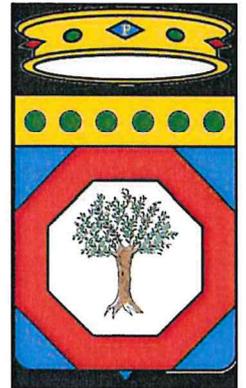
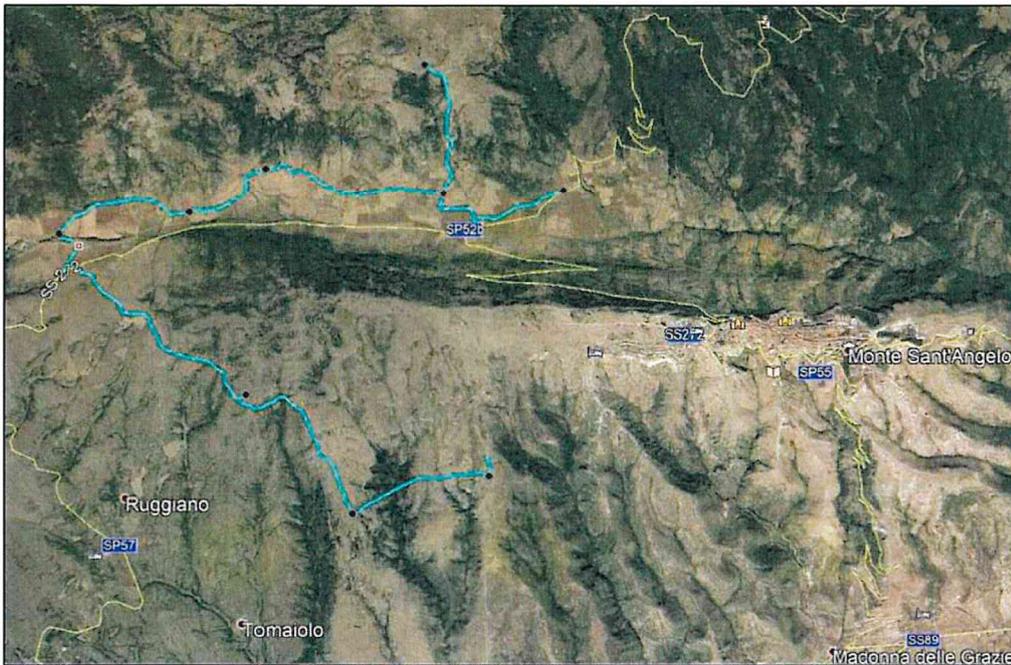




Consorzio di Bonifica Montana del Gargano
Viale Cristoforo Colombo n. 243
71121 Foggia (FG)
www.bonificadelgargano.it
info@bonificadelgargano.it



REALIZZAZIONE DI UN ACQUEDOTTO RURALE A SERVIZIO DELLE COMUNITA' AGRICOLE PRESENTI SUL TERRITORIO MONTANO DI MONTE SANT'ANGELO (FG)

PROGETTO DEFINITIVO

| | | |
|----------------------|---|--------------|
| DATA: Settembre 2019 | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE SERBATOIO DI ACCUMULO | Tavola ES 05 |
| REV. 00 | | |

REDATTO DA : Settore Tecnico - Agrario
Consorzio di Bonifica Montana del Gargano

Il Progettista
Geom. Claudio DESTINO

Progetto strutturale e Calcolo idraulico

Ing. Roberto SALICE



Il Responsabile del Procedimento
(Dott. Agr. Luciano CICIRETTI)



Relazione di calcolo strutturale impostata e redatta secondo le modalità previste nel D.M. 17 Gennaio 2018 cap. 10 “Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo”.

2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.

Via Garibaldi, 90

44121 Ferrara FE (Italy)

Tel. +39 0532 200091

www.2si.it

info@2si.it

D.M. 17/01/18 cap. 10.2 Affidabilità dei codici utilizzati

<https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>

Sommario

| | |
|---|----|
| RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE | 3 |
| Descrizione generale dell'opera | 3 |
| NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 5 |
| VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO | 7 |
| Vita Nominale | 7 |
| Classi d'uso | 7 |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica | 7 |
| DEFINIZIONE DELLE AZIONI ANTROPICHE SULLA COSTRUZIONE | 8 |
| Carichi gravitazionali..... | 8 |
| Stati limite e tempo di ritorno | 11 |
| Determinazione dell'azione sismica | 12 |
| Calcolo del fattore di struttura di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018..... | 12 |
| Elementi secondari | 14 |
| Combinazioni di carico..... | 14 |
| DIAGRAMMI RIEPILOGATIVI DEI RISULTATI DI ANALISI | 15 |
| Diagrammi delle azioni | 15 |
| Diagrammi delle sollecitazioni | 18 |
| Diagrammi dei risultati di analisi | 23 |

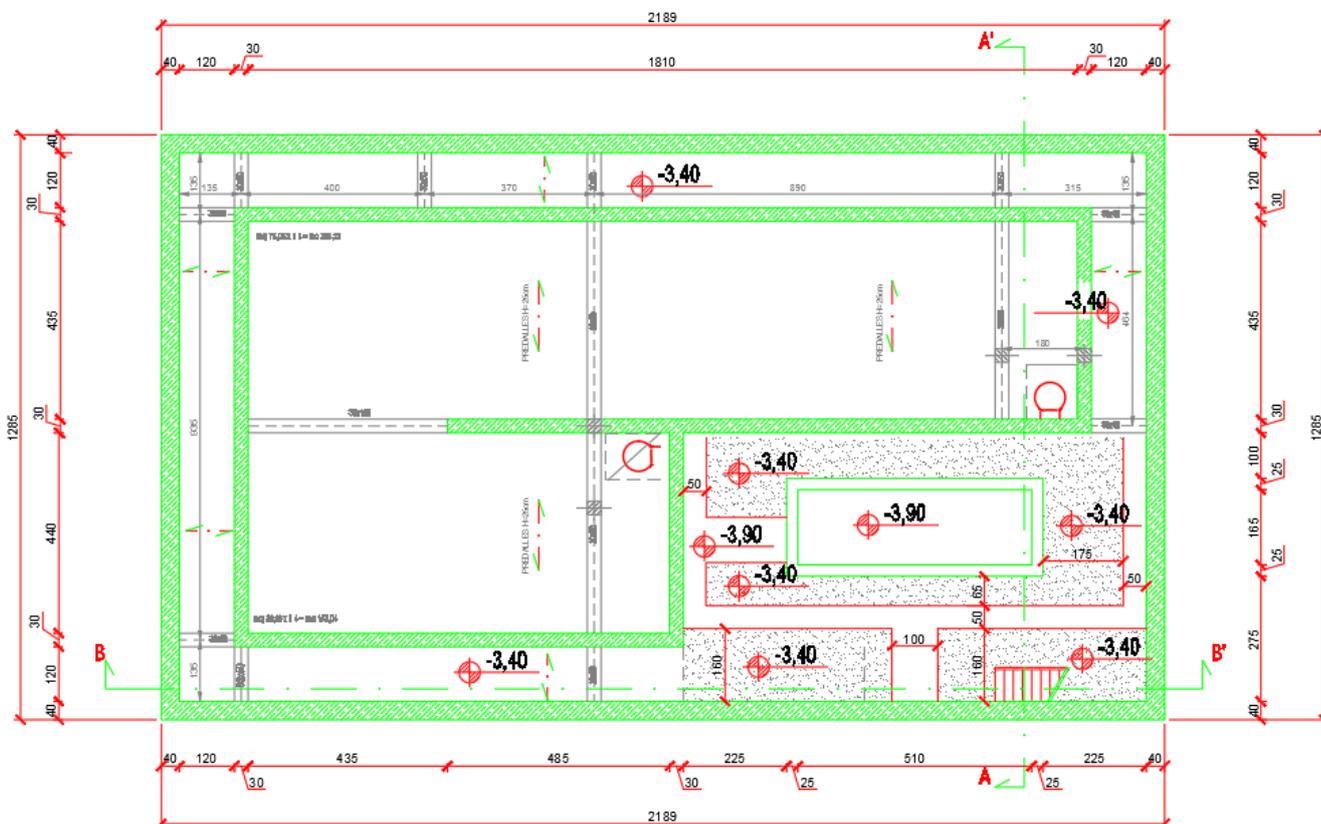
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Descrizione generale dell'opera

L'opera in progetto prevede la sostituzione di un tratto di condotta idrica distributrice preesistente dell'Acquedotto Pugliese che da Monte Sant'Angelo collega San Giovanni Rotondo, allo stato attuale insufficiente a servire le aree agricole e le frazioni di Monte Sant'Angelo e Manfredonia, e la realizzazione di una derivazione dalla stessa condotta, per dare origine ad un acquedotto rurale finalizzato all'approvvigionamento delle sole aree interne del comune di Monte S. Angelo, così da disporre di risorse sufficienti anche per aree diverse e maggiori rispetto a quelle servite oggi.

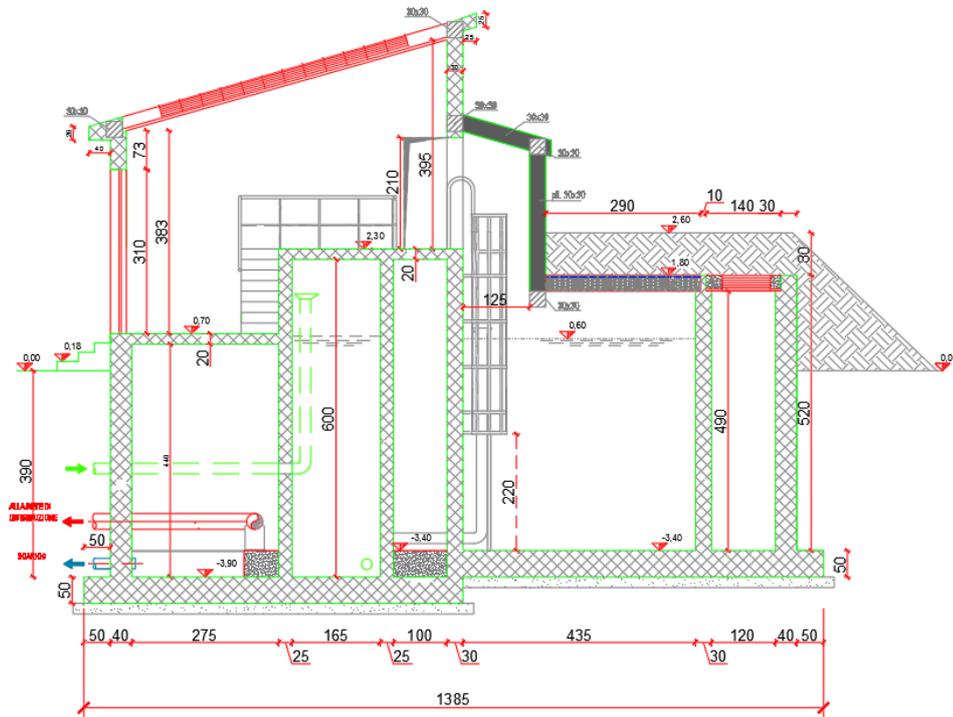
La seguente relazione di calcolo redatta secondo le modalità previste nel D.M. 17 Gennaio 2018 riguarda la progettazione e la verifica del fabbricato nominato "SERBATOIO DI ACCUMULO" all'interno dell'elaborato EG1.

