

Imp. n° 21763

**MET.: ALL. BIOMETANO SOC. AGR. BMZ
DN 100 (4") – 75 bar
IN COMUNE DI VILLA BARTOLOMEA (VR)**

RELAZIONE DI CALCOLO B5

0	Mag-2025	Emissione per Autorizzazione Unica 327	Ruggiero	Cilento	Barci
Indice	Data	Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
Cliente:		Progettista:	Comm. Prog.:	4307/19	
			Comm. Snam:	NQ/R24344	
			Tavola:	ST-E-001	

INDICE

1	PREMESSA	3
2	CARATTERISTICHE DELLE OPERE	3
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
4	DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	4
4.1	SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	4
4.2	VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO	5
5	CARATTERIZZAZIONE E MODELLIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	6
6	MODELLAZIONE STRUTTURALE	7
7	ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE DI SICUREZZA	9
8	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	12
9	DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018	12

ALLEGATI

SCHEMI GRAFICI E DIAGRAMMI

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa al progetto di un fabbricato uso telecomandato e telemisure, tipo “B5”, previsto nel progetto di realizzazione di un nuovo metanodotto, di proprietà della SNAM Rete Gas S.p.A., denominato “*Allacciamento Biometano Soc. Agr. BMZ DN 100 (4”) - 75 bar*”, ubicato nel territorio del comune di Villa Bartolomea, in provincia di Verona.

La relazione è stata redatta in accordo al D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

2 CARATTERISTICHE DELLE OPERE

La struttura in progetto presenta dimensioni in pianta di 5.45 m x 2.95 m ed un'altezza massima fuori terra pari a circa 3.45 m.

Per le opere di fondazione del fabbricato B5, è stata prevista una platea di fondazione con dimensione in pianta 7.10 m x 4.60 m, per uno spessore di 0.30 m. La platea è un tipo di fondazione che ha superficie analoga o maggiore dell'impronta lasciata dalla sovrastruttura sul terreno. Avendo una superficie a contatto con il suolo molto alta, assai maggiore di quella ottenibile con graticcio di travi rovesce e ancor di più dei plinti, rende minima la pressione sul terreno; quindi, è una tipologia di fondazione che risulta particolarmente adatta, soprattutto, nel caso di terreni con caratteristiche geotecniche scadenti.

La struttura portante sarà realizzata con l'ausilio di elementi prefabbricati, in particolare, con pareti a doppia lastra, di tipo predalles, armate con reti elettrosaldate ed irrigiditi con tralicci elettrosaldati incorporati nel getto, lo spessore complessivo delle pareti sarà di 35 cm. Anche la sezione resistente del solaio di copertura sarà realizzata mediante lastre predalles.

La doppia lastra tralicciata rappresenta una valida soluzione per la realizzazione delle murature in cemento armato ed offre inoltre diversi vantaggi in termini di velocità e sicurezza di messa in opera.

Al fine di garantire l'ancoraggio tra sovrastruttura e fondazione andranno disposte opportune armature di ripresa e di ancoraggio della muratura soprastante.

Per le parti strutturali in progetto saranno utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza C30/37, per tutte le opere da realizzare sarà utilizzato acciaio tipo B450C.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia

- **D.M. 17 gennaio 2018**

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

- **Circolare esplicativa relativa al D.M. 17 gennaio 2018 del 12/02/2019**

4 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

La modellazione della struttura è stata eseguita mediante il programma di calcolo strutturale Sismicad 13 della Concrete s.r.l.. Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

4.1 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi

trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. È previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

4.2 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte agli stati limite in

accordo al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa l'introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base dell'effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare, il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo al D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

5 CARATTERIZZAZIONE E MODELLIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

I parametri fisico-meccanici rappresentativi dei terreni di fondazione sono stati ricavati dalla Relazione Geologica e sulla pericolosità sismica di base (Allegato RE-GEO-001).

Per la caratterizzazione geotecnica ed il modello geologico di sottosuolo sono state realizzate le seguenti indagini:

- n° 1 indagine sismica attiva di tipo M.A.S.W.;
- n° 1 indagine sismica passiva di tipo H.V.S.R.;
- n° 1 prova penetrometrica dinamica media (DPM).

L'esecuzione della prova penetrometrica dinamica (DPM) ha permesso la correlazione empirica con alcuni parametri geotecnici per desumere le caratteristiche di resistenza meccanica dei depositi indagati.

Di seguito viene riportata la tabella con i parametri geotecnici desunti dall'esecuzione delle prove penetrometriche per i terreni indagati e le cui correlazioni sono state ragionevolmente scelte in funzione della tipologia di terreni (Tabella 1):

Tabella 1: Parametri geotecnici.

Descrizione	Profondità (m)	Peso di volume (t/m ³)	Peso di volume saturo (t/m ³)	Modulo di Young (kg/cm ²)	Modulo edometrico (kg/cm ²)	Coesione efficace (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo di attrito (°)	Classificazione AGI
Copertura	0.00 - 1.00	1.75	1.80	54.00	56.87	0.01	0.34	21	MODERAT. CONSISTENTE
Argilla sabbiosa	1.00 - 3.70	1.70	1.75	29.00	31.37	0.01	0.18	21	POCO CONSISTENTE
Argilla sabbiosa	3.70 - 6.00	1.75	1.80	117.10	121.23	0.03	0.79	23	CONSISTENTE
Argilla sabbiosa	6.00 - 7.00	1.80	1.85	145.40	150.09	0.04	0.98	24	CONSISTENTE

Inoltre, durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica media (DPM), non è stata rilevata la presenza di falda. Tuttavia, dall'analisi dei dati bibliografici preesistenti, si evince che la soggiacenza della falda freatica da 0 m a 2 m da p.c.. Pertanto, la falda idrica nel sito in esame è da considerare, a scopo cautelativo, ad una profondità pari all'incirca **1.0 m dal p.c.** Tale dato è da considerarsi alquanto approssimativo, in quanto trattasi probabilmente di un livello idrico non perenne e fortemente legato alle precipitazioni meteorologiche.

Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione:

La categoria di suolo di fondazione ai fini della modellazione sismica è la **categoria C**. L'azione sismica è stata valutata sulla base dei seguenti parametri:

Classe d'uso: IV

Vita nominale: 50 anni

Categoria topografica: T1.

