E-08

309	Z	0	0	0	4,27E-09	4,90E-09	1,03E-08
MAX		0,001300	0,001300	0,000500	0,000001	0,000001	0,000001

SPOSTAMENTI NODI SIGNIFICATIVI SITUAZIONE ESISTENTE SLD

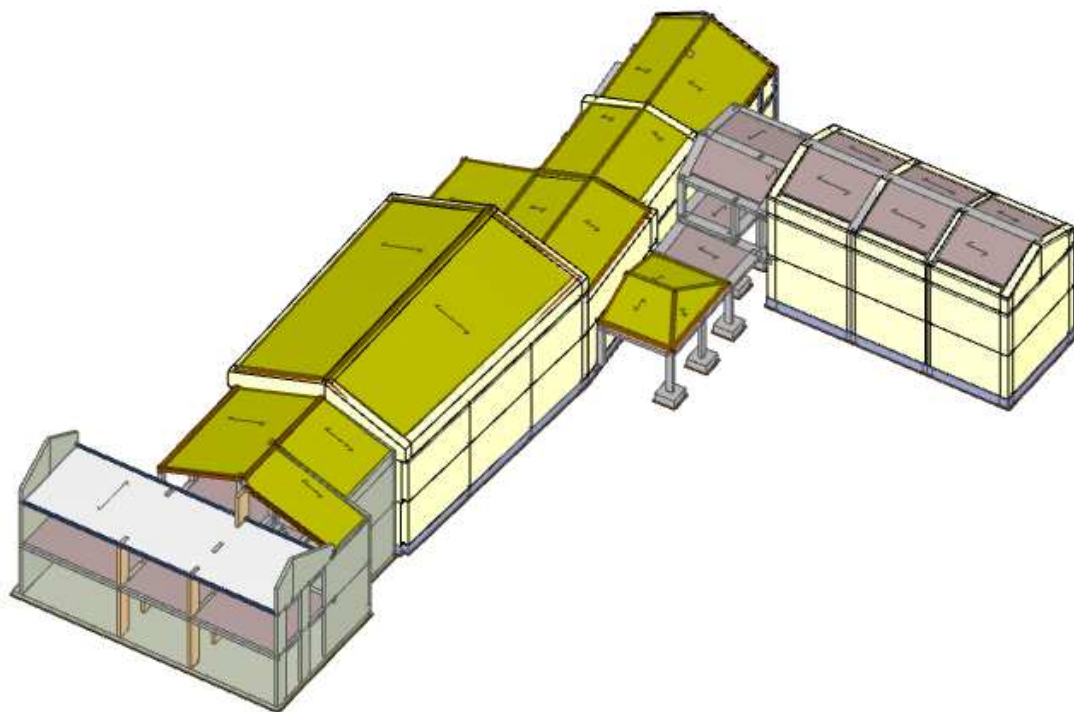
DIR			STATO LIMITE DANNO					
	Sx	Sy	Sz	Θx	Θy	Θz		
	cm	cm	cm	rad	rad	rad		
A								
nodi esistente								
213	X	0,0038	0,0114	0,0036	4,83E-06	5,35E-06	8,95E-06	
213	Y	0,0002	0,0038	0,0004	8,69E-07	1,93E-07	1,10E-06	
213	Z	0	0	0	2,00E-09	5,37E-10	1,79E-08	
314	X	0,027	0,0105	0,0054	5,21E-06	1,78E-05	1,43E-05	
314	Y	0,0037	0,0038	0,0004	7,84E-07	1,70E-06	1,82E-06	
314	Z	0	0	0	1,69E-09	2,03E-08	1,39E-08	
317	X	0,0034	0,005	0,0015	4,69E-07	4,03E-06	7,59E-06	
317	Y	0,0003	0,0012	0,0002	1,30E-06	1,42E-07	2,79E-06	
317	Z	0	0	0	4,20E-09	1,22E-09	1,47E-08	
318	X	0,0273	0,0042	0,0068	7,12E-06	8,13E-06	3,39E-05	
318	Y	0,0037	0,0013	0,0012	1,27E-06	2,30E-06	2,60E-06	
318	Z	0	0	0	1,42E-08	1,26E-08	8,33E-08	
MAX	0,027300	0,011400	0,006800	0,000007	0,000018	0,000034		

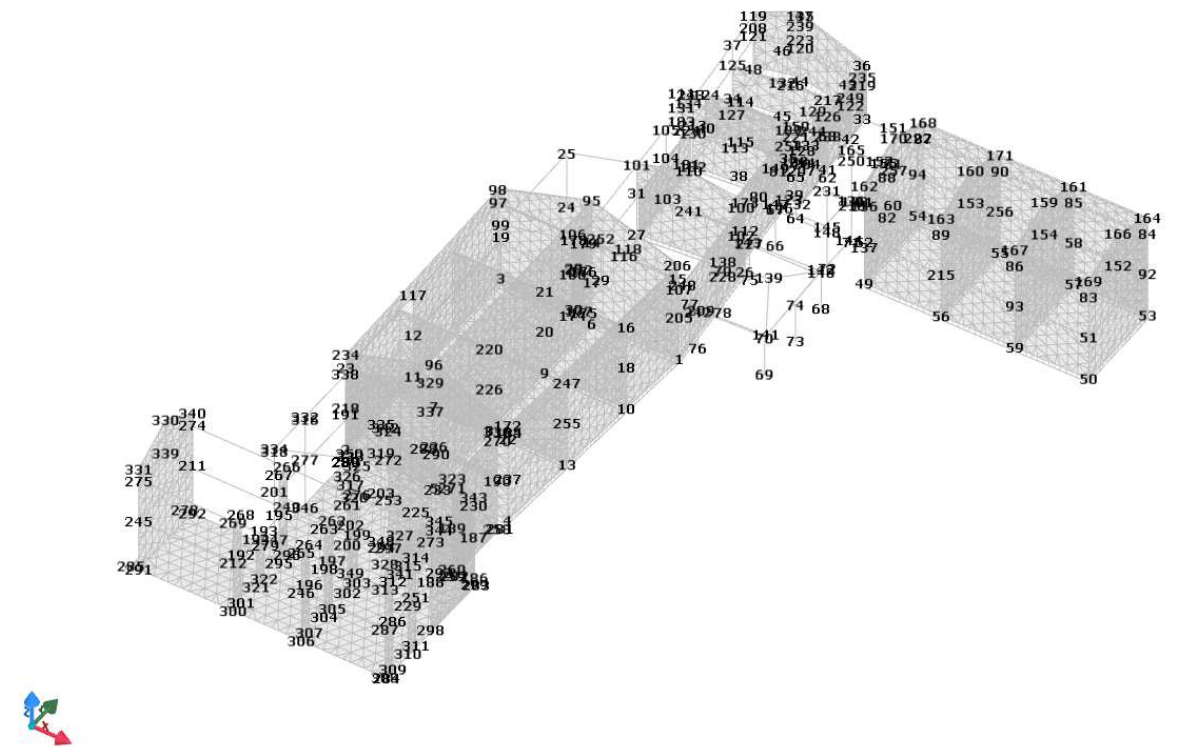
B-C								
nodi esistente								
135	X		0,0065	0,0089	0	2,79E-05	2,00E-05	5,63E-06
135	Y		0,0019	0,003	0	9,56E-06	5,72E-06	1,17E-06
135	Z		0	0	0	2,77E-08	3,38E-08	6,71E-09
224	X		0,0004	0,0021	0,0006	6,27E-06	3,31E-06	8,68E-06
224	Y		0	0,0006	0,0002	1,07E-07	4,60E-07	5,54E-07
224	Z		0	0	0	1,41E-08	5,10E-09	2,11E-08
226	X		0,0007	0,0016	0	6,39E-06	1,28E-06	5,32E-06
226	Y		0,0001	0,0015	0,0001	9,40E-06	7,78E-07	4,84E-06
226	Z		0	0	0	9,18E-09	4,21E-10	7,25E-09
MAX			0,006500	0,008900	0,000600	0,000028	0,000020	0,000009

D-E								
nodi esistente								
148	X		0,0025	0,0006	0,0005	8,31E-06	1,79E-05	6,43E-06
148	Y		0,0008	0,0006	0,0003	2,17E-06	4,30E-06	1,41E-06
148	Z		0	0	0	1,80E-09	8,32E-10	4,15E-09
237	X		0,0016	0,002	0,001	1,94E-05	1,36E-05	4,10E-05
237	Y		0,0008	0,0004	0,0004	4,61E-06	4,70E-06	7,49E-06
237	Z		0	0	0	2,20E-09	4,14E-09	2,61E-09
MAX			0,002500	0,002000	0,001000	0,000019	0,000018	0,000041

F								
nodi esistente								
183	X		0,0019	0,0034	0,0001	4,78E-06	6,83E-06	1,41E-06
183	Y		0,0007	0,0004	0	3,70E-07	2,07E-06	3,19E-08
183	Z		0	0	0	9,34E-09	1,36E-08	8,96E-10
266	X		0,0014	0,0027	0,0009	5,23E-06	4,43E-06	5,56E-06
266	Y		0,0006	0,0005	0,0002	1,03E-06	5,22E-08	1,99E-06
266	Z		0	0	0	1,45E-08	3,53E-09	6,01E-09
272	X		0,0031	0,0025	0,0017	2,30E-06	1,57E-05	2,70E-06
272	Y		0,0008	0,0005	0,0006	4,63E-07	4,44E-06	5,54E-07
272	Z		0	0	0	6,76E-09	2,56E-08	2,59E-09
273	X		0,0031	0,0032	0	1,62E-06	7,55E-06	2,32E-06
273	Y		0,0008	0,0005	0	3,50E-07	2,28E-06	1,39E-07