PIANTA

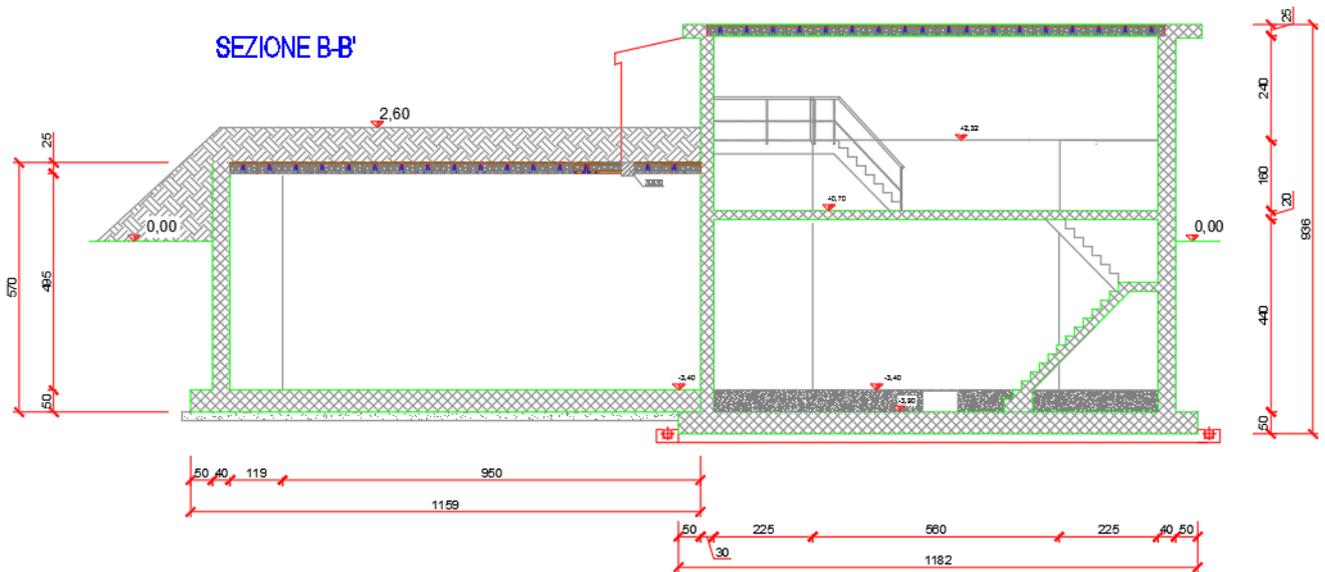


Il fabbricato realizzato interamente in cemento armato è costituito da un serbatoio di accumulo che occupa un'area di $120,50\text{m}^2$ in adiacenza a un corridoio che gira intorno ad essa avente una larghezza di 1,20m. Tale corridoio è in comunicazione con il locale tecnico in cui sono presenti gli impianti necessari al corretto funzionamento del serbatoio. Il locale tecnico occupa una superficie di $59,60\text{m}^2$ e si sviluppa altimetricamente per un'altezza di 9,36m. All'interno del locale è presente una vasca di accumulo che viene alimentata dall'impianto di sollevamento che a sua volta alimenta il serbatoio che immette l'acqua all'interno della rete di distribuzione.

SEZIONE A-A'



SEZIONE B-B'



Il fabbricato è realizzato prevalentemente con setti in cemento armato con spessori variabili e platea di fondazione dello spessore di 50cm. Il solaio di copertura della vasca e del locale tecnico è del tipo PREDALLES dello spessore di 25cm. Sono presenti due solette in c.a. calpestabili dello spessore di 25cm a quote differenti una a quota +0.70 e l'altra a quota +2.32 rispetto al piano campagna.

Il serbatoio è in comunicazione con il locale tecnico tramite due torrini realizzati con sistema a telaio, con pilastri delle dimensioni 30x30 e travi di pari dimensioni. Per garantire una maggiore scatolarità al sistema strutturale e ridistribuire uniformemente i carichi gravitazionali agenti sulla struttura, sono state realizzate delle travi di collegamento tra le pareti a contatto con il terreno e le pareti del serbatoio che contengono la riserva d'acqua. Il

serbatoio è completamente interrato con la presenza del terreno di riporto sulla copertura, mentre per quanto riguarda il locale tecnico solo una quota parte è interrata.

L'intera opera occupa una superficie di 281mq.

Le **caratteristiche dei materiali** utilizzati sono i seguenti:

Calcestruzzo:

| | | |
|--|---------------|-------------------------|
| Classe calcestruzzo | | C25/30 |
| Coef. Riduttivo per resistenze di lunga durata | α_{cc} | 0,85 |
| Resistenza cubica caratteristica | R_{ck} | 30,00 N/mm ² |
| Resistenza cilindrica media | f_{cm} | 32,90 N/mm ² |
| Resistenza cilindrica caratteristica | f_{ck} | 24,90 N/mm ² |
| Resistenza cilindrica di calcolo | f_{cd} | 14,11 N/mm ² |
| Resistenza a trazione caratteristica | f_{ctm} | 2,56 N/mm ² |
| Resistenza a trazione media | f_{ctk} | 1,79 N/mm ² |
| Resistenza a trazione di calcolo | f_{ctd} | 1,19 N/mm ² |
| Resistenza tangenziale di calcolo | f_{bd} | 2,69 N/mm ² |
| Modulo di Young | E_c | 31447 N/mm ² |
| Coefficiente di sicurezza | γ_c | 1,50 |

Acciaio:

| | | |
|---------------------------|------------|--------------------------|
| Tipo Acciaio | | Fe B450C |
| Tensione di Rottura | f_k | 450,0 N/mm ² |
| Tensione di snervamento | f_{yk} | 540,0 N/mm ² |
| Resistenza di calcolo | f_{yd} | 391,3 N/mm ² |
| Modulo di Young | E_s | 210000 N/mm ² |
| Coefficiente di sicurezza | γ_s | 1,15 |

Per quanto riguarda il **copriferro considerato** si è tenuto conto delle condizioni al contorno quali:

- Vita utile di progetto <100 anni
- Classe di resistenza del calcestruzzo C25/30
- Classe di esposizione XC2 = corrosione indotta da carbonatazione

Da cui si è risalito a un copriferro minimo di **25mm** utile ad evitare fenomeni di carbonatazione.

Nella progettazione oltre a considerare i carichi gravitazionali tipici sui fabbricati **si sono considerate le spinte indotte dal terreno e la spinta idrostatica indotta dall'acqua** in presenza o meno del sisma.

La presente relazione di calcolo strutturale, in conformità al §10.1 del DM 17/01/18, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica. Segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM stesso per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento al disposto delle seguenti norme:

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
5. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
6. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".

7. Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
8. Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
9. D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
10. Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
11. D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
12. D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
13. UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
14. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
15. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
16. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
17. UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
18. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
19. UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
20. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
21. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
22. UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
23. UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
24. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
25. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
26. UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
27. UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
28. UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
29. UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
30. UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
31. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
32. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
33. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
34. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita Nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purchè soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. della NTC. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

Per quanto riguarda l'opera in oggetto si è considerata una **Vita Nominale di 50 anni**.

Classi d'uso

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti Ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Dato che si prevedono normali affollamenti, si è considerata la Classe II.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. dell NTC18

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

| | | | | |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
| COEFFICIENTE C_U | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

DEFINIZIONE DELLE AZIONI ANTROPICHE SULLA COSTRUZIONE

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Di seguito vengono riportati i carichi considerati nelle combinazioni agli SLU per la valutazione sismica.

Carichi gravitazionali

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi verticali agenti sulla struttura.

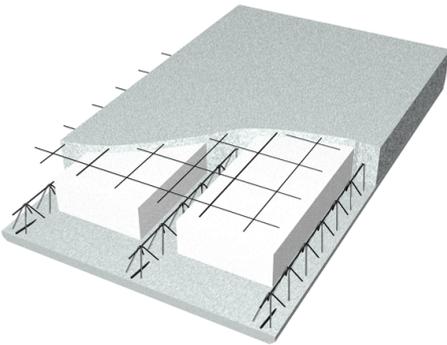
- **Carichi permanenti strutturali (G_1)**

I carichi permanenti sono quelle azioni che agiscono per tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità. Vengono definiti come G_1 il peso proprio dei solai ed il peso proprio degli elementi strutturali in conglomerato cementizio.

- *Peso proprio elementi strutturali*

Il software di calcolo valuta in modo automatico i pesi degli elementi strutturali fisicamente presenti nel modello di calcolo, in base alla geometria delle sezioni e al peso specifico dei materiali.

- *Solaio Predalles*

| SOLAIO PREDALLES | | |
|---|---|------------------------------|
|  | Larghezza lastra | 120 cm |
| | Travetti per lastra | 3 |
| | Larghezza travetto tipo | 14 cm |
| | H tot. Solaio | 25cm |
| | Soletta inf. | 5 cm |
| | Soletta sup. | 5 cm |
| | Alleggerimento in polistirene | 15 cm |
| | CARICO PERMANENTE STRUTTURALE (G_1) | 375 daN/m² |

- **Carichi permanenti non strutturali (G_2)**

Per quanto riguarda il pacchetto di finiture si è considerato un carico di circa 100daN/mq.

- **Carico permanente del terreno**

Per quanto riguarda il solaio di copertura del serbatoio essa è sottoposta a un carico gravitazionale indotto dal terreno sovrastante. Il carico del terreno è stato considerato come un carico permanente agente sulla copertura ed è stato calcolato come segue:

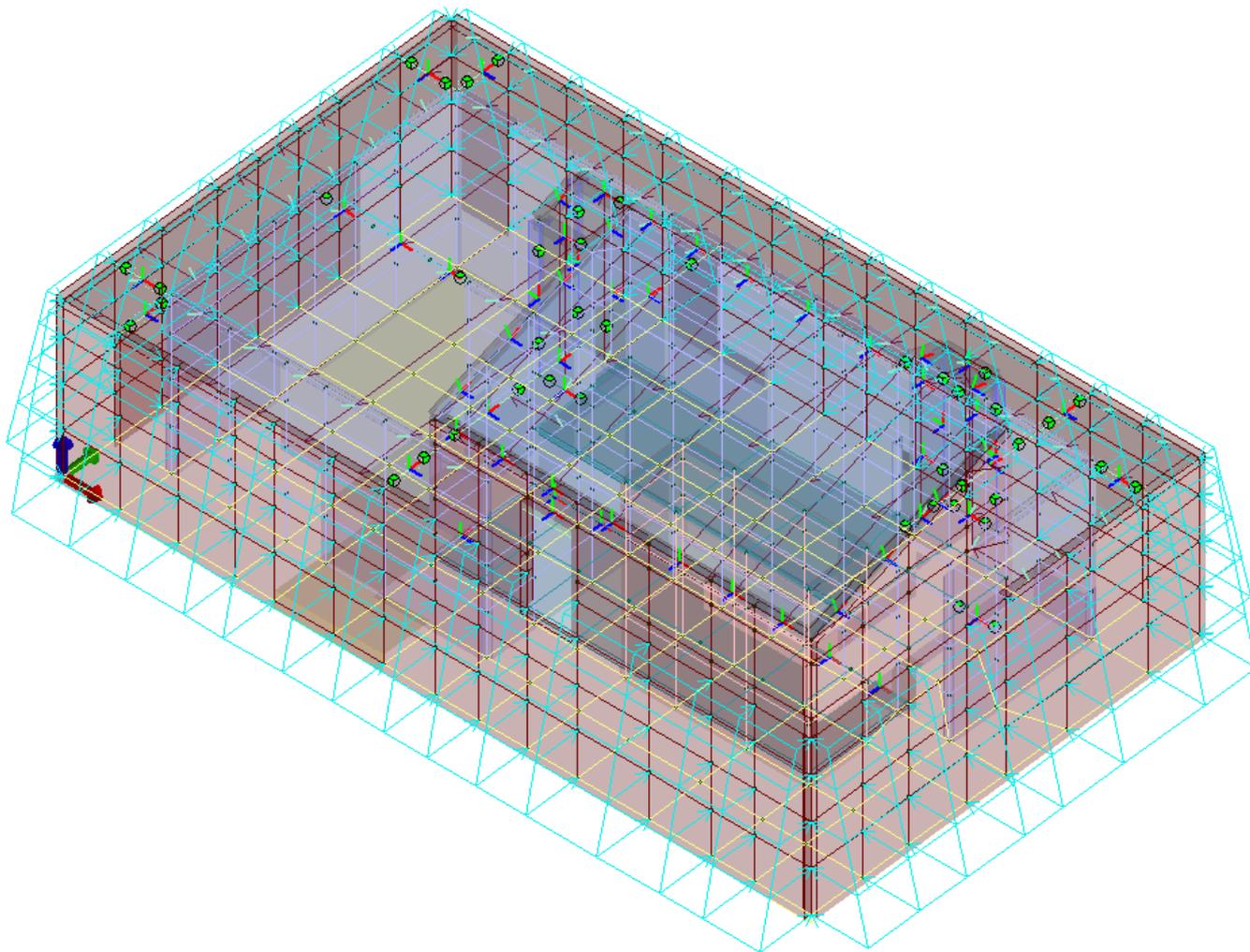
$$\text{Carico di superficie del terreno} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot H = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,50\text{m} = 12 \text{ KN/m}^2$$

Dove H rappresenta lo spessore del terreno che ricopre il serbatoio

Il terreno inoltre spinge sulle pareti di contenimento del serbatoio generando quindi delle azioni sfavorevoli. Queste azioni vengono ottenute come il prodotto tra il coefficiente di spinta a riposo (K_p), il peso specifico del terreno e la profondità in cui si vuole misurare la pressione esercitata.

$$\text{Carico di superficie del terreno sulle pareti} = K_p * \gamma_{\text{terreno}} * z = \frac{1 + \sin\Phi}{1 - \sin\Phi} * \gamma_{\text{terreno}} * z$$

Dove Φ è l'angolo di attrito interno del terreno ricavato dalla relazione geologica che è pari a 33° . Attraverso questa formula si è ottenuto il carico triangolare di pressione esercitato dal terreno sulle pareti a contatto.