6 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La struttura in progetto è stata modellata in modo da riflettere in maniera accurata la geometria reale tridimensionale dell'edificio e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali delle masse, rigidità e resistenza. Anche i fori delle aperture sono stati integrati per potere valutare il loro effetto sulla struttura.

A vantaggio di sicurezza è stata considerata come sezione resistente delle pareti armate prefabbricate quella al netto della lastra predalles esterna e del materiale isolante, questi ultimi sono comunque stati considerati nel calcolo come masse presenti sulle pareti armate. Quindi sono state considerate per il calcolo pareti in c.a. con spessore di 22 cm armate con barre disposte sulle due facce, la struttura in progetto invece avrà pareti di spessore 35 cm (Figura 1) costituite da due lastre predalles di spessore 5 cm dotate di rete elettrosaldata $\phi 10/20 \times 20$, traliccio metallico e rete elettrosaldata $\phi 10/20 \times 20$ annegata nel cls gettato in opera.

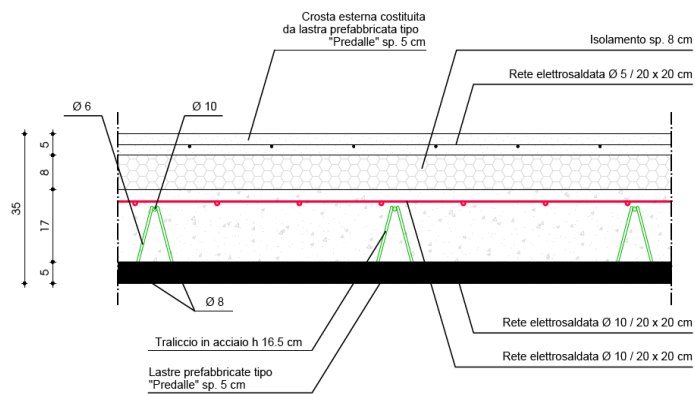


Figura 1 – Sezione trasversale muro.

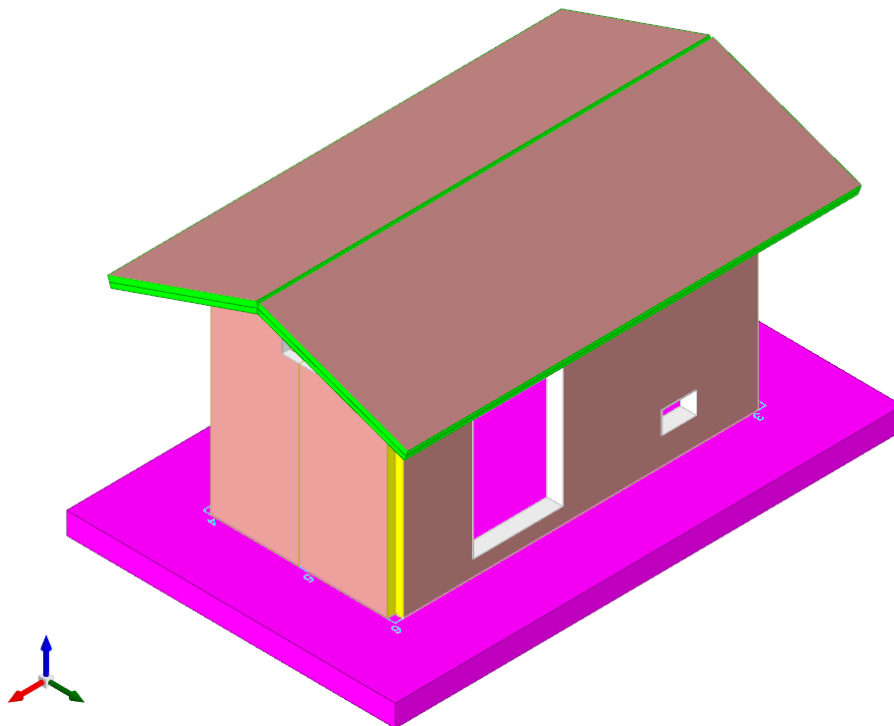


Figura 2 – Fabbricato B5.

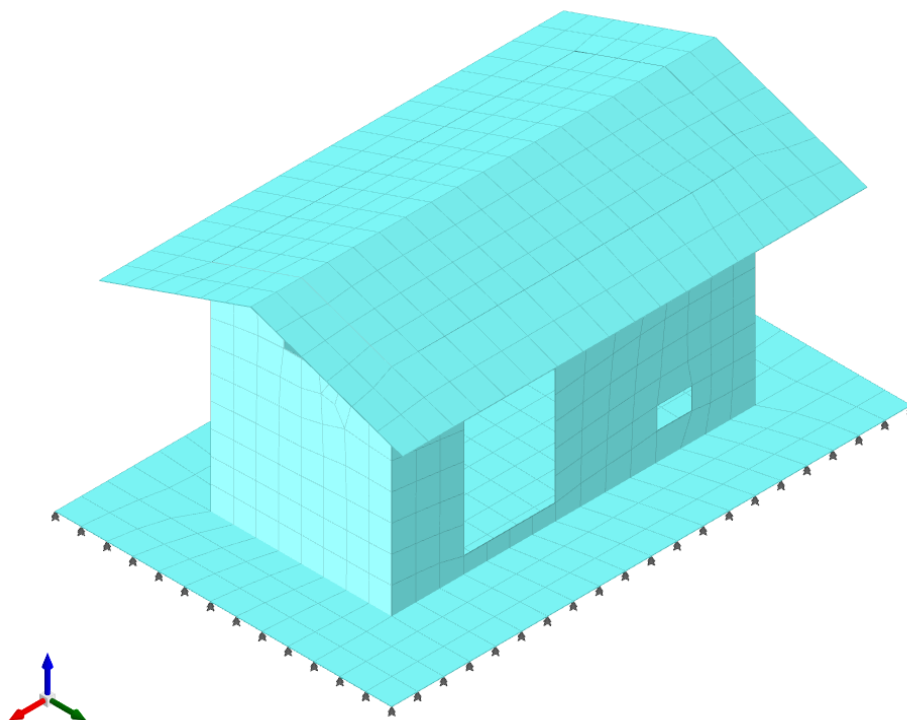


Figura 3 – Modello di calcolo agli elementi finiti.

