



COMUNE DI NAPOLI

SISTEMA DI FOGNATURA DELL'AREA DI COMPETENZA DEL COMUNE DI NAPOLI AFFERENTE LA COLLINA DEI CAMALDOLI

LOTTO II - COMPLETAMENTO - *PROGETTO ESECUTIVO* -



PROGETTISTA:

Ing. Paolo MINUCCI BENCIVENGA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giovanni Miranda

Revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Descrizione della revisione
0	08/15	NAP	NAP	COT	EMMISSIONE PER APPROVAZIONE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Progettazione

IDI s.r.l.
ingegneria per l'ambiente

Elaborato n°

TD.05.01

Scala

Data

Agosto 2015

Sommario

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. MATERIALI UTILIZZATI PER LE STRUTTURE	3
4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI	5
5. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	11
6. VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA	12
7. CLASSE D'USO DELLA STRUTTURA	12
8. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
9. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	13
10. MODELLO DELLE AZIONI ED ANALISI DEI CARICHI	14
10.1. AZIONI PERMANENTI (G).....	14
10.2. AZIONI VARIABILI (Q).....	15
10.3. AZIONI SISMICHE (E).....	16
11. METODOLOGIA E MODELLAZIONE ASSUNTA NEL CALCOLO.	22
12. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI: MODELLAZIONE, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.	23
12.1. DERIVATORE PIAZZETTA ORSOLONE AI GUANTAI.....	23
12.2. MANUFATTO DI CONFLUENZA 1 VIA QUAGLIARIELLO.....	29
12.3. MANUFATTO DI DERIVAZIONE N° 1 VIA QUAGLIARIELLO.....	44
12.4. MANUFATTO DI DERIVAZIONE N° 2 VIA QUAGLIARIELLO.....	57
12.5. MANUFATTO DI CONFLUENZA N° 2 VIA QUAGLIARIELLO.....	71
12.6. MANUFATTO DI DEVIAZIONE PLANIMETRICA VIA PANSINI.....	85
12.7. MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO H5 VIA REGGENTE.....	99
13. CONCLUSIONI	115

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione delle strutture ed i connessi calcoli e verifiche inerenti alcuni manufatti in c.a. da realizzarsi nell'ambito del Progetto del sistema di fognatura dell'area di competenza del Comune di Napoli afferente la collina dei Camaldoli (Il Lotto).

Nella fattispecie le opere di cui trattatasi devono essere realizzate nel Bacino E – Via Camillo Guerra e nel Bacino J – Zona Policlinico, ed in particolare:

- **Bacino E - Via Camillo Guerra:**
 - Derivatore Piazzetta Orsolone ai Guantai;
- **Bacino J - Zona Policlinico:**
 - Manufatto di confluenza 1 - via Quagliariello;
 - Manufatto di derivazione 1 - via Quagliariello;
 - Manufatto di derivazione 2 - via Quagliariello;
 - Manufatto di confluenza 2 - via Quagliariello;
 - Manufatto di deviazione planimetrica - via Pansini;
- **Bacino H – Via Reggente:**
 - Manufatto di sollevamento H5 – via Reggente;

Si tratta di manufatti in c.a. interrati per cui il progetto riguarderà sia il dimensionamento delle sezioni costituenti i manufatti stessi che il dimensionamento delle opere provvisorie necessarie.

La presente relazione illustra i dati di *input*, geometrici e tipologici, la normativa osservata, i materiali prescritti, la determinazione delle azioni, la metodologia utilizzata per la modellazione, l'analisi e la relativa verifica delle strutture delle opere provvisorie e dei manufatti.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli statici redatti nella presente relazione di calcolo sono stati redatti nel rispetto delle seguenti normative:

- ✓ **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica”.

- ✓ **Decreto Ministeriale 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- ✓ **Circolare LL.PP. n. 30483 settembre 1988:** “Istruzioni 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- ✓ **Decreto ministeriale LL. PP. 14 gennaio 2008:** Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con D.M. del 14/01/08, pubblicate sul supplemento ordinario della G.U. n.29 del 04/02/2008.
- ✓ **Nuova Circolare per le Norme Tecniche per le Costruzioni - Circolare del 2 Febbraio 2009 n° 617,** pubblicato sulla S.O. n° 27 del G.U. del 26 Febbraio 2009 n° 47.

3. MATERIALI UTILIZZATI PER LE STRUTTURE

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna e le verifiche di resistenza delle strutture sono stati eseguiti con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, utilizzando come criterio di resistenza quello degli Stati Limite Ultimi. Di seguito si riportano i valori delle caratteristiche meccaniche fissati dalla normativa, per i materiali utilizzati.

- Per l'esecuzione degli elementi in c.a. si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

Calcestruzzo per strutture C 25/30:

- Resistenza cubica caratteristica per compressione: $R_{ck} = 30,00MPa$
- Resistenza cilindrica caratteristica per compressione: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90MPa$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 2,56MPa$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79MPa$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_c = 1,50$

Acciaio in barre ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento B 450 C (FeB 44k):

- Modulo Elastico: $E = 210.000,00 MPa$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540,00 MPa$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450,00 MPa$
- Rapporto medio tra tensione di rottura e tensione di snervamento:

$$(f_t/f_y)_{medio} > 1,13$$

- Rapporto tra il singolo valore della tensione di snervamento e tensione caratteristica di snervamento: $(f_y/f_{yk}) < 1,35$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_s = 1,15$
- Con riferimento alle Norme Tecniche, per l'acciaio B 450 C (Fe B 44k) si definisce una resistenza di calcolo f_{sd} determinata dalla seguente relazione:

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450,00}{1,15} = 391,00 \text{ MPa}$$

Acciaio da carpenteria S 275 per armature micropali e puntellature

- modulo elastico $E=2.100.000 \text{ daN/cm}^2$
- coefficiente di Poisson $\mu= 0,3$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha=12 \times 10^{-6} \text{ PER } 0\text{C-}$
- densità $g=7.850 \text{ DaN/ mc}$

Simbolo adottato	Simbolo UNI	CARATTERISTICA O PARAMETRO		S275
ft	Rm	tensione (carico unitario) di rottura a trazione N/mm ²		≥ 410 ≤ 560
fy	Re	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm ²]		≥ 275
KV	KV	resilienza KV [J] (8)	B + 20 °C	≥ 27
			C 0 °C	≥ 27
			D - 20 °C	≥ 27
			DD - 20 °C	≥ 40
εt	A Min	Allungamento % a rottura (L0=5,65 ·A0 - per lamiere		≥ 20
		- per barre, laminati mercantili, profilati, larghi piatti		≥ 22

Stato di tensione

Classe vite	ft [N/mm ²]	fy [N/mm ²]	fk,N [N/mm ²]	fd,N [N/mm ²]	fd,V [N/mm ²]
10.9	1000	900	700	700	495

Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità (tab. 4.2.V)	
Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0}=1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1}=1.05$
Resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese	$\gamma_{M2}=1.25$

4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI

Nel progetto e nelle verifiche delle opere si è fatto riferimento alle litostratigrafia e ai parametri geotecnici individuati nei *report* delle indagini eseguite dalla società E.S.M. s.r.l. su incarico della SOGESID da cui si rileva che nell'ambito di tale campagna di indagini sono state effettuate, in n° 2 stralci, le seguenti attività:

- Stralcio N°1:
 - N. 11 sondaggi geognostici;
 - N. 13 prove penetrometriche del tipo SPT;
 - N. 6 prelievi di campioni indisturbati;
 - N. 33 prelievi di campioni rimaneggiati;
 - N. 6 Set di prove di laboratorio geotecnico;
 - N. 33 analisi chimiche.
- Stralcio N°2:
 - N. 7 sondaggi geognostici;
 - N. 14 prove penetrometriche del tipo SPT;
 - N. 7 prelievi di campioni indisturbati;
 - N. 21 prelievi di campioni rimaneggiati;
 - N. 7 Set di prove di laboratorio geotecnico;
 - N. 21 analisi chimiche.