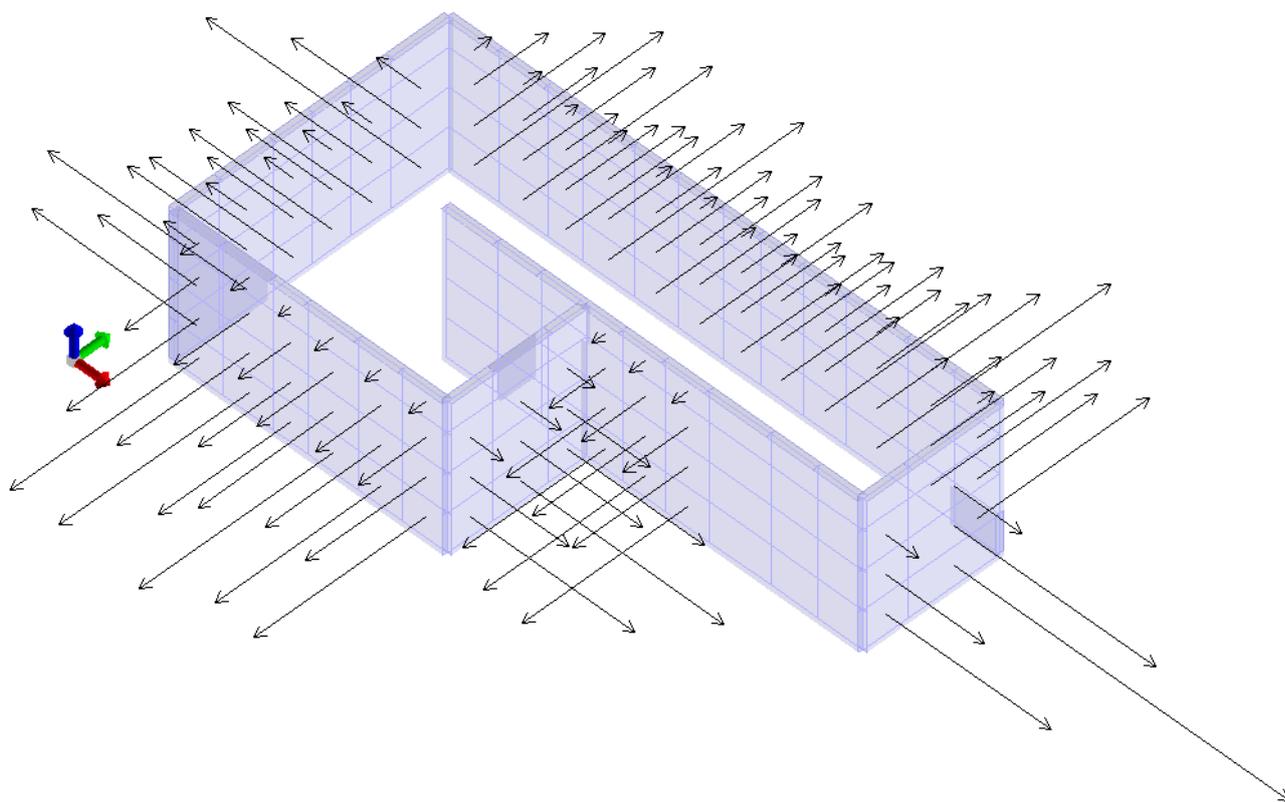


Carico di pressione triangolare del terreno sulle pareti verticali

➤ **Carico permanente dell'acqua**

Si è considerata inoltre la pressione dell'acqua esercitata sulla platea di fondazione e la spinta idrostatica che esercita sulle pareti. Il carico di superficie sulla platea di fondazione è stato calcolato in ugual modo a quella del terreno, considerando un peso specifico $\gamma=10 \text{ KN/m}^3$ e una profondità di circa 4m, vale a dire considerando il serbatoio con un pelo libero di altezza pari a 4m.

Per quanto riguarda la spinta idrostatica sulle pareti si è calcolato il triangolo delle pressioni con le più comuni formule presenti in letteratura.



Carico di pressione triangolare dell'acqua sulle pareti verticali

- **Sovraccarichi variabili (Q)**

Sulle solette presenti all'interno del locale tecnico è stato considerato un carico variabile pari a **300 daN/mq** per tener conto della presenza o meno degli addetti ai lavori e della presenza degli impianti.

- **Sovraccarichi (Q) Neve e Vento**

- **Carico Neve**

In base ai criteri riportati nel §3.4 del DM18, citando opportunamente le eventuali normative utilizzate ai fini della determinazione dell'azione, riportare dettagliatamente i calcoli eseguiti per stimare l'azione della neve sulla costruzione.

Il carico di neve è determinato in base alle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata l'estrema variabilità delle precipitazioni di neve da zona a zona.

Considerando i seguenti dati:

Zona Neve = II

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $T_r = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 318$ daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

- Copertura piana $W = 8.6$ m, $L = 8.6$ m $\Rightarrow L_c = 8.6$, $C_{ef} = 1.000$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 254$ daN/mq >> **Carico neve totale**

➤ **Carico Vento:**

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 27$ m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500$ m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 796$ m

$K_a = 0,370$ (Tab. 3.3.I)

Velocità di riferimento, $V_b = V_{b.o} (1 + K_a (A_s/A_o - 1)) = 32,91$ m/s

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 32,91$ m/s

Classe di rugosità del terreno: B

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

Categoria esposizione: (Entrotterra fino a 750 m di altitudine) tipo IV

($K_r = 0,22$; $Z_o = 0,30$ m; $Z_{min} = 8$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 68$ daN/mq

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,63$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 5,00$ m

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 111$ daN/mq

Stati limite e tempo di ritorno

Il punto 3.2.1 delle "NTC" definisce, nei confronti delle azioni sismiche, quattro stati limite.

Gli Stati Limite di Esercizio (SLE) vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD), gli Stati Limite Ultimi (SLU) vengono suddivisi in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

La pericolosità sismica può essere valutata attraverso il tempo di ritorno (T_R) espresso in anni. In funzione del periodo di riferimento (V_R) e dello stato limite considerato, a cui è associata una probabilità di superamento (P_{VR}) del periodo di riferimento, si può valutare il tempo di ritorno attraverso la seguente relazione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

| Stati limite | | P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R |
|---------------------------|-----|--|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81 % |
| | SLD | 63 % |
| Stati limite ultimi | SLV | 10 % |
| | SLC | 5 % |

Tabella 7.3 Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Si precisa che, secondo quanto indicato al punto 7.2.1 delle "NTC", le caratteristiche della costruzione in oggetto consentono di non considerare la componente verticale dell'azione sismica nella modellazione globale.

Determinazione dell'azione sismica

La pericolosità sismica di riferimento di un sito si valuta attraverso i seguenti parametri:

A_g = accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 = massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro elastico orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

I parametri sopra riportati, riferiti ad un sito rigido ed orizzontale, sono definiti su tutto il territorio nazionale in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento (la normativa fornisce la tabella in cui vengono riportati i parametri sismici di ogni punto che definisce il reticolo). Per ogni punto del reticolo, sono definiti i valori di A_g , F_0 , T_c^* per i tempi di ritorno di riferimento. Ogni punto del territorio nazionale è circondato da quattro punti del reticolo che definiscono una maglia dalla quale è possibile ottenere i parametri sismici del generico punto compreso all'interno della stessa.

Oltre alla **verifica di sicurezza in condizioni statiche** (assenza di sisma), si procederà alla verifica della **sicurezza per le azioni sismiche** secondo i seguenti Stati Limite:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**
- **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)**

Per ogni Stato Limite, l'azione sismica in un determinato punto è descritta univocamente, dallo spettro di risposta.

Gli spettri di risposta forniscono l'accelerazione o lo spostamento massimo di un oscillatore semplice caratterizzato da un particolare periodo proprio di vibrazione, quando questo è sollecitato dalla forzante sismica. Le NTC18 definiscono spettri di risposta elastici e spettri di progetto. Per gli stati limite di esercizio (SLO, SLD) gli spettri di progetto coincidono con quelli elastici, per gli stati limite ultimi (SLV, SLC) gli spettri di progetto si ottengono da quelli elastici riducendo opportunamente le ordinate tramite un fattore q , detto fattore di comportamento, che tiene conto della capacità dissipativa della struttura.

Il fattore di comportamento q che interviene nello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite ultimo può essere ricavato tramite la seguente relazione:

$$q = K_r q_0 = K_r K_a \alpha_u / \alpha_1$$

In cui:

K_r è il fattore di regolarità in altezza $0.8 \leq K_r \leq 1.0$

K_a è il fattore di tipologia strutturale $2.0 \leq K_a \leq 3.0$

α_u / α_1 è il rapporto di sovraresistenza

Calcolo del fattore di struttura di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

Il parametro utilizzato per l'individuazione del fattore di comportamento della **struttura** è:

La costruzione, nuova, è caratterizzata da regolarità sia in pianta sia in altezza ed è progettata in classe di duttilità media (CD"B").

- **Parametri fattore in direzione x e y**
- Sistema costruttivo: calcestruzzo
- Tipologia strutturale: strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
- Definizione rapporto α_u / α_1 : valore come da normativa
- Riferimento normativo α_u / α_1 : strutture a telaio di un piano
- Valore rapporto $\alpha_u / \alpha_1 = 1.100$
- Valore base fattore $q_0 = 3.000$ $\alpha_u / \alpha_1 = 3.300$
- Fattore pareti $k_w = 1.000$
- Fattore di regolarità $K_R = 1.0$
- Fattore dissipativo $q_D = q_0 \cdot k_w \cdot K_R = 3.300$

- Fattori di comportamento utilizzati
- Dissipativi
- **q SLU x 3.300**
- **q SLU y 3.300**
- q SLU z 1.500

Di seguito si riporta la zona sismica in cui sorge l'opera, caratterizzata da un'accelerazione orizzontale **massima** e gli spettri di risposta dei due fabbricati da cui si sono ricavate le azioni sismiche mediante **analisi modale**:

| Id nodo | Longitudine | Latitudine | Distanza [km] |
|---------|-------------|------------|---------------|
| 29451 | 15.900 | 41.660 | 7.060 |
| 29452 | 15.967 | 41.658 | 5.361 |
| 29230 | 15.969 | 41.708 | 0.857 |
| 29229 | 15.902 | 41.710 | 4.737 |

Coordinate geografiche

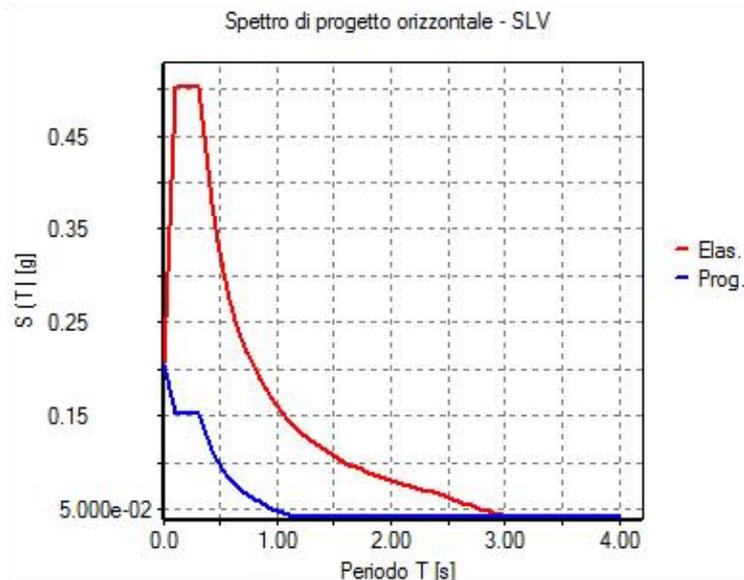
Località:

Longitudine: Latitudine:

| | Pver | Tr | ag [g] | Fo | T*c |
|-----|---------------------------------|----------------------------------|--------|-------|-------|
| SLO | <input type="text" value="81"/> | <input type="text" value="30"/> | 0.055 | 2.470 | 0.270 |
| SLD | <input type="text" value="63"/> | <input type="text" value="50"/> | 0.074 | 2.490 | 0.280 |
| SLV | <input type="text" value="10"/> | <input type="text" value="475"/> | 0.206 | 2.440 | 0.320 |
| SLC | <input type="text" value="5"/> | <input type="text" value="975"/> | 0.272 | 2.420 | 0.340 |

| Vita Vn [anni] | Coefficiente uso Cu | Periodo Vr [anni] | Livello di sicurezza per esistenti % |
|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| <input type="text" value="50"/> | <input type="text" value="1"/> | <input type="text" value="50"/> | <input type="text" value="100"/> |

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)



Elementi secondari

La normativa vigente al paragrafo §7.2.3. afferma che :

“Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante, inoltre il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari non deve superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari”.

