



UNIONE COMUNALE DEL CHIANTI FIORENTINO

Barberino Val d'Elsa - Greve in Chianti - San Casciano Val di Pesa - Tavarnelle Val di Pesa

Servizio Edilizia Scolastica

Responsabile del Servizio - Geom.Loris Agresti

PROGETTO ESECUTIVO

Realizzazione della nuova
Scuola Materna di Marcialla

PROGETTO STRUTTURALE

Elaborato
STR-C

RELAZIONE TECNICA GENERALE

Data: 22 Novembre 2016

Progetto Strutturale e
Direzione Lavori Strutturale



Luca Mario Vannucchi
Ingegnere

Via G. Catani n.35 - 59100 PRATO (PO)
Tel./Fax: 0574/603061 - cell.: 338/5414085
e.mail: lucavannucchi@hotmail.com

Responsabile unico del procedimento: Arch.Alberto Masoni
Progetto Architettonico e Direzione Lavori: Geom.Loris Agresti
Collaboratore tecnico: Geom.Stefano Conforti - Arch. Sandra Calosi
Collaboratore amministrativo: Dott.ssa Marisa Daddi

Sommario

- Relazione tecnica generale
- Planimetria Generale
- Relazione sui materiali impiegati
- Relazione geotecnica e sulle fondazioni
- Relazione di calcolo
- Verifica di attendibilità ed accettabilità dei risultati (a sensi del par. 10.2. del D.M. 14/01/2008 e par. C 10.2. del la Circ. 02/02/2009 n. 617)

RELAZIONE TECNICA GENERALE

Premessa

Oggetto della presente relazione è l'analisi delle sollecitazioni ed il calcolo delle strutture in cemento armato ordinario e in legno lamellare relative alla costruzione della Nuova Scuola Materna nella frazione di Marcialla, Comune di Barberino Val D'Elsa.

Metodo di calcolo e tipo di analisi

Per il Dimensionamento delle opere in c.a. ed in legno è stato adottato il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Le analisi strutturali condotte sono dinamiche. La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti (FEM), applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso. La struttura è stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. È quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale, i solai ed i setti verticali ad elevata rigidezza. La fondazione è schematizzata come un sistema di gusci triangolari e quadrangolari con spessore di membrana e di piastra, poggianti su vincoli elastici distribuiti. Il suolo viene modellato facendo ricorso al suolo elastico alla Winkler. Vengono quindi inserite nei vari nodi delle molle a comportamento idealmente elastico con una costante di deformazione proporzionale al terreno di fondazione.

Oltre alle azioni statiche dei carichi gravitazionali, si considerano le azioni del terreno circostante il piano interrato dell'edificio.

L'azione sismica è valutata con riferimento ad azioni pseudo-statiche per considerare gli effetti del terreno a contatto con la parte di struttura interrata, e con azioni valutate con un'analisi dinamica modale con spettro di risposta per il comportamento sismico dell'edificio fuori terra.

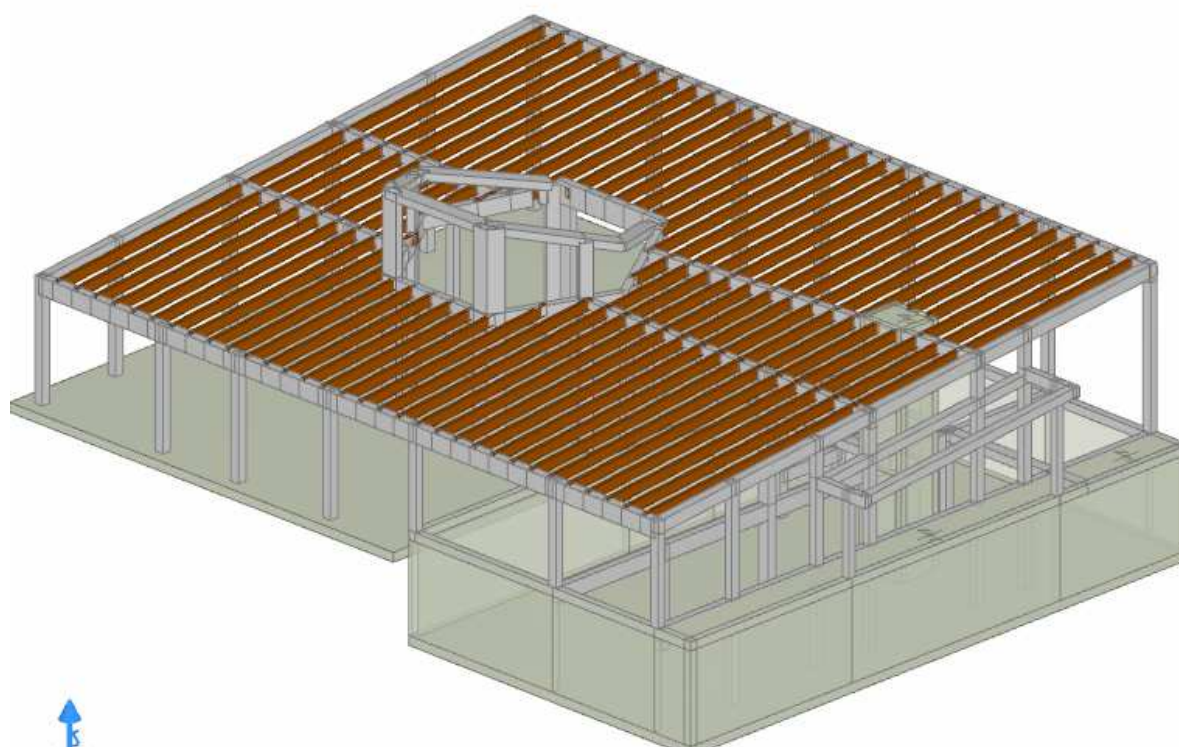
La struttura è verificata nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio di tipo strutturale e, solo per gli elementi di fondazione, nei confronti dello stato limite ultimo geotecnico.

Tutti i carichi ed i sovraccarichi di esercizio saranno considerati agenti staticamente ed uniformemente ripartiti sulla struttura. Il peso proprio verrà valutato in base alle dimensioni effettive e al peso per unità di volume o di superficie dei materiali costituenti. I sovraccarichi variabili verticali ed orizzontali sono considerati ripartiti uniformemente. La verifica delle membrature in cemento armato viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

Caratteristiche Generali della struttura di nuova costruzione

L'edificio è costituito da una struttura a telaio spaziale in c.a. mono piano e tetto in legno lamellare ad unica falda con un elemento a forma di esagno che fuoriesce nella parte centrale della copertura. La forma in pianta dell'edificio risulta essere un rettangolo di dimensioni massime 20,00m x 25,00m.

L'edificio, per circa metà della sua pianta, possiede un interrato (di altezza utile 2,60m) di dimensioni in pianta 20,00m x 11,30m.



- Fondazioni

La fondazione sarà di tipo diretto e sarà costituita da una platea continua in c.a. di spessore 30cm sia per la parte senza interrato, sia nella parte dove è presente l'interrato. Il piano di posa delle fondazioni, individuato in accordo con le indagini stratigrafiche, risulta essere a circa -1,25m per la parte senza interrato e -3,75m per la parte dove è presente l'interrato. Alla base della piastra fondazione sarà gettato un magrone strutturale di classe C 12/15. Il piano di posa dovrà essere preventivamente rullato e costipato fino ad ottenere una densità non inferiore al 95% dello Standard di Proctor e un modulo di compressibilità ME determinato con piastra di 30 cm di diametro, al primo ciclo di scarico e nell'intervallo di carico compreso fra 0.05 e 0,15 N/mm², non inferiore a 35 N/mm²; (350 kg/cm²).

In base alle risultanze della ricostruzione litostratigrafica del sottosuolo e delle indagini realizzate in prossimità del sito di progetto, la piastra continua risulta quindi essere la miglior tipologia di fondazione per tali tipi di terreno.

- Vespaio aerato

Al di sopra delle piastre di fondazione sarà realizzato un vespaio aerato mediante cupole in polipropilene accostate di altezza 20 cm nella parte interrata e 60cm nella parte non interrata. Al di sopra sarà gettata una cappa armata con rete elettrosaldata di sp = 5 cm L'altezza del solaio a cupole sarà quindi complessivamente di 25cm e 65cm. Nella parte non interrata, a coronamento del vespaio verrà gettato in opera un cordolo delle dimensioni di (30x60)cm.

- Pilastri, pareti e setti

Le strutture portanti di elevazione saranno realizzate mediante pilastri e setti in c.a. a sezione rettangolare. I pilastri avranno tutti una dimensione minima di 25cm. La sezione prevalente dei pilastri sarà (25x30)cm e (30x30)cm Per il montacarichi verrà realizzato un nucleo in c.a. composto da quattro setti di spessore 20cm. Il piano interrato verrà realizzato con pareti in c.a. contro terra di spessore 25cm.

- Solaio piano terra copertura zona interrata, solaio copertura "esagono" e solaio copertura tettoia di ingresso

In queste zone verranno utilizzati dei solai prefabbricati del tipo "predalle" di dimensione:

- o (5+18+5)cm per il solaio copertura zona interrata;
- o (5+15+5)cm per il solaio copertura "esagono";
- o (5+20+5)cm per il solaio copertura tettoia di ingresso.