273	Z	0	0	0	3,43E-09	1,33E-08	2,53E-09
MAX		0,003100	0,003400	0,001700	0,000005	0,000016	0,000006
H							
nodi esistente							
283	X	0,0022	0,0033	0,0002	2,15E-07	3,76E-06	2,46E-06
283	Y	0,0004	0,0005	0,0001	6,29E-07	9,99E-07	5,46E-08
283	Z	0	0	0	1,79E-09	5,83E-09	4,84E-09
286	X	0,001	0,0023	0,0009	2,23E-06	2,38E-07	2,65E-06
286	Y	0,0005	0,0004	0,0001	3,34E-07	1,62E-07	1,10E-07
286	Z	0	0	0	5,04E-09	6,35E-10	5,62E-09
294	X	0,0022	0,0022	0,0001	1,77E-06	1,57E-07	3,01E-06
294	Y	0,0005	0,0004	0,0003	5,56E-07	5,59E-07	2,26E-07
294	Z	0	0	0	4,18E-09	3,45E-10	5,96E-09
295	X	0,0011	0,0035	0	1,43E-07	2,84E-07	1,85E-06
295	Y	0,0005	0,0005	0	4,49E-07	1,30E-07	1,29E-07
295	Z	0	0	0	5,72E-10	4,97E-10	3,96E-09
MAX		0,002200	0,003500	0,000900	0,000002	0,000004	0,000003
I							
nodi esistente							
302	X	0,0023	0,0023	0,0002	9,40E-07	6,58E-07	1,77E-06
302	Y	0,0005	0,0005	0,0003	3,80E-07	2,27E-07	5,24E-08
302	Z	0	0	0	2,39E-09	1,10E-09	3,68E-09
304	X	0,0012	0,0003	0,0004	6,13E-07	7,20E-07	1,82E-06
304	Y	0,0005	0,0004	0,0003	3,54E-07	3,06E-07	7,81E-08
304	Z	0	0	0	1,66E-09	1,12E-09	3,80E-09
308	X	0,0012	0,0023	0,0008	9,45E-07	8,95E-07	1,75E-06
308	Y	0,0005	0,0005	0,0001	3,70E-07	2,23E-07	5,58E-08
308	Z	0	0	0	2,39E-09	1,57E-09	3,63E-09
309	X	0,0023	0,0003	0,0007	5,95E-07	1,04E-06	1,89E-06
309	Y	0,0005	0,0004	0,0001	3,55E-07	2,22E-07	6,10E-08
309	Z	0	0	0	1,63E-09	1,87E-09	3,92E-09
MAX		0,002300	0,002300	0,000800	0,000001	0,000001	0,000002

SITUAZIONE IN PROGETTO



SPOSTAMENTI NODI SIGNIFICATIVI SITUAZIONE IN PROGETTO SLU

DIR			STATO LIMITE ULTIMO				
	Sx	Sy	Sz	Θx	Θy	Θz	
	cm	cm	cm	rad	rad	rad	
A							
nodi progetto							
98	X	0,0048	0,0057	0,0036	7,19E-06	6,50E-06	2,68E-06
98	Y	0,0028	0,009	0,0029	7,63E-06	4,52E-06	4,87E-06
98	Z	0,0002	0,0003	0,0002	3,46E-07	2,68E-07	1,75E-07
234	X	0,0097	0,005	0,0023	5,10E-06	1,10E-05	5,73E-06
234	Y	0,0049	0,0086	0,0009	4,42E-07	6,93E-06	4,98E-07
234	Z	0,0004	0,0003	0	1,19E-07	4,63E-07	1,20E-07
206	X	0,0047	0,0021	0,0023	1,12E-06	6,18E-06	9,02E-07
206	Y	0,0026	0,0073	0,0012	3,15E-06	4,62E-06	4,87E-06
206	Z	0,0002	0,0002	0,0001	6,81E-08	2,64E-07	1,38E-07
172	X	0,01	0,0033	0,0056	1,44E-05	8,15E-06	1,63E-05
172	Y	0,0052	0,0082	0,0054	1,40E-05	4,44E-06	1,27E-05
172	Z	0,0004	0,0002	0,0003	6,64E-07	3,22E-07	6,80E-07
MAX		0,010000	0,009000	0,005600	0,000014	0,000011	0,000016
B-C							
nodi progetto							
25	X	0,0008	0,0037	0	1,16E-05	2,57E-06	3,38E-07
25	Y	0,0002	0,0065	0	2,07E-05	4,86E-07	1,61E-06
25	Z	0	0,0002	0	7,17E-07	4,68E-08	5,25E-08
109	X	0,0004	0,0014	0,0003	2,36E-06	1,28E-06	1,11E-05
109	Y	0,0001	0,0043	0,0013	6,90E-06	1,12E-06	2,38E-05
109	Z	0	0,0001	0	1,95E-07	7,31E-08	8,83E-07
111	X	0,0007	0,005	0,0002	3,01E-05	3,50E-06	7,92E-06
111	Y	0,0006	0,0096	0,0004	5,81E-05	5,74E-06	2,18E-05
111	Z	0	0,0004	0	2,18E-06	2,37E-07	7,09E-07

MAX 0,000800 0,009600 0,001300 0,000058 0,000006 0,000024

D-E

nodi progetto

36	X	0,0003	0,0011	0,0003	5,40E-08	2,13E-06	8,72E-06
36	Y	0,001	0,0026	0,0011	1,55E-06	2,00E-07	9,67E-06
36	Z	0	0,0001	0	4,40E-08	7,86E-09	3,71E-07
119	X	0,0001	0,0023	0,0002	6,00E-06	7,57E-06	4,68E-05
119	Y	0,0049	0,0039	0,0014	2,93E-06	2,59E-05	9,67E-05
119	Z	0,0002	0,0001	0,0001	1,35E-07	1,05E-06	4,10E-06

MAX 0,004900 0,003900 0,001400 0,000006 0,000026 **0,0000967**

F

nodi progetto

70	X	0,0014	0,0002	0	3,42E-07	2,73E-06	1,42E-06
70	Y	0,0004	0,0055	0,0001	7,70E-06	2,41E-06	4,32E-07
70	Z	0	0,0001	0	9,30E-08	6,87E-08	4,76E-08
242	X	0,0014	0,0007	0,0016	2,82E-06	3,79E-06	1,43E-06
242	Y	0,0003	0,0048	0,0007	1,04E-05	8,51E-06	7,08E-06
242	Z	0	0,0001	0,0001	2,24E-07	1,96E-07	2,47E-08
143	X	0,0006	0,0009	0,0006	3,50E-06	3,97E-06	4,70E-06
143	Y	0,0009	0,0035	0,0016	1,06E-05	7,57E-06	3,93E-06
143	Z	0	0,0001	0	1,69E-07	1,34E-07	1,21E-07
140	X	0,0005	0,0003	0	1,26E-07	1,61E-06	1,62E-06
140	Y	0	0,0055	0,0003	1,97E-06	9,10E-06	5,14E-06
140	Z	0	0,0001	0	6,41E-09	1,08E-07	9,11E-08

MAX 0,001400 0,005500 0,001600 0,000011 0,000009 0,000007

H

nodi progetto

149	X	0	0,0013	0	7,68E-07	2,72E-07	5,41E-07
149	Y	0,0005	0,0382	0,0002	2,21E-05	1,79E-05	2,99E-06
149	Z	0	0,0004	0	2,10E-07	1,41E-07	1,51E-08
151	X	0,0004	0,001	0	9,80E-07	7,24E-07	7,78E-07
151	Y	0,0031	0,039	0,004	6,49E-05	3,42E-05	8,90E-06
151	Z	0	0,0004	0	5,44E-07	2,98E-07	1,15E-07
156	X	0	0,0008	0,0003	7,73E-07	3,33E-08	1,10E-06
156	Y	0,0002	0,0353	0,0134	5,18E-05	1,36E-05	1,55E-05
156	Z	0	0,0003	0,0001	4,40E-07	1,10E-07	1,78E-07
226	X	0,0035	0,0018	0,0005	6,10E-06	9,38E-06	1,65E-06
226	Y	0,0018	0,0045	0,0007	1,32E-05	5,07E-06	9,42E-07
226	Z	0,0001	0,0001	0	4,24E-07	3,74E-07	7,07E-08

MAX 0,003500 0,039000 0,013400 0,000065 0,000034 0,000016

I

nodi progetto

162	X	0,0001	0,0009	0,0003	6,15E-07	1,90E-07	5,38E-07
162	Y	0,0006	0,0429	0,0134	4,62E-05	6,81E-06	1,05E-05
162	Z	0	0,0004	0,0001	3,84E-07	6,51E-08	4,69E-08
164	X	0,0004	0,0002	0,0002	3,97E-07	2,43E-07	5,98E-07
164	Y	0,004	0,0532	0,0136	4,77E-05	6,32E-06	5,01E-06
164	Z	0	0,0004	0,0001	3,81E-07	6,55E-08	1,08E-08
168	X	0,0004	0,0009	0,0001	5,94E-07	8,81E-08	5,50E-07
168	Y	0,0042	0,0429	0,0127	4,54E-05	7,82E-06	9,41E-06
168	Z	0	0,0004	0,0001	3,76E-07	5,11E-08	3,81E-08
169	X	0,0001	0,0002	0,0001	3,97E-07	9,63E-08	5,82E-07
169	Y	0	0,0532	0,0143	4,74E-05	8,44E-06	4,88E-06
169	Z	0	0,0004	0,0001	3,78E-07	5,52E-08	1,05E-08