A tal proposito gli elementi quali pilastri e travi sono stati considerati come elementi secondari in quanto hanno l’esclusivo compito di resistere ai carichi gravitazionali ed il loro contributo in termini di rigidezza e resistenza è inferiore del 15% rispetto al complesso costruttivo realizzato prevalentemente con setti in cemento armato.

Combinazioni di carico

Le combinazioni delle azioni allo Stato Limite Ultimo sono operate nel rispetto di quanto previsto al paragrafo 2.5.3 delle “NTC18”.

Per cui si sono applicate le seguenti combinazione delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica (SLE e SLU):

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j (\Psi_{2j} Q_{kj})$$

Dove:

G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

E è l’azione sismica;

γ_{Gi} è il coefficiente parziale di sicurezza per G ;

γ_{Qj} è il coefficiente parziale di sicurezza per i carichi variabili Q ;

Ψ_{0j} , Ψ_{1j} , Ψ_{2j} , sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_k , tali valori sono restituiti dalla tab. 2.5.1 delle “NTC”.

Si noti che gli effetti dell’azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} Q_{kj})$$

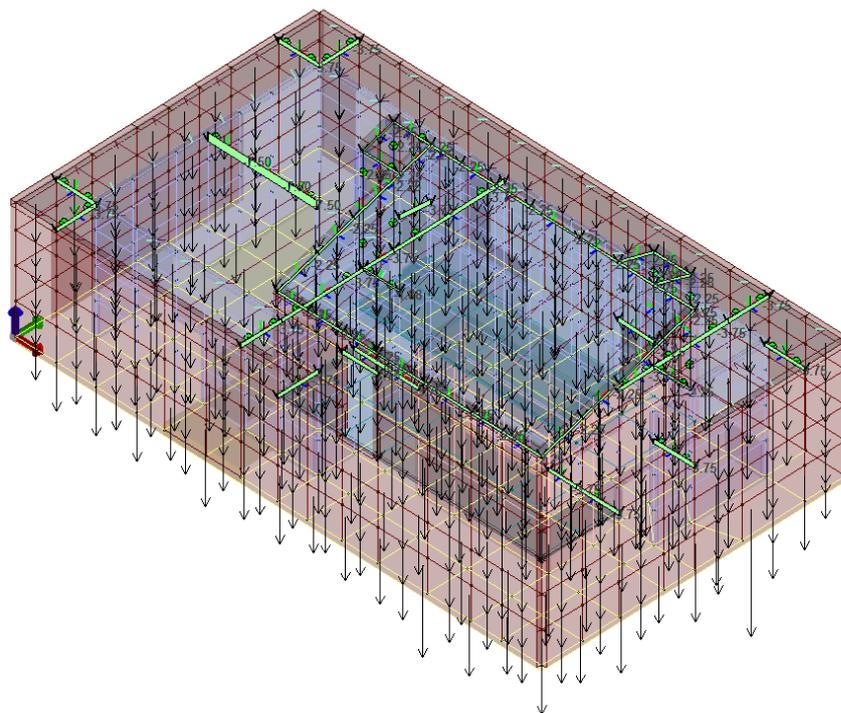
Per tenere conto della variabilità della presenza o meno dell’acqua all’interno della vasca è stata considerata una combinazione in condizione statica in cui tale carico è stato omesso, così da tener conto esclusivamente della spinta del terreno sui setti verticali.

Per quanto riguarda i coefficienti e le condizioni di carico considerati si riporta ai tabulati di calcolo allegati.

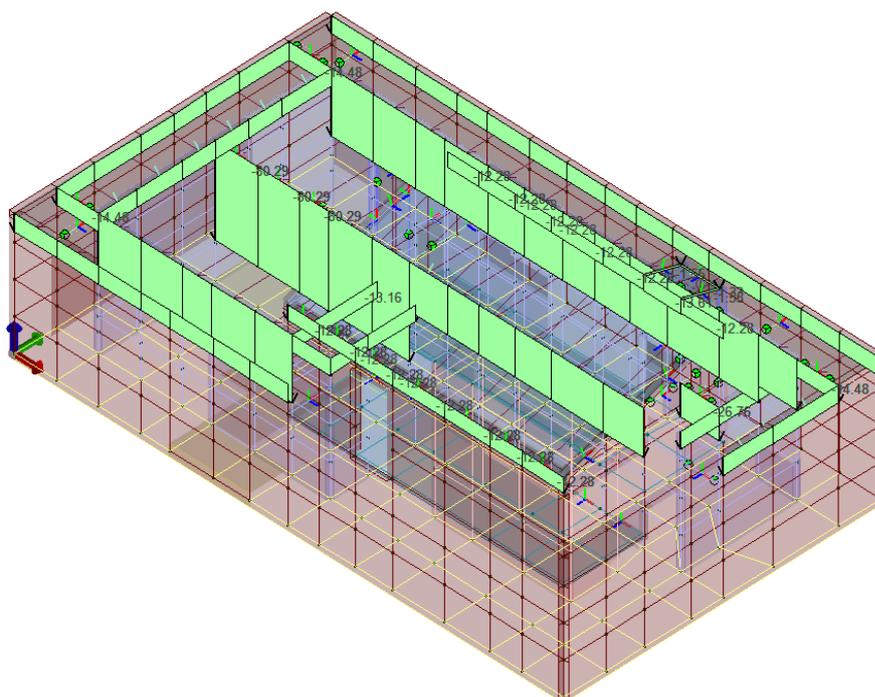
DIAGRAMMI RIEPILOGATIVI DEI RISULTATI DI ANALISI

Di seguito si riportano i diagrammi riepilogativi delle azioni agenti e i risultati di analisi ottenuti per entrambi i fabbricati progettati.