- Travi di imposta del tetto e cordoli in C.A.

Tutti i piastri saranno coronati da travi in c.a. dalle dimensioni variabili a seconda delle luci e dei carichi in gioco. Tali travi fungeranno inoltre da piano di imposta per il tetto in legno sovrastante.

- Tetto in legno

Il tetto in legno sarà costituito da un'orditura primaria di travi in legno lamellare delle dimensioni 12 x 32 cm ad interasse 76 cm e ancorati con staffe metalliche a scomparsa alle travi in c.a.

Al di sopra dell'orditura primaria sarà disposto un doppio tavolato in legno massiccio di abete con tavole maschiettate e incrociate dello spessore di (2,50+2,50)cm da disporsi su tutta la copertura con funzione di controventatura ad elevata rigidità e piano di posa per i successivi strati di copertura.

Analisi dei carichi

Analisi carichi solaio PIANO TERRA (zona con interrato)

Peso proprio solaio predalle (5+18+5)cm	440	Kg/mq
Carichi permanenti	300	"
Sovraccarico accidentale (Scuole Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	300	"

Analisi carichi solaio PIANO COPERTURA "ESAGONO"

Peso proprio solaio predalle (5+15+5)cm	410	Kg/mq
Carichi permanenti	100	"
Sovraccarico accidentale (Coperture accessibili per sola manutenzione Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	50	"
Sovraccarico accidentale (NEVE)	110	"

Analisi carichi solaio PIANO COPERTURA TETTOIA DI INGRESSO

Peso proprio solaio predalle (5+20+5)cm	460	Kg/mq
Carichi permanenti	100	"
Sovraccarico accidentale (Coperture accessibili per sola manutenzione Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	50	"
Sovraccarico accidentale (NEVE)	110	"

Analisi carichi solaio PIANO COPERTURA SU TRAVI LEGNO LAMELLARE

Peso proprio doppio tavolato in legno incrociato (sp. 2,5+2,5)cm	35	Kg/mq
Carichi permanenti	85	"
Sovraccarico accidentale (Coperture accessibili per sola manutenzione Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	50	"
Sovraccarico accidentale (NEVE)	110	"

Analisi carichi solaio PIANO INTERRATO E PIANO TERRA SENZA INTERRATO

Carichi permanenti	300	Kg/mq
Sovraccarico accidentale (Scuole Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	300	"

Analisi carichi solaio PIANO TERRA (su solette in c.a. sp.20cm)

Carichi permanenti	500	Kg/mq
Sovraccarico accidentale (Scuole Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	300	"

Muratura di tamponamento: 350kg/mq

Carico scala: Considerando il peso della soletta della scala di spessore 15cm, il peso dei gradini, il peso della relativa pavimentazione e il carico accidentale pari a 400kg/mq, si schematizza il carico scala come un carico lineare pari a **2400kg/m** applicato alla trave di piano terra dove parte la scala e alla trave di mezzo piano.

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

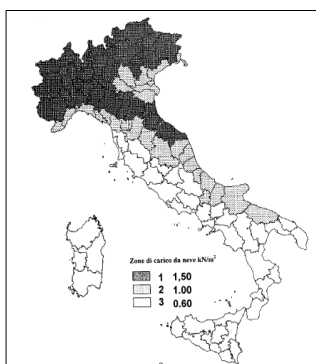
Azione della neve (D.M. 14/01/2008)

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s = 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s = 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): 380 [m]

1.2 zona: Zona II

<u>Zona I - Alpina</u> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s = 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<u>Zona I - Mediterranea</u> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s = 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<u>Zona II</u> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s = 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<u>Zona III</u> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s = 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo 1,38 [kN/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e=1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

C_e

1,00

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

C_t

1,00

Coefficiente di forma

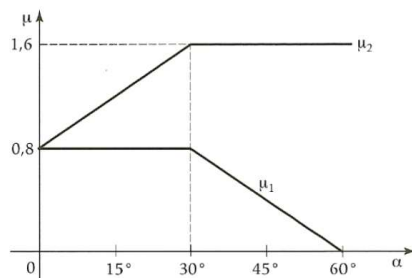
Inclinazione della falda α (1)

10 [deg]

Inclinazione della falda α (2)

10 [deg]

Legge di variazione del coefficiente di forma:



* (q_{*1})	0,80
* (q_{*2})	0,80
* (q_{*})	1,07

	$0^\circ = * = 30^\circ$	$30^\circ < * < 60^\circ$	$* = 60$
* (q_{*})	0,80	$0.8(60-\alpha)/30$	0,00
* (q_{*})	$0.8+0.8 \alpha/30$	1,60	0,00

CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = *_{i} \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

*_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

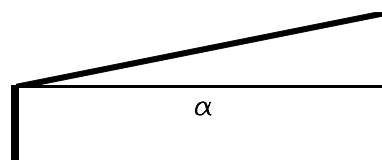
4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	10 [deg]
--------------------	----------

1,10 kN/mq

*

*	0,80
---	------



Si assume un valore pari a **110kg/mq**

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

Azione del vento (D.M. 14/01/2008)

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0,02

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	374
---	-----

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s = a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s = 1500$ m

v_p (velocità di riferimento [m/s])	27
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di forma) c_d (coefficiente dinamico)



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \lambda \cdot v_p^2 \quad (\lambda = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	455,63
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato dai dati sugli edifici da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE	1,2,3,4,5	6	7,8	9
A	--	IV	IV	V
B	--	III	III	IV
C	--	*	III	III
D	I	II	II	II

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONE	6	7,8	9
A	--	IV	IV
B	--	III	III
C	--	II	II
D	I	I	I

ZONE	7,8	9
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	I

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

$c_e(z) = k_z \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)$ per $z = z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$
--

c_e	1,63
-------	------

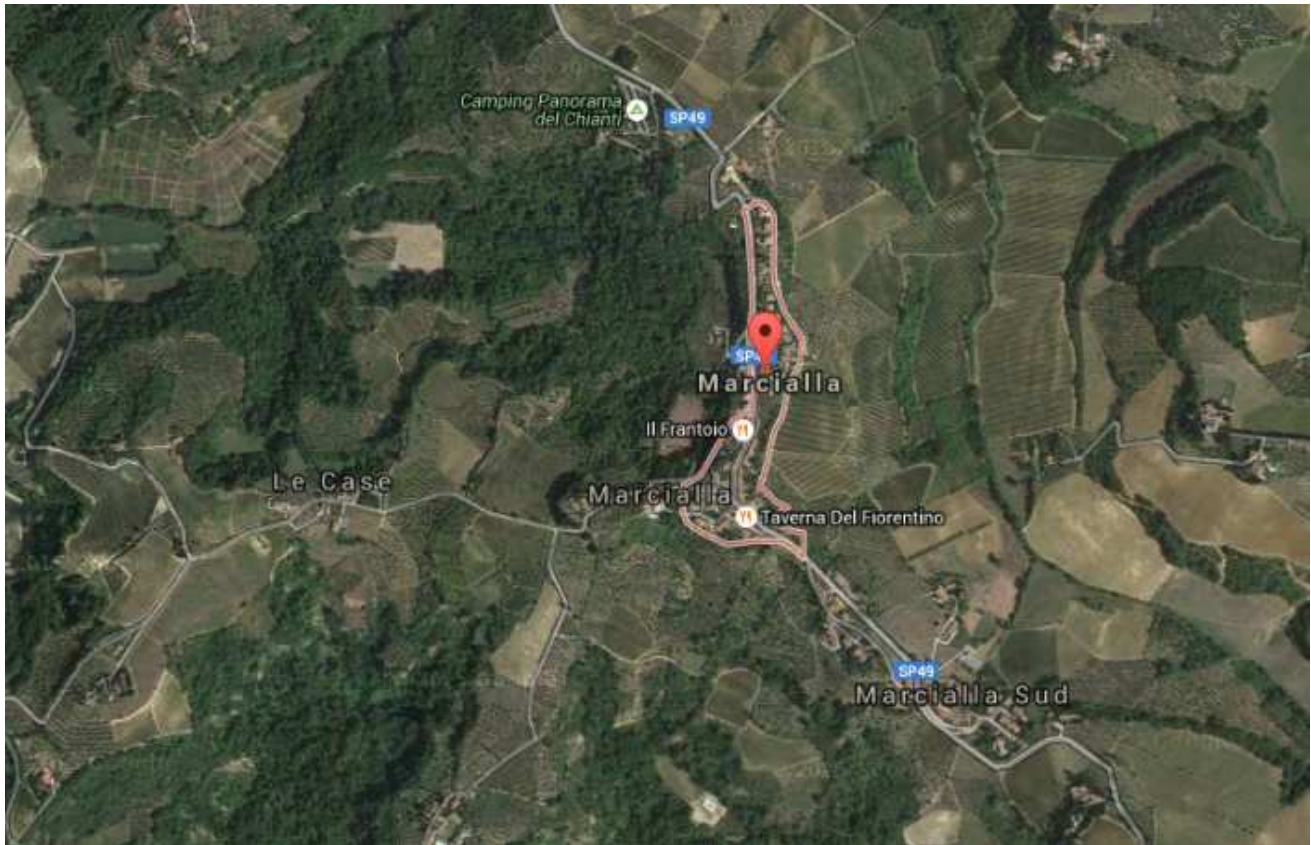
Z altezza edr. [m]	Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
5	3	B	374

Cat. Esposiz.	k_f	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
IV	0,22	0,3	8	1

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 744,59 N/mq (0,7445 kN/mq)

Si assume un valore pari a **268kg/m** applicato come forza lineare sulle colonne del lato più alto dell'edificio.