7 ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Tra le azioni che agiscono sugli elementi strutturali rientrano, oltre a quelle calcolate automaticamente dal codice di calcolo (peso proprio struttura e sisma), i carichi permanenti e i carichi variabili di seguito riportati.

Carichi permanenti

Il solaio di copertura a due falde è stato modellato tramite elementi piastra in c.a. di spessore 14 cm e il suo peso viene calcolato automaticamente dal codice di calcolo, inoltre sono stati considerati su di esso i carichi permanenti non strutturali di seguito riportati:

- Pannello metallico con finitura similcoppo coibentato= **50 daN/m²**;
- Membrana BPE impermeabile = **10 daN/m²**;
- Massetto livellante copertura = **100 daN/m²**.

Questi sono stati modellati come carichi superficiali applicati sulle due falde del solaio di copertura.

Sulle pareti del fabbricato sono stati considerati i seguenti carichi permanenti:

- Crosta esterna costituita da lastra predalles= **125 daN/ m²**;
- Isolamento= **10 daN/m²**.

Sulla platea di fondazione è stato considerato il peso di **50 daN/m²** della pavimentazione sopraelevata interna.

Carichi Variabili

Valutazione del carico neve

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

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

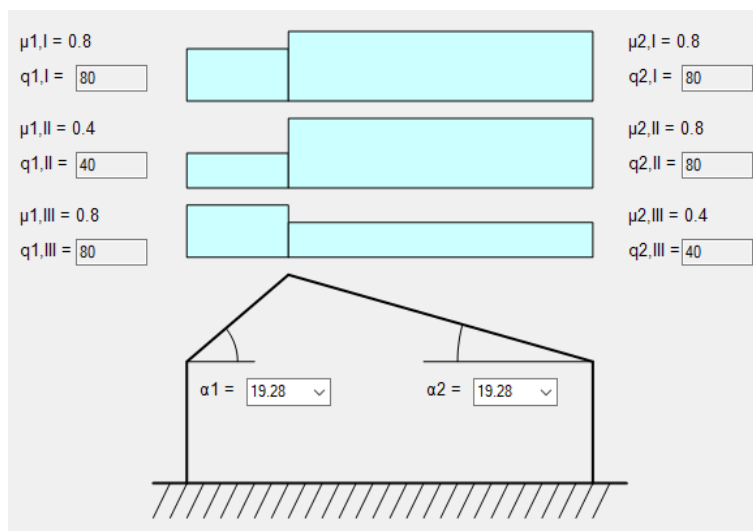
dove:

- q_{sk} valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i coefficiente di forma della copertura;
- C_E coefficiente di esposizione;
- C_t coefficiente termico.

Zona neve	z (m)	μ_i	q_{sk}	C_E	C_t	q_s
Zona II	9	0.8	1.00	1	1	0.8

Quindi risulta un carico neve di 0.80 kN/m², ovvero **80 daN/m²**.

Ricadendo nel caso di coperture a due falde, sono state considerate le tre condizioni di carico, Caso I, Caso II e Caso III, come si può vedere dalla figura seguente.



Valutazione del carico vento

La pressione che il vento esercita sul corpo del fabbricato è data dalla seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 25.02^2 = 391.20 \text{ N/mq} = 39.12 \text{ daN/mq}$$

$$v_r = 25.02 \cdot c_r(T_R=50 \text{ anni}) = 25.02 \cdot 1.00 = 25.02 \text{ m/s}$$

Il sito ricade in zona 1;

La classe di rugosità del terreno è D;

La posizione geografica del sito è a circa 77 km dalla costa;

L'altitudine del sito è 9 m s.l.m.;

Risulta pertanto una categoria esposizione del sito pari a II.

A detta categoria corrispondono:

$$z_{\min} = 4$$

$$k_r = 0.19$$

$$z_0 = 0.05$$

$$z < z_{\min}$$

$$c_t = 1$$

il coefficiente di esposizione è dato da

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \text{ essendo } z < z_{\min}$$

$$c_e = 1.80$$

Il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico) c_p , dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nel caso studio, la combinazione più sfavorevole per pareti e copertura è quella associata ai seguenti coefficienti di forma:

$$c_p = + 0.60 \text{ parete sopravvento}$$

$$c_p = - 0.60 \text{ parete sottovento}$$

$$c_p = - 0.60 \text{ copertura sopravvento}$$

$$c_p = - 0.60 \text{ copertura sottovento}$$

Caso tipico per costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale.

Il coefficiente dinamico c_d , invece, tiene conto degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nel caso in esame si può, cautelativamente, assumere lo stesso valore previsto per gli edifici a struttura in acciaio:

$$c_d = 1.00$$

Sostituendo i valori numerici, per la pressione del vento si ha la seguente espressione:

$$p = 39.12 \cdot 1.80 \cdot 0.60 \cdot 1 = \mathbf{42.25 \text{ daN/mq}}$$

$$p = 39.12 \cdot 1.80 \cdot (-0.60) \cdot 1 = \mathbf{- 42.25 \text{ daN/mq}}$$

L'azione del vento è stata modellata come carico superficiale agente sulle pareti armate della cabina prefabbricata, facendo la distinzione tra facce sopravvento e facce sottovento, in particolare sono stati applicati i seguenti carichi:

$$q_{\text{sopravento}} = 42 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pressione caratteristica faccia sopravvento;}$$

$$q_{\text{sottovento}} = - 42 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pressione caratteristica faccia sottovento.}$$

$$q_{\text{sopravento}} = - 42 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pressione caratteristica copertura sopravvento;}$$

$$q_{\text{sottovento}} = - 42 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pressione caratteristica copertura sottovento.}$$

Valutazione di ulteriori carichi variabili

- Azione per ispezione e manutenzione al solaio di copertura $q_i = 50 \text{ daN/m}^2$;

- Azione variabile piano calpestio $q_p = 2000 \text{ daN/m}^2$;

8 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

La soluzione delle strutture in oggetto è stata eseguita con l'ausilio del programma Sismicad 13, prodotto dalla società Concrete s.r.l, con sede in via della Pieve, 15 - 35121, Padova. La licenza d'uso del programma Sismicad 13 è la seguente: 2672657, intestata all'ing. Barci Antonio, via G. Falcone, 20 - Montalto Uffugo (CS).