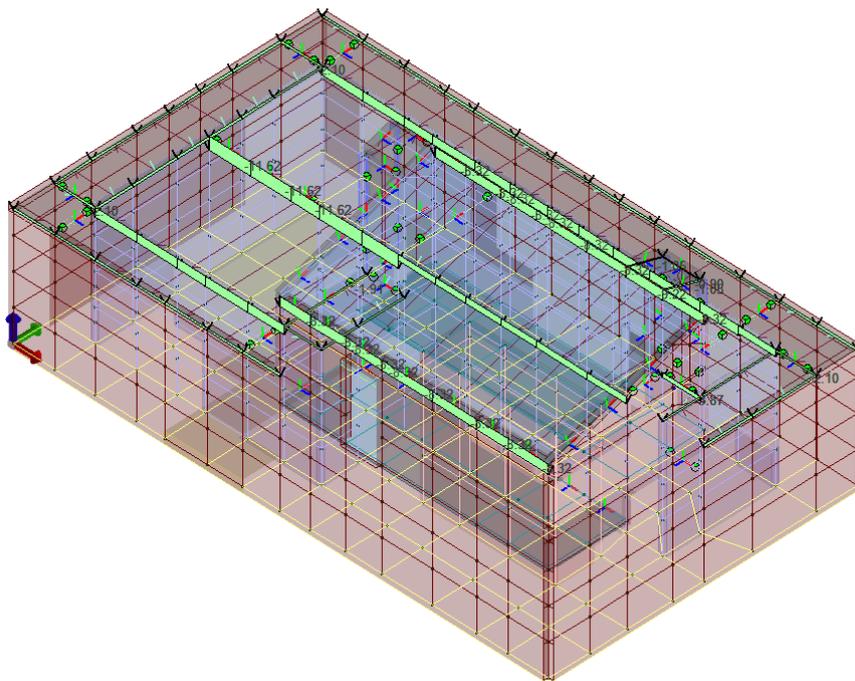
Diagrammi delle azioni



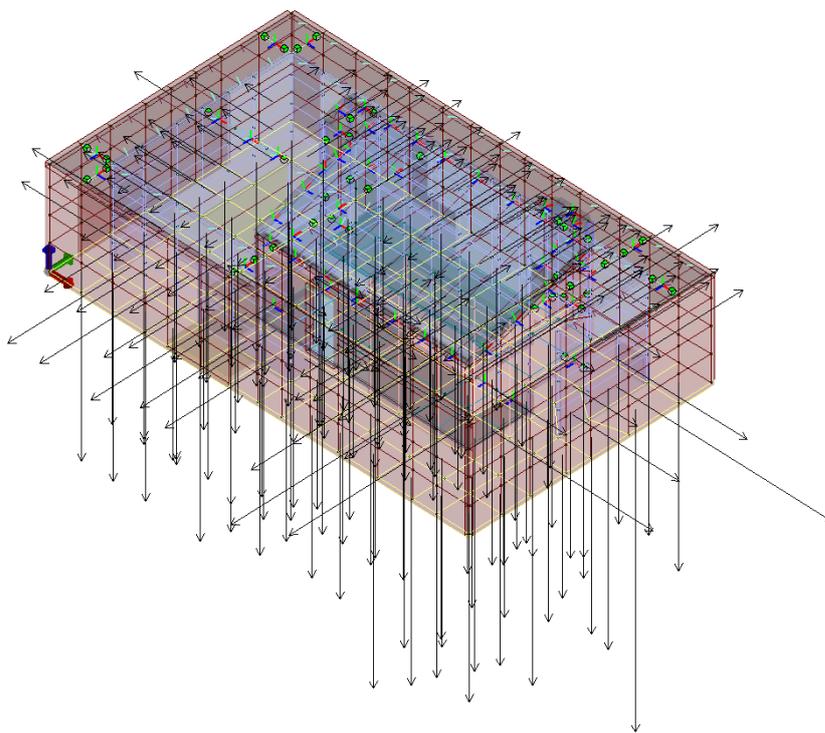
Peso proprio della struttura



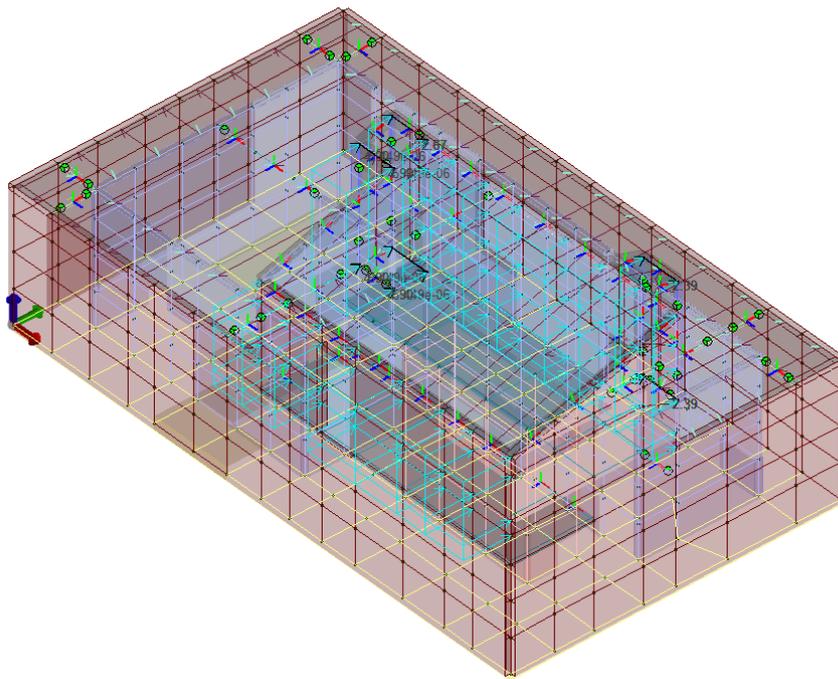
Permanente solaio -copertura



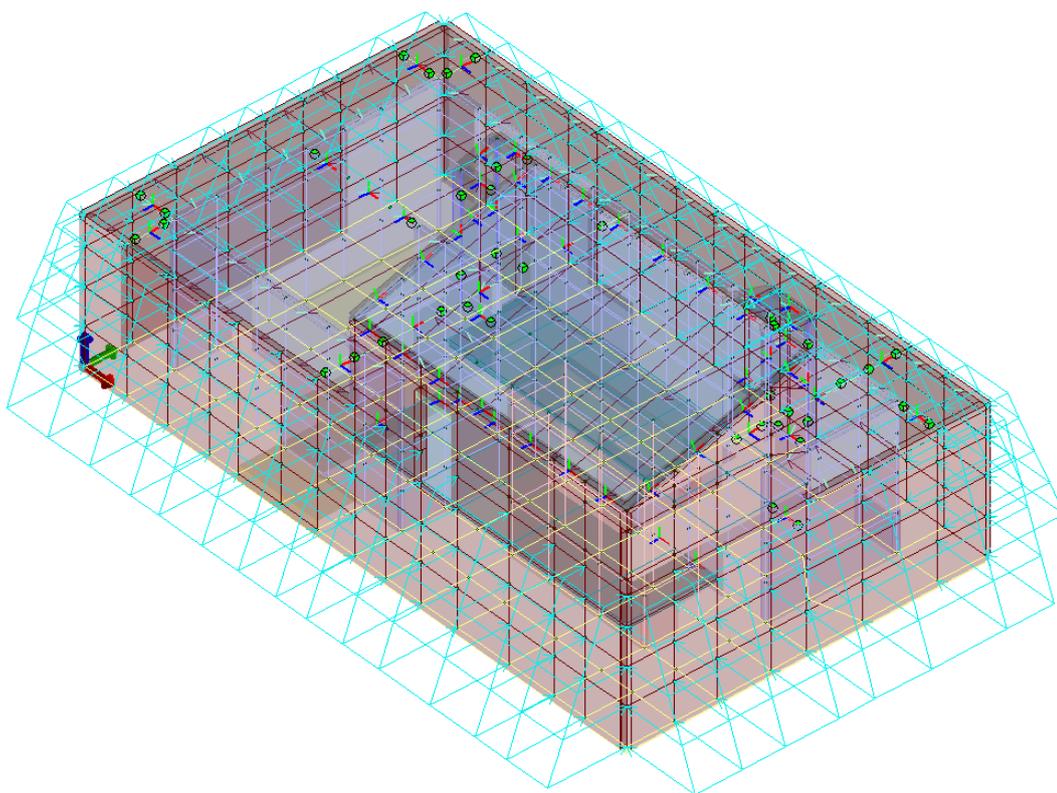
Variabile solai



Permanente generico (acqua su pareti e setto in fondazione)

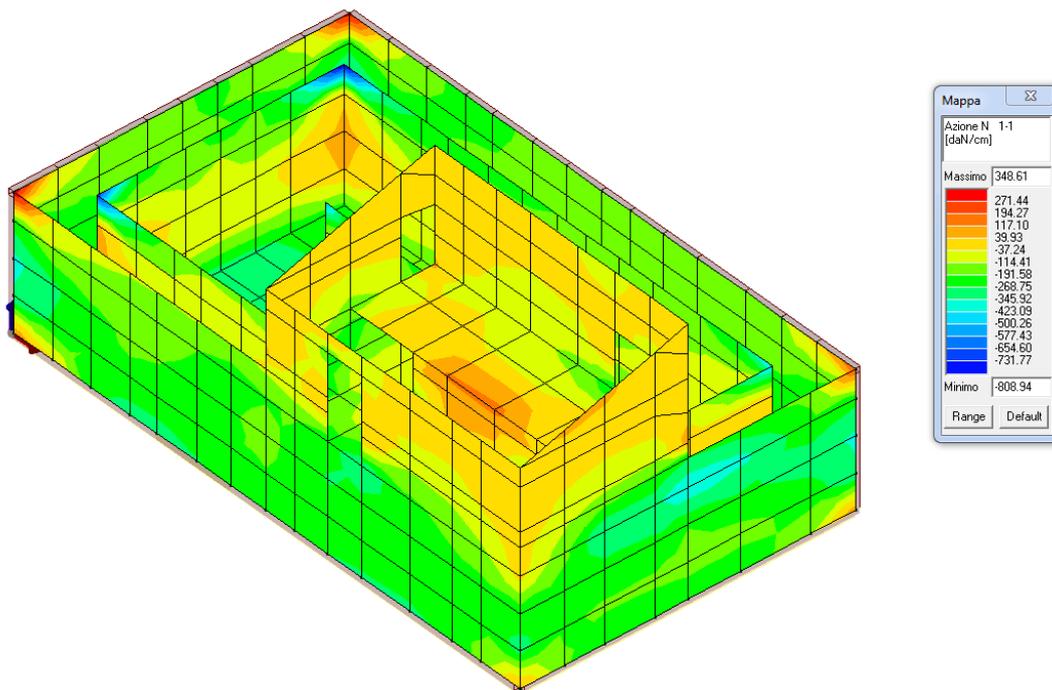


Carico vento dir Y+

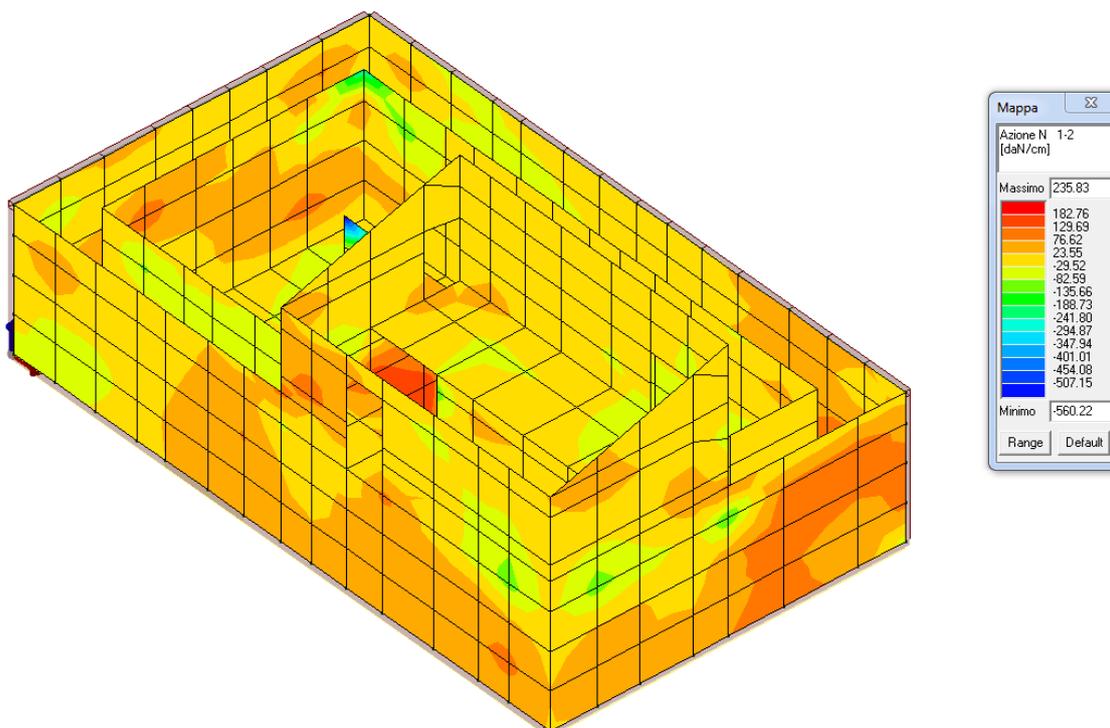


Permanente generico (spinta del terreno sui setti)

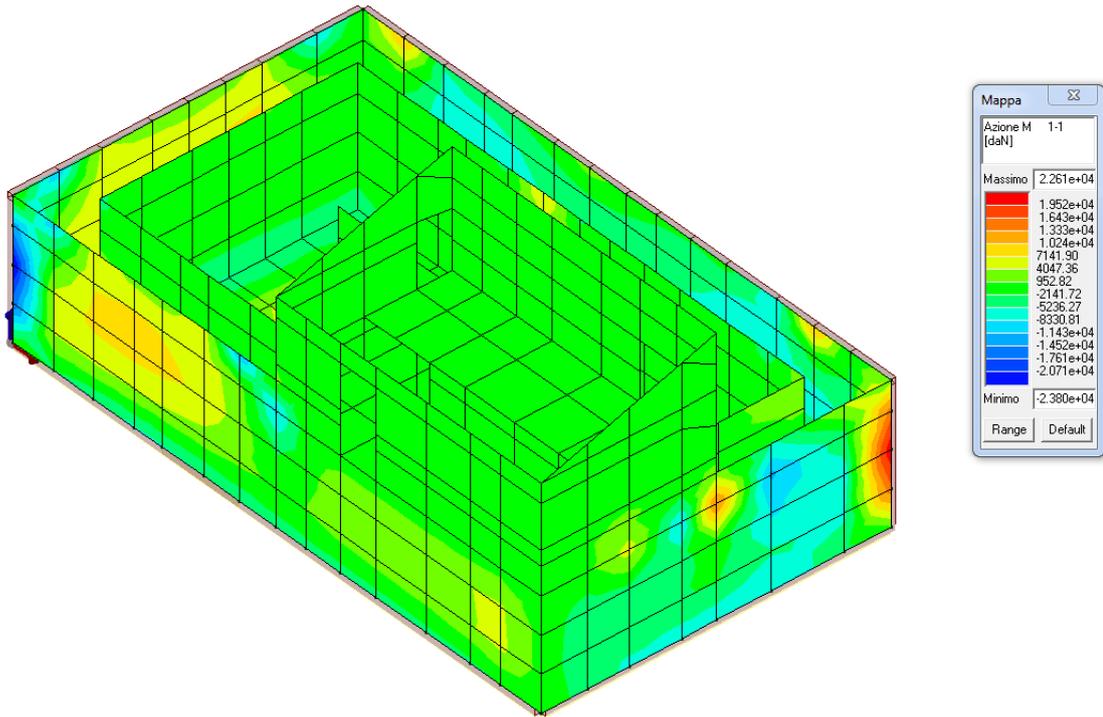
Diagrammi delle sollecitazioni



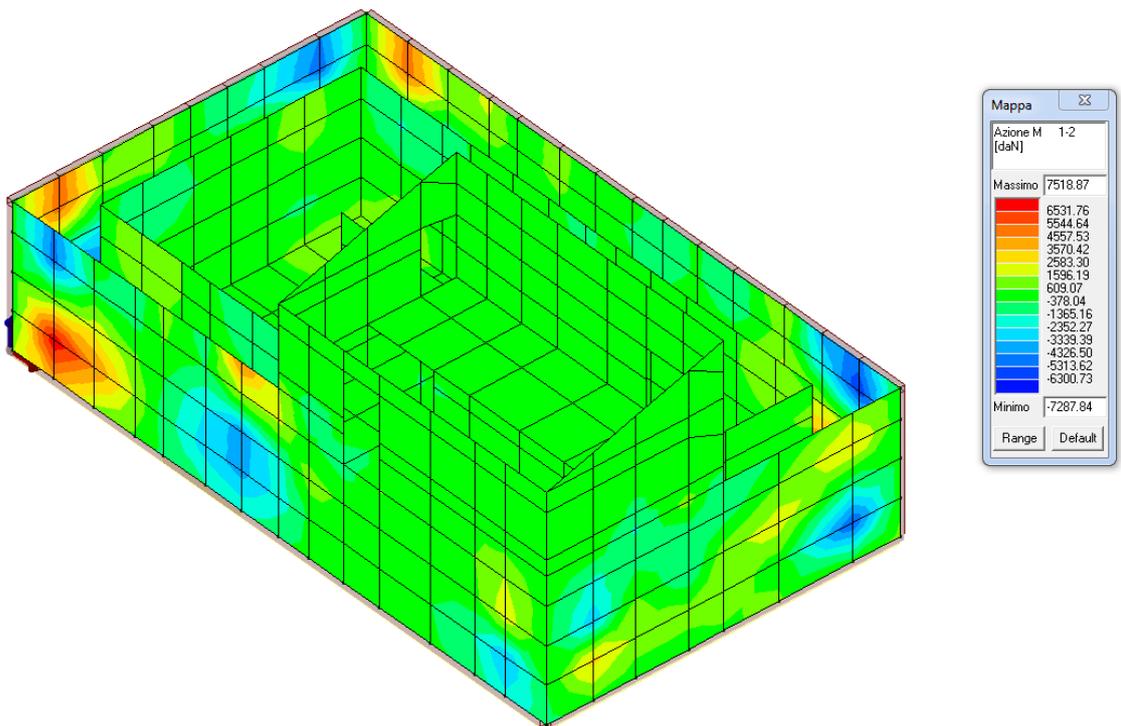
Tensione N 1-1 (Comb. SLV sism. 120)