PLANIMETRIA GENERALE



RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

Getti in opera di Magroni strutturali

Classe:	C 12/15
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 124,5 \text{ kg/cm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 70.6 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di elasticità medio:	$E_{cm} = 272666 \text{ kg/cm}^2$
CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	X0
RAPPORTO ACQUA/CEMENTO	0.60
DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	32 mm
CLASSE DI CONSISTENZA	S3

Getti in opera di Calcestruzzo – Fondazioni e Elevazioni

Classe:	C 28/35
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 290,5 \text{ kg/cm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 164,6 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di elasticità medio:	$E_{cm} = 325881 \text{ kg/cm}^2$
CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	XC2
RAPPORTO ACQUA/CEMENTO	0.55
DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	20 mm
CLASSE DI CONSISTENZA	S4
COPRIFERRO NOMINALE	30 mm (40mm in fondazione)

Acciaio da armatura

Tipo:	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico normale:	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Legno lamellare di conifera GL28H

Peso specifico	$\gamma_k = 4100 \text{ N/m}^3$
Valore caratt. della resistenza a flessione	$f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2$
valore caratt. della resistenza a taglio	$f_{v,k} = 3,2 \text{ kg/cm}^2$
Resistenza caratt. a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,i,k} = 26,50 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratt. a trazione	$f_{t,i,k} = 19,50 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico normale medio	$E_{i,\text{mean}} = 12600 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale caratteristico	$G_{i,05} = 631 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale medio	$G_{\text{mean}} = 780 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico normale caratteristico	$E_{i,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

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

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Le indagini effettuate dal Geol. Alessandro Marratzu, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

... [S2 - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_u,30$).

Si realizzano due platee di spessore 30cm appoggiate su uno strato di calcestruzzo magro.

Dalla relazione geologica sono stati dedotti vari valori utilizzati per le verifiche qui sotto riportate:

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette															
Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ		
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]
Platea 1	2.92	20.00	11.30	180.00	3.00	-	NON Coesivo	1.48	1.20	0.63	1.00	5.14	0.00	0.059	0.172
Platea 2	5.34	20.79	15.33	179.70	1.40	-	NON Coesivo	1.56	1.18	0.54	1.00	5.14	0.00	0.028	0.150

LEGENDA:

Id_{Fnd}	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
L_{x/y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p.cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fid}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi	
hi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.

RELAZIONE DI CALCOLO

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

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

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

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

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

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
43.5767	11.1417	379

Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO

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

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **classe "BASSA"**.

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

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **S2** cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_s [s]
SLO	0.0512	2.577	0.257	1.44	0.124	0.371	1.805	1.20
SLD	0.0620	2.590	0.263	1.44	0.229	0.334	1.848	1.64
SLV	0.1399	2.516	0.288	1.41	0.220	0.310	2.150	1.35
SLC	0.1766	2.488	0.293	1.41	0.137	0.412	2.306	1.20

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1.00**.

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

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

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **3.12**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **3.12**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1.50**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

Dir. X:

- tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A telaio, miste equivalenti a telaio**
- tipologia strutturale: **con più campate**
- $\alpha_u/\alpha_1, X$: **1.3**
- fattore di riduzione q_0 (kw): **1.00**

Dir. Y:

- tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A telaio, miste equivalenti a telaio**
- tipologia strutturale: **con più campate**
- $\alpha_u/\alpha_1, Y$: **1.3**
- fattore di riduzione q_0 (kw): **1.00**

regolarità in pianta: **REGOLARE**

regolarità in altezza: **NON REGOLARE**

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del § 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

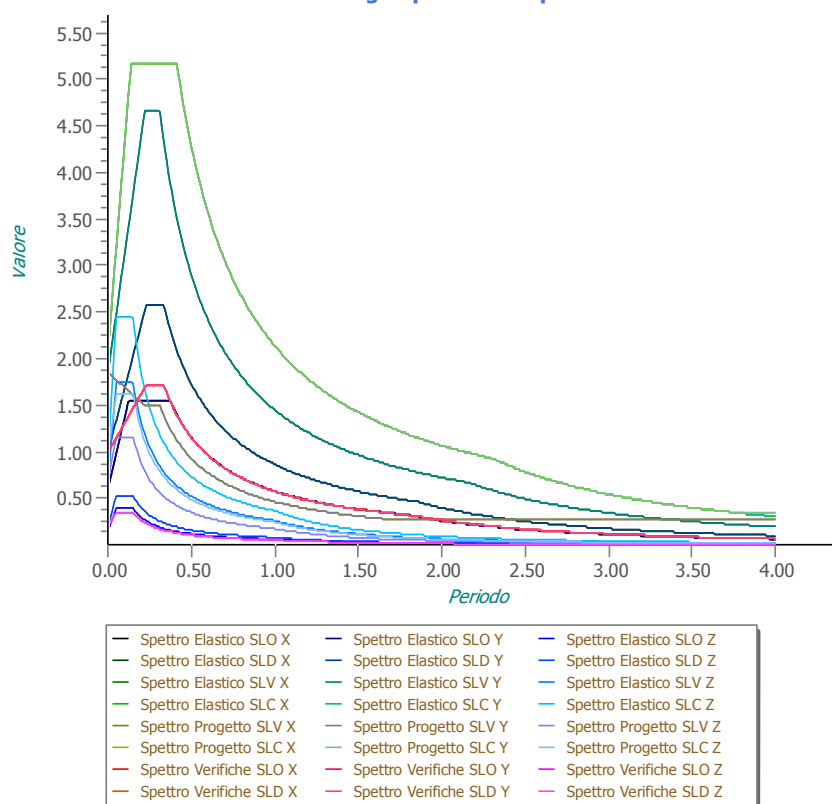
N.B: Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei § 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



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

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	98.1
salvaguardia della vita	Y	98.2
salvaguardia della vita	Z	95.3

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 conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

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

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

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

Valutazione degli spostamenti

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

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

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$
$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

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

Combinazione delle componenti dell'azione sismica

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

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

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \quad E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX}$$

dove:

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

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

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

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

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \pm 0.30E_{EdZ} \quad E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdZ} \quad E_{EdZ} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

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.

AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 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.

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:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

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;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 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 386 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:

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

dove:

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

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

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

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

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 p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

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

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del DM 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.

Stato Limite di Danno

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 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" (5) e "Rara" (11).

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.

CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Nome del Software	EdiLus
Versione	30.00Sc
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	15049997
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

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.

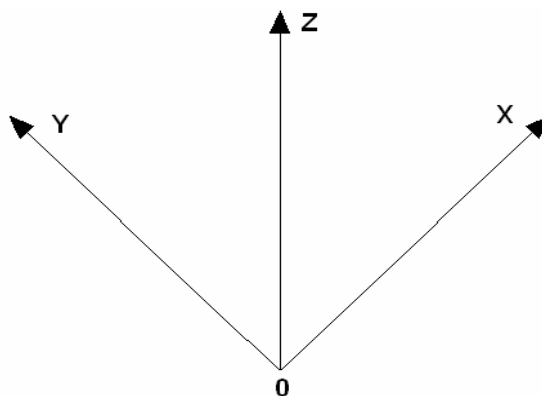
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

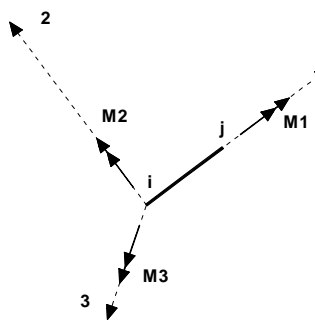
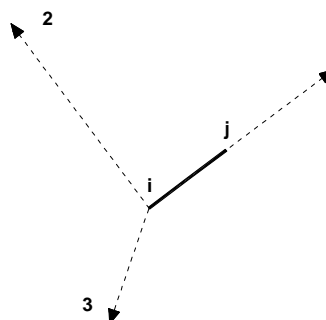
Sistemi di Riferimento

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).



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.

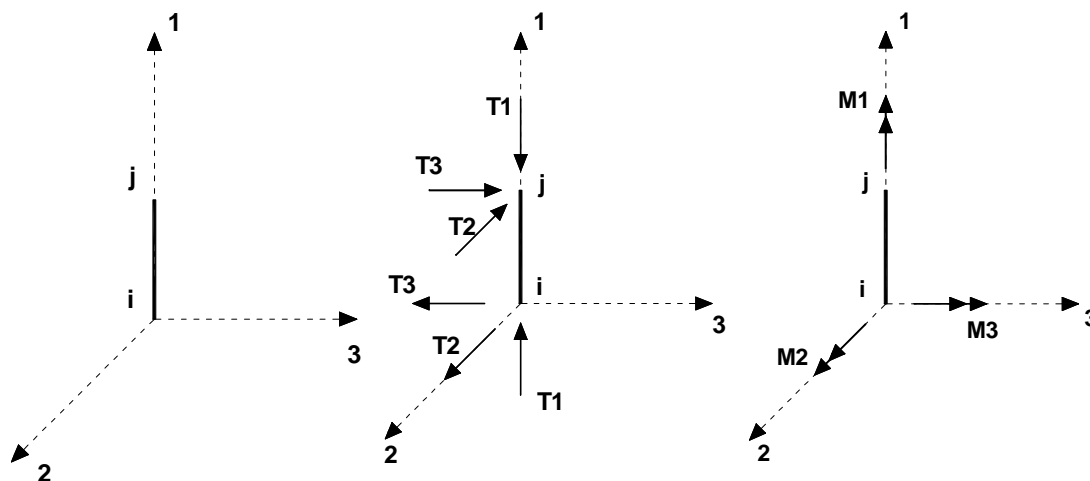
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- 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 T1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglianti T2 e T3, 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 (M2 e M3);
4. Sollecitazione torcente M1.