9 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo. Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica lineare secondo le disposizioni del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Concrete s.r.l. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione,

di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Si riporta di seguito un esempio molto usato in letteratura, di trave risolta con le formulazioni del metodo tradizionale, comparata con i risultati ottenuti con le elaborazioni eseguite.

Analisi statica di una trave a mensola

Questa è una mensola isostatica relativamente allungata soggetta a carichi di estremità.

L'esempio è stato molto utilizzato nella letteratura come banco di prova per testare il comportamento flessionale, valutare l'effetto della distorsione della mesh e per valutare il comportamento degli elementi membranali dotati di gradi di libertà alla rotazione intorno alla normale al piano medio.

La discretizzazione avviene attraverso l'utilizzo di elementi quadrangolari e triangolari del tipo SHELL.

Nella risoluzione vengono adottate entrambe le formulazioni possedute dal solutore.

I risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni sono comparati con quelli teorici.

Lo schema strutturale relativo alla discretizzazione con elementi quadrangolari è riportato in Fig. 4 mentre quello relativo alla discretizzazione con elementi triangolari è riportato in Fig. 5. Per la discretizzazione è utilizzato l'elemento finito SHELL. La mensola è lunga 10 unità, alta 2 unità ed è spessa 1 unità. Si adotta un modulo elastico longitudinale pari a $E=1500$ e un coefficiente di Poisson pari a $\nu=0.25$. Per l'utilizzo di elementi quadrangolari viene analizzata la mensola discretizzata con mesh regolare e con mesh distorta. I carichi agenti nella condizione elementare di carico n° 1 sono costituiti da una coppia di forze orizzontali di entità pari a $F=1000$ agenti all'estremità della mensola.

La condizione elementare di carico n° 2 è costituita da due coppie di entità $M=1000$ agenti nei nodi di estremità della mensola. Infine, la condizione elementare di carico n° 3 è costituita da due forze verticali di entità $P=150$ agenti nei nodi di estremità della mensola. Per antisimmetria di carico una forza di entità $P=150$ diretta verso il basso è posta in corrispondenza del vincolo a carrello.

Nel solutore vengono attivate entrambe le opzioni di formulazione standard e di formulazione avanzata.

Lo spostamento teorico e la rotazione dell'estremità della mensola caricata da coppie di estremità valgono:

$$v = \frac{Ml^2}{2EJ} = \frac{2000 \times 10^2}{2 \times 1500 \times 0.66666} = 100$$

$$\varphi = \frac{Ml}{EJ} = \frac{2000 \times 10}{1500 \times 0.66666} = 20$$

Lo spostamento teorico e la rotazione dell'estremità della mensola caricata da forze verticali valgono:

$$v = \frac{Fl^3}{3EJ} + \frac{Fl}{GA} = \frac{300 \times 10^3}{3 \times 1500 \times 0.666666} + \frac{300 \times 10}{600 \times 2} = 102.5$$

$$\varphi = \frac{Fl^3}{2EJ} = \frac{300 \times 10^3}{2 \times 1500 \times 0.666666} = 15$$

I risultati sono raffrontati nelle Tabelle 2 e 3.

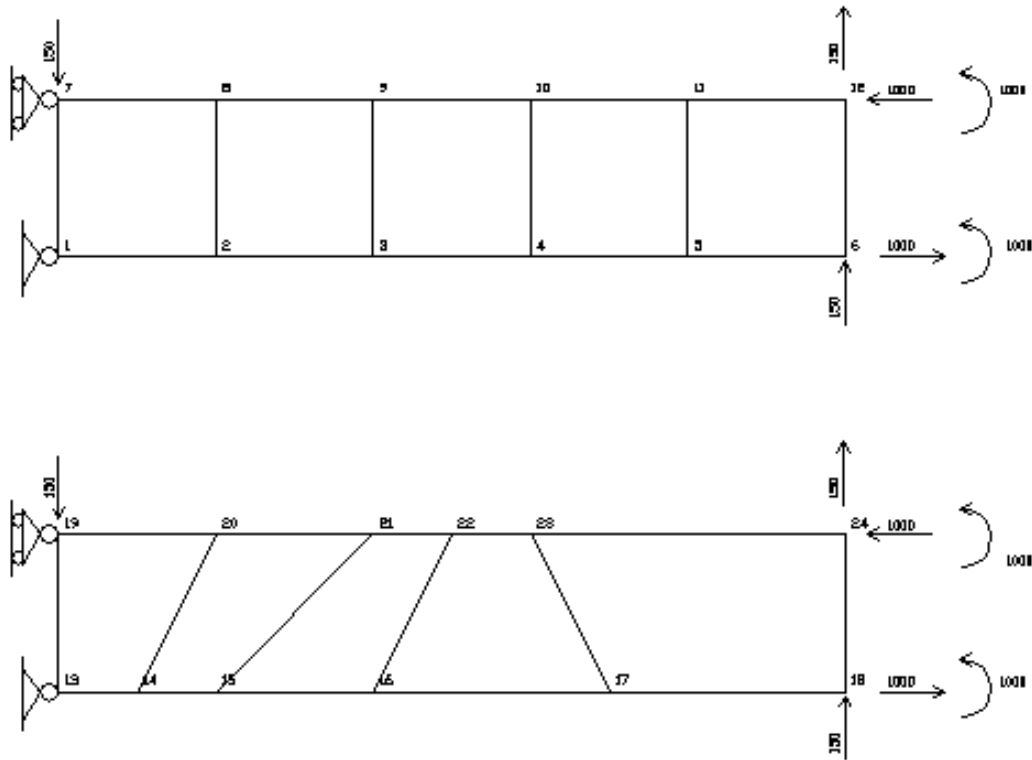


Figura 4

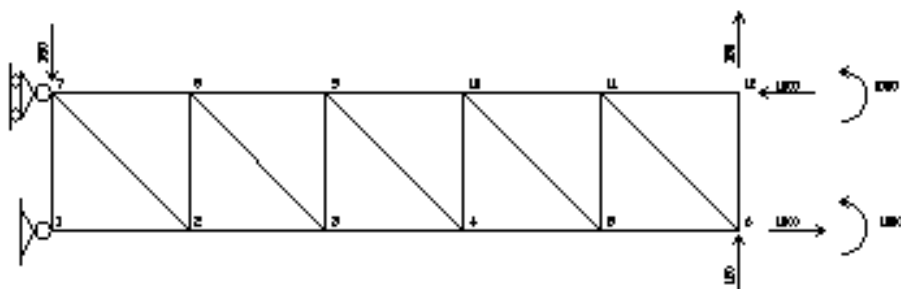


Figura 5

Tabella 2: raffronto dei risultati elementi quadrangolari in termini di spostamenti per mesh regolare