Ed in particolare:

Sondaggio (Stralcio N°1)	Ubicazione	Coordinate	Profondità (m)	Rivestimento (m)	Cassette (n.)
S1	Picchetti da 1 a 14	40°52'47,60"N 14°11'27,50"E	8,00	1,50	2
S2	Picchetti da 44 a 65	40°52'57,57"N 14°12'02,08"E	8,50	1,50	2

Sondaggio (Stralcio N°1)	Ubicazione	Coordinate	Profondità (m)	Rivestimento (m)	Cassette (n.)
S3	Picchetti da 100 a 114	40°53'29,10"N 14°12'40,50"E	8,00	1,50	2
S4	Vasca Tirone	40°53'30,90"N 14°12'41,90"E	6,00	1,50	1
S5	Vasca Tirone	40°53'33,30"N 14°12'43,50"E	6,50	1,50	1
S6	Vasca Tirone	40°53'36,10"N 14°12'43,40"E	6,00	1,50	1
S7	Vasca Tirone	40°53'36,60"N 14°12'44,20"E	6,00	1,50	1
S8	Vasca Tirone	40°53'38,30"N 14°12'43,90"E	6,00	1,50	1
S9	Vasca Tirone	40°53'39,90"N 14°12'44,90"E	6,00	1,50	1
S10	Vasca Tirone	40°53'41,10"N 14°12'46,70"E	11,00	1,50	2
S12	Via Tirone	40°53'46,38"N 14°12'38,64"E	9,50	1,50	2
Totale			81,50	16,50	16

Riepilogo sondaggi stralcio n°1

Sondaggio (Stralcio N°2)	Ubicazione	Coordinate	Profondità (m)	Rivestimento (m)	Cassette (n.)
S1	Via Rotondella	40°52'33,48"N 14°11'31,08"E	4,00	1,50	1
S2	Traversa Villa Camaldoli	40°52'10,26"N 14°12'15,42"E	12,00	1,50	3
S3	Traversa Via	40°52'16,50"N	13,25	1,50	3

Sondaggio (Stralcio N°2)	Ubicazione	Coordinate	Profondità (m)	Rivestimento (m)	Cassette (n.)
	Camillo Guerra	14°11'22,80"E			
S4	Traversa Via Orsolone ai Guantai	40°52'14,22"N 14°11'53,70"E	6,00	1,50	1
S5	Via Lardighello	40°52'11,24"N 14°12'03,56"E	8,00	1,50	2
S6	Via Santa Croce ad Orsolone	40°52'24,16"N 14°12'44,02"E	9,50	1,50	2
S7	Via Antonio Cinque	40°52'22,50"N 14°12'14,40"E	8,00	1,50	2
Totale			60,75	10,50	14

Riepilogo sondaggi stralcio n°2

Sondaggio (Stralcio N°1)	Prova	Profondità (m)	N1	N2	N3	N _{SPT}	Descrizione
S1	SPT1	2,00 ÷ 2,45	2	5	7	12	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone - grigiastro costituita da frequenti frammenti eterogenei ed eterometrici (dmax = 4 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
	SPT2	7,50 ÷ 7,95	5	7	8	15	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone - grigiastro costituita da frequenti frammenti eterogenei ed eterometrici (dmax = 4 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
S2	SPT1	2,00 ÷ 2,45	5	7	5	12	Tufo Giallo Napoletano in fase alterata.
	SPT2	8,00 ÷ 8,45	2	2	4	6	Tufo Giallo Napoletano in fase alterata.
S3	SPT1	3,00 ÷ 3,45	7	7	9	16	Piroclastite di colore marrone con sfumature ocre costituita da frequenti pomici eterometriche (dmax = 2 cm) di forma arrotondata, tenere al taglio e fibrose, e da sparsi litici di origine vulcanica poco più che millimetrici in abbondante matrice sabbiosa debolmente limosa.

Sondaggio (Stralcio N°1)	Prova	Profondità (m)	N1	N2	N3	N _{SPT}	Descrizione
	SPT2	4,50 ÷ 4,95	22	24	32	56	Piroclastite di colore marrone con sfumature ocra costituita da frequenti pomici eterometriche (d _{max} = 2 cm) di forma arrotondata, tenere al taglio e fibrose, e da sparsi litici di origine vulcanica poco più che millimetrici in abbondante matrice sabbiosa debolmente limosa.
S4	SPT1	1,50 ÷ 1,95	7	5	7	12	Piroclastite rimaneggiata (Materiale di riporto) di colore marrone - grigiastro costituita da frequenti frammenti di laterizi e in clseterometrici in matrice sabbiosa - limosa.
S6	SPT1	3,00 ÷ 3,45	15	14	15	29	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone costituita da sparsi frammenti eterogenei ed eterometrici (d _{max} = 4 cm) in matrice sabbiosa - limosa.
S7	SPT1	5,50 ÷ 5,95	5	4	5	9	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone costituita da sparsi frammenti eterogenei ed eterometrici (d _{max} = 4 cm) in matrice sabbiosa - limosa.
S9	SPT1	3,00 ÷ 3,45	5	5	5	10	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone costituita da sparsi frammenti eterogenei ed eterometrici (d _{max} = 4 cm) in matrice sabbiosa - limosa.
S12	SPT1	3,00 ÷ 3,45	5	5	5	10	Piroclastite rimaneggiata (Materiale di riporto) di colore marrone costituita da frequenti frammenti di laterizi e in clseterometrici (d _{max} = 4 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
	SPT2	4,50 ÷ 4,95	4	3	2	5	Piroclastite rimaneggiata (Materiale di riporto) di colore marrone costituita da frequenti frammenti di laterizi e in clseterometrici (d _{max} = 4 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
	SPT3	9,00 ÷ 9,45	5	6	7	13	Piroclastite di colore marrone con sfumature ocra costituita da frequenti

Sondaggio (Stralcio N°1)	Prova	Profondità (m)	N1	N2	N3	N _{SPT}	Descrizione
							pomici eterometriche (d _{max} = 2 cm) di forma arrotondata, tenere al taglio e fibrose, e da sparsi litici di origine vulcanica poco più che millimetrici in abbondante matrice sabbiosa debolmente limosa.

Riepilogo SPT stralcio n°1

Sondaggio (Stralcio N°2)	Prova	Profondità (m)	N1	N2	N3	N _{SPT}	Descrizione
S1	SPT1	2,20 ÷ 2,65	2	1	2	3	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone costituita da frequenti frammenti eterogenei ed eterometrici (d _{max} = 4 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
S2	SPT1	5,00 ÷ 5,45	3	5	6	11	Piroclastite di colore marrone chiaro in cui si rinvengono sparse pomice centimetriche di forma arrotondata e rari litici lavici in abbondante matrice sabbiosa - limosa.
	SPT2	11,50 ÷ 11,95	5	5	5	10	Piroclastite di colore marrone chiaro in cui si rinvengono sparse pomice centimetriche di forma arrotondata e rari litici lavici in abbondante matrice sabbiosa - limosa.
S3	SPT1	3,00 ÷ 3,45	1	0	0	0	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone costituita da frequenti frammenti eterogenei ed eterometrici (d _{max} = 4 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
	SPT2	7,00 ÷ 7,45	1	0	0	0	Piroclastite di colore marrone chiaro in cui si rinvengono sparse pomice centimetriche di forma arrotondata e rari litici lavici in abbondante matrice sabbiosa - limosa.
	SPT3	12,80 ÷ 13,25	3	4	5	9	Piroclastite di colore marrone chiaro in cui si rinvengono sparse pomice centimetriche di forma arrotondata e rari litici lavici in abbondante matrice sabbiosa - limosa.

Sondaggio (Stralcio N°2)	Prova	Profondità (m)	N1	N2	N3	N _{SPT}	Descrizione
S4	SPT1	2,00 ÷ 2,45	11	10	10	20	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone con sfumature ocra costituita da frequenti frammenti eterometrici (d _{max} = 5 cm) di Tufo Giallo Napoletano in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
	SPT2	5,50 ÷ 5,95	5	7	9	16	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone con sfumature ocra costituita da frequenti frammenti eterometrici (d _{max} = 5 cm) di Tufo Giallo Napoletano in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
S5	SPT1	2,50 ÷ 2,95	3	3	3	6	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone - grigiastro costituita da frequenti pomici centimetriche e di forma arrotondata e da sparsi frammenti eterogenei ed eterometrici (d _{max} = 3 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
	SPT2	7,00 ÷ 7,45	2	6	6	12	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone - grigiastro costituita da frequenti pomici centimetriche e di forma arrotondata e da sparsi frammenti eterogenei ed eterometrici (d _{max} = 3 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
S6	SPT1	2,00 ÷ 2,45	1	1	1	2	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone - verdastro costituita da rare pomici centimetriche di colore grigiastro e da rari litici lavici eterometrici (d _{max} = 2 cm) in matrice sabbiosa - debolmente limosa.
	SPT2	9,00 ÷ 9,45	8	5	5	10	Livello di pomici di colore grigiastro, tenere al taglio, di forma irregolare e vacuolari in scarsa matrice sabbiosa.
S7	SPT1	2,00 ÷ 2,45	1	1	1	2	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone costituita da sparse pomici minute di colore grigiastro e da rari litici lavici eterometrici (d _{max} = 2,5 cm) in matrice sabbiosa - limosa.
	SPT2	6,00 ÷ 6,45	1	2	0	2	Piroclastite rimaneggiata di colore marrone

Sondaggio (Stralcio N°2)	Prova	Profondità (m)	N1	N2	N3	N _{SPT}	Descrizione
							costituita da sparse pomici minute di colore grigiastro e da rari litici lavici eterometrici (d _{max} = 2,5 cm) in matrice sabbiosa - limosa.