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:

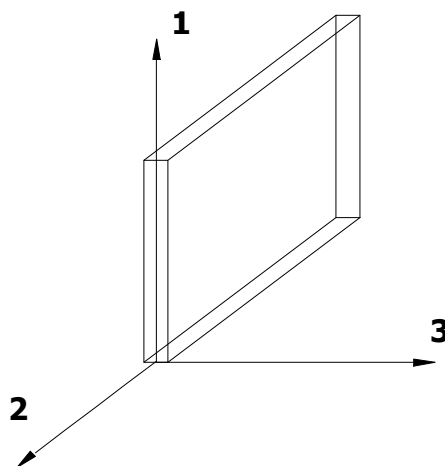
- una forza di trazione o compressione T1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T2 e T3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M2 e M3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

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.

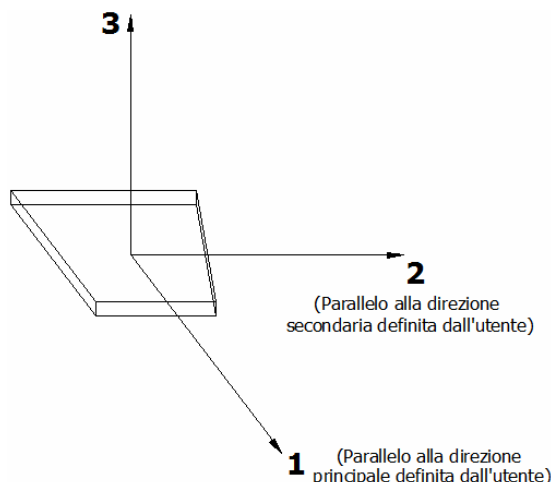
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

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.

Riferimento locale per solette

In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

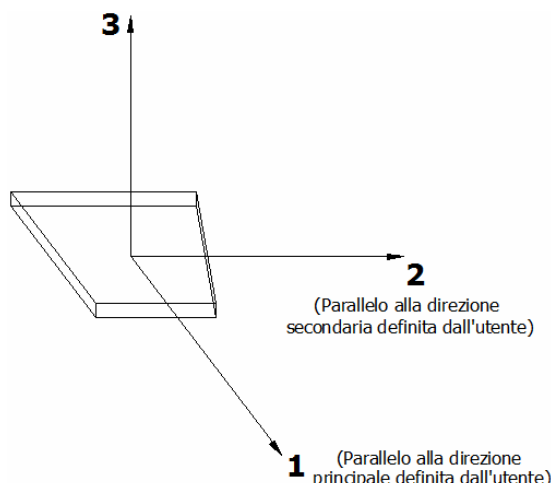
- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



Riferimento locale per platee

Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- 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.



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.

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.

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 § 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.

Verifiche di Resistenza

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è 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 gennaio 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.

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:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il 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_h , di cui al § 11.7.1.1.

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

k_{mod} è un 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 punto 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, 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:

$$C_S = R_d/S_d.$$

Gerarchia delle Resistenze

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al § 7.4.4 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del § 7.4.4.1.2.2.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD "A" e 1,1 per CD "B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.1.
Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.2.
- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.3.1.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel § 7.4.4.5.1. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.5.2.

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al § 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- per le strutture progettate sia in CD"A" che in CD"B" il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 è associata al concomitante valore del momento flettente e del taglio ottenuto amplificando le azioni trasferite dagli elementi soprastanti con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei tabulati di calcolo.

Essendo la struttura di Classe 3 sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.7.1 del D.M. 14 gennaio 2008, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

PROGETTAZIONE DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui principale funzione è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano.

La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solaio:

- Solai in getto pieno (Tipo I)
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II)
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III)

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai di tipo:

Modello di calcolo

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)*.

Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati tabulati di calcolo.

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "Tabulati di Calcolo".

SPINTA DEL TERRENO

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

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

in cui:

γ : peso unità di volume del terreno;

H: altezza del terrapieno;

K: coefficiente di spinta.

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

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

con:

$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale;

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot \frac{a_g}{g} = \text{coefficiente di intensità sismico orizzontale};$$

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g/g = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente β_m assume i valori della tabella 7.11-II (DM 14/01/2008).

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il coefficiente β_m assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

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

Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Attiva	
Passiva	Attiva
Riposo	Passiva
Utente	

Spinta Attiva

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

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

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

dove:

ϕ = angolo di attrito del terreno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);

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

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

Spinta Passiva

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

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

Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1 - \sin \phi.$$

Spinta Utente

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

- **Terreno con Sovraccarico**

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

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

- **Terreno con Coesione**

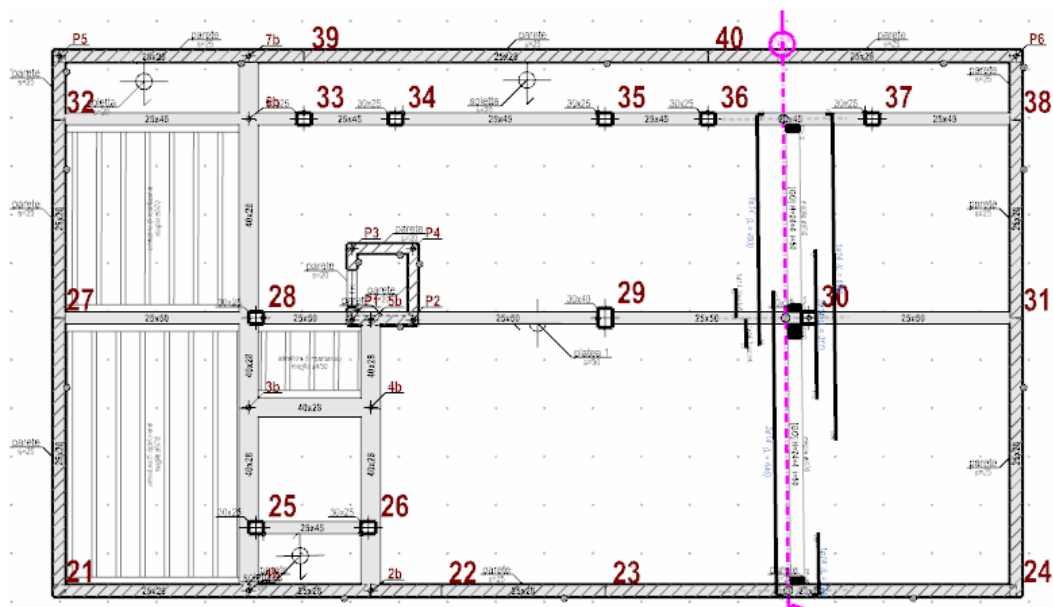
In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

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

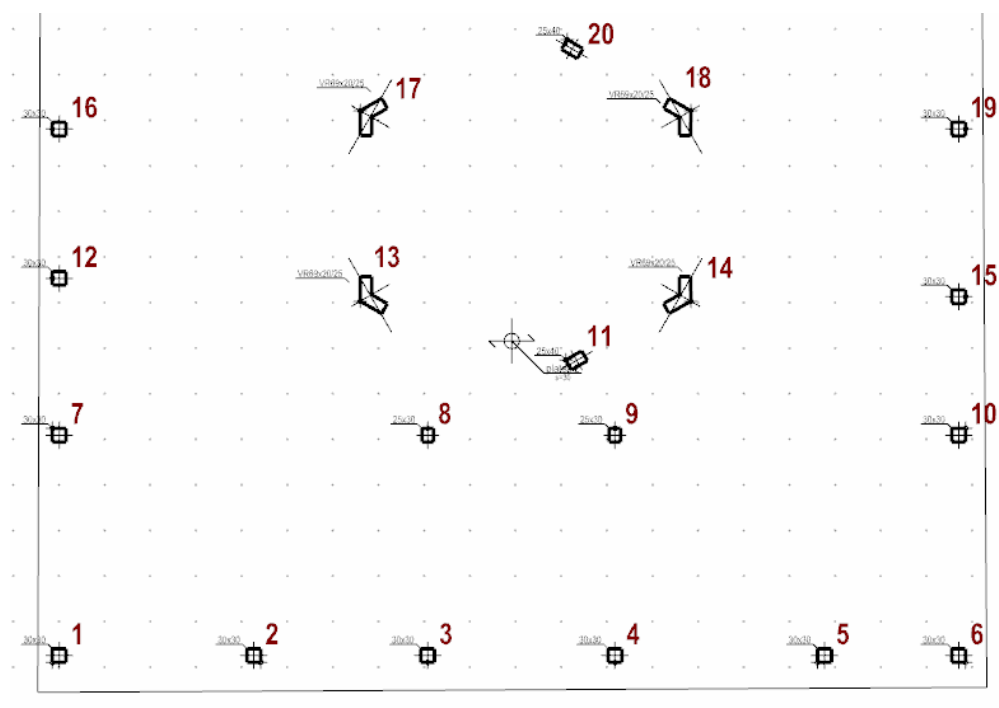
che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