MAX 0,004200 **0,053200** 0,014300 0,000048 0,000008 0,000011

SPOSTAMENTI NODI SIGNIFICATIVI SITUAZIONE IN PROGETTO SLU

	DIR		STATO LIMITE DANNO				
	Sx cm	Sy cm	Sz cm	Θx rad	Θy rad	Θz rad	
A							
nodi progetto							
98	X	0,0085	0,01	0,0064	1,26E-05	1,14E-05	4,67E-06
98	Y	0,0047	0,016	0,005	1,34E-05	7,85E-06	8,62E-06
98	Z	0,0001	0,0001	0,0001	1,32E-07	1,02E-07	6,66E-08
234	X	0,0172	0,0086	0,0041	9,05E-06	1,93E-05	1,02E-05
234	Y	0,0084	0,0153	0,0017	8,33E-07	1,19E-05	7,82E-07
234	Z	0,0001	0,0001	0	4,52E-08	1,76E-07	4,57E-08
206	X	0,0083	0,0036	0,0041	2,06E-06	1,09E-05	1,57E-06
206	Y	0,0045	0,013	0,002	5,66E-06	8,04E-06	8,69E-06
206	Z	0,0001	0,0001	0	2,59E-08	1,01E-07	5,25E-08
172	X	0,0176	0,0057	0,0098	2,53E-05	1,43E-05	2,86E-05
172	Y	0,009	0,0145	0,0094	2,45E-05	7,60E-06	2,22E-05
172	Z	0,0001	0,0001	0,0001	2,53E-07	1,23E-07	2,59E-07
MAX		0,017600	0,016000	0,009800	0,000025	0,000019	0,000029
B-C							
nodi progetto							
25	X	0,0014	0,0064	0	2,02E-05	4,57E-06	5,77E-07
25	Y	0,0004	0,0115	0	3,67E-05	9,50E-07	2,87E-06
25	Z	0	0,0001	0	2,73E-07	1,78E-08	2,00E-08
109	X	0,0007	0,0025	0,0005	4,11E-06	2,23E-06	1,92E-05
109	Y	0,0002	0,0077	0,0023	1,23E-05	1,93E-06	4,21E-05
109	Z	0	0	0	7,43E-08	2,79E-08	3,37E-07
111	X	0,0012	0,0086	0,0004	5,23E-05	6,07E-06	1,38E-05
111	Y	0,0011	0,0169	0,0007	1,03E-04	1,01E-05	3,88E-05
111	Z	0	0,0001	0	8,29E-07	9,05E-08	2,70E-07
MAX		0,001400	0,016900	0,002300	0,000103	0,000010	0,000042
D-E							
nodi progetto							
36	X	0,0005	0,002	0,0005	9,80E-08	3,68E-06	1,51E-05
36	Y	0,0018	0,0046	0,002	2,76E-06	3,66E-07	1,71E-05
36	Z	0	0	0	1,68E-08	3,00E-09	1,42E-07
119	X	0,0001	0,0041	0,0004	1,04E-05	1,30E-05	8,07E-05
119	Y	0,0086	0,007	0,0024	5,17E-06	4,56E-05	1,70E-04
119	Z	0,0001	0,0001	0	5,16E-08	4,01E-07	1,56E-06
MAX		0,008600	0,007000	0,002400	0,000010	0,000046	0,000170
F							
nodi progetto							
70	X	0,0025	0,0004	0	5,91E-07	4,82E-06	2,49E-06
70	Y	0,0008	0,0099	0,0001	1,40E-05	4,52E-06	8,51E-07
70	Z	0	0	0	3,55E-08	2,62E-08	1,81E-08
242	X	0,0026	0,0013	0,0027	4,92E-06	6,69E-06	2,48E-06
242	Y	0,0007	0,0086	0,0012	1,86E-05	1,53E-05	1,30E-05
242	Z	0	0	0	8,54E-08	7,47E-08	9,42E-09
143	X	0,0012	0,0016	0,001	6,24E-06	7,10E-06	8,42E-06
143	Y	0,0017	0,0062	0,0029	1,92E-05	1,37E-05	7,01E-06
143	Z	0	0	0	6,43E-08	5,09E-08	4,62E-08
140	X	0,0009	0,0004	0	2,33E-07	2,88E-06	2,87E-06
140	Y	0,0001	0,0099	0,0005	3,60E-06	1,65E-05	9,26E-06
140	Z	0	0	0	2,44E-09	4,11E-08	3,47E-08
MAX		0,002600	0,009900	0,002900	0,000019	0,000016	0,000013
H							
nodi progetto							

149	X	0,0001	0,0023	0	1,37E-06	5,13E-07	9,26E-07
149	Y	0,0009	0,0694	0,0004	4,00E-05	3,26E-05	5,49E-06
149	Z	0	0,0001	0	8,00E-08	5,37E-08	5,74E-09
151	X	0,0006	0,0019	0	1,82E-06	1,32E-06	1,36E-06
151	Y	0,0058	0,0709	0,0073	1,18E-04	6,22E-05	1,61E-05
151	Z	0	0,0001	0	2,07E-07	1,14E-07	4,37E-08
156	X	0,0001	0,0015	0,0005	1,43E-06	6,07E-08	1,93E-06
156	Y	0,0004	0,0642	0,0243	9,41E-05	2,47E-05	2,82E-05
156	Z	0	0,0001	0	1,68E-07	4,21E-08	6,78E-08
226	X	0,0062	0,0032	0,0009	1,06E-05	1,65E-05	2,89E-06
226	Y	0,0031	0,008	0,0012	2,34E-05	8,68E-06	1,61E-06
226	Z	0,0001	0	0	1,62E-07	1,43E-07	2,69E-08
MAX		0,006200	0,070900	0,024300	0,000118	0,000062	0,000028

I

nodi progetto

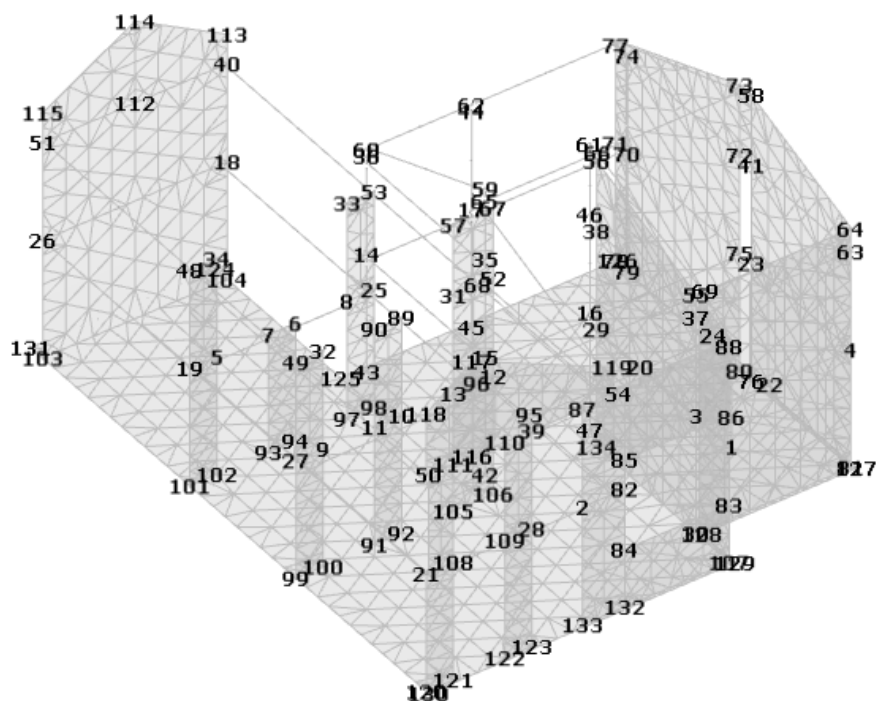
162	X	0,0001	0,0017	0,0005	1,15E-06	3,39E-07	9,07E-07
162	Y	0,0011	0,078	0,0244	8,40E-05	1,24E-05	1,92E-05
162	Z	0	0,0001	0	1,46E-07	2,48E-08	1,79E-08
164	X	0,0007	0,0005	0,0004	7,73E-07	4,29E-07	1,02E-06
164	Y	0,0073	0,0967	0,0247	8,68E-05	1,15E-05	9,18E-06
164	Z	0	0,0002	0	1,45E-07	2,50E-08	4,12E-09
168	X	0,0006	0,0017	0,0002	1,11E-06	1,42E-07	9,31E-07
168	Y	0,0077	0,0779	0,0231	8,25E-05	1,42E-05	1,72E-05
168	Z	0	0,0001	0	1,43E-07	1,95E-08	1,45E-08
169	X	0,0001	0,0005	0,0001	7,72E-07	1,55E-07	9,95E-07
169	Y	0,0001	0,0968	0,0261	8,62E-05	1,54E-05	8,94E-06
169	Z	0	0,0002	0	1,44E-07	2,11E-08	3,99E-09
MAX		0,007700	0,096800	0,026100	0,000087	0,000015	0,000019

Dal confronto degli spostamenti e delle rotazioni torsionali dei nodi significativi, si evince che le modifiche sul comportamento strutturale degli edifici contigui, generate dalla nuova struttura in progetto, non sono assolutamente significative.

8.2 Interferenza con tettoia confinante

In riferimento alla tettoia del magazzino confinante sul lato est, la nuova struttura viene separata da quella esistente, costituita dalla muratura di confine realizzando un “giunto sismico” di dimensioni pari a 12 cm, dimensioni dovute ad esigenze architettoniche e di facilità costruttiva.

La distanza tra costruzioni contigue in modo da evitare fenomeni di martellamento è calcolata ai sensi delle NTC § 7.2.2.



N	Dir	Stato Limite Ultimo						Stato Limite di Danno					
		S _x	S _y	S _z	Θ _x	Θ _y	Θ _z	S _x	S _y	S _z	Θ _x	Θ _y	Θ _z
		[cm]	[cm]	[cm]	[rad]	[rad]	[rad]	[cm]	[cm]	[cm]	[rad]	[rad]	[rad]
4	X	0,0106	0,008	0,013	1,8261 E-05	2,7953 E-05	1,5435 E-05	0,0184	0,014	0,0227	3,1888 E-05	4,8601 E-05	2,7753 E-05
63	X	0,0184	0,0125	0,0127	1,4947 E-05	2,5688 E-05	5,0114 E-05	0,032	0,0218	0,0223	2,6044 E-05	4,4663 E-05	8,279 E-05

Considerato che lo spostamento massimo dei nodi adiacenti il giunto sismico in progetto, come da tabella soprastante è pari a 0,32 mm, si verifica la distanza minima prevista dalla normativa:

$d = 1/100$ dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S/0,5g$.