Riepilogo SPT stralcio n°2

Per ognuno degli interventi, è stata individuata la serie di indagini di riferimento e individuati i parametri per la caratterizzazione geotecnica.

5. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Come noto le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e assoggettate a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. "Stato limite" è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): con tale dizione si intende la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. I principali casi in cui si ritiene si attinga uno *Stato Limite Ultimo* sono riportati nel seguente elenco riassuntivo:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) rottura di membrature e collegamenti per fatica;

g) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Nei confronti delle azioni sismiche sono previsti lo STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) e lo STATO LIMITE DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC) di cui si dirà in seguito.

Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): con tale dizione si intende la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. I principali casi in cui si ritiene si attinga uno Stato Limite di Esercizio sono quelli elencati in seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

6. VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA

La vita nominale di un'opera strutturale, V_N , è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei manufatti in oggetto, che sono da intendersi ordinarie, è ≥ 50 anni.

7. CLASSE D'USO DELLA STRUTTURA

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una 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 D.M. 5 novembre 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. Nella fattispecie le struttura oggetto dell'analisi e della progettazione possono essere associate sicuramente alla **Classe II** cui corrisponde un coefficiente **C_U = 1**.

8. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per le strutture in questione la vita nominale della struttura V_N **si pone pari a 50 anni** mentre il coefficiente d'uso per la **classe II** è pari ad **1**. Il periodo di riferimento è:

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

9. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Nell'ambito della campagna di indagini sono state eseguite n°16 prospezioni sismiche M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves* ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh) per la redazione della relazione geofisica sulla modellazione sismica di sito inerente al progetto i cui risultati sono di seguito sintetizzati:

Prospezione sismica	$V_{S\ 0-30}$ (m/s)	$V_{S\ 1-31}$ (m/s)	$V_{S\ 2-32}$ (m/s)	Categoria Suoli di Fondazione (D.M. 14/01/2008)
MASW n.1	[316 ÷ 317]	[332 ÷ 334]	[347 ÷ 349]	C
MASW n.2	[355 ÷ 356]	[374 ÷ 375]	[395 ÷ 396]	C/B

Prospezione sismica	$V_{S\ 0-30}$ (m/s)	$V_{S\ 1-31}$ (m/s)	$V_{S\ 2-32}$ (m/s)	Categoria Suoli di Fondazione (D.M. 14/01/2008)
MASW n.3	[313 ÷ 314]	[328 ÷ 329]	[344 ÷ 345]	C
MASW n.4	[308 ÷ 309]	[327 ÷ 328]	[342 ÷ 343]	C
MASW n.5	[255]	[282]	[306]	C
MASW n.6	[269]	[290 ÷ 291]	[304 ÷ 305]	C
MASW n.7	[278 ÷ 281]	[293 ÷ 296]	[304 ÷ 307]	C
MASW n.8	[288]	[304]	[316]	C
MASW n.9	[433 ÷ 445]	[474 ÷ 476]	[501 ÷ 502]	B
MASW n.10	[415]	[464 ÷ 465]	[501]	B
MASW n.11	[335 ÷ 337]	[358 ÷ 360]	[381 ÷ 383]	C/B
MASW n.12	[347 ÷ 349]	[371 ÷ 374]	[398 ÷ 401]	C/B
MASW n.13	[265 ÷ 266]	[290 ÷ 292]	[311 ÷ 312]	C
MASW n.14	[324 ÷ 325]	[350]	[370 ÷ 371]	C/B
MASW n.15	[290 ÷ 292]	[302 ÷ 304]	[315 ÷ 318]	C
MASW n.16	[295]	[311]	[326]	C

Inoltre bisogna individuare le condizioni topografiche del sito che nella fattispecie risulta essere di **categoria T1** che precisamente corrisponde a quella delle superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$.

10. MODELLO DELLE AZIONI ED ANALISI DEI CARICHI

Con il modello delle azioni si è inteso calcolare e definire tutte le azioni che nel corso della vita utile possono sollecitare la struttura. Le azioni secondo normativa che sollecitano la struttura in oggetto possono riassumersi nelle seguenti categorie:

- G: Azioni permanenti;
- Q: Azioni variabili,
- E: Azioni sismiche.

Nei paragrafi successivi si valutano numericamente tutte le azioni di carattere comune per tutti gli interventi mentre, nelle sezioni relative ai singoli interventi, saranno valutate le azioni specifiche allo scopo di utilizzarle nei modelli di calcolo.

10.1. AZIONI PERMANENTI (G)

Le azioni permanenti (G) sono quelle azioni che agiscono durante tutta la vita nominale

della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo; nel caso specifico sono date da:

- ✓ **Peso proprio degli elementi strutturali (G1,1) e degli elementi non strutturali (sovraccarichi strutturali G2,1)**

Il peso proprio dell'intera struttura è stato calcolato tenendo conto delle sezioni di ciascun elemento strutturale. La valutazione del peso proprio è stata effettuata considerando come peso specifico dei materiali i seguenti valori:

$$\text{Peso specifico del calcestruzzo armato: } \gamma_{\text{CALCESTRUZZO}} = 2500,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$$

$$\text{Peso specifico dell'acciaio da carpenteria: } \gamma_{\text{ACCIAIO}} = 7850,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$$

In particolare sono stati calcolati in automatico dal programma di calcolo utilizzato i pesi propri delle travi, dei pilastri, dei setti nonché dei plinti e dei pali di fondazione.

Per quanto riguarda i sovraccarichi permanenti invece, sia per le piastre di fondazione che per le solette di copertura, è stato considerato un sovraccarico dovuto ai massetti e alle impermeabilizzazioni pari a **320 daN/mq**.

10.2. AZIONI VARIABILI (Q)

Le azioni variabili (Q) sono quelle azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo.

Le predette azioni possono essere:

- *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.

Trattandosi di opere interrate e per la maggior al di sotto di viabilità cittadine, i carichi variabili principali sono quelli da traffico veicolare per cui sono stati considerate le seguenti azioni variabili:

- Raccomandazioni ANAS: **2000** daN/mq applicata sui solettoni di copertura e a tergo delle opere di contenimento provvisionali (paratie) o dei setti in c.a. perimetrali.

- NTC 2008 cfr. 5.1.3.3.5 *Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose*: carico lineare sulla mezzera delle solette di copertura pari a **9000** daN/m.

E' stata inoltre considerata un'azione di carattere **eccezionale** per simulare la condizione di rottura degli impianti utilizzando un tirante d'acqua di altezza pari al diametro maggiore tra le tubazioni presenti nel manufatto applicata alle piastre di fondazione e che dunque sarà specificata per ogni singolo intervento.

10.3. AZIONI SISMICHE (E)

Le azioni sismiche sono tutte le azioni indotte sulla struttura dai terremoti. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "**pericolosità sismica di base**" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente **Se(T)**, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella riportata di seguito.

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%

Nel periodo di riferimento V_R , funzione della classe d'uso C_U e della vita nominale V_N , viene definito per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} , il periodo di ritorno T_R del sisma mediante la relazione seguente:

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

Considerato che i valori della probabilità P_{VR} restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione, si sono definiti i valori del T_R al variare della sola vita di riferimento

V_R , come da tabella che segue:

Stati limite		Valori in anni del periodo di riferimento T_R
Stati limite di esercizio	SLO	30 anni $< T_R = 0.60 V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati limite ultimi	SLV	$T_R = 9.50 V_R$
	SLC	$T_R = 19.50 V_R \leq 2475$

Le informazioni sulla pericolosità sismica della città di **Napoli**, Comune in cui sono ubicati i manufatti in oggetto, sono state raccolte con riferimento ai dati di pericolosità disponibili al sito web <http://zonesismiche.mi.ingv.it>, dove è stato tratto il valore di accelerazione di picco avente il 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni. Come si evince nella figura seguente, l'accelerazione di picco attesa a **Napoli** ha valori compresi tra 0.150 g e 0.175 g.