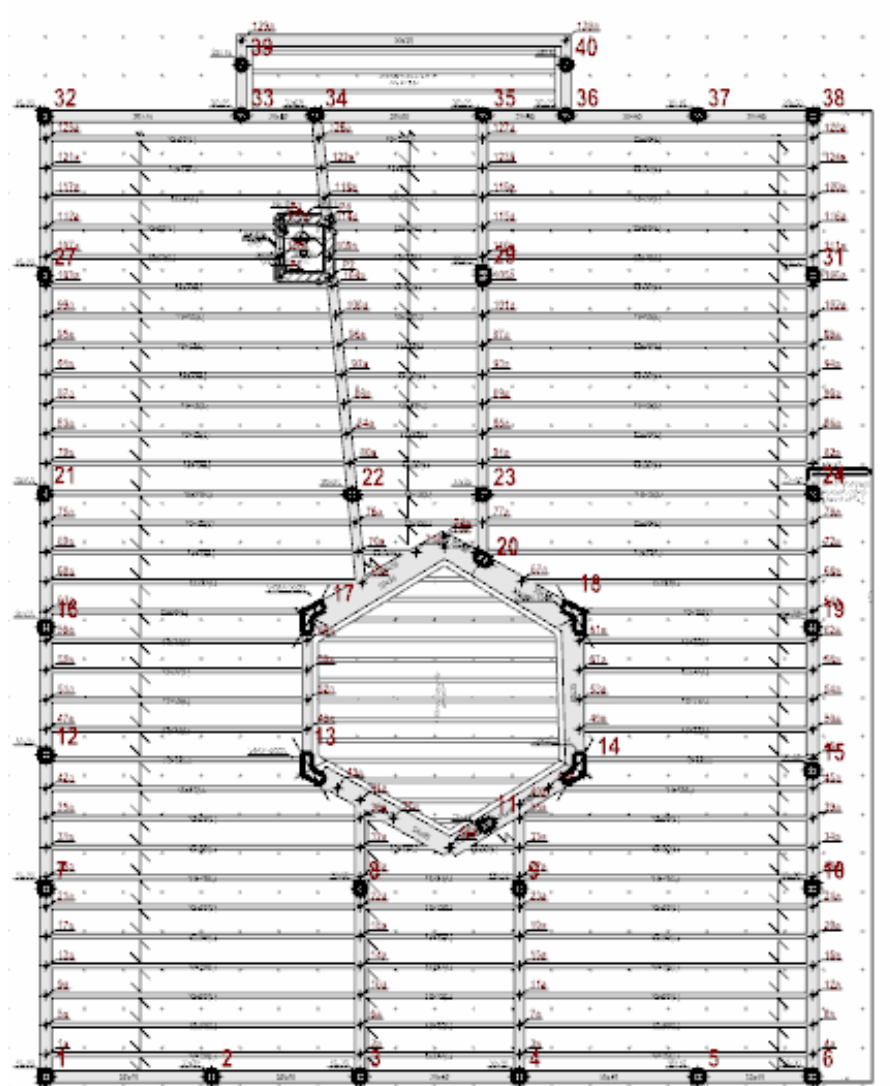
Numerazione nodi pianta piano terra (zona interrato)



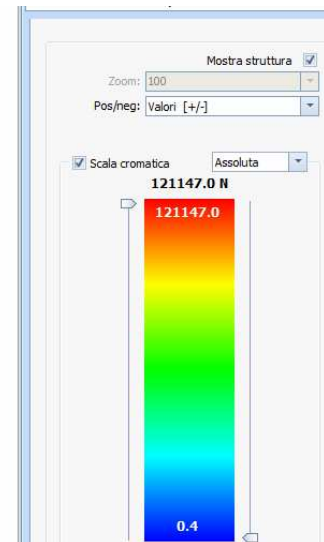
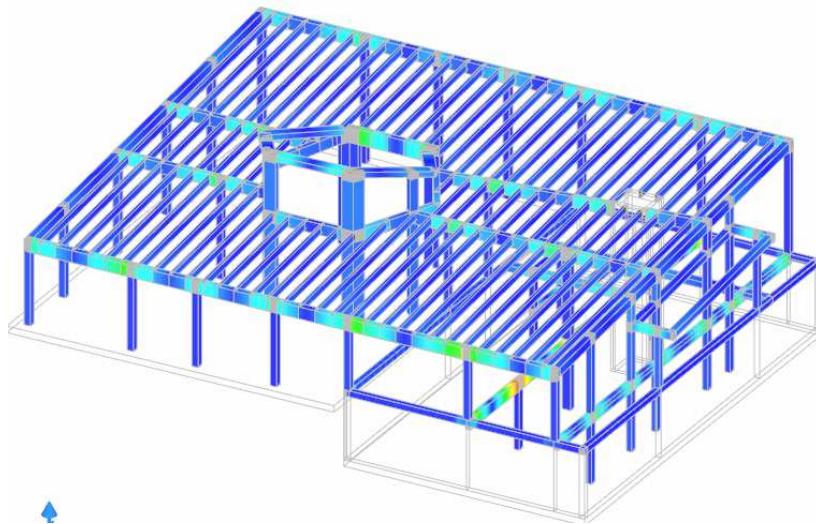
Numerazione nodi pianta piano terra (zona non interrato)



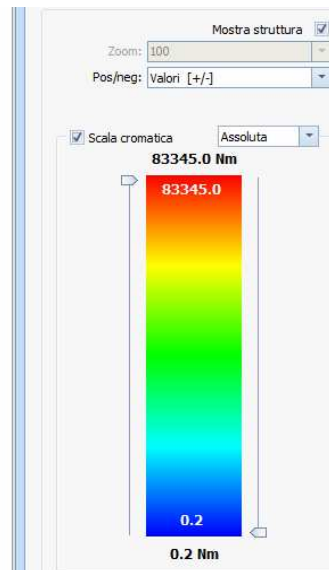
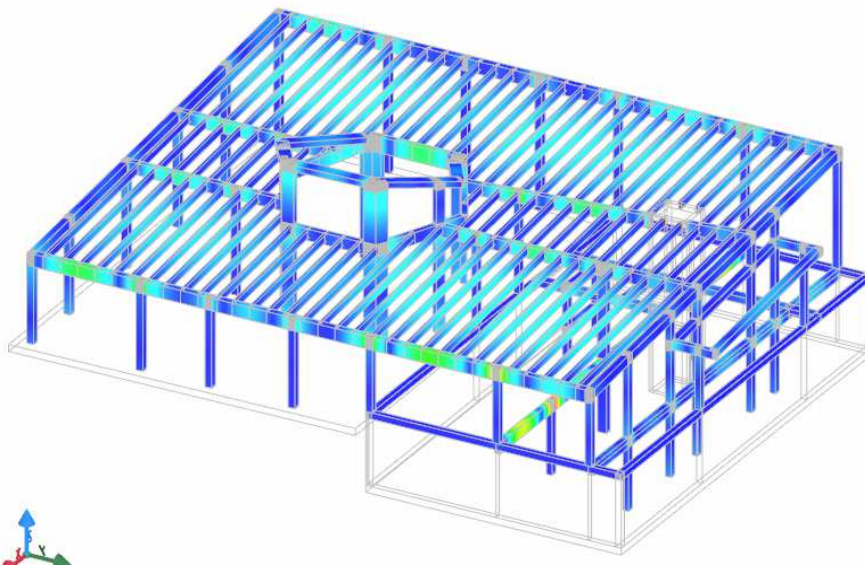
Numerazione nodi pianta piano copertura



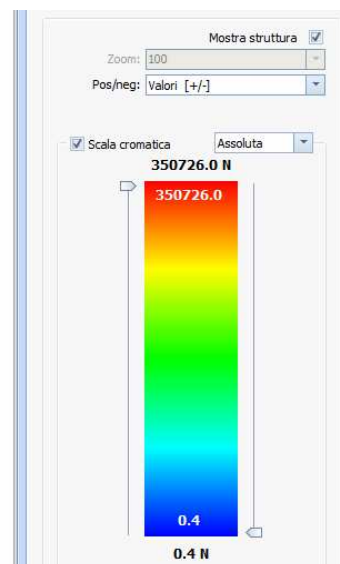
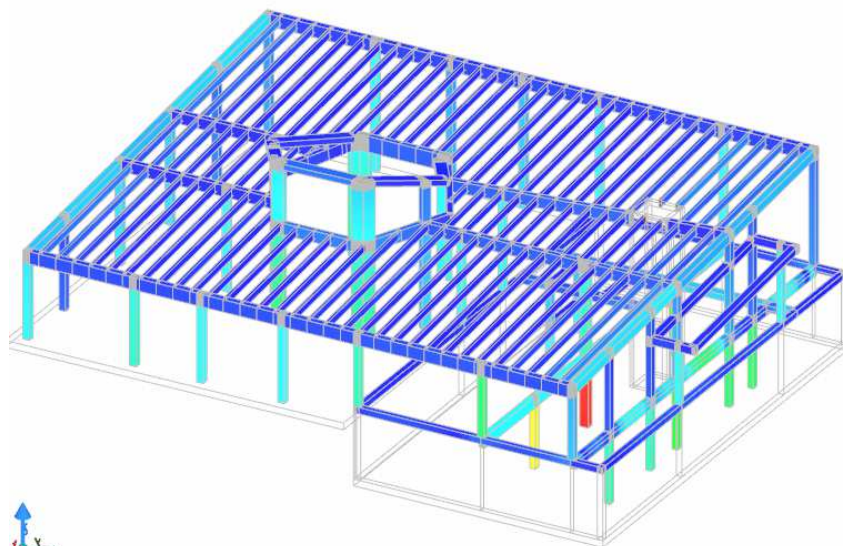
Taglio massimo