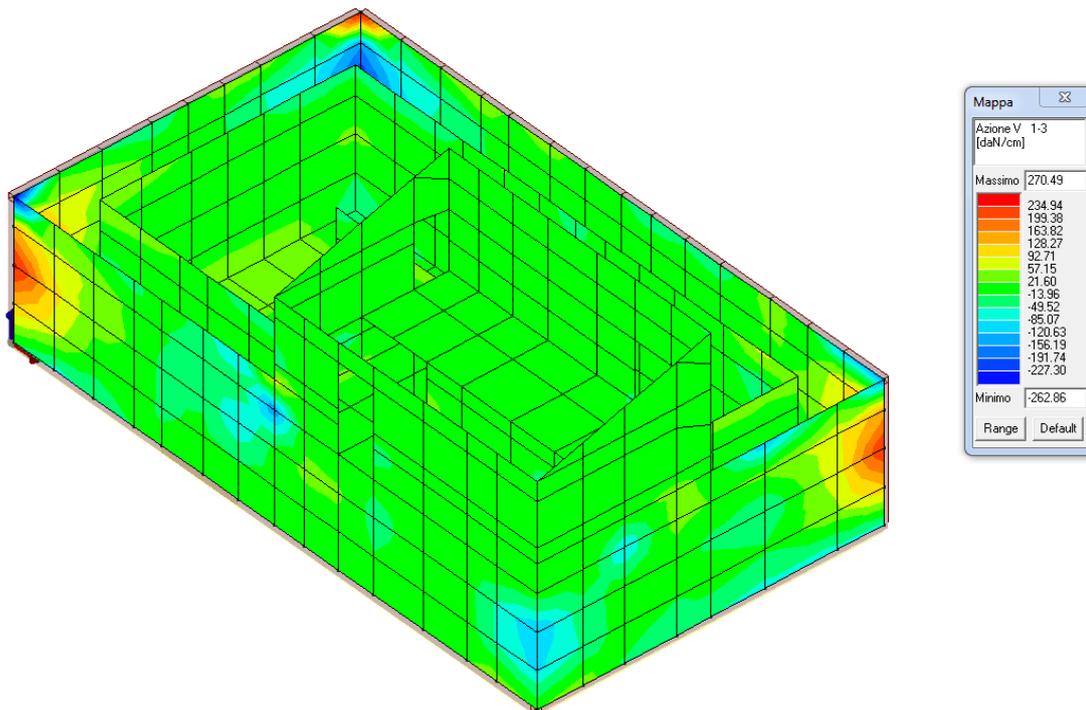
Tensione N 1-2 (Comb. SLV sism. 121)



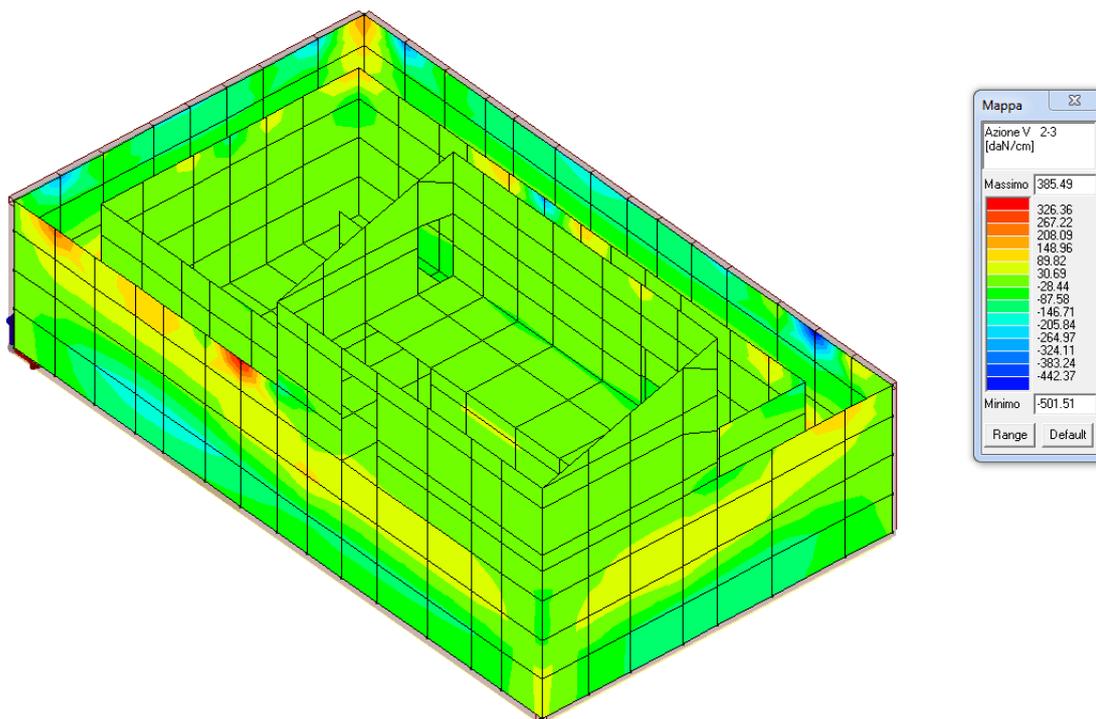
Tensione M 1-1 (Comb. SLV sism. 96)



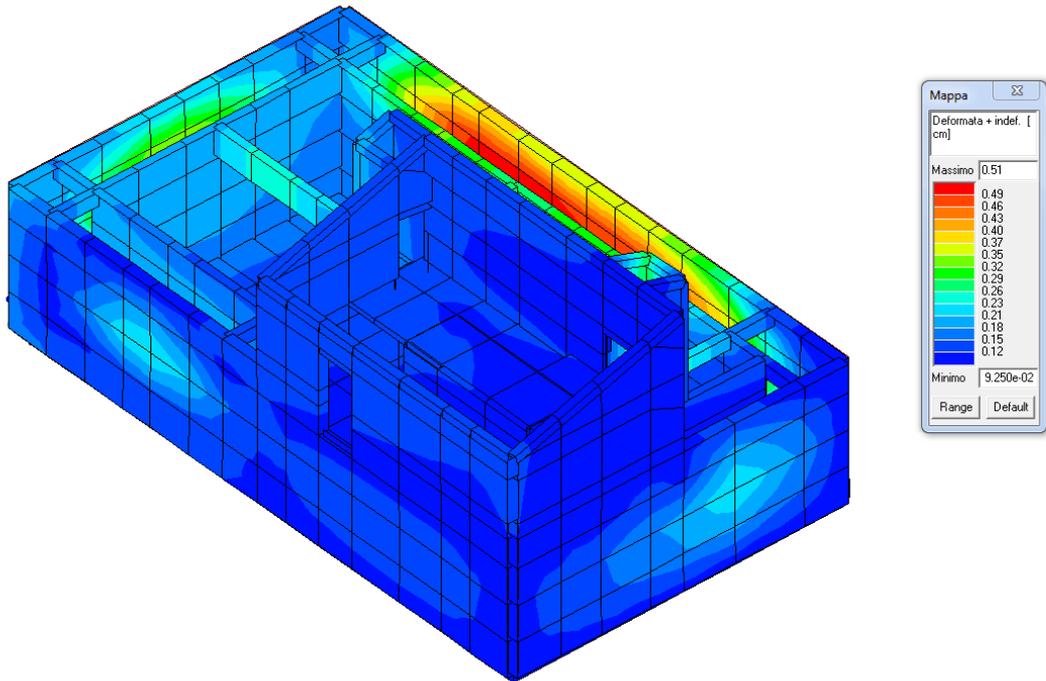
Tensione M 1-2 (Comb. SLV sism. 119)



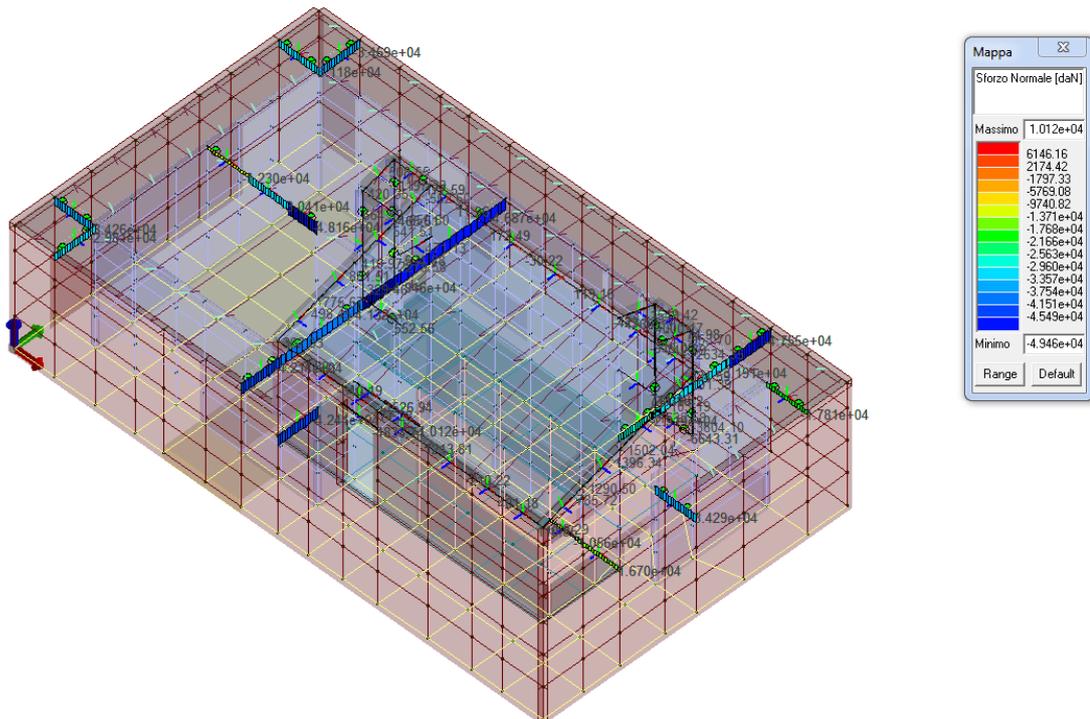
Tensione V 1-3 (Comb. SLV sism. 111)