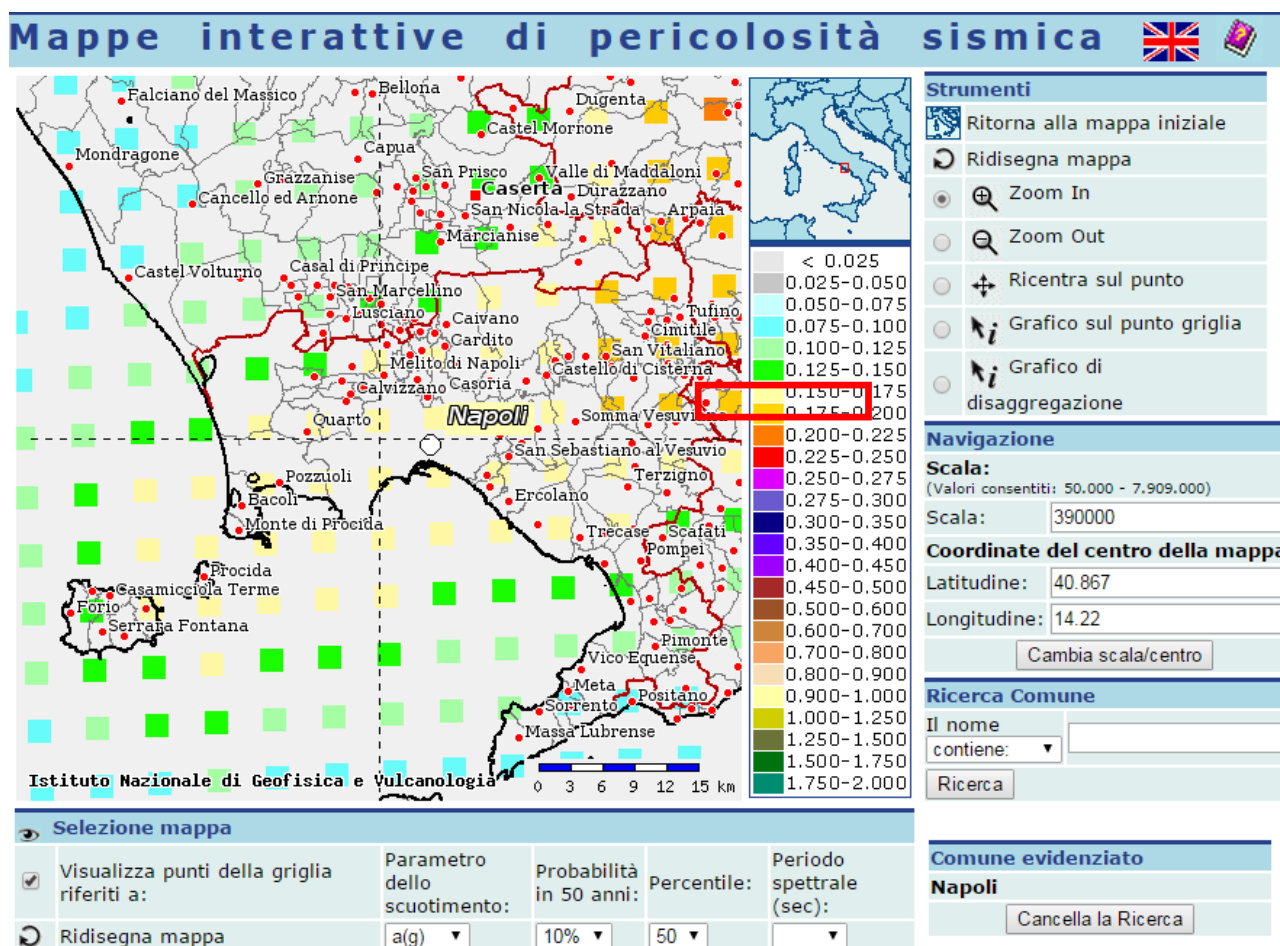


Figura 1 - Mappa interattiva di pericolosità sismica

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p (a_g , F_0 e T_c^*), di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto, possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri

nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{l}{d_i}}$$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
14,2767

LATITUDINE
40,863

Ricerca per comune

REGIONE
Campania

PROVINCIA
Napoli

COMUNE
Napoli

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo


Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

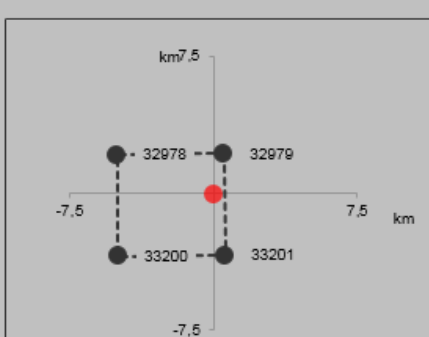


Figura 2: Nodi del reticolo che include il sito in questione

Utilizzando un foglio di calcolo excel distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è possibile valutare i parametri in un qualunque punto di coordinate geografiche note.

Nel caso specifico, considerando una Vita Nominale della costruzione di 50 anni e il coefficiente C_u pari ad 1, per una Classe d'Uso II, il periodo di riferimento V_R sarà 50. Per una probabilità di superamento P_{VR} del 10%, corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, il periodo di ritorno T_R da considerare sarà **475** anni.

Nella tabella seguente si riportano i valori dei parametri relativi ai quattro stati limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,045	2,341	0,284
SLD	50	0,060	2,338	0,312
SLV	475	0,168	2,378	0,340
SLC	975	0,213	2,447	0,343

Il calcolo delle azioni sismiche sui manufatti in oggetto è stato effettuato su un modello spaziale degli stessi attraverso delle analisi spettrali, pertanto utilizzando gli spettri dettati dal regolamento. Naturalmente lo spettro si è applicato per ogni direzione di azione del sisma (due direzioni orizzontali mutuamente ortogonali ed una direzione verticale).

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

a_g è l'accelerazione orizzontale massima e dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ha un valore minimo pari a 2,20 e dipende anch'esso dalla longitudine e dalla latitudine del sito.

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro e si calcola mediante la seguente relazione.

$$T_C = C_c \cdot T_C^*$$

T_C^* dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

C_c dipende dalla categoria di sottosuolo, pertanto essendo il sito in questione di "categoria B" la relazione che ne consente il calcolo è la seguente:

$$C_c = 1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}.$$

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ed è dato dalla seguente relazione: $T_B = \frac{T_c}{3}$.

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi ed è dato dalla seguente relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione: $S = S_s \cdot S_T$ Essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafico ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica. Per

sottosuolo di categoria B si ha che $S_s = 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$ e non deve mai essere > di 1,20 e

minore di 1,00. Inoltre per Categoria Topografica T1 si ha che $S_T = 1,00$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione riportata di seguito. Il

coefficiente $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$ e nella fattispecie il predetto fattore si pone =

1,00.

Pertanto noti a_g , F_0 e T_c^* è possibile determinare il parametro C_c ed i periodi T_c , T_B e T_D .

Nella tabella a seguire si riportano tutti i coefficienti che permettono la determinazione e quindi il tracciamento degli spettri elastici di risposta della componente orizzontale.

P_{VR}	T_R	$a_g [g]$	T_c^*	F_0	C_c	T_c	T_B	T_D	$S_s(*)$	S_s	S_T	S
81	30	0,045	0,284	2,341	1,41	0,402	0,134	1,780	1,358	1,200	1,000	1,200
63	50	0,06	0,312	2,338	1,39	0,433	0,144	1,840	1,344	1,200	1,000	1,200
10	475	0,168	0,34	2,378	1,36	0,464	0,155	2,272	1,240	1,173	1,000	1,173
5	975	0,213	0,343	2,447	1,36	0,467	0,156	2,452	1,192	1,123	1,000	1,123

Mediante i coefficienti appena calcolati si sono tracciati gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale per i quattro stati limite, che si riportano nella seguente figura:

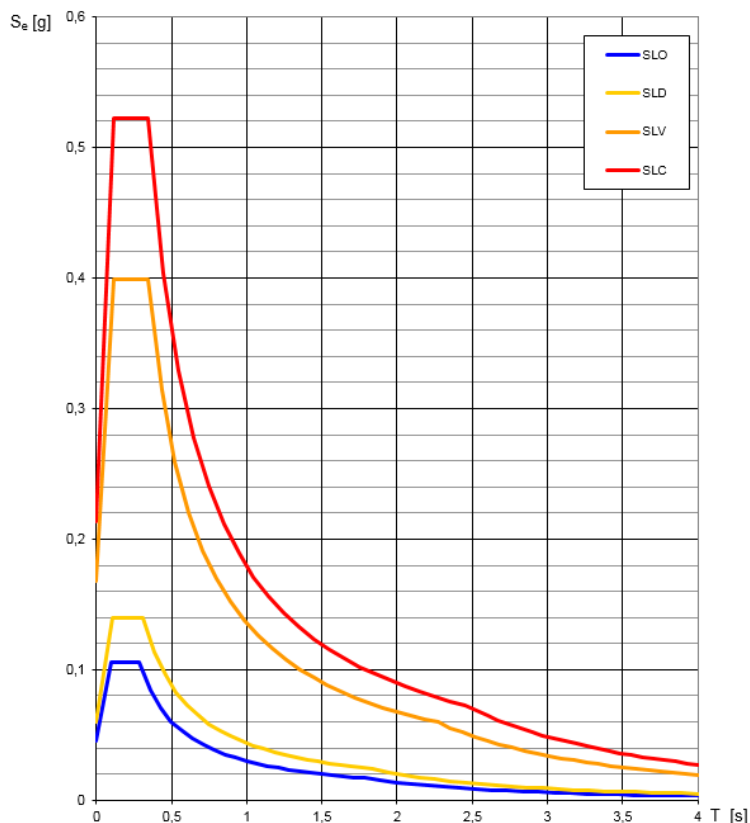


Figura 3: Spettri di risposta elastici della componente orizzontale

11. METODOLOGIA E MODELLAZIONE ASSUNTA NEL CALCOLO.

La modellazione e la verifica delle strutture dei manufatti e delle opere provvisionali è stata effettuata con l'ausilio dei seguenti solutori agli elementi finiti:

- Pac 12.01 Aztec Informatica: per le opere provvisionali (paratie);
- Scat 11.00 Aztec Informatica: per gli scatolari interrati senza opere provvisionali;
- SismiCad 12.5 Concrete s.r.l.: per tutte le altre opere interrate.