Altezza del muro di confine = 4550 m

$a_g = 0,069\text{ g}$

$S = 1,5$

$d = 4550/100 \times 0,207 = 9,4\text{ mm}$

9 – ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

In riferimento agli elementi strutturali “secondari” ed elementi non strutturali, si precisa che queste sono state dimensionate sulla base delle seguenti verifiche:

Frangisole

Sulla base dei carichi agenti (peso proprio e carichi neve) le azioni sollecitanti massime sono pari a:

$M_s = 0,75 \text{ kNm}$ e $V_s = 1,9 \text{ kN}$

Il telaio (50x5 mm) ha una resistenza pari a:

$M_r = 0,95 \text{ kNm}$ e $V_r = 50 \text{ kN}$

i bulloni classe 8.8 diametro 12 mm hanno resistenza a taglio pari a 30 kN ed a trazione pari a 18 kN

Le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Strambatura finestre

Sulla base dei carichi agenti (peso proprio e carichi neve) le azioni sollecitanti massime sono pari a:

$M_s = 3,9 \text{ kNm}$ e $V_s = 7,65 \text{ kN}$

Il telaio scatolare composto da 3 elementi (50x50x3 mm) ha una resistenza pari a:

$M_r = 5,43 \text{ kNm}$ e $V_r = 105 \text{ kN}$

i bulloni classe 8.8 diametro 12 mm hanno resistenza a taglio pari a 30 kN ed a trazione pari a 18 kN

Le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Impianti

Gli elementi facenti parte degli impianti sono stati assunti equivalenti a carichi distribuiti;

Muratura esistente

La muratura esistente mantenuta a soli fini estetici è considerata come elemento costruttivo senza funzione strutturale soggetta alla seguente azione sismica.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale $F_a = (S_a W_a) / q_a$ ai sensi delle NTC § 7.2.3.

$$F_a = (S_a \times W_a) / q_a$$

γ 18 kN/mc

α 0,069

S 1,5

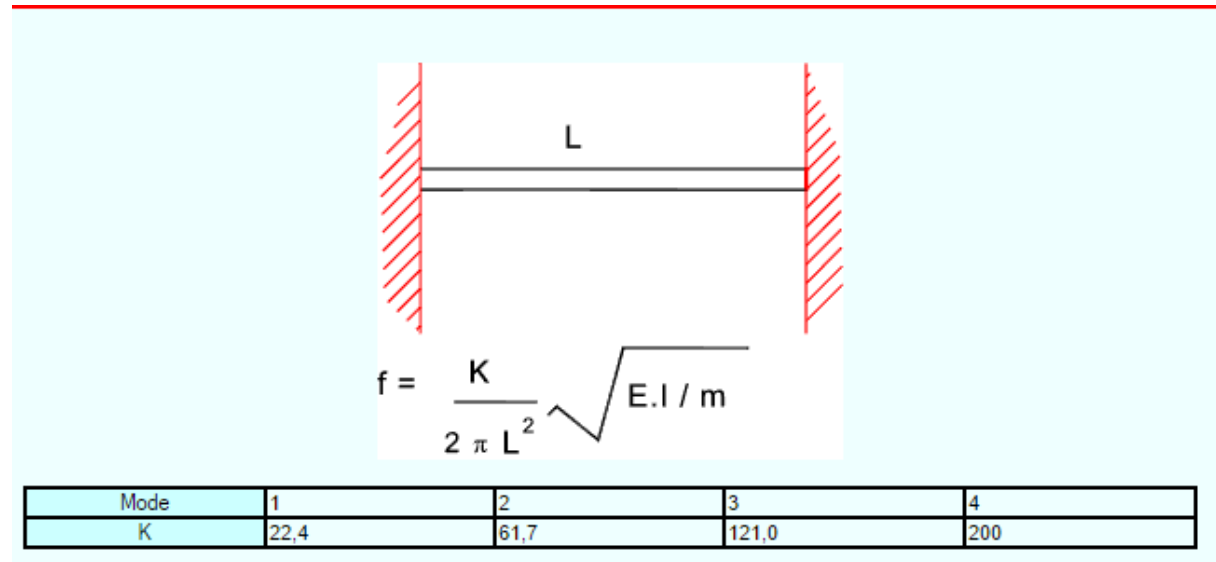
H 7,5 m

E 1200000 kN/mq

T1 0,272 s

	L m	B m	H m	W_a kN	J m⁴	G kN/m	f 1/s	T_a s	Z m	S_a	q_a	F_a kN
PT	2,00	0,60	3,50	75,60	0,04	21,60	13,02	0,08	1,75	0,2010	2	7,60
P1	2,00	0,60	3,40	73,44	0,04	21,60	13,79	0,07	5,20	0,2901	2	10,65

PS	2,00	0,60	0,60	12,96	0,04	21,60	442,9	0,00	7,20	0,2551	2	1,65
fm	2,4	N/mm ²										
fv	0,5											



Considerando che i valori delle sollecitazioni agenti sono compresi entro i limiti ammissibili delle murature esistenti, è sufficiente dimensionare gli ancoraggi alle strutture esistenti:

	M	W	σ	V	τ
	kNm	m³	N/mm²	kN	N/mm²
PT	13,30	0,12	0,11	3,80	0,0032
P1	18,11	0,12	0,15	5,33	0,0044
PS	0,50	0,12	0,00	0,83	0,0007
acciaio					
E	210000	N/mm ²			
f _{yd}	235	N/mm ²			
	A	d			
	mm²	mm			
PT	38,84	7,0	14,1		
P1	26,18	5,8	11,5		

- alla quota del solaio del piano primo si prevede un ancoraggio diametro 14 ogni 2,00 m
- alla quota del solaio di copertura si prevede un ancoraggio diametro 12 ogni 2,00 m

10 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

10.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

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

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/2008;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 224 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{K1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

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

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

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

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 14/01/2008.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

10.2 Stato Limite di Danno e Operatività

Per i siti ricadenti in **zona 4**, l'utilizzo del metodo 2 di verifica prevede solo verifiche nei confronti dello SLV, come indicato al par. C7.1 della "Circolare 2 febbraio 2009 n. 617".

10.3 Stati Limite di Esercizio

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

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

dove:

G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;

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

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

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (**1**), "Frequente" (**8**) e "Rara" (**24**).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

10.4 Azione del Vento

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

10.4.1 Calcolo pressione normale e tangenziale

• Pressione Normale

La pressione Normale del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (\text{relazione 3.3.2 - D.M. 14/01/2008});$$

dove

- q_b : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T_R)$$
 (relazione 3.3.4 - D.M. 14/01/2008);

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a 1,25 kg/m³);
 $v_b(T_R)$: velocità di riferimento del vento (in m/s), data da:

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_{b,r}$$
 con:

α_R : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$\alpha_R = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$
 (relazione C3.3.2 - Circolare 2 febbraio 2009 n. 617);

$v_{b,r}$: velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da:

$$v_{b,r} = v_{b,0}$$
 per $a_s \leq a_0$;
$$v_{b,r} = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0)$$
 per $a_0 < a_s \leq 1500$ m;

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del par. 3.3.2 D.M. 14/01/2008;
 a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni [10 anni; 500 anni].

- C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)]$$
 per $z \geq z_{min}$
$$C_e(z) = C_e(z_{min})$$
 per $z < z_{min}$ (relazione 3.3.5 - D.M. 14/01/2008);

dove:

k_r , z_0 , z_{min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 14/01/2008 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);
 C_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

- C_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.
- C_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.8 - D.M. 14/01/2008).

• **Pressione Tangenziale**

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione

$$p_f = q_b \cdot C_e \cdot C_f$$
 (relazione 3.3.3 - D.M. 14/01/2008);

dove

- q_b , C_e : definiti in precedenza;
- C_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente funzione (valori presi dalla Tab. C3.3.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617).

Per il caso in esame:

Vento - calcolo pressione cinetica di riferimento								
a_s	Zona	$V_{b,0}$	a_0	k_a	V_b	T_R	α_R	q_b
[m]		[m/s]	[m]	[1/s]	[m/s]	[anni]		[N/m²]
396	1	25	1.000	0,010	25,00	75	1,02	409

LEGENDA:

a_s	Altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;
Zona	Zona di riferimento per il calcolo del vento;
$V_{b,0}$, a_0 , k_a	Parametri forniti dalla Tab. 3.3.I - § 3.3.2 D.M. 14 gennaio 2008;
V_b	Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
T_R	Periodo di ritorno;
α_R	Coefficiente per il calcolo della pressione cinetica di riferimento;
q_b	Pressione cinetica di riferimento.

Vento - calcolo coefficiente di esposizione								
Z	d_{ct}	CIRg	Cat exp	k_r	Z_0	z_{min}	C_t	C_e

Vento - calcolo pressione cinetica di riferimento								
a_s	Zona	$V_{b,0}$	a_0	k_a	V_b	T_R	α_R	q_b
[m]		[m/s]	[m]	[1/s]	[m/s]	[anni]		[N/m ²]
[m]	[km]				[m]	[m]		
0,00	sulla costa, oltre 30 Km	A	V	0,23	0,70	12,00	1,00	1,48
3,10								1,48
6,10								1,48
8,25								1,48

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
- d_{ct}** Distanza dalla costa;
- CIRg** Classe di rugosità del terreno (A, B, C, D);
- Cat exp** Categoria di esposizione del sito (I, II, III, IV, V);
- k_r, Z₀, Z_{min}** Parametri forniti dalla Tab. 3.3.II - § 3.3.7 D.M. 14 gennaio 2008;
- C_t** Coefficiente di topografia;
- C_e** Coefficiente di esposizione;

Vento - calcolo pressione del vento								
Z	q_b	C_e	C_p	C_d	p	Scz	C_f	p_f
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0,00	409	1,48	1,00	1,00	605	-	-	-
3,10		1,48			605			-
6,10		1,48			605			-
8,25		1,48			605			-

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
- q_b** Pressione cinetica di riferimento.
- C_e** Coefficiente di esposizione;
- C_p** Coefficiente di forma/aerodinamico.
(*) Valorizzato al momento del calcolo della pressione agente sul singolo elemento strutturale ed è funzione della posizione dello stesso (sopravento/sottovento);
- C_d** Coefficiente dinamico;
- p** Pressione normale (senza il contributo di C_p);
- Scz** Scabrezza della superficie (liscia, scabra, molto scabra);
- C_f** Coefficiente d'attrito;
- p_f** Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

10.4.2 Applicazione delle forze sulla struttura

Per ogni superficie esposta all'azione del vento si individua la posizione del baricentro e in corrispondenza di esso, dal diagramma delle pressioni dell'edificio, si ricava la pressione per unità di superficie.

Per gli elementi **strutturali** la pressione è trasformata in:

- forze lineari per i beam (*pilastrati e travi*);
- forze nodali per le shell (*pareti, muri e solette*).

Per gli elementi **non strutturali** (*tamponature, solai e balconi*) la forza totale (pressione nel baricentro x superficie) viene divisa per il perimetro in modo da ottenere una forza per unità di lunghezza che viene applicata sugli elementi strutturali confinanti.

10.5 Azione della Neve

Ai sensi del paragrafo 3.4.1 delle NTC si calcola il CARICO NEVE.