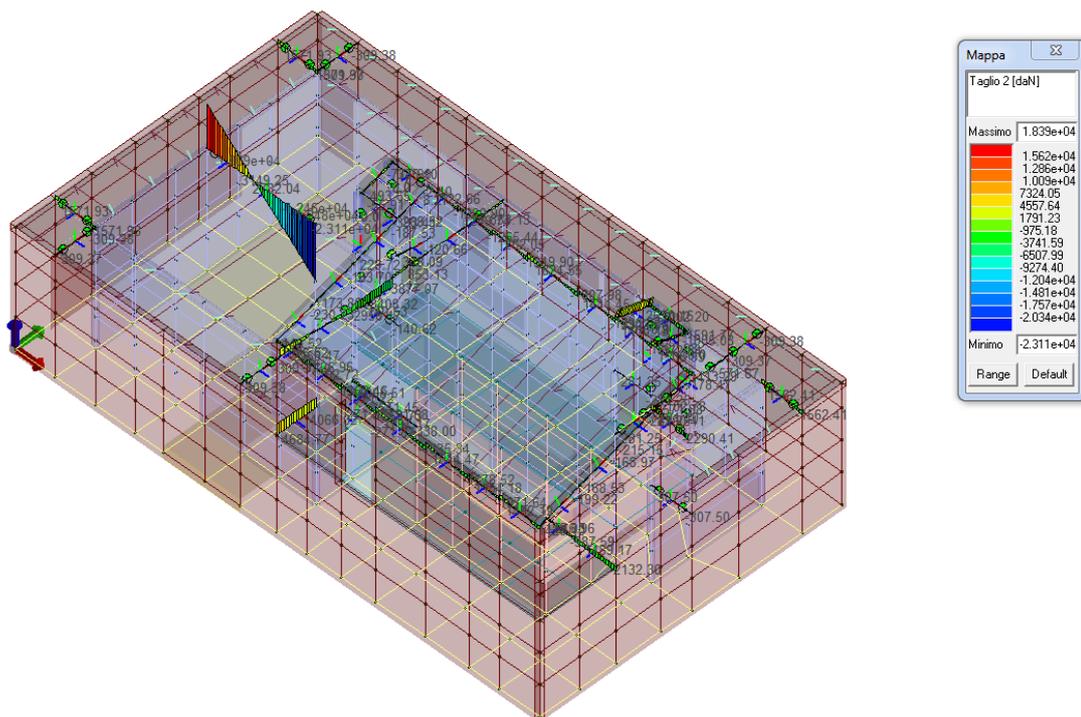
Tensione V 2-3 (Comb. SLV sism. 120)



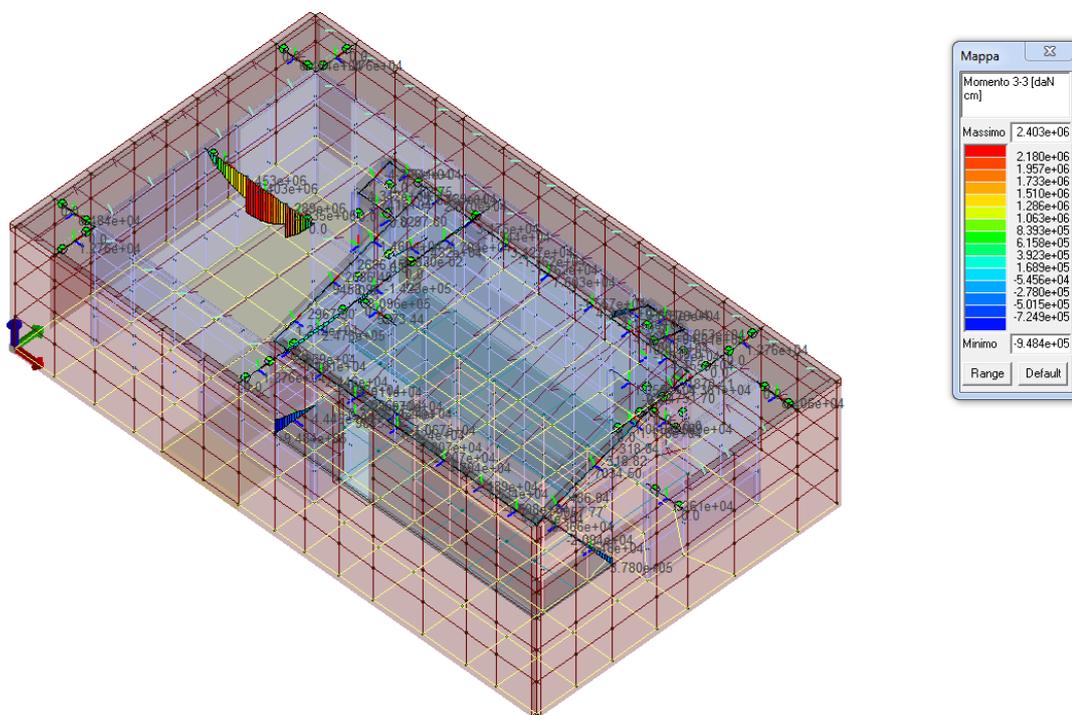
Deformata indefinita



Sforzo normale su elementi secondari

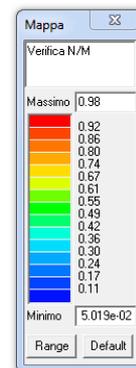
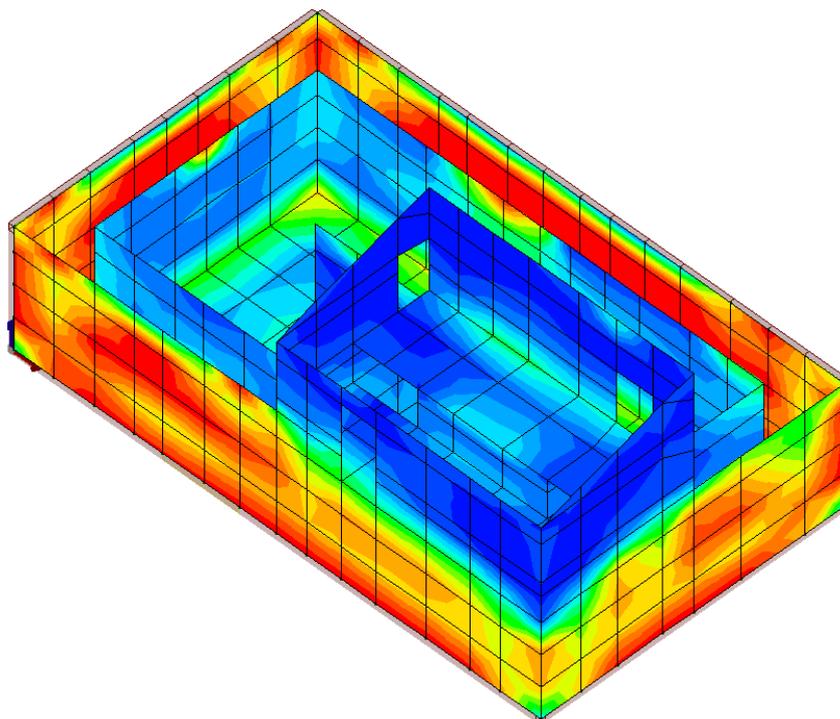


T2 su elementi secondari

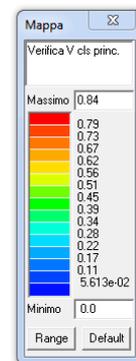
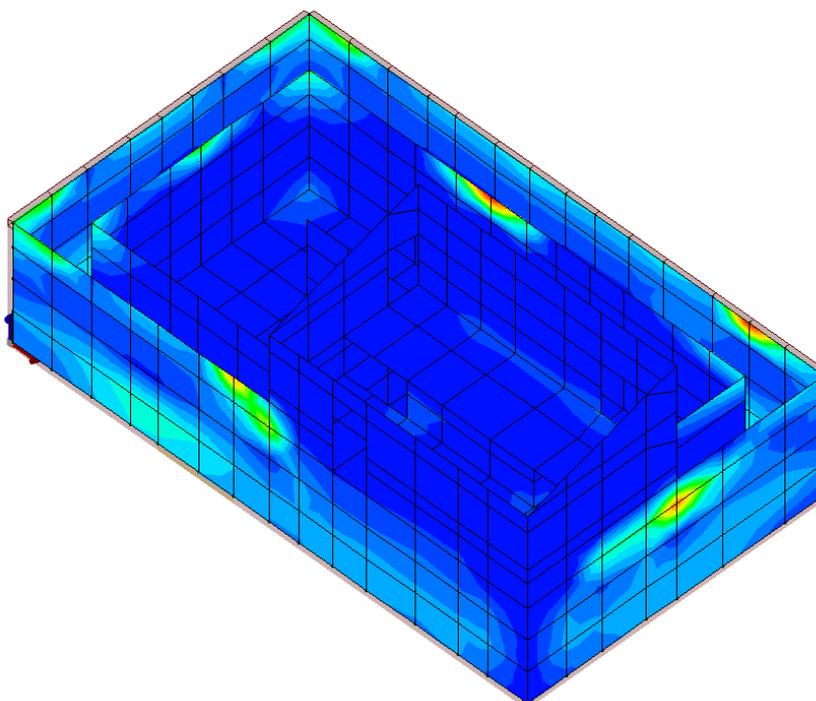