La modellazione delle strutture è stata effettuata tenendo conto di tutto quanto riportato nei paragrafi precedenti in termini di caratterizzazione delle strutture (piastre, pareti e orizzontamenti) e di azioni agenti (permanenti, variabili e sismiche).

Il tipo di analisi condotta è un'**analisi lineare dinamica** che consente di verificare tutti gli elementi strutturali.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno

a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Le condizioni di carico considerate sono quelle che massimizzano le sollecitazioni per gli elementi costituenti ossia:

- Condizione a vasca vuota: per massimizzare la spinta sui setti perimetrali;
- Condizione a vasca piena: per simulare la condizione di rottura dell'impianto e massimizzare il carico sulla piastra di fondazioni.

Nel modello di calcolo le piastre e le pareti vengono schematizzate con una *mesh* di elementi gusci tipo "shell" e i pali come elementi aste.

12. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI: MODELLAZIONE, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.

Come anticipato in premessa, la presente relazione è relativa ai seguenti interventi:

1. Derivatore Piazzetta Orsolone ai Guantai;
2. Manufatto di confluenza 1 - via Quagliariello;
3. Manufatto di derivazione 1 - via Quagliariello;
4. Manufatto di derivazione 2 - via Quagliariello;
5. Manufatto di confluenza 2 - via Quagliariello;
6. Manufatto di deviazione planimetrica - via Pansini;
7. Manufatto di sollevamento H5 – via Reggente.

Nelle pagine che seguono, per ognuno dei suddetti interventi, si riporta:

- a) Descrizione dell'opera;
- b) Individuazione del sondaggio di riferimento e descrizione della stratigrafia;
- c) Analisi dei carichi relativi all'intervento specifico in aggiunta quelli di carattere generale;
- d) Modellazione e verifica delle opere provvisionali;
- e) Modellazione e verifica del manufatto.

12.1. DERIVATORE PIAZZETTA ORSOLONE AI GUANTAI

Descrizione dell'opera:

L'opera in questione è il *Derivatore Piazzetta Orsolone ai Guantai* ed è ubicato in Piazza dei Guantai:

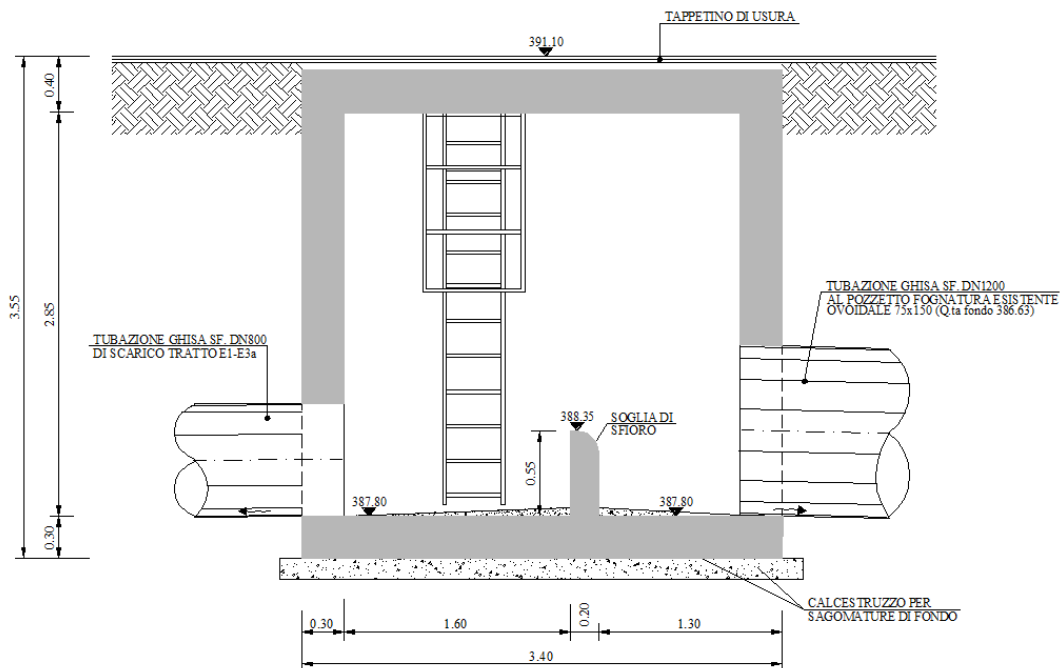


Figura 6 - Intervento: Sezione

Individuazione del sondaggio di riferimento e descrizione della stratigrafia

Per l'intervento in questione si è fatto riferimento al sondaggio S1 e alla MASW S14:

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento
Spessore dello strato	0,10 [m]
Peso di volume	1790,00 [kg/mc]
Peso di volume saturo	1930,00 [kg/mc]
Angolo di attrito	30,00 [°]
Coesione	0,00 [kg/cm ²]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco
Peso di volume	1880,00 [kg/mc]
Peso di volume saturo	1950,00 [kg/mc]
Angolo di attrito	30,00 [°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00 [°]
Coesione	0,00 [kg/cm ²]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base
Peso di volume	1880,00 [kg/mc]

Peso di volume saturo	1950,00 [kg/mc]
Angolo di attrito	30,00 [°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00 [°]
Coesione	0,00 [kg/cm ²]
Costante di Winkler	5,00 [kg/cm ² /cm]
Tensione limite	2,00 [kg/cm ²]

Con riferimento ai risultati della MASW n°14 si considera un suolo di **Categoria C**.

Analisi dei carichi relativi all'intervento specifico in aggiunta quelli di carattere generale

Per l'intervento di cui trattasi si terranno in considerazione tutte le azioni definite nel paragrafo n. 10 della presente relazione e quindi:

- Permanenti strutturali: calcolati automaticamente dal software di calcolo tenendo conto delle sezioni e de seguenti pesi specifici:
 - o Peso specifico del calcestruzzo armato: $\gamma_{\text{CALCESTRUZZO}} = 2500,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
 - o Peso specifico dell'acciaio da carpenteria: $\gamma_{\text{ACCIAIO}} = 7850,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
- Permanenti portati (fondazione e solette di copertura): **320 daN/mq**.
- Azioni variabili da traffico:
 - o Raccomandazioni ANAS: **2000 daN/mq** (solettoni di copertura e a tergo delle opere di contenimento o dei setti in c.a. perimetrali);
 - o NTC 2008 cfr. 5.1.3.3.5: carico lineare sulla mezzeria delle solette di copertura pari a **9000 daN/m**.
- Azione eccezionale: per simulare la condizione di rottura degli impianti. Si considera un tirante d'acqua di altezza pari al diametro maggiore tra le tubazioni presenti nel manufatto: **1200 daN/mq**.

Modellazione e verifica delle opere provvisionali:

Il manufatto in questione non necessita di opere provvisionali.

Modellazione e verifica del manufatto.

Per la modellazione dello scatolare in questione è stato utilizzato il solutore agli elementi finiti Aztec Informatica®SCAT 11.0 e, sulla base di tutto quanto detto in termini di stratigrafie, carichi agenti e geometrie è stato implementato il seguente modello:

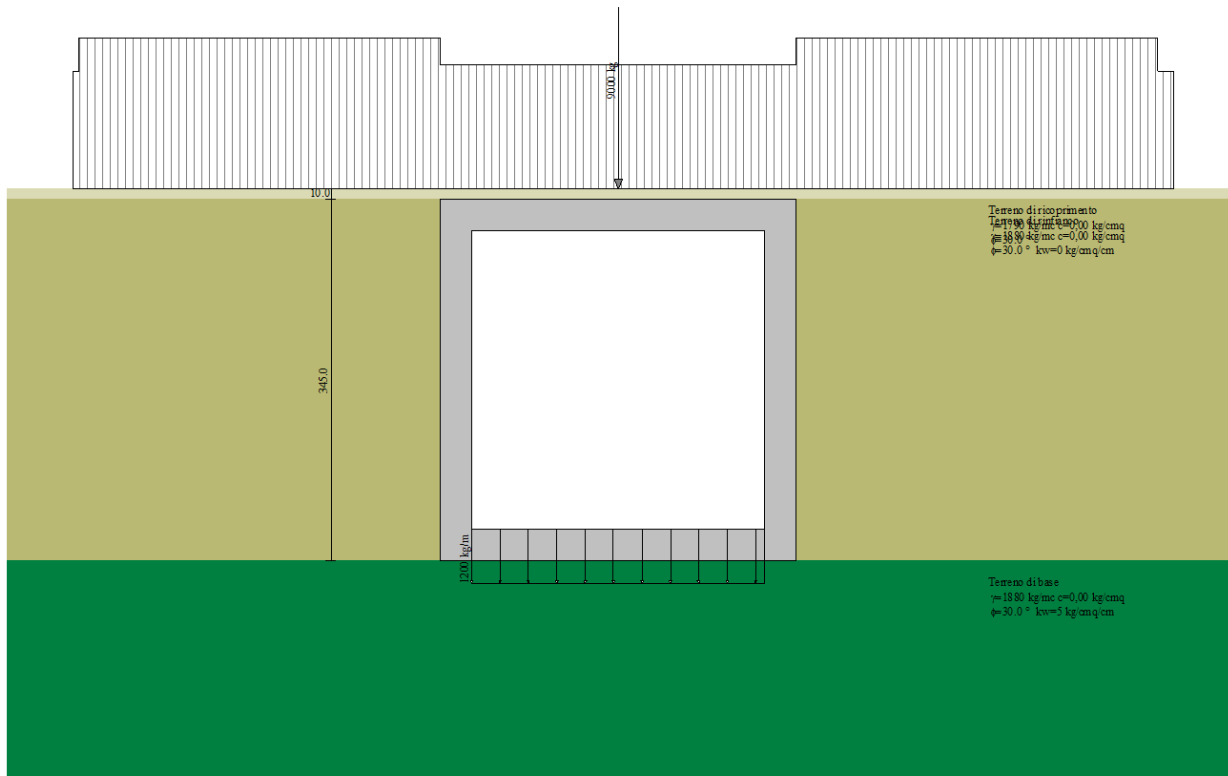


Figura 7 - Modello della struttura

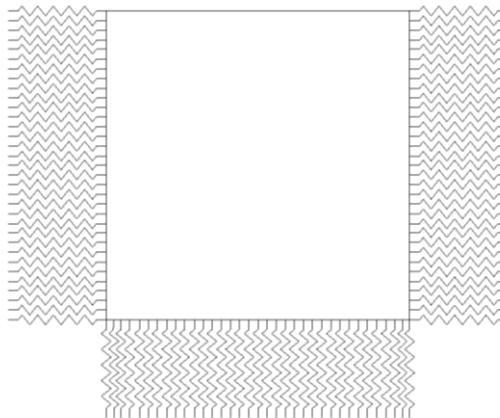


Figura 8 - Schema strutturale

Sul modello è stata condotta un'analisi lineare ed eseguite le verifiche strutturali e geotecniche di cui di seguito si riportano delle videate di sintesi mentre, per le peculiarità si rimanda all'Allegato 001 (TABULATO DI CALCOLO - DERIVATORE PIAZZETTA ORSOLONE AI GUANTAI).

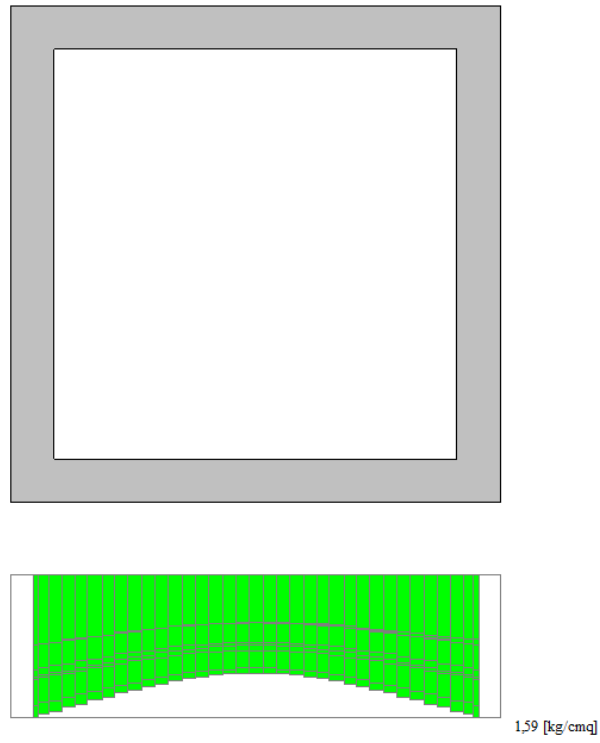


Figura 9 - Involuppo delle pressioni in fondazione

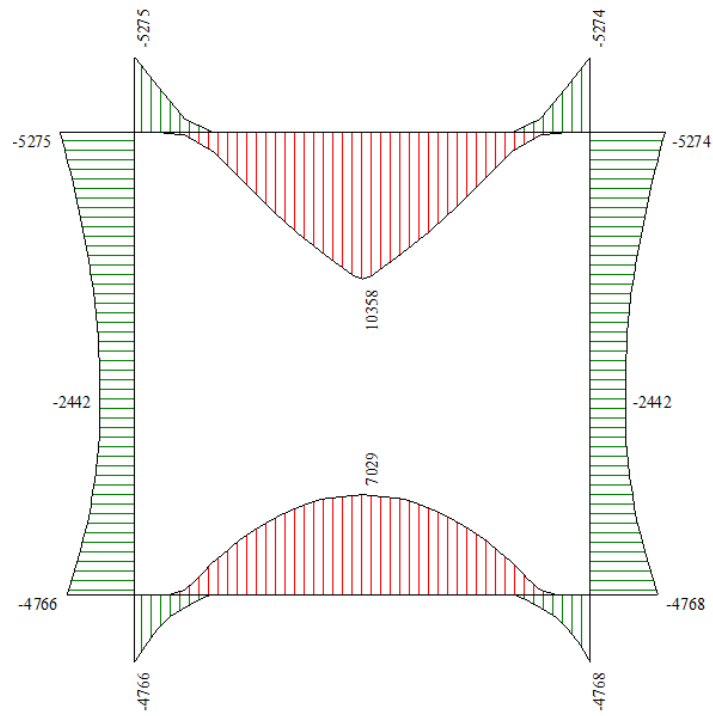


Figura 10 - Involuppo dei momenti

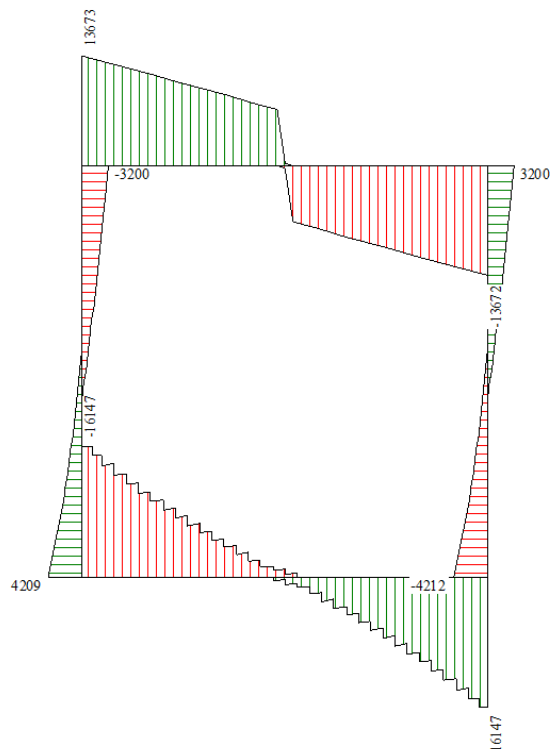


Figura 11 - Involuppo del taglio

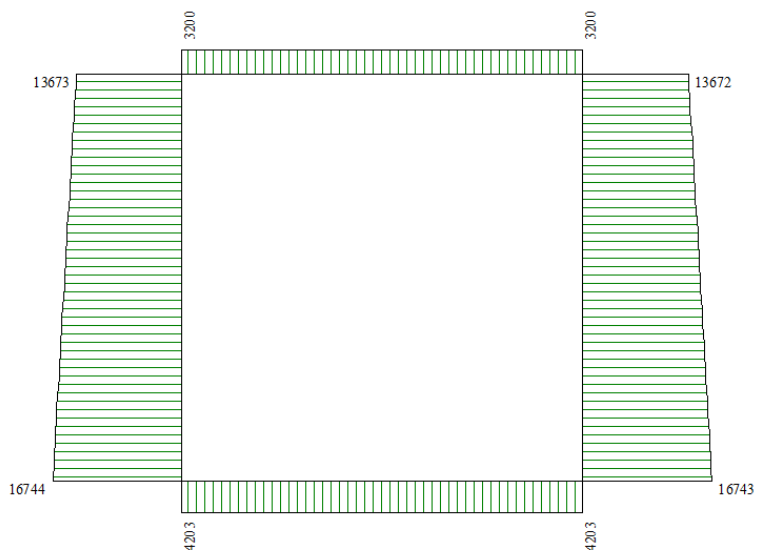


Figura 12 - Involuppo sforzo normale

Come rilevabile dal tabulato di calcolo allegato le verifiche sono tutte soddisfatte.