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

$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$ dove:

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo;
 $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m = 1,8013 kN/mq

μ_i è il coefficiente di forma della copertura = 0,8;

C_E è il coefficiente di esposizione = 1;

C_t è il coefficiente termico = 1;

ne consegue che il carico sulla copertura assumerà un valore pari a 1,44 kN/mq

11 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

11.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	32.00d
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows

11.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

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

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

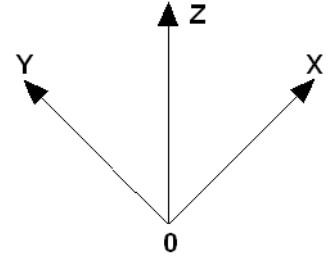
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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

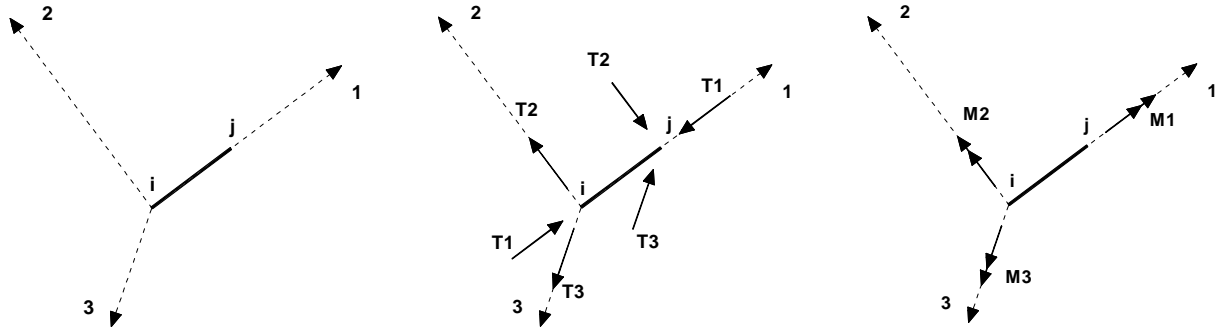
11.3 Sistemi di Riferimento

11.3.1 Riferimento globale

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



11.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

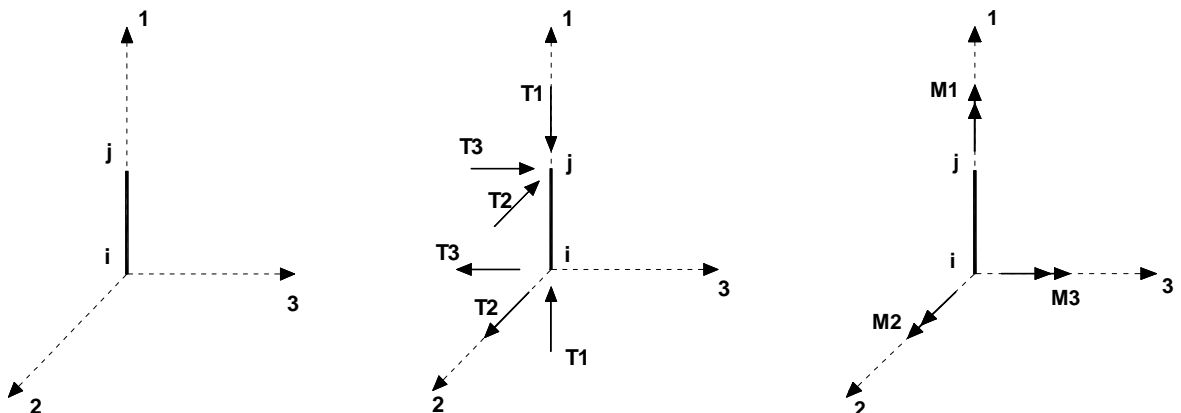
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

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

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione $i-j$);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

11.3.3 Riferimento locale per pilastri



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

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

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

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

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

11.3.4 Riferimento locale per pareti

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

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

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

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

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

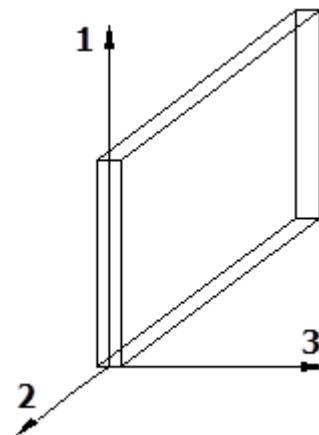
Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

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

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

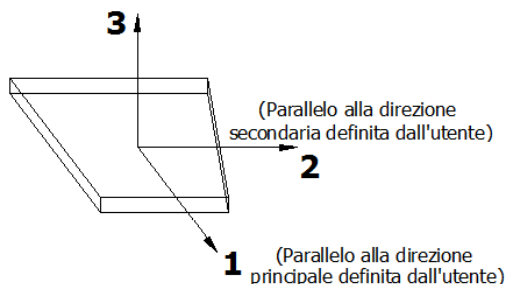
La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.



11.3.5 Riferimento locale per solette e platee

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

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



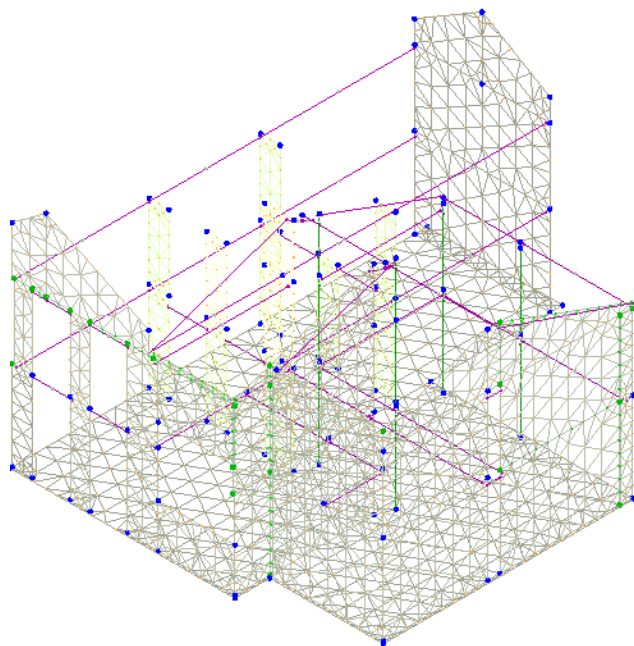
11.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

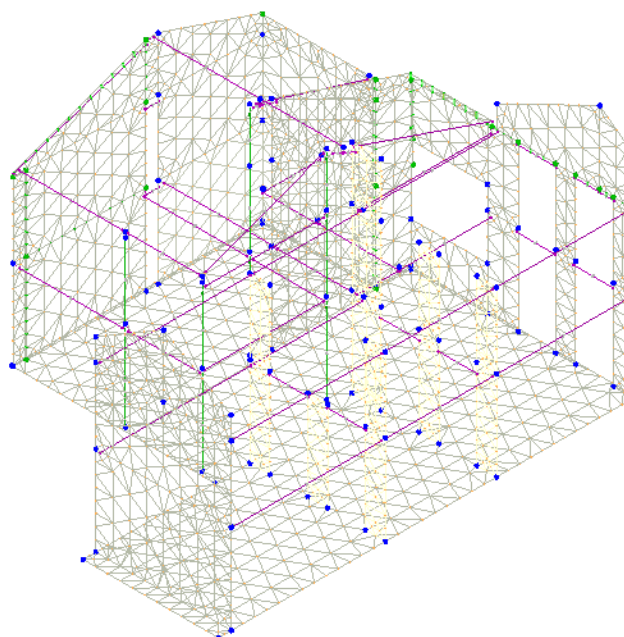
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

12 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

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

12.1 Verifiche di Resistenza

12.1.1 Elementi in C.A.

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

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

12.1.1.1 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

12.1.2 Muratura

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

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 14/01/2008. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

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

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

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

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.2 del D.M. 14/01/2008.
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

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

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

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

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

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Φ_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

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

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

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

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

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

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

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

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

dove

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

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

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

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

dove

h : altezza della sezione della trave;

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

L : luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.A.4 della Circolare n. 617 del 02/02/2009.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

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

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

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

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

12.1.3 Elementi in Legno

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in **legno**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = (k_{mod} \cdot R_k) / \gamma_M;$$

dove:

R_k : valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_{tr} , di cui al par. 11.7.1.1.

γ_M : coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al par. 4.4.8.1 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;

- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

12.1.3.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del par. 4.4.8.2 del D.M. 14/01/2008; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il par. 6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

12.1.3.2 Verifiche di Deformabilità

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale u_{fin} , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

dove:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

u_{dif} è la deformazione differita che può essere valutata attraverso la relazione:

$$u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$$

nella quale:

u'_{in} : deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

k_{def} : coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel par. 6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei "Tabulati di calcolo".

12.1.4 Elementi in Acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travi reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi par. 4.2.3.2 del D.M. 14/01/2008).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al par. 4.2.4.1.2 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

12.1.4.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del par. 4.2.4.1.3 del D.M. 14/01/2008; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

12.1.4.2 Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al par. 4.2.4.2 del D.M. 14/01/2008 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.1).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.2).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (par. 4.2.4.2.2).

I relativi risultati sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*".