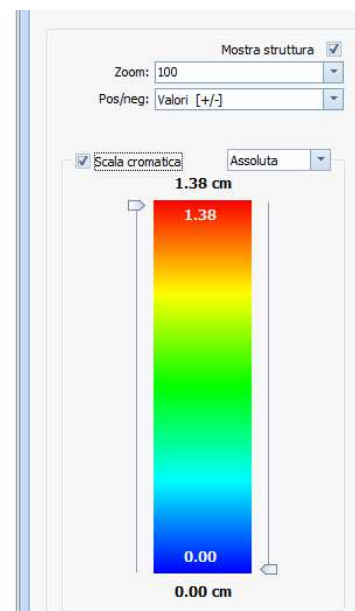
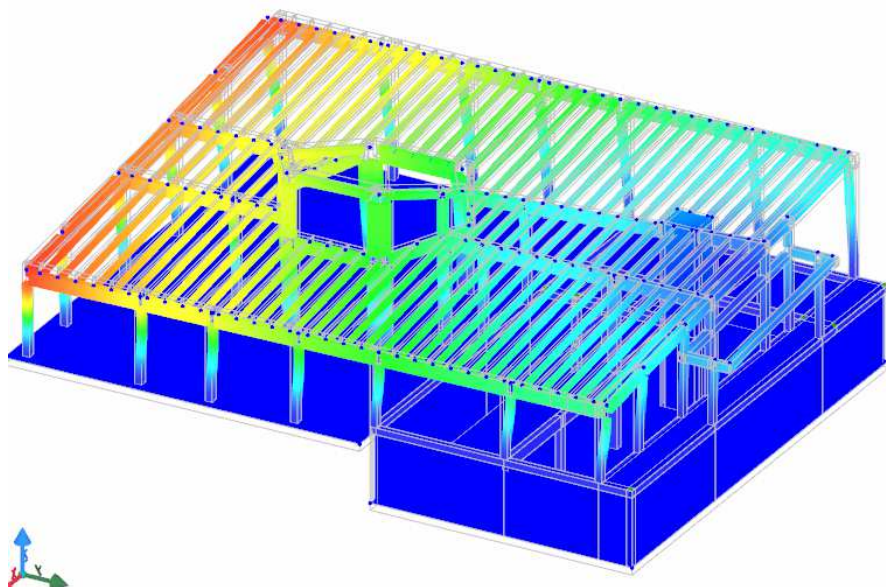
Momento flettente massimo



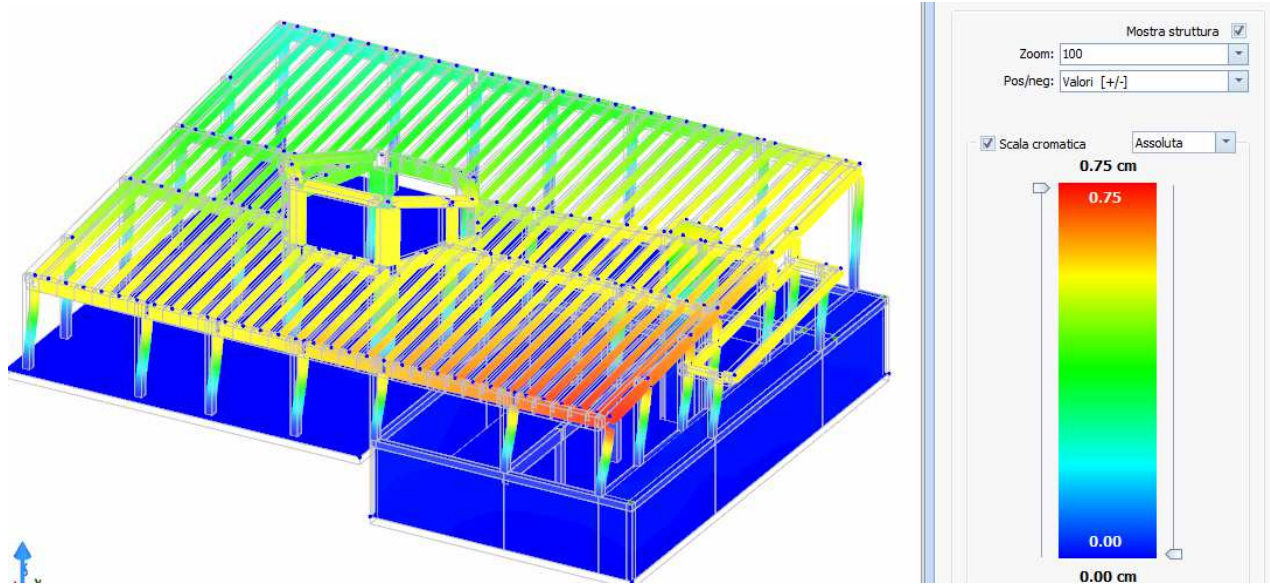
Sforzo normale massimo



Spostamenti sisma dir.X (SLU)



Spostamenti sisma dir.Y (SLU)



CALCOLO SOLETTA SCALA IN C.A.

sezione semplicemente armata (SCALA IN C.A. sp.15cm)

GEOMETRIA TRAVE

Luce netta L	3,10	m
dislivello D	0,00	m
inclinazione	0,00	rad
luce di calcolo	3,10	m
peso proprio G1	3,75	kN/m
gamma_G1	1,30	
car. perm. Portati G2	3,00	kN/m2
gamma_G2	1,50	
car. esercizio Q	4,00	kN/m2
gamma_Q	1,50	
Cmezz	8	
striscia di carico	1,00	m
altezza totale h	150	mm
base B	1000	mm
copriferro c	30	mm
diametro barre	14	mm
As (tesa)	num barre 5	769,3 mm2
A's (reggistaffe)	num barre 5	769,3 mm2
diametro staffe	8	mm
Ast	num bracci 2	100,48 mm2
passo staffe	200	mm
altezza utile d	120	mm

MATERIALI

fck	350	Mpa	0,83Rck
gamma_c	1,5		
fcu	358	Mpa	
fcd	198,33	Mpa	
fctm	14,90	Mpa	
fctm,fl	17,88	MPa	
Ecm	64356	Mpa	
fyk	450	Mpa	
Es	210000	Mpa	
gamma_s	1,15		
fyd	391,30	Mpa	
n	15		

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

VERIFICHE SLU

Fd	15,38 kN/m	<i>combinazione fondamentale</i>
Msd+ mezzeria	18,47 kNm	
Vsd	23,83 kN	

SEZIONE DI MEZZERIA-verifica a flessione

y	1,52 mm
Mrd	35,90 kNm
Mrd/Msd	1,94 <i>verificato</i>

SEZIONE DI APPOGGIO-verifica a taglio

% armatura	0,00
Vrd,min	53,08 kN
Vrd/Vsd	2,23 <i>verificato</i>

VERIFICHE SLE

psi_1	0,50	relativi alla categoria
psi_2	0,30	relativi alla categoria
Fd_r	10,75 kN/m	<i>combinazione rara</i>
Fd_fr	8,75 kN/m	<i>combinazione frequente</i>
Fd_qp	7,95 kN/m	<i>combinazione quasi permanente</i>

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

tensioni limite	sigma_c Mpa	sigma_s MPa
comb. Rara	210,00	360
comb. Quasi perm.	157,50	360

SEZIONE DI MEZZERIA	M kNm	x mm	sigma_c Mpa	sigma_s Mpa	
comb. Rara	12,91	42,34	5,76	158,53	<i>verificato</i>
comb. Quasi perm.	9,55	42,34	4,26	117,24	<i>verificato</i>

VERIFICA DI FESSURAZIONE

SEZIONE DI MEZZERIA

condizioni ambientali	<i>ordinarie</i>
tipo di armatura	<i>poco sensibile</i>

aperture limite

comb. Frequente w3	<i>0,4</i>
comb. Quasi perm w2	<i>0,3</i>

	M kNm	Mpr_fess kNm	sigma_s MPa	e_sm-e_cm	wk	
comb. Frequente	10,51	67,04	127	-0,00081	-0,1734	<i>verificato</i>
comb. Quasi perm.	9,55	67,04	115	-0,00087	-0,1851	<i>verificato</i>

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

luce di calcolo	5,25 m
rapporto di snellezza	35,00
k	1,5
ro	0,0051
ro'	0,0051 mm2
As,eff/Ascalc	2,00
valore limite	207,28 <i>verificato</i>

CALCOLO PANNELLI TAMPONATURA

Calcolo azione elementi non strutturali [§ 7.2.3]