Quantità	Cond.	SOLVER	Teorico
Spost. vert. nodo 6	1	100	100
Rotaz. della sezione	1	20	20
Rotaz. nodo 6	1	20	20
Spost. vert. nodo 6	2	100.83	100
Rotaz. della sezione	2	20	20
Rotaz. nodo 6	2	23.95	20
Spost. vert. nodo 6	3	101.5	102.5
Rotaz. della sezione	3	15	15
Rotaz. nodo 6	3	15.12	15

Tabella 3: raffronto dei risultati elementi quadrangolari in termini di sforzi per mesh regolare

Quantità	Cond.	SOLVER	Teorico
Fxx nodo 7	1	-3000.00	-3000
Fyy nodo 7	1	0	0
Fxy nodo 7	1	0	0
Fxx nodo 7	2	-3001.80	-3000
Fyy nodo 7	2	1.83	0
Fxy nodo 7	2	-1.21	0
Fxx medio lato 7 -8	3	-4050.00	-4050
Fyy medio lato 7 -8	3	0	0
Fxy medio lato 7 -8	3	150.00	150

Tabella 4: raffronto dei risultati elementi quadrangolari in termini di spostamenti per mesh irregolare

Quantità	Cond.	SOLVER	Teorico
Spost. vert. nodo 18	1	93.09	100
Rotaz. della sezione	1	18.07	20
Rotaz. nodo 18	1	19.06	20
Spost. vert. nodo 18	2	94.26	100
Rotaz. della sezione	2	18.12	20
Rotaz. nodo 18	2	21.70	20
Spost. vert. nodo 18	3	95.49	102.5
Rotaz. della sezione	3	13.85	15
Rotaz. nodo 18	3	14.27	15

Tabella 5: raffronto dei risultati elementi quadrangolari in termini di sforzi per mesh irregolare

Quantità	Cond.	SOLVER	Teorico
Fxx nodo 13	1	3030	3000
Fyy nodo 13	1	-77.8	0
Fxy nodo 13	1	14.7	0
Fxx nodo 13	2	3033	3000
Fyy nodo 13	2	-77.14	0
Fxy nodo 13	2	12.61	0
Fxx medio lato 13 -14	3	4227	4050

Fyy medio lato 13 -14	3	-18	0
Fxy medio lato 13 -14	3	211	150

Tabella 6: raffronto dei risultati elementi triangolari in termini di spostamenti

Quantità	Cond.	SOLVER	Teorico
Spost. vert. nodo 6	1	22.39	100
Rotaz. della sezione	1	4.58	20
Rotaz. nodo 6	1	4.19	20
Spost. vert. nodo 6	2	22.99	100
Rotaz. della sezione	2	4.45	20
Rotaz. nodo 6	2	6.50	20
Spost. vert. nodo 6	3	25.18	102.5
Rotaz. della sezione	3	3.43	15
Rotaz. nodo 6	3	3.52	15

Tabella 7: raffronto dei risultati elementi triangolari in termini di sforzi

Quantità	Cond.	SOLVER	Teorico
Fxx nodo 1	1	734	3000
Fyy nodo 1	1	-199	0
Fxy nodo 1	1	232	0
Fxx nodo 1	2	734	3000
Fyy nodo 1	2	-199	0
Fxy nodo 1	2	232	0
Fxx medio lato 1-2	3	996	4050
Fyy medio lato 1-2	3	-259	0
Fxy medio lato 1-2	3	456	150

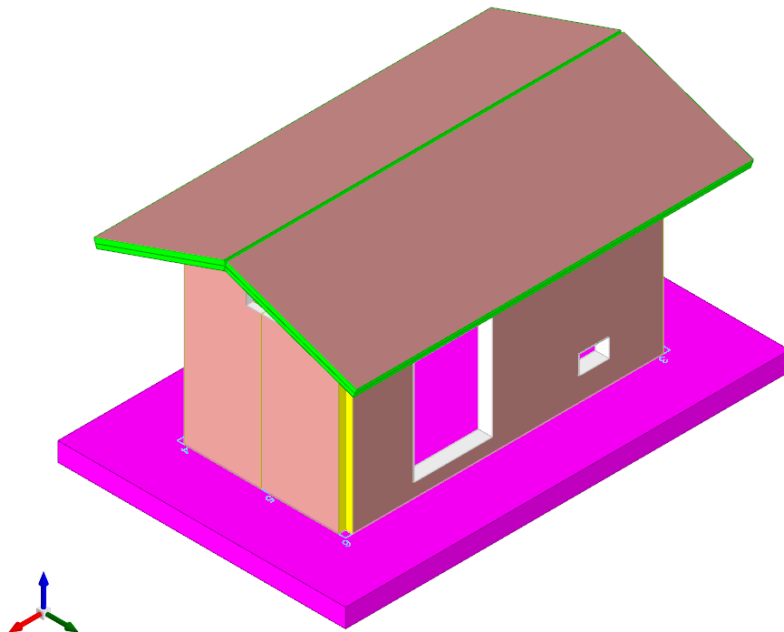
In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Montalto Uffugo (CS), Maggio 2025