13 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

13.1.Terreno di fondazione

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

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

Le verifiche della platea di fondazione sono incluse nella relazione geotecnica e sono maggiormente dettagliate nei tabulati di calcolo

Dove la platea di fondazione sorge sulla parte attualmente interrata è stata considerata come una lastra vincolata su 4 lati; sono state considerate le sollecitazioni agenti ed è stato quindi calcolata l'armatura aggiuntiva

Dir	Pos	Nodo	N _{Ed}	M _{Ed}	A _s	CS
P	S	01649	34	15.024	0,04524	3,21
	I		0	0	0,04524	-
S	S		-32	2.723	0,04524	17,69
	I		0	0	0,04524	-
P	S	01667	-1	16.512	0,04524	2,92
	I		0	0	0,04524	-
S	S		1	2.752	0,04524	17,50
	I		0	0	0,04524	-
P	S	01688	-13	15.436	0,04524	3,12
	I		0	0	0,04524	-
S	S		27	8.440	0,04524	5,71
	I		0	0	0,04524	-
P	S	01707	0	17.118	0,04524	2,81
	I		0	0	0,04524	-
S	S		-1	4.037	0,04524	11,93
	I		0	0	0,04524	-
P	S	01727	-139	20.688	0,04524	2,33
	I		0	0	0,04524	-
S	S		151	176	0,04524	NS
	I		151	1.032	0,04524	46,65
P	S	01745	0	10.179	0,04524	4,73
	I		0	0	0,04524	-
S	S		0	2.151	0,04524	22,39
	I		0	0	0,04524	-
P	S	01767	-1	18.153	0,04524	2,65
	I		0	0	0,04524	-
S	S		23	12.131	0,04524	3,97
	I		0	0	0,04524	-
P	S	01785	-1	21.679	0,04524	2,22
	I		0	0	0,04524	-
S	S		8	3.984	0,04524	12,09
	I		0	0	0,04524	-

PLATEA	Σ CARICHI (kN)	AREA (mq)	qmax (kN/mq)	Mmax (kNm)	d (mm)	b (mm)	r	
PLATEA xx	600	30	16,475	45 30	270	1000	1,28	Rck30
PLATEA yy	600	30	3,374	20 13	270	1000	1,91	Rck30
PLATEA	Mmax (kNm)	As (mmq)						
PLATEA xx	45 30	490 327	4 2	ϕ ϕ	12 12	452 226		OK OK
PLATEA yy	20 13	221 147	4 0	ϕ ϕ	12 12	452 0		OK OK

14 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

14.1. Verifica solaio in c.a.

Si allega la verifica dei solai in latero-cemento

COEFFICIENTI

γ_G	moltiplicatore carichi permanenti	1,3
γ_Q	moltiplicatore carichi accidentali	1,5
α	variabile con n° di piani	1
ϕ_s	continuità solaio (1,00 - 1,20)	1
ϕ_t	continuità trave (1,00 - 1,20)	1
ε	riduzione aperture su muri perimetrali	1

CLS

Rck	30 (N/mm ²)
f _{ct}	9,3 (N/mm ²)
n'	30

	P.PROPRIO (KN/mq)	PERMANENTI (KN/mq)	ACCIDENTALI (KN/mq)	TOTALE (KN/mq)	(KN/ml)	(KN/mc)
SOLAIO TIPO	3,2	2,4	7,3	6,0	9,0	16,3

SOLAI	Luce (m)	Q (N/m)	Msd (Nm)	ds (mm)	CLS dr (mm)	Area (mmq)	Fe	Mrd (Nm)
S101	5,30	8162	28658	143,64	230,00	ok	1 ϕ 16 201	31132 ok
			19105				1 ϕ 16 201	31132 ok
S102	4,65	8162	22059	126,03	230,00	ok	1 ϕ 14 154	23835 ok
			14706				1 ϕ 14 154	23835 ok
S102 doppio	4,65	8162	27392	140,43	230,00	ok	1 ϕ 16 201	31132 ok
			15534				1 ϕ 16 201	31132 ok

22601 Vauda C.se (TO)		Relazione tecnica delle strutture			Progetto esecutivo_R4							
S103	2,35	8162	5634	63,69	230,00	ok	1	φ	8	50	7783	ok
			3756				1	φ	8	50	7783	ok
S104	1,50	8162	2295	40,65	230,00	ok	1	φ	8	50	7783	ok
			1530				1	φ	8	50	7783	ok
S105	6,20	8162	39217	168,04	230,00	ok	1	φ	20	314	44022	ok
			26145				1	φ	18	254	44022	ok
S106	4,55	8162	21121	123,32	230,00	ok	1	φ	14	154	23835	ok
			14081				1	φ	14	154	23835	ok
S107	5,40	8162	29749	146,35	230,00	ok	1	φ	18	254	35266	ok
			19833				1	φ	16	201	35266	ok
<div></div>												

14.2. Verifica elementi acciaio copertura

Sono condotte le verifiche statiche degli elementi in acciaio della copertura.

			P.PROPRIO (KN/mq)	PERMANENTI (KN/mq)	ACCIDENTALI (KN/mq)		TOTALE (KN/mq)			
COPERTURA	psi carichi	0		0,6	0,5	1,4	0,5	1,4	2,2	3,5
TRAVE	lunghezza (m)	angolo (°)	luce carico (m)	CARICHI (kN/m)	REAZIONI V (kN)	REAZIONI H (kN)	REAZIONI M (kNm)	Nmax (kN)	Vmax (kN)	Mmax (kNm)
IPE160	3,15	30,00	2,30	8,11	11,06	6,39	6,71	12,77	11,06	8,71
	sin(a)	0,50								
	cos(a)	0,87						477,50	146,00	32,45

OK

OK

OK

TIRANTE

E 210000 N/mmq
 fy 235 N/mmq

A **d**
mmq **mm**
 PT 54,36 8,3 16,6

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per
☒ Wy
☐ ly
☐ g

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} 3,15 l_{0z} 0

N_{Sd} [kN] 13

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 80	6,0	80	46	3,80	5,20	5,00
IPE 100	8,1	100	55	4,10	5,70	7,00
IPE 120	10,4	120	64	4,40	6,30	7,00
IPE 140	12,9	140	73	4,70	6,90	7,00
IPE 160	15,8	160	82	5,00	7,40	9,00
IPE 180	18,8	180	91	5,30	8,00	9,00
IPE 200	22,4	200	100	5,60	8,60	12,00

Plotta

IPE 160

N_{by,Rd} [kN] 477,5
 N_{bz,Rd} [kN] 526,2
 V_{ply,Rd} [kN] 146,0

M_{cy,Rd} [kNm] 32,45
 M_{cz,Rd} [kNm] 6,836
 V_{plz,Rd} [kN] 183,5

Classe Sezione
 Compressione 1
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1
 Presso-Flessione 1

Verifiche
 Presso Flessione
 Svergolamento

g (Kg/m): 15,8
 h (mm): 160
 b (mm): 82
 tw (mm): 5
 tf (mm): 7,4
 r1 (mm): 9

r2 (mm): 0
 A (cm2): 20,09
 I_y (cm4): 869,3
 I_z (cm4): 68,31
 I_t (cm4): 3,6
 W_y (cm3): 108,7
 W_z (cm3): 16,66
 W_{pl,y} (cm3): 123,9
 W_{pl,z} (cm3): 26,1

iz (cm): 1,84
 I_t (cm4): 3,6
 I_w (cm6): 3,960

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

IPE 160 Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275

N_{Sd} [kN] 13

Inflessione attorno all'asse
 y-y z-z

l₀ [m] 3,15 0
 Snellezza λ 47,87 0
 N_{b,Rd} [kN] 477,5 526,2

M_Q [kNm] 9 0
 β_M 1,4 1,4
 μ_k -0,522 0,567
 1,014 0,987

M_{c,Rd} [kNm] 32,45 6,836
 M_{Sd} [kNm] 9 0

Resistenza della sezione 0,077 OK ?
 Instabilità flessio-torsionale 0,302 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,027 + 0,281 + 0 = 0,308$$

OK

Selezionare diagramma

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione...

IPE 160
 Acciaio S275 (Fe430)
 fy (N/mm2) 275
 z_a [mm] 0,0 L [m] 3,15 = I_{0z} [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C₁ 1,132 C₂ 0,459 C₃ 0,525

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1 k_ψ 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 26,13 M_{e,Rd} [kNm] = 32,45
 $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 1,142$ $\chi_{LT} = 0,568$ M_{b,Rd} [kNm] = 18,42

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 13,0 M_{y,Sd} [kNm] 9 M_{z,Sd} [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b2,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e2,Rd1}} = \frac{13}{526,2} + \frac{1 \times 9}{18,42} + \frac{0,987 \times 0}{6,836}$$

$$= 0,025 + 0,489 + 0 = 0,513$$

OK

Le verifiche sono soddisfatte.

COLMO

BULLONI

d	14 mm
d0	16 mm
dm	12 mm
As	115 mmq
n	4
i	120 mm
fub	800 N/mmq

22601 Vauda C.se (TO)	Relazione tecnica delle strutture	Progetto esecutivo_R4			
γ_b	1,35				
a	0,833				
f _u	360 N/mm ²				
t	10 mm				
F _{vrd}	40,89 kN		F _{trd}	61,33 kN	
F _{brd}	77,78 kN		B _{prd}	60,32 kN	
min Fr	40,89 kN	OK	min B _{trd}	60,32 kN	OK

ATTACCO

BULLONI

d	12 mm				
d ₀	14 mm				
d _m	12 mm				
A _s	84 mm ²				
n	4				
i	110 mm				
f _{ub}	800 N/mm ²				
γ_b	1,35				
a	0,833				
f _u	360 N/mm ²				
t	7,4 mm				
F _{vrd}	29,87 kN		F _{trd}	44,80 kN	
F _{brd}	49,33 kN		B _{prd}	44,64 kN	
min Fr	29,87 kN	OK	min B _{trd}	44,64 kN	OK

COLMO**SALDATURE**

β_w	0,8
f_u	360 N/mm ²
t	10 mm
a	5 mm
γ_{mw}	1,35

f_{vwd}	192,45 N/mm ²
F_{vrd}	962,25 N/mm

L	320,00 mm	Fw	307,92 kN	OK
---	-----------	----	-----------	-----------

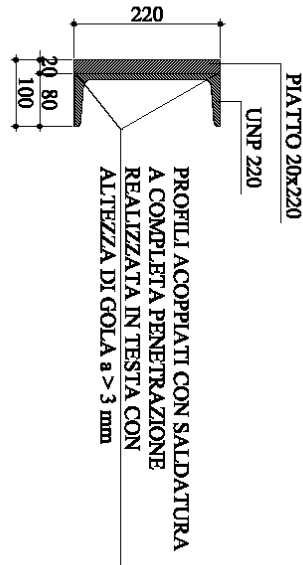
ATTACCO**SALDATURE**

β_w	0,8
f_u	360 N/mm ²
t	10 mm
a	5 mm
γ_{mw}	1,35

f_{vwd}	192,45 N/mm ²
F_{vrd}	962,25 N/mm

L	400,00 mm	Fw	384,90 kN	OK
---	-----------	----	-----------	-----------

Il profilato avente funzione di cordolo della copertura sulla quale insistono le capriate è stato verificato come un HEA 140, ma per esigenze architettoniche è stato progettato un profilato aventi equivalenti, se non migliori, caratteristiche di resistenza.