M3 su elementi secondari

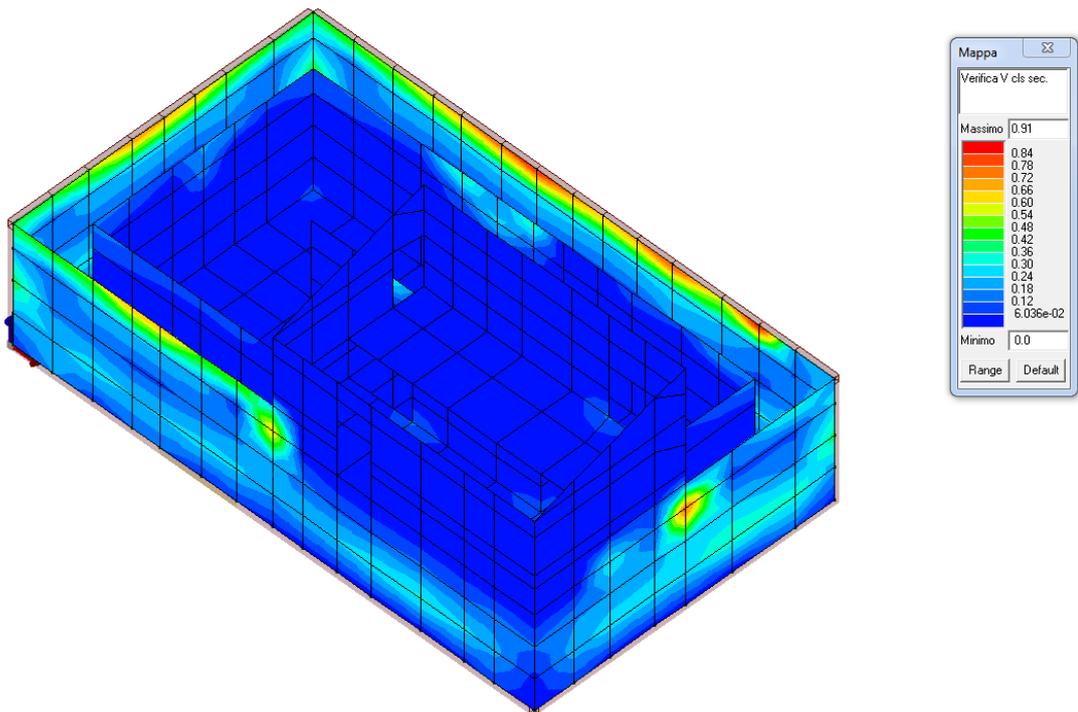
Diagrammi dei risultati di analisi



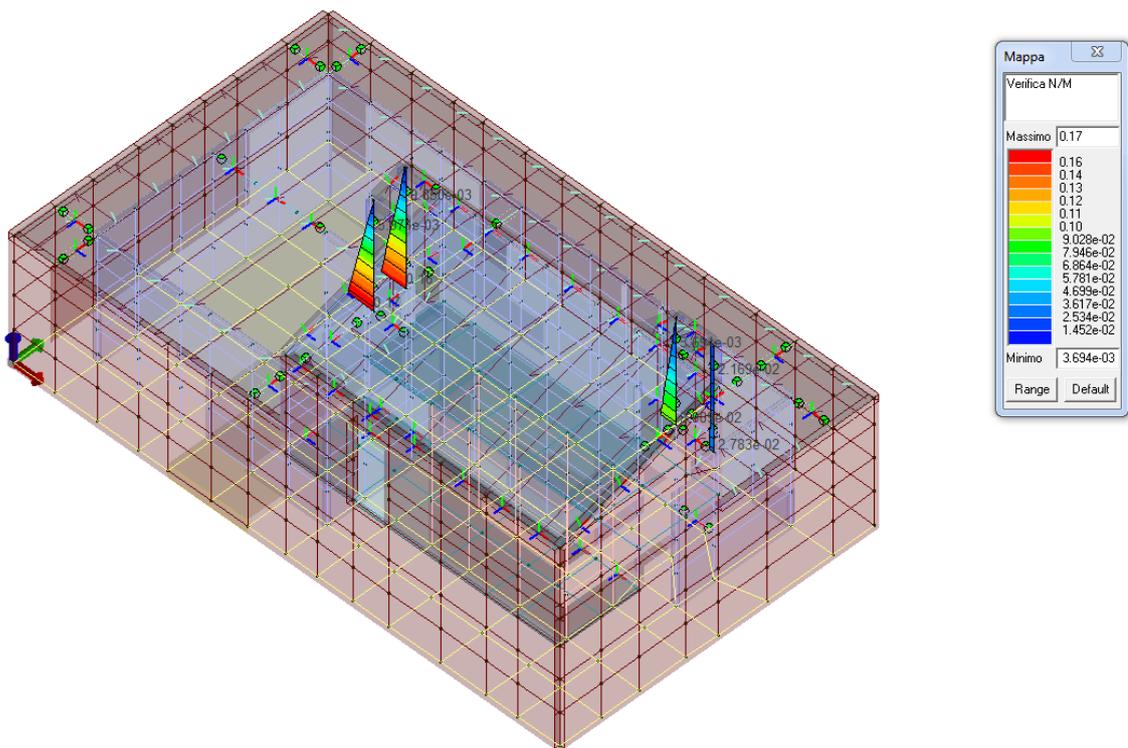
Verifica N/M <1



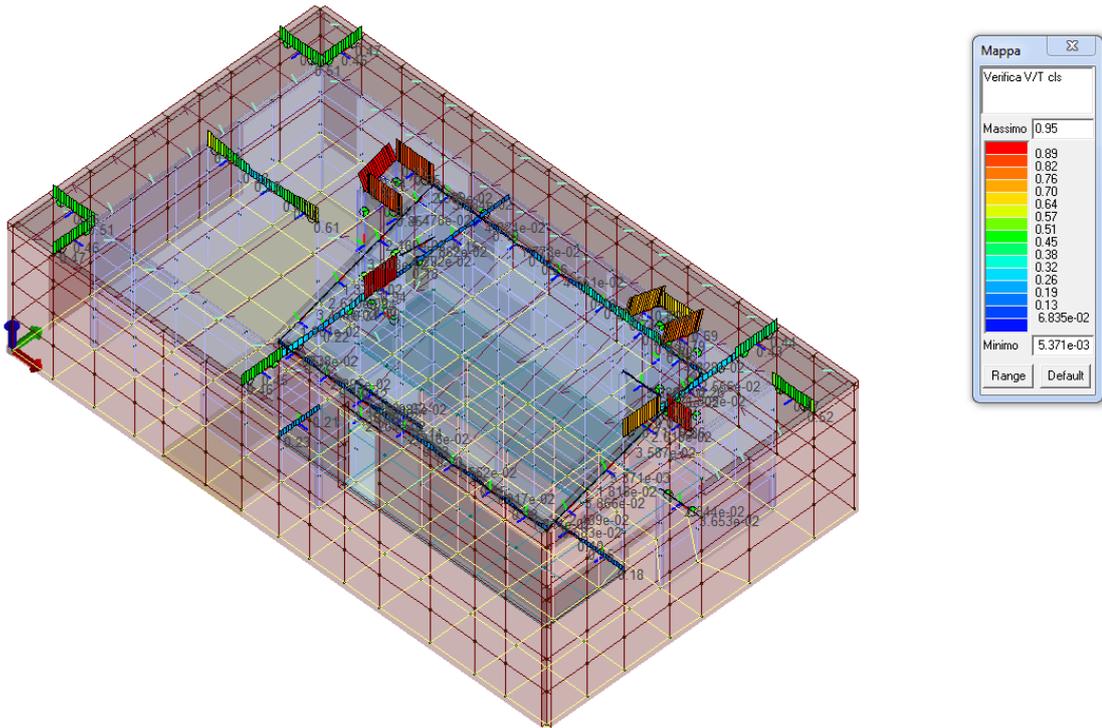
Verifica V cls princ. <1



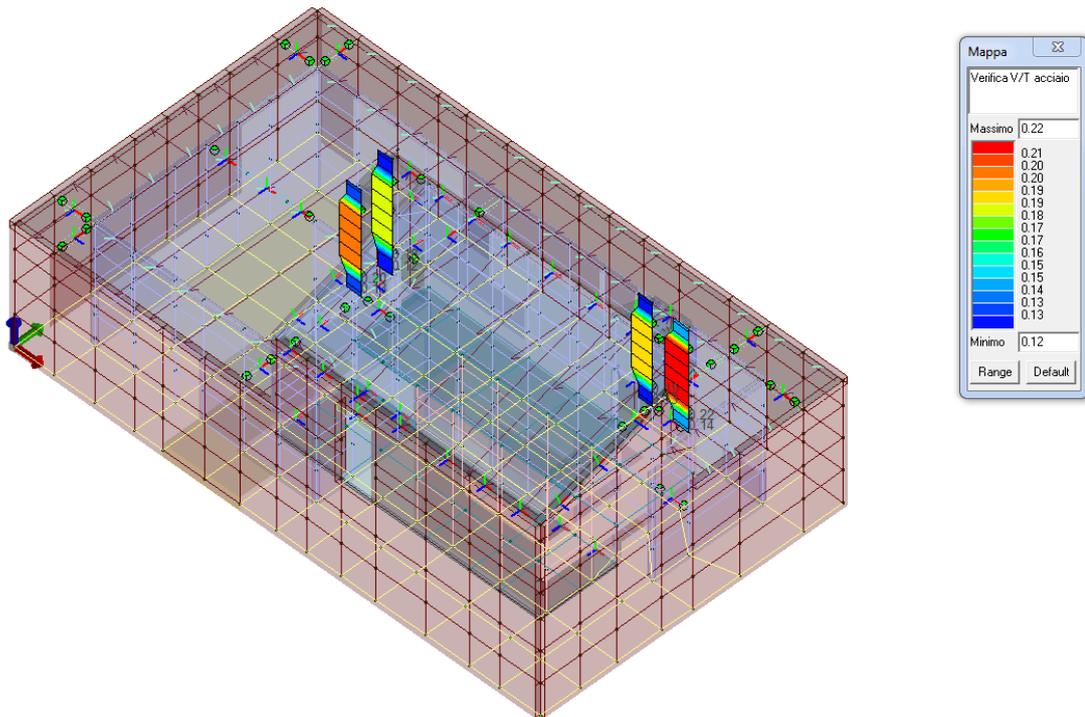
Verifica V cls sec. <1



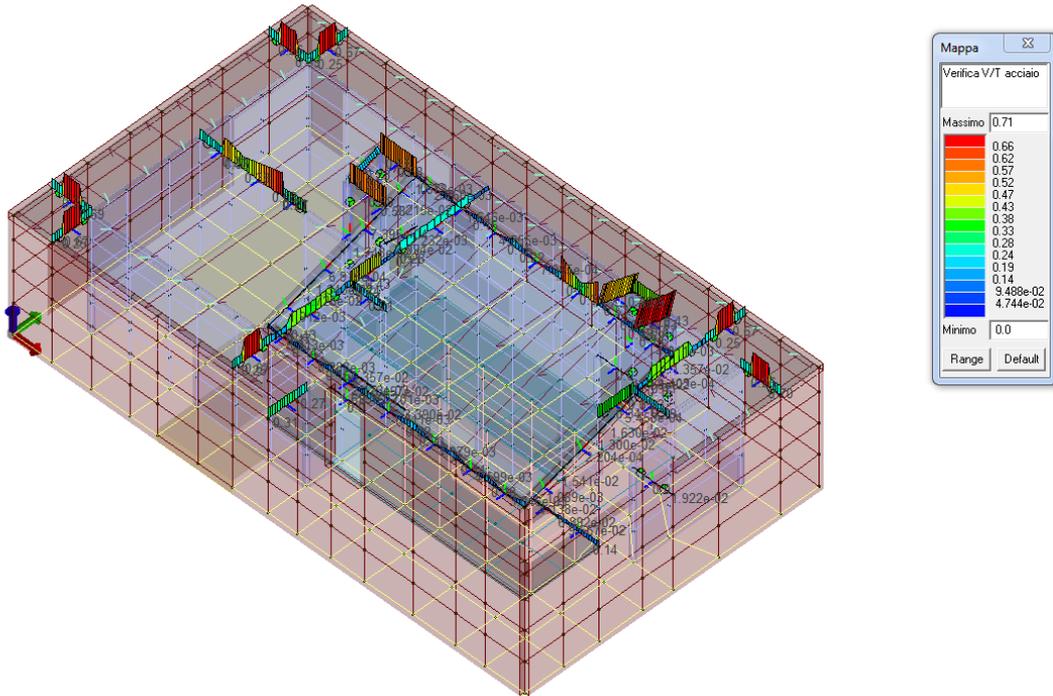
Verifica N/M degli elementi secondari. <1



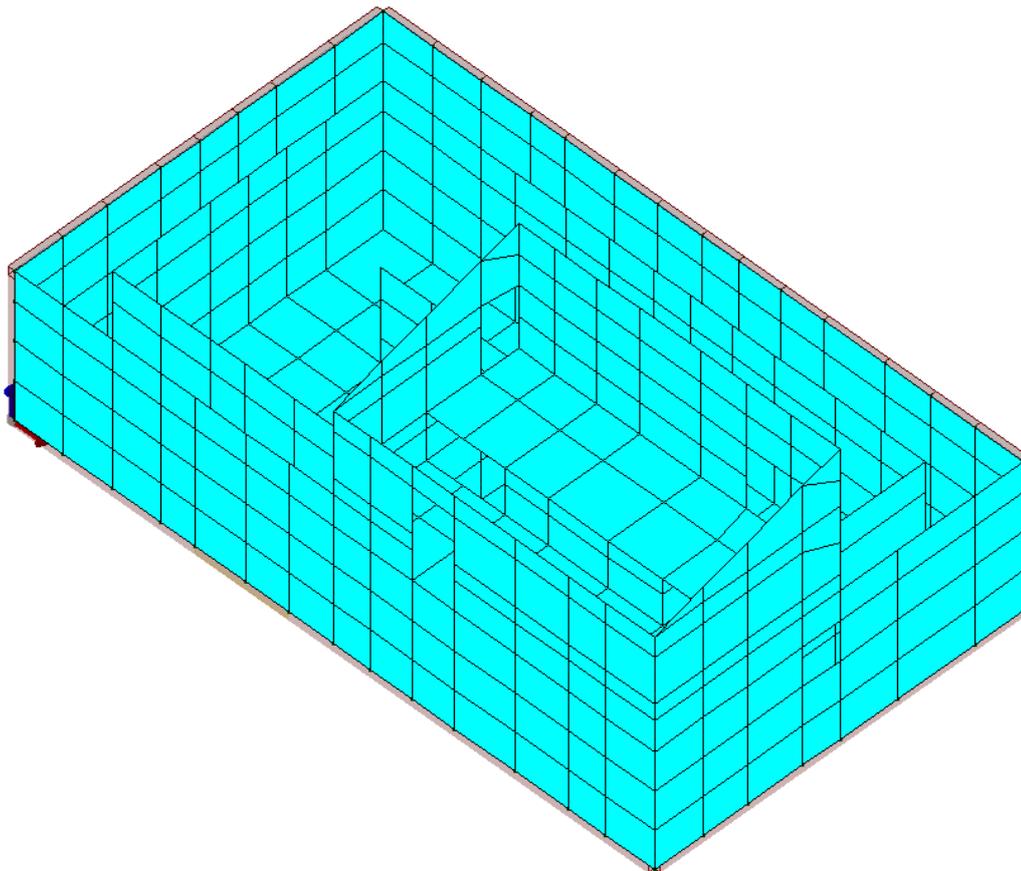
Verifica V/T cls degli elementi secondari. <1



Verifica V/T acciaio degli elementi secondari. <1



Verifica V/T acciaio degli elementi secondari. <1



Verifica agli SLU soddisfatta