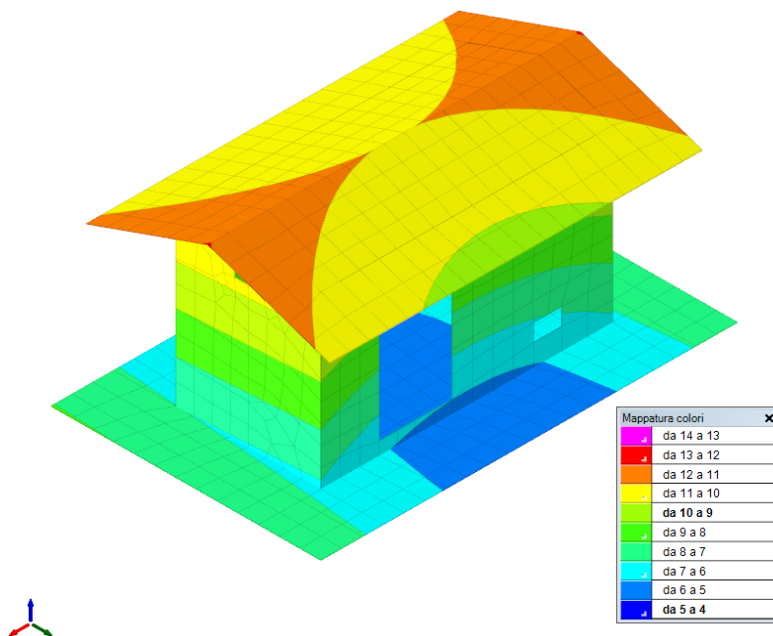
Il progettista
(Ing. Antonio BARCI)