Parametri geometrici

Area cm² 81,49
 Inerzia I1 cm⁴ 4.467,74
 Inerzia I2 cm⁴ 410,21
 Inerzia Torsionale cm⁴ 54,46
 Inerzia Ix cm⁴ 4.467,74
 Inerzia Iy cm⁴ 644,45
 Inerzia Ixy cm⁴ 0,06
 Raggio inerzia 1 cm 7,40
 Raggio inerzia 2 cm 2,24
 Angolo raggio inerzia 1 ° 0,001
 Angolo raggio inerzia 2 ° 90,001
 Momento Statico Sx cm³ 0,00
 Momento Statico Sy cm³ -138,16
 Baricentro xg cm -1,70
 Baricentro yg cm 0,00

Moduli di resistenza

Modulo res. elast. W1 cm³ 405,96
 Modulo res. elast. W2 cm³ 54,32
 Modulo res. plast. W1pl cm³ 533,75
 Modulo res. plast. W2pl cm³ 123,75

14.3. Verifica elementi legno copertura

Sono condotte le verifiche statiche degli elementi in legno della copertura.

Classe durata	breve		
Classe servizio	II		
kmod		0,9	
γm		1,25	VERIFICA
fck	(N/mmq)	24	17,28
fmk	(N/mmq)	24	17,28
fvk	(N/mmq)	2,7	1,944
ftk	(N/mmq)	16,5	11,88

COEFFICIENT

I			
γG	moltiplicatore carichi permanenti	1,3	
γQ	moltiplicatore carichi accidentali	1,5	

			P.PROPRIO		PERMANENTI		ACCIDENTALI		TOTALE	
			(KN/mq)		(KN/mq)		(KN/mq)		(KN/mq)	
COPERTURA	psi carichi	0	0,7	1,8	3,2	0,5	1,4	2,2	5,4	
	luce		luce	base	altezza	W	q	M	M/W	verifica
	(m)		carico	(mm)	(mm)	(mm^3)	(kN/m)	(kNm)	(N/mmq)	
4,5		4,95	300	300	4500000	26,72	67,64	15,03	ok	
3,2		5,60	300	300	4500000	30,23	38,70	8,60	ok	

BANCHINA	4,4		4,25	240	300	3600000	22,94	55,52		15,42	ok
-----------------	-----	--	------	-----	-----	---------	-------	-------	--	-------	----

	luce (m)	sbalzo (m)	luce carico (m)	base (mm)	altezza (mm)	W (mm^3)	q (kN/m)	M+ (kNm)	M- (kNm)	M/W (N/mm ²)	verifica
PC01	5,45	1,5	1,00	220	240	2112000	5,40	17,12	6,07	8,11	ok
PC02	4,40	2,00	1,00	220	240	2112000	5,40	8,22	10,80	5,11	ok
PC03	5,75	0,65	1,00	220	240	2112000	5,40	21,74	1,14	10,30	ok

	luce (m)	sbalzo (m)	luce carico (m)	base (mm)	altezza (mm)	W (mm^3)	q (kN/m)	M+ (kNm)	M- (kNm)	M/W (N/mm ²)	verifica
ARCARECCI	1		0,35	60	60	36000	1,89	0,24		6,56	ok

	luce (m)		luce carico (m)	base (mm)	altezza (mm)	W (mm^3)	q (kN/m)	V (kN)		td (N/mm ²)	verifica
4,5		4,95	300	300	4500000	26,72	60,13		1,00	ok	
3,2		5,60	300	300	4500000	30,23	48,37		0,81	ok	

BANCHINA	4,4		4,25	240	300	3600000	22,94	50,48		1,05	ok
-----------------	-----	--	------	-----	-----	---------	-------	-------	--	------	----

	luce (m)	sbalzo (m)	luce carico (m)	base (mm)	altezza (mm)	W (mm^3)	q (kN/m)	Va (kN)	Vb (kN)	td (N/mmq)	verifica
PC01		5,45	1,5	1,00	220	240	2112000	5,40	13,60	23,92	0,68 ok
PC02		4,40	2,00	1,00	220	240	2112000	5,40	9,42	25,13	0,71 ok
PC03		5,75	0,65	1,00	220	240	2112000	5,40	15,32	19,23	0,55 ok

	luce (m)	sbalzo (m)	luce carico (m)	base (mm)	altezza (mm)	W (mm^3)	q (kN/m)	Va (kN)	Vb (kN)	td (N/mmq)	verifica
ARCARECCI		1		0,35	60	60	36000	1,89	0,94	0,39	ok

	luce eff (m)	σm,crit (N/mmq)	λrel,m	kcrit	J (mm^4)	w ist (mm)	wfin (mm)	
TRAVE DI COLMO		1,00	2207,172	0,104	1 ok	675000000	8,405 ok	13,269 ok
TRAVE DI COLMO		1,00	2207,172	0,104	1 ok	675000000	2,431 ok	3,839 ok
BANCHINA		1,00	1412,590	0,130	1 ok	540000000	8,245 ok	13,016 ok

22601 Vauda C.se (TO)

Relazione tecnica delle strutture

Progetto esecutivo_R4

PC01	0,35	4239,172	0,075	1 ok	253440000	9,730 ok	15,360 ok
PC02	0,35	4239,172	0,075	1 ok	253440000	4,133 ok	6,526 ok
PC03	0,35	4239,172	0,075	1 ok	253440000	12,055 ok	19,032 ok

ARCARECCI	1,00	441,434	0,233	1 ok	1080000	0,906 ok	1,430 ok
------------------	------	---------	-------	------	---------	----------	----------

Sono estrapolati i dati dalla relazione di calcolo per verificare le piastre d'ancoraggio aio della copertura.

Id _{Tr}	Dir	Estr. Inz.					
		M ₁	M ₂	M ₃	N	T ₂	T ₃
		[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N]	[N]
COLMO	X	68	1.848	328	627	219	1.141
	Y	113	446	1.344	6.547	804	232
	Z	3	16	17	481	21	3
	X	95	558	198	532	92	253
	Y	29	753	961	3.476	454	415
	Z	2	33	71	141	31	19
		113	1848	1344	6547	804	1141
		2	16	17	141	21	3
COLMO	1	90	27	3.143	1.355	5.918	-70
	2	140	-5.308	8.599	6.199	14.759	2.238
	3	107	-201	349	-213	196	110
	4	-2	10	7	108	2	-4

22601 Vauda C.se (TO)

Relazione tecnica delle strutture

Progetto esecutivo_R4

	5	14	-7	2.232	781	4.098	4
	6	41	-19	6.432	2.251	11.809	10
	7	22	-412	-231	-458	-518	413
	8	17	475	-258	-110	-536	-149
	9	23	380	-330	437	-589	-103
	10	17	477	-252	-159	-531	-150
	11	-155	-12.453	-1.463	-8.661	-951	7.237
	1	-15	-219	5.862	2.682	7.574	88
	2	-11	-1.321	13.302	3.435	18.126	888
	3	-70	134	-87	712	-73	-65
	4	2	-22	-3	-1	0	11
	5	5	56	4.010	1.219	5.177	-34
	6	15	161	11.557	3.515	14.920	-99
	7	-17	18	-868	-552	-1.321	72
	8	-6	-182	-962	-189	-1.371	125
	9	-4	-243	-1.074	38	-1.426	154
	10	-6	-179	-953	-216	-1.366	124
	11	19	1.738	149	-10.863	346	-74
		140	1738	13302	6199	18126	7237
			-				
		-155	12453	-1463	-10863	-1426	-150
BANCHINA	X	368	1.476	833	478	565	1.054
	Y	57	455	2.816	574	1876	277
	Z	0	7	101	5	72	2
	X	258	1394	536	627	274	642
	Y	44	228	1842	1.206	961	98
	Z	2	3	43	64	22	3
		368	1476	2816	1206	1876	1054
		0	3	43	5	22	2
BANCHINA	1	71	-23	1.761	1.528	3.324	-4
	2	142	718	-1.754	14.335	3.291	320
	3	-15	81	1549	1638	1091	-37
	4	-1	-10	9	-5	6	4

22601 Vauda C.se (TO)

Relazione tecnica delle strutture

Progetto esecutivo_R4

	5	2	-19	662	340	1.790	6
	6	6	-56	1.909	978	5.160	17
	7	-47	195	-1	-299	-398	-229
	8	88	-612	-116	-397	-474	654
	9	96	-545	-435	128	-679	632
	10	87	-615	-108	-397	-468	656
	11	-5941	55.764	-2.119	11.534	-1428	-56.044
	1	24	-54	3.159	3.072	4.616	38
	2	-46	1.214	2.225	8.824	8.195	-286
	3	4	5	-188	3069	-176	-5
	4	1	-4	4	4	2	3
	5	4	-7	1.888	665	2.918	4
	6	13	-21	5.441	1.917	8.411	13
	7	29	-325	-467	-219	-811	108
	8	-84	341	-516	-423	-836	135
	9	-89	354	-678	-204	-921	129
	10	-83	340	-512	-415	-834	136
	11	4111	-25.194	-1112	9.288	-611	-14356
		4111	55764	5441	14335	8411	656
			-				
		-5941	25194	-2119	-423	-1428	-56044

Id _{Tr}	Dir	Estr. Fin.					
		M ₁	M ₂	M ₃	N	T ₂	T ₃
		[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N]	[N]
COLMO	X	68	1.970	401	627	219	1.141
	Y	113	346	1.345	6.547	804	232
	Z	3	7	53	481	21	3
	X	95	524	195	532	92	253
	Y	29	1.016	982	3.476	454	415
	Z	2	46	64	141	31	19
		113	1970	1345	6547	804	1141

		2	7	53	141	21	3
COLMO	1	90	-208	4.901	1.355	-7.007	-70
	2	140	2.182	12.389	6.199	-17.116	2.238
	3	107	166	-306	-213	196	110
	4	-2	-2	1	108	2	-4
	5	14	5	3.291	781	-4.756	4
	6	41	15	9.486	2.251	-13.707	10
	7	22	340	-663	-458	807	24
	8	17	-654	-632	-110	790	-538
	9	23	-596	-527	437	737	-492
	10	17	-656	-640	-159	794	-539
	11	-155	11.765	1.720	-8.661	-951	7.237
	1	-15	157	4.967	2.682	-7.908	88
	2	-11	2.470	13.101	3.435	-20.044	888
	3	-70	-143	223	712	-73	-65
	4	2	24	-3	-1	0	11
	5	5	-91	3.349	1.219	-5.426	-34
	6	15	-263	9.652	3.515	-15.639	-99
	7	-17	-49	-988	-552	1.454	-98
	8	-6	-26	-870	-189	1.404	-46
	9	-4	42	-747	38	1.349	-16
	10	-6	-27	-880	-216	1.409	-47
	11	19	1.422	-1.329	-10.863	346	-74
		140	11765	13101	6199	1454	7237
		-155	-656	-1329	-10863	-20044	-539
BANCHINA	X	368	1.477	750	478	565	1.054
	Y	57	325	2.433	574	1876	277
	Z	0	3	100	5	72	2
	X	258	1217	586	627	274	642
	Y	44	175	2068	1.206	961	98
	Z	2	10	44	64	22	3
		368	1477	2433	1206	1876	1054