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

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

$$T_a = \frac{2 h_0^2}{\pi} \sqrt{\frac{W_a}{EJ}}$$

W (Kg/m ³)	800	peso specifico dell'elemento non strutturale (compresa la malta)
W_a (Kg/m)	240	peso dell'elemento a metro lineare (compresa la malta)
q_a	2	fattore di struttura dell'elemento (tab. 7.2.1)
α	0,176	a_g/g secondo lo stato limite appropriato
S	1,49	$S_s \times S_T$
T_1 (s)	0,29300	periodo fondamentale costruzione nella direzione considerata
E (N/m ²)	5,0E+09	modulo elastico elemento non strutturale
t (m)	0,30	spessore dell'elemento non strutturale
J (m ⁴)	0,0023	momento di inerzia dell'elemento non strutturale (al metro)
h_0 (m)	4,72	altezza netta di interpiano
Z (m)	3,04	quota baricentro elemento rispetto al piano fondazione
H (m)	5,86	altezza costruzione rispetto al piano fondazione
T_a (s)	0,066	periodo fondamentale elemento non strutturale
S_a	0,61	
F_a (Kg/m)	73,72	

Verifica murature a pressoflessione fuori dal piano (striscia unitaria semplicemente appoggiata)

$$M_{u,p} = \left(\frac{t^2 \cdot 1 \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

Dati materiali

f_k (Kg/cm ²)	50	resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei fori
γ_m	3	vedi tabella 4.5.II
f_d (Kg/cm ²)	16,67	resistenza di progetto a compressione nella direzione dei fori
h_0 (m)	4,72	altezza netta di interpiano
t (m)	0,30	spessore dell'elemento non strutturale
N_{Ed} (Kg)	566,4	sforzo normale in mezzera
σ_0 (Kg/cm ²)	0,1888	tensione normale sezione mezzera
p_a (Kg/m)	15,62	carico distribuito sulla parete
M_{Ed} (Kgm)	43,50	momento agente
$M_{u,p}$ (Kgm)	83,83	V momento corrispondente al collasso per pressoflessione

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

CALCOLO TRAVI IN LEGNO LAMELLARE GL28H dim (120x320)mm

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo:	L	=	8230	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	760	[mm]
Base della sezione:	b	=	120	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	320	[mm]
Area sezione :	A	=	38400	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	2,048E+06	[mm ³]
	W _z	=	7,680E+05	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	3,277E+08	[mm ⁴]
	J _z	=	4,608E+07	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:		0,21	[kN/m ²]
2) Peso proprio pianelle / assito:		0,30	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0,51 [kN/m ²]

1) Sottotondo:		0,00	[kN/m ²]
2) Pavimento:		0,00	[kN/m ²]
3) Tramezzi:		0,00	[kN/m ²]
4) Isolante		0,00	[kN/m ²]
5) Altri permanenti:		0,90	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0,90 [kN/m ²]

Carico variabile:	Q _k	=	1,10 [kN/m ²]
-------------------	----------------	---	---------------------------

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno lamellare incollato
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	GL28h
Classe di servizio :	Classe di servizio 1

- Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con 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. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

Coefficiente parziale per il materiale :	2 _M	=	1,45 [-]
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0,60 [-]

Combinazione I - perm. + acc.	Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio
k _{mod,I}	= 0,60
Combinazione II - perm.	Istantanea - Vento, sisma
k _{mod,II}	= 1,00

Valori caratteristici		Valori di progetto		k _{mod,I} 0,60	k _{mod,II} 1,00	
f _{m,k}	[MPa] 28,00	f _{m,d}	[MPa] 11,59	19,31		Flessione
f _{t,0,k}	[MPa] 19,50	f _{t,0,d}	[MPa] 8,07	13,45		Trazione parallela alle fibre
f _{t,90,k}	[MPa] 0,45	f _{t,90,d}	[MPa] 0,19	0,31		Trazione ortogonale alle fibre
f _{c,0,k}	[MPa] 26,50	f _{c,0,d}	[MPa] 10,97	18,28		Compress. parallela alle fibre
f _{c,90,k}	[MPa] 3,00	f _{c,90,d}	[MPa] 1,24	2,07		Compress. ortogonale alle fibre
f _{v,k}	[MPa] 3,20	f _{v,d}	[MPa] 1,32	2,21		Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	E _{0,mean}	=	12600	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	E _{90,mean}	=	420	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	E _{0,05}	=	10200	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G _{mean}	=	780	[MPa]

Massa

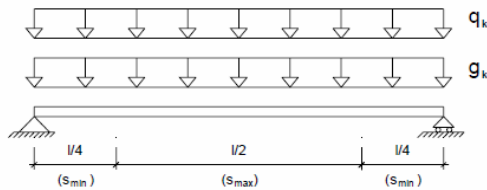
Massa volumica caratteristica	2 _k	=	4,10	[kN/m ³]
-------------------------------	----------------	---	------	----------------------

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	\bar{G}_1	=	1,30
Carichi permanenti non strutturali	\bar{G}_2	=	1,50
Carichi variabili	\bar{Q}	=	1,50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	\bar{d} [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	\bar{d} [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	2,78	23,55	11,44	11,50	11,59	0,45	1,32	Verificato
II perm.	1,53	12,93	6,28	6,31	19,31	0,25	2,21	Verificato



VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	L/300	▼	$u_{2,ist,lim}$	=	27,43	[mm]
Limite freccia differita :	L/200	▼	$u_{net,fin,lim}$	=	41,15	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}			$\bar{2}$	=	0,20	[-]
Coefficiente				=	1,20	[-]

Freccia istantanea (carichi permanenti) :	$u_{1,ist}$	=	15,84	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :	$u_{2,ist}$	=	12,38	[mm]
Freccia netta finale :	$u_{net,fin}$	=	39,20	[mm]

$u_{2,ist}$	=	12,38	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	27,43	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	39,20	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	41,15	[mm]	Verificato

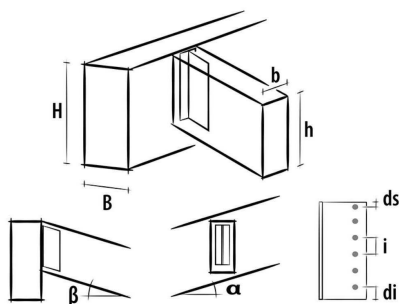
$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8 G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8 G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

CALCOLO CONNESSIONE TRAVE IN C.A. – TRAVE IN LEGNO LAMELLARE (120x320)mm

- Piastra a scomparsa tipo "ALU MIDI 240" della Rothoblaas e collegamento della trave in lamellare alla piastra con n.9 spinotti auto foranti Ø7x113



DATI DI INGRESSO:

Azione di taglio di progetto (F_v, d)
Classe di servizio
Classe di durata carico dominante
Coefficiente k_{mod}
Coefficiente sicurezza connessione

T	=	12 KN
cl	=	1
tq	=	permanente
k_{mod}	=	0.6
γ_M	=	1.5

Qualità trave secondaria
Massa volumica legno secondaria
Base trave secondaria
Altezza trave secondaria
Angolo posa trave secondaria
Tipo staffa
(Staffa angolata ricavata da barra)
Angolo posa trave secondaria
Tipo connettori ali
Tipo connettori anima

	=	Lamellare GL28h (omogeneo)
ρ_k	=	425 Kg/m ³
b	=	120 mm
h	=	320 mm
β	=	10.00 °
	=	ALU MIDI 240
β	=	10.00 °
	=	Chiodo
	=	Spinotto liscio

Spinotti:

Diametro spinotto
Lunghezza spinotto
Numero totale spinotti
Resistenza ultima caratteristica
Momento di snervamento
Spessore fresatura testa
Distanza efficace spinotti-testa
Distanza minima dalla testa-spinotto superiore
Distanza minima dalla testa-spinotto inferiore
Coeff. riduzione secondo EN1995:1995
Distanza efficace spinotti-bordo superiore
Distanza minima dal bordo-spinotto superiore
Distanza efficace spinotti-bordo inferiore
Distanza minima dal bordo-spinotto inferiore
Coeff. riduzione secondo EN1995:1995

dp	=	12 mm
lp	=	120 mm
np	=	6
f_{uk}	=	360 N/mm ²
M_{yRk}	=	69071 N/mm
spf	=	8 mm
a _{3eff}	=	78.0 mm
a _{3s}	=	84 mm
a _{3i}	=	51 mm
k ₃	=	0.96
a _{4sup}	=	68.1 mm
a _{4s}	=	38 mm
a _{4inf}	=	54.9 mm
a _{4i}	=	36 mm
k ₄	=	1.00

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

Resistenza caratteristica totale a trazione	R _{kh,tot}	=	12.95 KN
Superficie compressa corrispondente	A _I	=	3454 mm ²
Braccio di coppia connettori-superficie	b _f	=	190 mm
Posizione X centro rotazione	e _c	=	42.0 mm
Resistenza caratteristica risultante a taglio STAFFA	R _{kALU}	=	58.47 KN
Resistenza di design risultante a taglio STAFFA	R _{dALU}	=	23.39 KN
Distanza X centro rotazione-Spinotti acciaio	e _s	=	44.0 mm
Momento parassita su Spinotti acciaio	M _p	=	2572601 Nmm
Forza da Taglio su Spinotti acciaio	F _{Tp}	=	9.74 KN
Forza da Momento su Spinotti acciaio	F _{Mp}	=	12.86 KN
Forza di Taglio risultante su Spinotti acciaio	F _p	=	16.14 KN
Resistenza caratteristica a taglio Spinotti acciaio	R _{kv,p}	=	17.04 KN
Rapporto caratteristico Spinotti acciaio		=	0.95 VERIFICATO