ALLEGATI
SCHEMI GRAFICI E DIAGRAMMI

MODELLO STRUTTURA

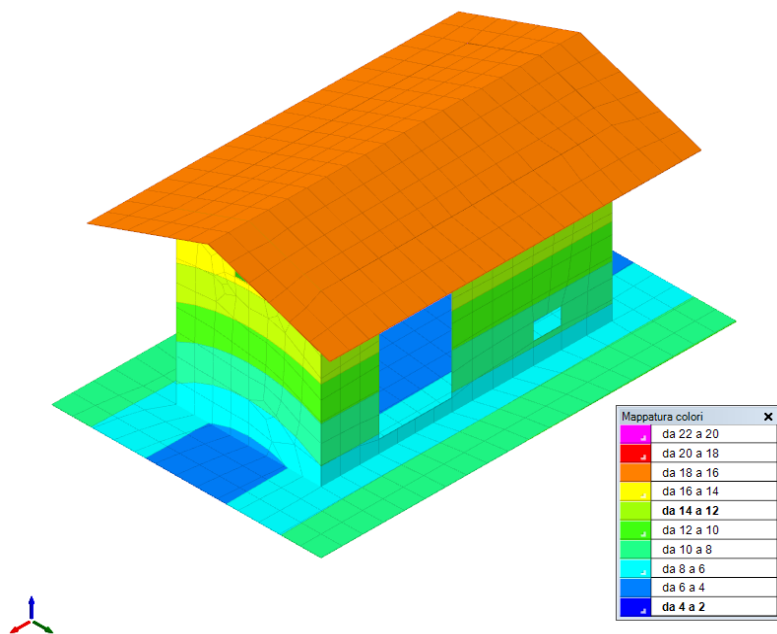


DEFORMATA CONDIZIONE SISMA X SLV



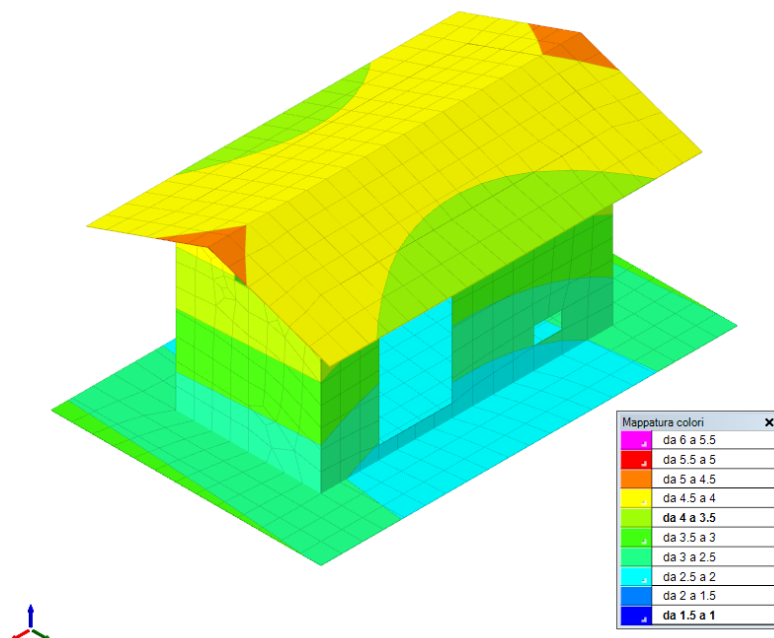
Le deformazioni sono espresse in mm

DEFORMATA CONDIZIONE SISMA Y SLV



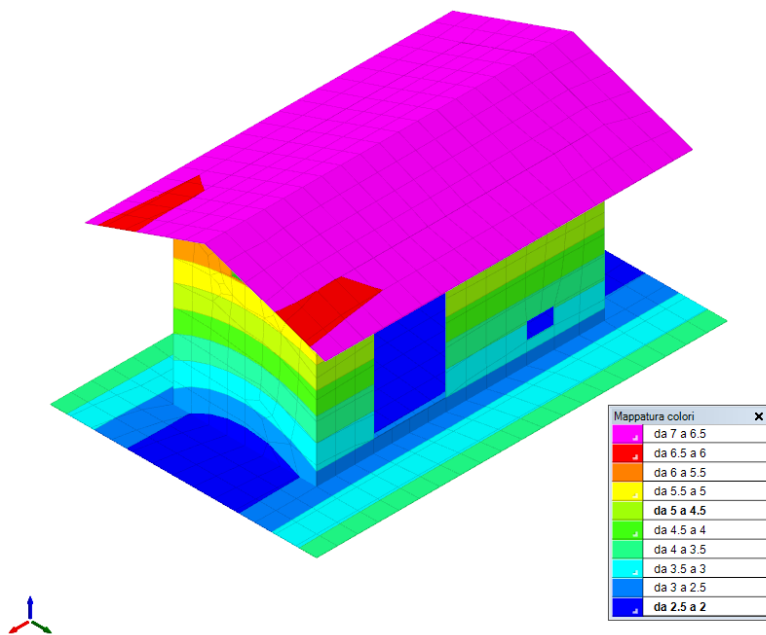
Le deformazioni sono espresse in mm

DEFORMATA CONDIZIONE SISMA X SLO



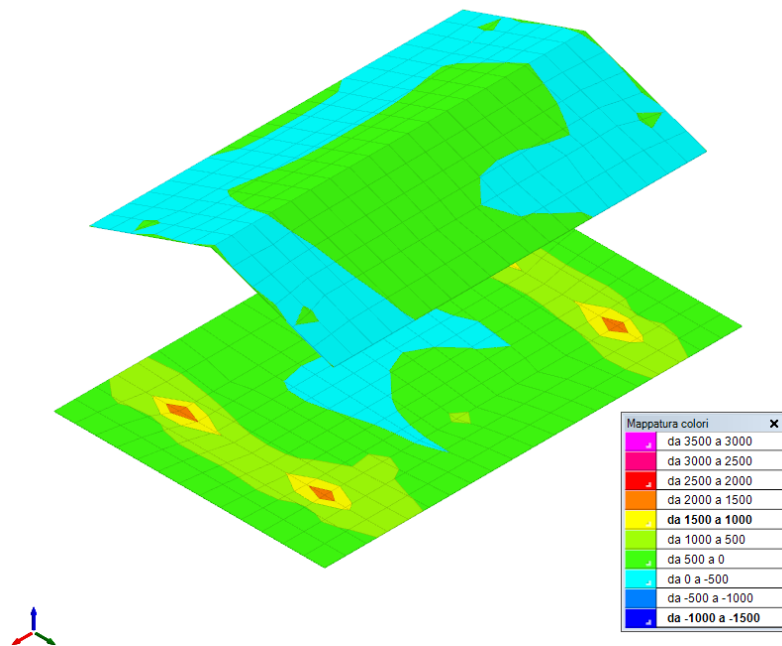
Le deformazioni sono espresse in mm

DEFORMATA CONDIZIONE SISMA Y SLO



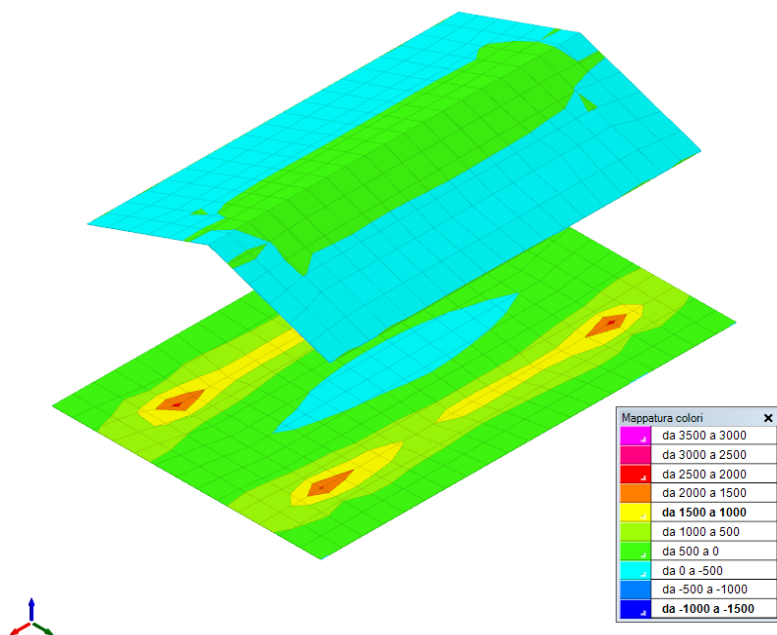
Le deformazioni sono espresse in mm

SOLLECITAZIONI GUSCI MXX MASSIME



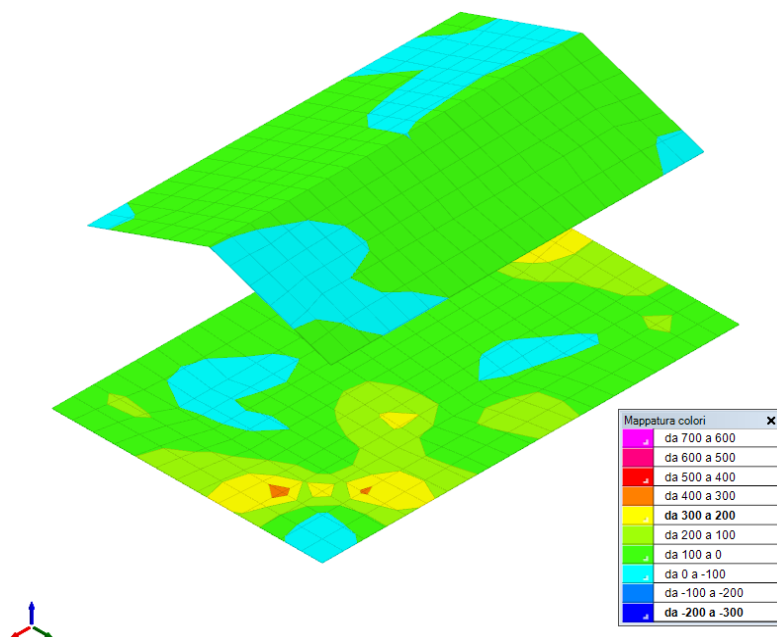