		0	3	44	5	22	2
BANCHINA	1	71	-35	1.261	1.528	-2.967	-4
	2	142	1.615	9.214	14.335	-11.126	320
	3	-15	-24	-1507	1638	1091	-37
	4	-1	1	-8	-5	6	4
	5	2	-3	1.256	340	-2.214	6
	6	6	-8	3.620	978	-6.382	17
	7	-47	-302	-525	-299	772	-126
	8	88	397	-428	-397	697	66
	9	96	401	-172	128	491	44
	10	87	397	-435	-397	702	68
	11	-5941	-32.558	1.880	11.534	-1428	-7.044
	1	24	67	2.940	3.072	-4.474	22
	2	-46	-19	11.414	8.824	-12.613	-319
	3	4	-14	530	3069	-176	-5
	4	1	9	-5	4	2	3
	5	4	-6	1.825	665	-2.861	-4
	6	13	-17	5.262	1.917	-8.247	-11
	7	29	431	-629	-219	882	266
	8	-84	-843	-579	-423	858	-713
	9	-89	-852	-394	-204	773	-719
	10	-83	-840	-584	-415	860	-712
	11	4111	61.222	1.600	9.288	-716	53971
		4111	61222	11414	14335	1091	53971
		-5941	-32558	-1507	-423	-12613	-7044

COLMO**BULLONI**

d	16 mm
d0	18 mm
dm	16 mm
As	157 mmq
n	8
i	100 mm
fub	800 N/mmq
γ_b	1,35
a	0,833
fu	360 N/mmq
t	10 mm

Fvrd	55,82 kN
Fbrd	88,89 kN

Ftrd	83,73 kN
Bprd	80,42 kN

min Fr	55,82 kN
--------	----------

OK

min Btrd	80,42 kN
----------	----------

OK**BANCHINA****BULLONI**

d	18 mm
d0	20 mm
dm	16 mm
As	192 mmq
n	8
i	100 mm
fub	800 N/mmq
γ_b	1,35

a 0,926
 fu 360 N/mm²
 t 14 mm

Fvrd	68,27 kN	Ftrd	102,40 kN
Fbrd	155,56 kN	Bprd	112,59 kN

min Fr	68,27 kN	OK	min Btrd	102,40 kN	OK
--------	----------	----	----------	-----------	----

BANCHINA**BULLONI**

d 18 mm
 d0 20 mm
 dm 16 mm
 As 192 mm²
 n 8
 i 100 mm
 fub 800 N/mm²
 γb 1,35

a 0,926
 fu 360 N/mm²
 t 14 mm

Fvrd	68,27 kN	Ftrd	102,40 kN
Fbrd	155,56 kN	Bprd	112,59 kN

min Fr	68,27 kN	OK	min Btrd	102,40 kN	OK
--------	----------	----	----------	-----------	----

PUNTONI**BULLONI**

22601 Vauda C.se (TO)

Relazione tecnica delle strutture

Progetto esecutivo_R4

d 16 mm
 d0 18 mm
 dm 16 mm
 As 157 mmq
 n 2
 i 140 mm
 fub 800 N/mm²
 γ_b 1,35

a 0,833
 f_u 360 N/mm²
 t 10 mm

F _{vrd}	55,82 kN	F _{trd}	83,73 kN
F _{brd}	88,89 kN	B _{prd}	80,42 kN

min Fr	55,82 kN	OK	min B _{trd}	80,42 kN	OK
--------	----------	----	----------------------	----------	----

COLMO**SALDATURE**

β _w	0,8
f _u	360 N/mm ²
t	10 mm
a	3 mm
γ _{mw}	1,35

f _{vwd}	192,45 N/mm ²
F _{wrd}	577,35 N/mm

L	100,00 mm	F _w	57,74 kN	OK
---	-----------	----------------	----------	----

BANCHINA

SALDATURE

β_w	0,8
f_u	360 N/mm ²
t	10 mm
a	3 mm
γ_{mw}	1,35

f_{vwd}	192,45 N/mm ²
F_{vrd}	577,35 N/mm

L	100,00 mm	Fw	57,74 kN	OK
---	-----------	----	----------	----

PUNTONI**SALDATURE**

β_w	0,8
f_u	360 N/mm ²
t	10 mm
a	3 mm
γ_{mw}	1,35

f_{vwd}	192,45 N/mm ²
F_{vrd}	577,35 N/mm

L	100,00 mm	Fw	57,74 kN	OK
---	-----------	----	----------	----

14.3. Verifica elementi acciaio scala

Sono condotte le verifiche statiche degli elementi in acciaio della scala.

			P.PROPRIO (KN/mq)	PERMANENTI (KN/mq)	ACCIDENTALI (KN/mq)			TOTALE (KN/mq)			
SCALA	psi carichi	0	1,0	0,0	1,3	4,0		6,0	7,3		
TRAVE	lunghezza (m)	angolo (°)	luce carico (m)	CARICHI (kN/m)	REAZIONI V (kN)	REAZIONI H (kN)	REAZIONI M (kNm)	Nmax (kN)	Vmax (kN)	Mmax (kNm)	
	UPN140	4,10	24,70	0,70	5,11	9,52	4,38	7,16	8,75	9,52	9,76
	sin(a)	0,42									
	cos(a)	0,91						331,50	152,70	26,98	
								OK	OK	OK	

Profili U

File Tipo Profilo ?

☒ UPN ☐ Doppio

Ordina per:
☒ Wy
☐ ly
☐ g

Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275 fu 430

Lunghezze di libera inflessione [m]
 ly 4,1 lz 0

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
UPN 80	8,6	80	45	6,00	8,00	8,00
UPN 100	10,6	100	50	6,00	8,50	8,50
UPN 120	13,4	120	55	7,00	9,00	9,00
UPN 140	16,0	140	60	7,00	10,00	10,00
UPN 160	18,8	160	65	7,50	10,50	10,50
UPN 180	22,0	180	70	8,00	11,00	11,00

UPN 140

Classe Sezione:
 Compressione 1
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1

g (Kg/m): 16
 h (mm): 140
 b (mm): 60
 tw (mm): 7
 tf (mm): 10
 r1 (mm): 10

r2 (cm): 5
 A (cm2): 20,4
 ly (cm4): 605
 Wy (cm3): 86,4
 Wpl,y (cm3): 103

iy (cm): 5,45
 Iz (cm4): 62,7
 Wz (cm3): 14,8
 Wpl,z (cm3): 28,3

iz (cm): 1,75
 It (cm4): 5,68
 Iw (cm6): 1.800

N_{by,Rd} [kN] 331,5
 N_{bz,Rd} [kN] 534,3
 V_{ply,Rd} [kN] 152,7

M_{cy,Rd} [kNm] 26,98
 M_{cz,Rd} [kNm] 7,412
 V_{plz,Rd} [kN] 181,5

Plotta

Le verifiche sono soddisfatte

PIANEROTTOLO

BULLONI

d	12 mm
d0	14 mm
dm	12 mm
As	84 mmq
n	4
i	130 mm
fub	800 N/mmq

22601 Vauda C.se (TO)	Relazione tecnica delle strutture	Progetto esecutivo_R4		
γ_b	1,35			
a	0,833			
f _u	360 N/mm ²			
t	10 mm			
F _{vrd}	29,87 kN	F _{trd}	44,80 kN	
F _{brd}	66,67 kN	B _{prd}	60,32 kN	
min Fr	29,87 kN	OK	min B _{trd}	44,80 kN OK

ARRIVO

BULLONI

d	12 mm			
d ₀	14 mm			
d _m	12 mm			
A _s	84 mm ²			
n	4			
i	130 mm			
f _{ub}	800 N/mm ²			
γ_b	1,35			
a	0,833			
f _u	360 N/mm ²			
t	10 mm			
F _{vrd}	29,87 kN	F _{trd}	44,80 kN	
F _{brd}	66,67 kN	B _{prd}	60,32 kN	
min Fr	29,87 kN	OK	min B _{trd}	44,80 kN OK

PIANEROTTOLO

SALDATURE

22601 Vauda C.se (TO)	Relazione tecnica delle strutture	Progetto esecutivo_R4		
β_w	0,8			
f_u	360 N/mm ²			
t	10 mm			
a	3 mm			
γ_{mw}	1,35			
f_{vwd}	192,45 N/mm ²			
F_{vrd}	577,35 N/mm			
L	200,00 mm	Fw	115,47 kN	OK

ARRIVO

SALDATURE

β_w	0,8			
f_u	360 N/mm ²			
t	10 mm			
a	3 mm			
γ_{mw}	1,35			
f_{vwd}	192,45 N/mm ²			
F_{vrd}	577,35 N/mm			
L	230,00 mm	Fw	132,79 kN	OK

15 - VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

La validazione del codice di calcolo è fornita ai sensi del PUNTO 10.2 del DM. 14/01/2008 - ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO.

Le modalità di verifica del codice di calcolo sono descritte nell'apposito paragrafo **10 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO**.

È stato condotto un esame preliminare della documentazione a corredo del software in modo da valutarne l'affidabilità e l'idoneità per i calcoli strutturali di edifici aventi dimensioni e difficoltà intrinseche quali quelle del progetto.

Il programma inoltre, prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione (diagnostica), del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti e quant'altro attraverso una tabella interrogativa dei risultati di calcolo. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

La società produttrice, ACCA SPA, ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Il Committente non ha ritenuto di richiedere controlli incrociati sui risultati di calcolo attraverso l'esecuzione nuovamente dei calcoli da soggetto, prescelto dal Committente, diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente.

I risultati delle elaborazioni sono stati controllati e verificati in modo da comprovarne l'attendibilità ed i diversi elementi strutturali sono stati comunque verificati e predimensionati con fogli di calcolo alternativi.

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

16 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda alla "Relazione di calcolo".