Resistenza caratteristica risultante a taglio STAFFA	R_{kALU}	=	58.47 KN
Resistenza di design risultante a taglio STAFFA	R_{dALU}	=	23.39 KN
Verifica globale staffa ALU		=	0.51 VERIFICATO

CALCOLO CONNESSIONE TRAVE IN C.A. – TRAVE IN LEGNO LAMELLARE (120x320)mm

- Fissaggio della piastra a scomparsa con la trave in c.a. con n.8 barre M8 (HIT-V) e resina HILTI HIT-RE500

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 + HIT-V (8.8) M8

Set Dinamico o qualunque soluzione idonea per il riempimento degli spazi anulari

Profondità di posa effettiva: $h_{ef, opti} = 40 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 160 \text{ mm}$)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 04/0027

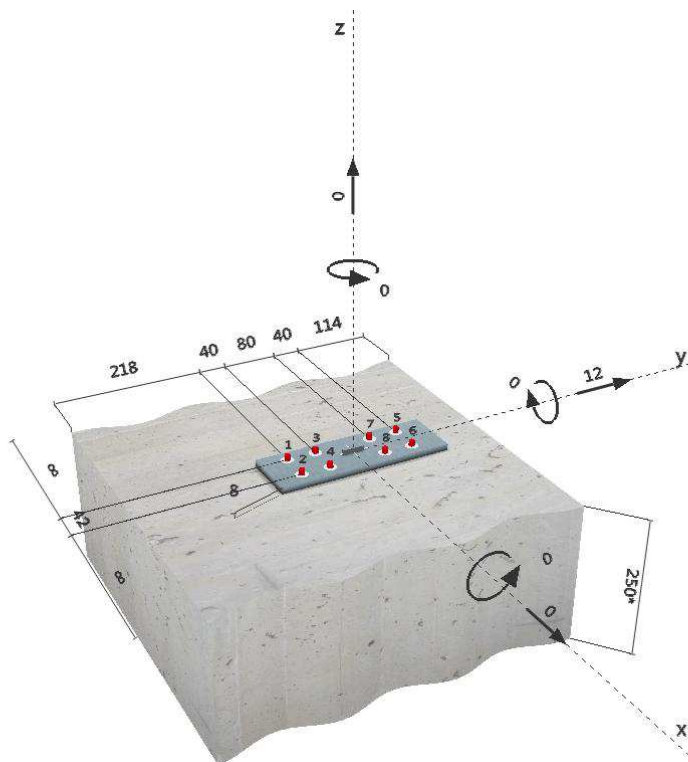
Emesso / Valido: 26/06/2013 | 16/05/2018

Prova: metodo di calcolo Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 8 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 80 \text{ mm} \times 240 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$;

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_c = 30.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto



PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	1.500	0.000	1.500
2	0.000	1.500	0.000	1.500
3	0.000	1.500	0.000	1.500
4	0.000	1.500	0.000	1.500
5	0.000	1.500	0.000	1.500
6	0.000	1.500	0.000	1.500
7	0.000	1.500	0.000	1.500
8	0.000	1.500	0.000	1.500

- [‰]

Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1.500	12.000	13	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	12.000	29.389	41	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	12.000	16.911	71	OK

Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
15.000	1.250	12.000	1.500

Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{Cr,N}$ [mm]	$s_{Cr,N}$ [mm]	k-factor	
45360	14400	60	120	1.000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
13.995	1.500	29.389	12.000		

Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
40	8.0	2.400	0.059	0.059	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
114	66149	58939			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.000	1.000	0	1.000	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
22.602	1.500	16.911	12.000		

Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N			
V_{Sk}	= 0.000 [kN]	δ_N	= 0.000 [mm]
V_{Sk}	= 4.444 [kN]	δ_V	= 0.267 [mm]
		δ_{NV}	= 0.267 [mm]

Carichi a lungo termine:

N			
V_{Sk}	= 0.000 [kN]	δ_N	= 0.000 [mm]
V_{Sk}	= 4.444 [kN]	δ_V	= 0.400 [mm]
		δ_{NV}	= 0.400 [mm]

RELAZIONE DI ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO
(a sensi del par. 10.2. del D.M. 14/01/2008 e par. C 10.2. del la Circ. 02/02/2009 n. 617)

Verifica di attendibilità ed accettabilità dei risultati.

I risultati ottenuti dalle elaborazioni sono stati confrontati con calcoli semplici eseguiti con metodi tradizionali, utilizzati anche in fase di primo proporzionamento della struttura. È stata presa in considerazione la trave 30-31 del piano terra dell'edificio, confrontando i risultati ottenuti con il metodo tradizionale delle deformazioni e i risultati del programma di calcolo agli elementi finiti.

MOMENTO SOLLECITANTE DI CALCOLO IN MEZZERIA	VALORE DA CALCOLO TRADIZIONALE (Nm)	VALORE DA PROGRAMMA AGLI F.E.M. (Nm)
Med-Trave 30-31 Piano Terra	53460	55814

TAGLIO SOLLECITANTE DI CALCOLO	VALORE DA CALCOLO TRADIZIONALE (N)	VALORE DA PROGRAMMA AGLI F.E.M. (N)
Ted-Trave 30-31 Piano Terra	160370	170134

Dai risultati ottenuti si evidenzia, a livello tensionale una buona approssimazione dei risultati ottenuti con il procedimento tradizionale e quello agli elementi finiti. Si riporta in allegato il foglio di calcolo con metodo tradizionale.

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

CALCOLO TRAVE APPOGGIATA IN CA-DM 14/01/2008
sezione semplicemente armata (TRAVE 30-31)

cls: legame costitutivo stress-block

GEOMETRIA TRAVE

Luce netta L	4,00	m
dislivello D	0,00	m
inclinazione	0,00	rad
luce di calcolo	4,00	m
peso proprio G1	3,12	kN/m
gamma_G1	1,30	
car. perm. Portati G2	7,40	kN/m2
gamma_G2	1,50	
car. esercizio Q	3,00	kN/m2
gamma_Q	1,50	
Cmezz	24	
striscia di carico	4,88	m
altezza totale h	500	mm
base B	250	mm
copriferro c	30	mm
diametro barre	16	mm
As (tesa)	num barre 3	602,88 mm2
A's (reggistaffe)	num barre 3	602,88 mm2
diametro staffe	10	mm
Ast	num bracci 2	157 mm2
passo staffe	230	mm
altezza utile d	470	mm

MATERIALI

fck	30	Mpa	0,83Rck
gamma_c	1,5		
fcu	38	Mpa	
fcd	17,00	Mpa	
fctm	2,90	Mpa	
fctm,fl	3,48	MPa	
Ecu	32837	Mpa	
fyk	450	Mpa	
Es	210000	Mpa	
gamma_s	1,15		
fyd	391,30	Mpa	
n	15		

VERIFICHE SLU

Fd	80,18	kN/m	combinazione fondamentale
Msd+ mezzeria	53,46	kNm	
Vsd	160,37	kN	

SEZIONE DI MEZZERIA-verifica a flessione

y	55,51	mm
Mrd	104,33	kNm
Mrd/Msd	1,95	verificato

SEZIONE DI APPOGGIO-verifica a taglio

% armatura	0,06	
Vrd,min	282,47	kN
Vrd/Vsd	1,76	verificato

VERIFICHE SLE

psi_1	0,50	relativi alla categoria
psi_2	0,30	relativi alla categoria
Fd_r	65,98	kN/m
Fd_fr	58,66	kN/m
Fd_qp	55,73	kN/m

PROGETTO DEFINITIVO
Realizzazione della nuova Scuola Materna di Marcialla
- Progetto strutturale -

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

tensioni limite	sigma_c	sigma_s			
	Mpa	MPa			
comb. Rara	18,00	360			
comb. Quasi perm.	13,50	360			
SEZIONE DI MEZZERIA	M	x	sigma_c	sigma_s	
	kNm	mm	Mpa	Mpa	
comb. Rara	43,99	151,74	5,53	173,95	<i>verificato</i>
comb. Quasi perm.	37,15	151,74	4,67	146,93	<i>verificato</i>

VERIFICA DI FESSURAZIONE

SEZIONE DI MEZZERIA

condizioni ambientali	<i>ordinarie</i>
tipo di armatura	<i>poco sensibile</i>
aperture limite	
comb. Frequente w3	<i>0,4</i>
comb. Quasi perm w2	<i>0,3</i>

	M	Mpr_fess	sigma_s	e_sm-e_cm	wk	
	kNm	kNm	MPa			
comb. Frequente	39,11	36,21	153	0,00052	0,0977	<i>verificato</i>
comb. Quasi perm.	37,15	36,21	146	0,00049	0,0909	<i>verificato</i>

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

luce di calcolo	5,25 m
rapporto di snellezza	10,50
k	1,5
ro	0,0048
ro'	0,0048 mm ²
As,eff/Ascalc	2,00
valore limite	52,22 <i>verificato</i>

In base alla coerenza dei risultati ottenuti dal confronto eseguito, si valutano valide le scelte sulla schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.