Il momento è espresso in daN/m m

SOLLECITAZIONI GUSCI MYY MASSIME



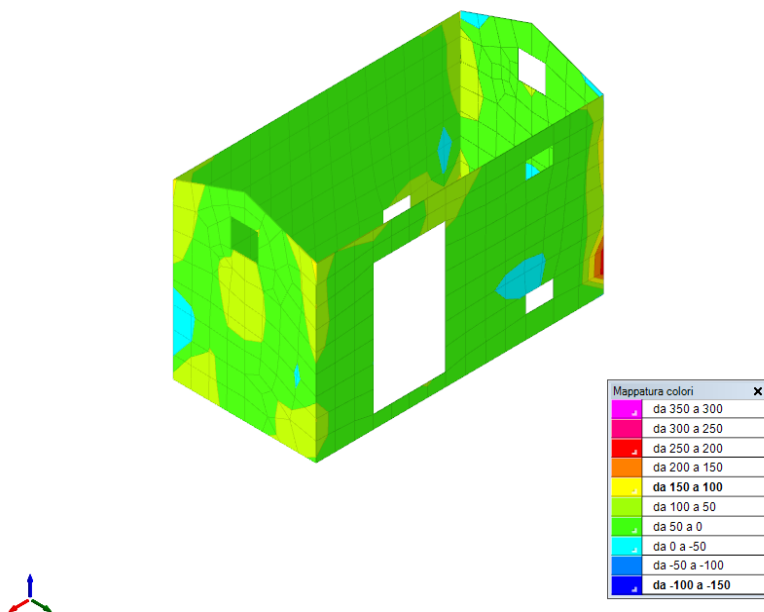
Il momento è espresso in daN/m m

SOLLECITAZIONI GUSCI MXY MASSIME



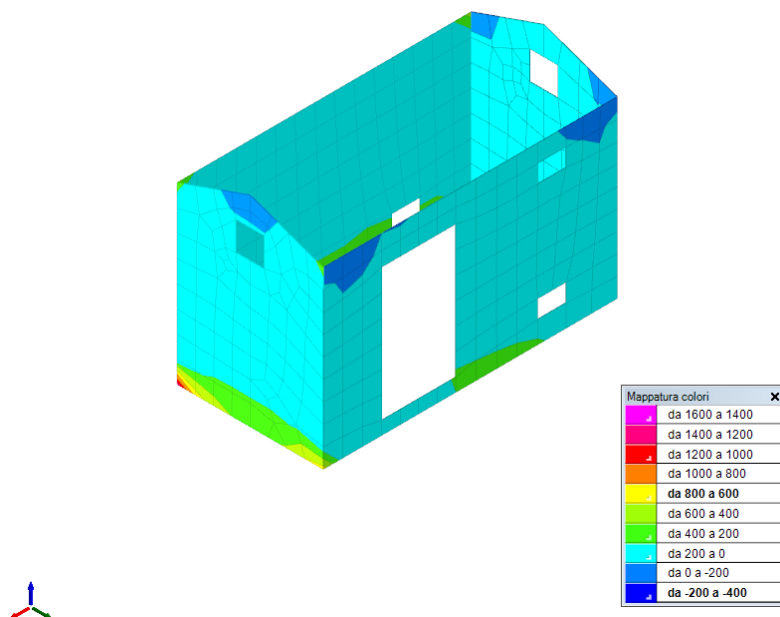
Il momento è espresso in daN/m m

SOLLECITAZIONI GUSCI M00 MASSIME



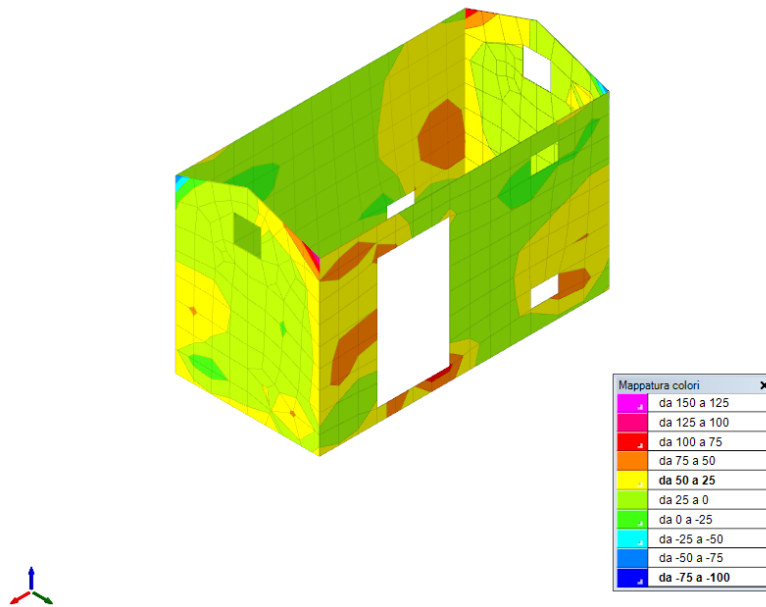
Il momento è espresso in daN/m m

SOLLECITAZIONI GUSCI MZZ MASSIME



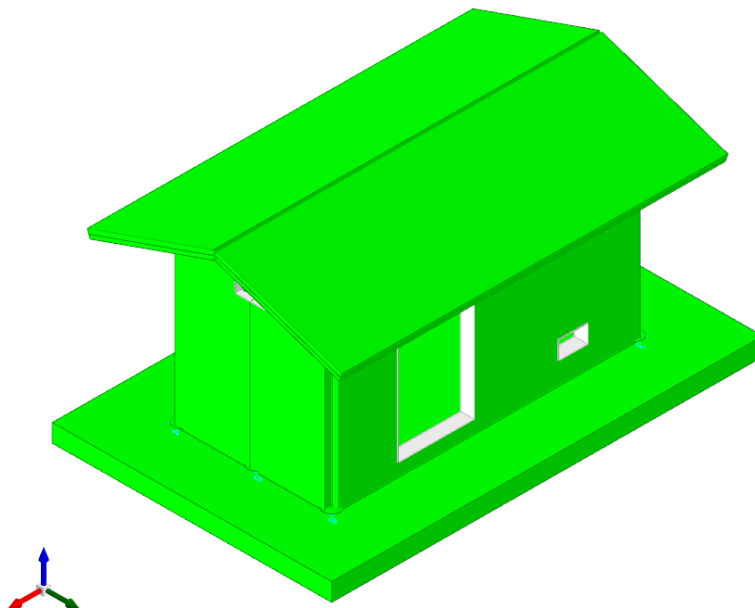
Il momento è espresso in daN/m m

SOLLECITAZIONI GUSCI M0Z MASSIME



Il momento è espresso in daN/m m

CHECK VERIFICHE



Il colore verde la verifica con esito favorevole