12.2. MANUFATTO DI CONFLUENZA 1 VIA QUAGLIARIELLO

Descrizione dell'opera:

L'opera in questione è il *Manufatto di confluenza n°1 di Via Quagliariello* ed è ubicato come indicato nella figura seguente:

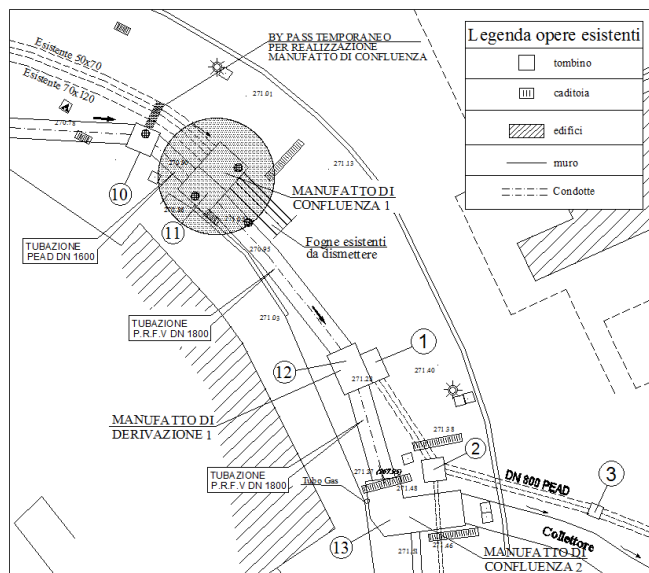


Figura 13 - Ubicazione dell'intervento

Il manufatto è a pianta rettangolare 3,10 x 5,10 m con piano di posa a -4,10 m dal piano campagna:

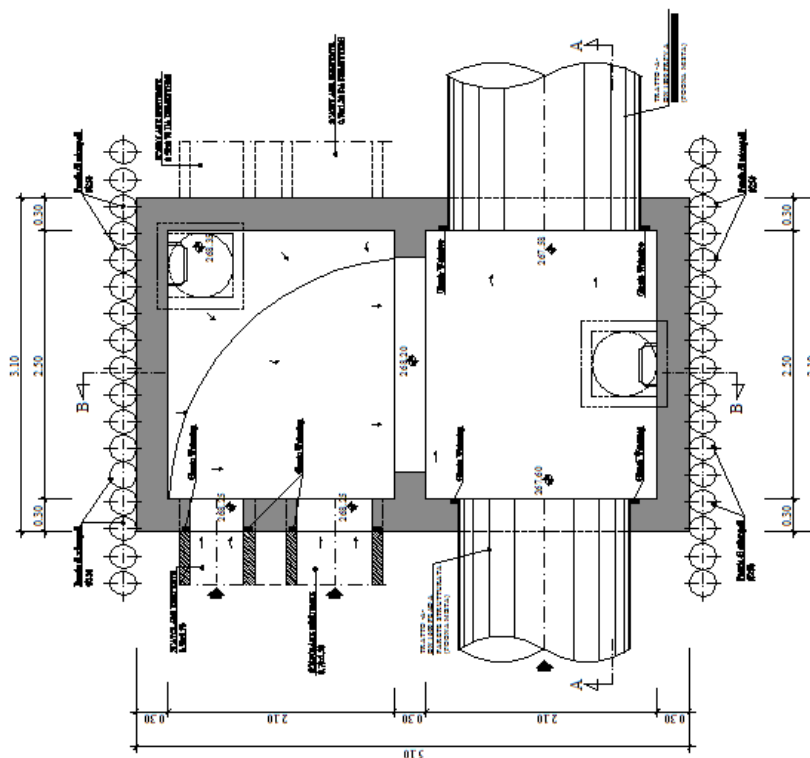


Figura 14 - Intervento: pianta

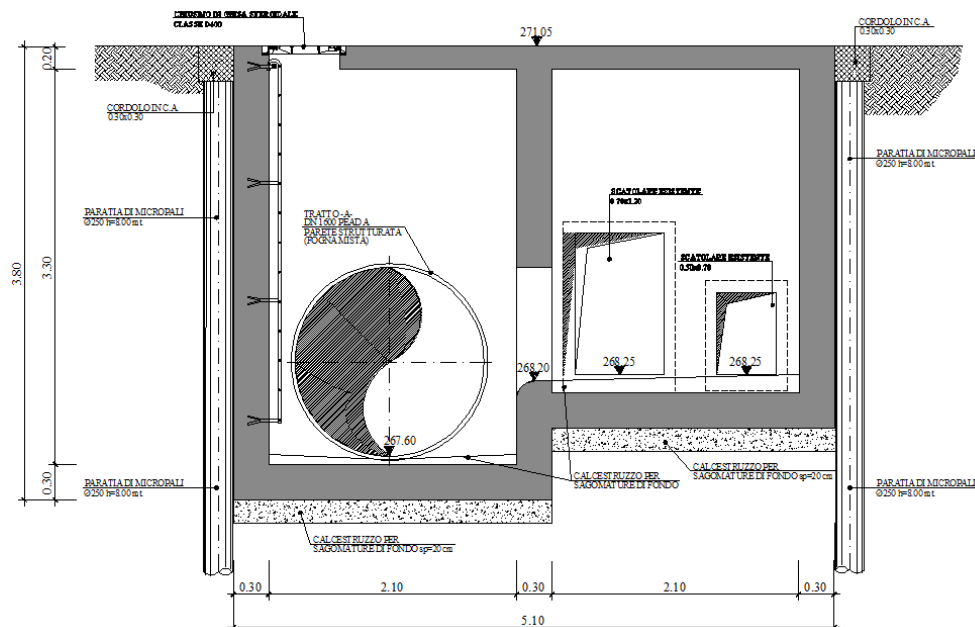


Figura 15 - Intervento: Sezione

Individuazione del sondaggio di riferimento e descrizione della stratigrafia

Per l'intervento in questione si è fatto riferimento al sondaggio S17 e alla MASW S16:

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
- sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia in [m]
- kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
- α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: monte V: valle)
- Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp [m]	α _M [°]	α _V [°]	Kw kg/cm ² /cm	Terreno M	Terreno V
1	1,00	0.00	0.00	0.10	Riporto	Riporto
2	4,00	0.00	0.00	0.69	Sabbia e pozzolane	Sabbia e pozzolane
3	8,00	0.00	0.00	2.97	Pozzolane	Pozzolane

Con riferimento ai risultati della MASW n°14 si considera un suolo di **Categoria C**.

Modellazione e verifica delle opere provvisionali:

Il manufatto in questione, per le caratteristiche geometriche e soprattutto per le caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti, necessita in fase di realizzazione di opere provvisionali.

In relazione alle condizioni al contorno ed alla posizione del manufatto (in un centro urbanizzato al di sotto dell'asse viario Via Quagliariello) si è optato di n° 2 paratie laterali, costituita ognuna da n°19 micropali φ 250 mm di lunghezza 8,80 m, parallele all'asse della strada:

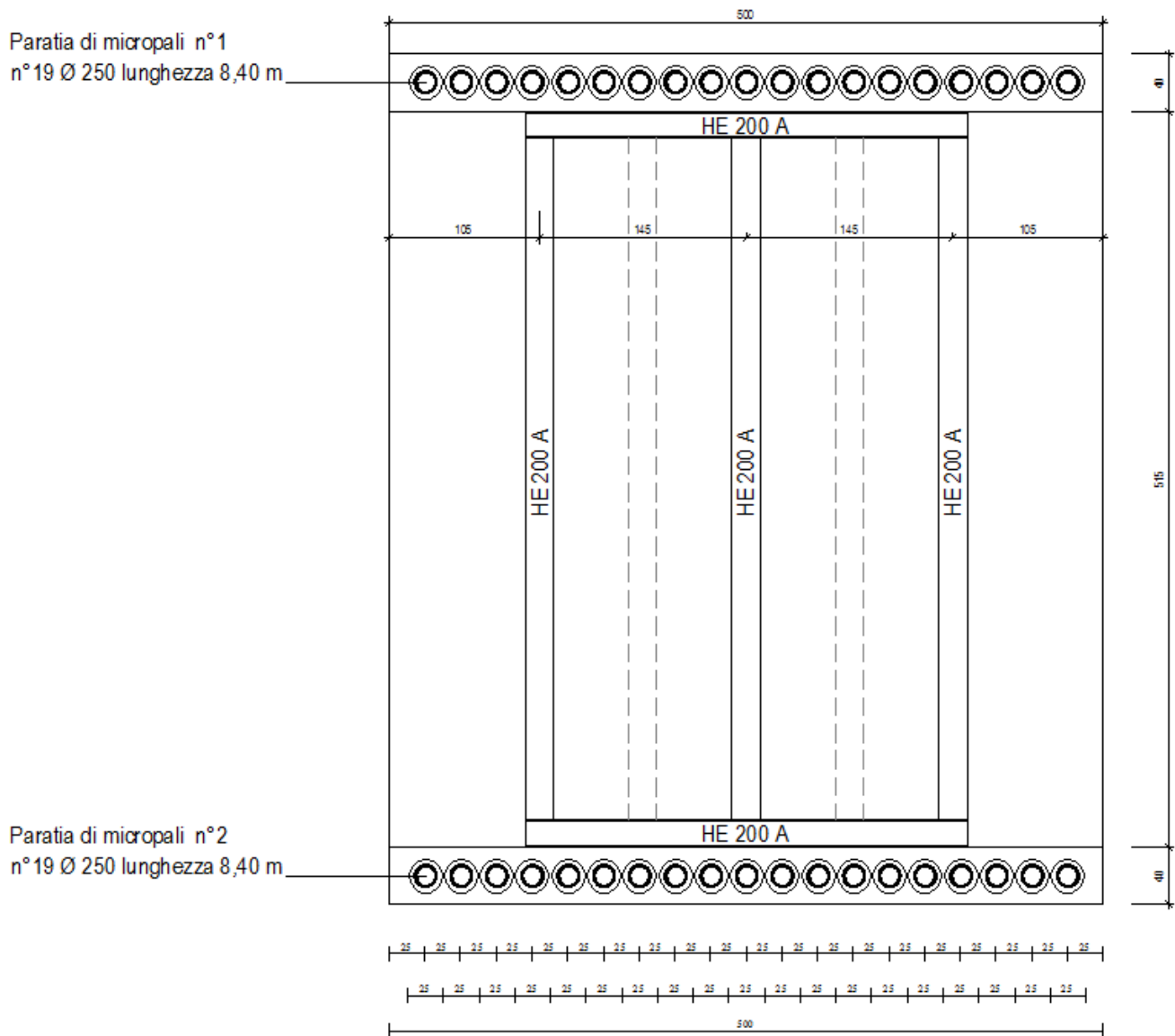


Figura 16 – Paratie e opere provvisorie per lo scavo

Per la realizzazione del manufatto si rende necessario una realizzazione per fasi con n° 2 livelli di puntonatura per la paratia, il primo a livello del cordolo ed il secondo a -1,90 m dal piano campagna, al fine di evitare deformazioni eccessive in corso di esecuzione:

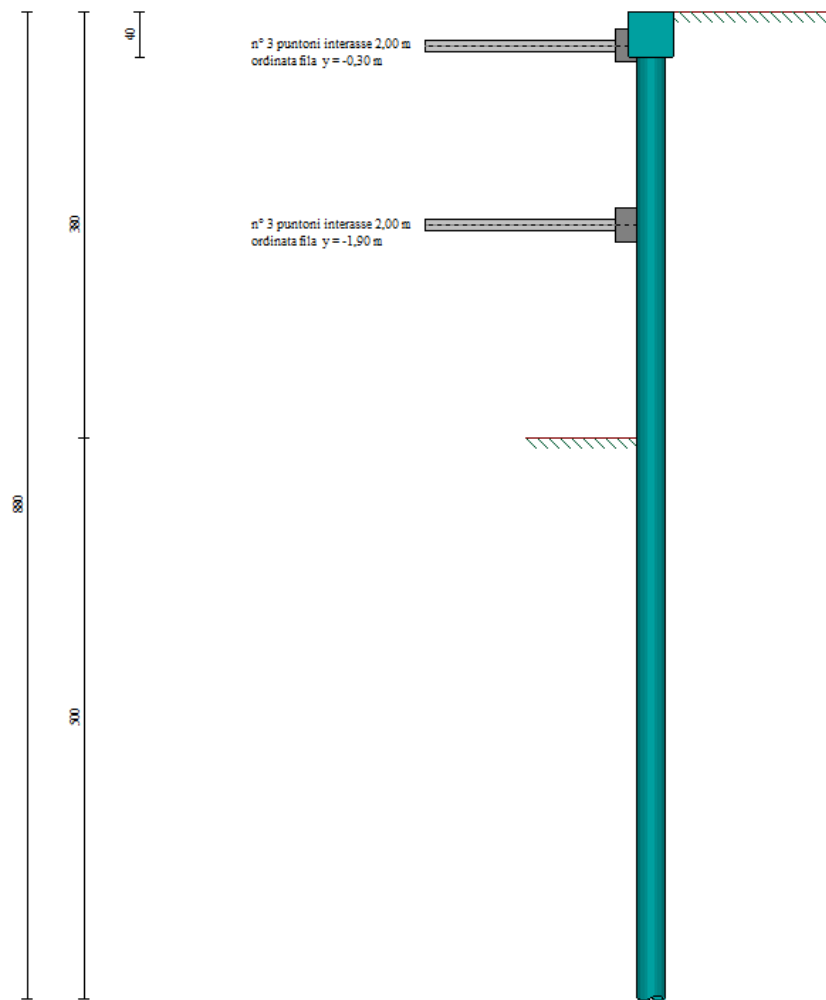


Figura 17 - Livelli di puntoni della paratia

La geometria dei puntoni è la seguente:

N°	Y [m]	Int [m]	X [m]	Y [m]	L [m]	Alfa [°]	ALL	np
1	-0,30	2,00	-6,00	-0,30	6,00	0,00	Centrati	3
2	-1,90	2,00	-6,00	-1,90	6,00	0,00	Centrati	3

Le fasi di scavo necessarie per la realizzazione dell'intervento sono le seguenti:

Fasi di scavo

Simbologia adottata

n° identificativo della fase nell'elenco definito

Fase Descrizione dell'i-esima fase

Tempo Tempo in cui avviene la fase di scavo

n° Fase

Tempo

1	Scavo fino alla profondità di 0.50 metri	0
2	Inserimento condizione di carico nr 1 [Hscavo=0.50]	0
3	Inserimento puntone 1 [Hscavo=0.50]	1
4	Scavo fino alla profondità di 2.10 metri	2
5	Inserimento puntone 2 [Hscavo=2.10]	3
6	Scavo fino alla profondità di 3.80 metri	4
7	Inserimento vincolo 1 (X=-3.80) [Hscavo=3.80]	5
8	Rimozione puntone 2 [Hscavo=3.80]	6
9	Inserimento vincolo 2 (X=0.00) [Hscavo=3.80]	7
10	Rimozione puntone 1 [Hscavo=3.80]	8
11	Inserimento sisma	9

L'interazione del manufatto con la paratia è stato simulata con n° 2 vincoli sulla paratia, uno a livello della fondazione e l'altro a livello del solettone di copertura. Le reazioni dei suddetti vincoli saranno poi applicate al modello del manufatto.

Per i dettagli sulla verifica e le ipotesi di calcolo della paratia si rimanda alla Relazione geotecnica ed all'Allegato 002 – *Tabulato di calcolo ParatiaManufatto di confluenza 1 via Quagliariello*.

Analisi dei carichi relativi all'intervento specifico in aggiunta quelli di carattere generale

Per l'intervento di cui trattasi si terranno in considerazione tutte le azioni definite nel paragrafo n. 10 della presente relazione e quindi:

- Permanenti strutturali: calcolati automaticamente dal software di calcolo tenendo conto delle sezioni e de seguenti pesi specifici:

- o Peso specifico del calcestruzzo armato: $\gamma_{\text{CALCESTRUZZO}} = 2500,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$

- o Peso specifico dell'acciaio da carpenteria: $\gamma_{\text{ACCIAIO}} = 7850,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$

- Permanenti portati (fondazione e solette di copertura):

- o Massetti e impermeabilizzazioni: **320daN/mq;**

- o Interazione Paratia – Manufatto:

Y [m]	Rmn/ml [kg]	Rmx/ml [kg]	Mmn/ml [kgm]	Mmx/ml [kgm]
3.80	-3278	0	0	0
0.00	-1896	0	0	0

- Azioni variabili da traffico:

- Raccomandazioni ANAS: **2000**daN/mq (solettoni di copertura e a tergo delle opere di contenimento o dei setti in c.a. perimetrali);
- NTC 2008 cfr. 5.1.3.3.5: carico lineare sulla mezzeria delle solette di copertura pari a **9000**daN/m.
- Azione eccezionale: per simulare la condizione di rottura degli impianti. Si considera un tirante d'acqua di altezza pari al diametro maggiore tra le tubazioni presenti nel manufatto: **1800 daN/mq**.

Modellazione e verifica del manufatto.

Per la modellazione dello scatolare in questione è stato utilizzato il solutore agli elementi finiti Sismicad12.5 Concrete® e, sulla base di tutto quanto detto in termini di stratigrafie, carichi agenti e geometrie è stato implementato il seguente modello:

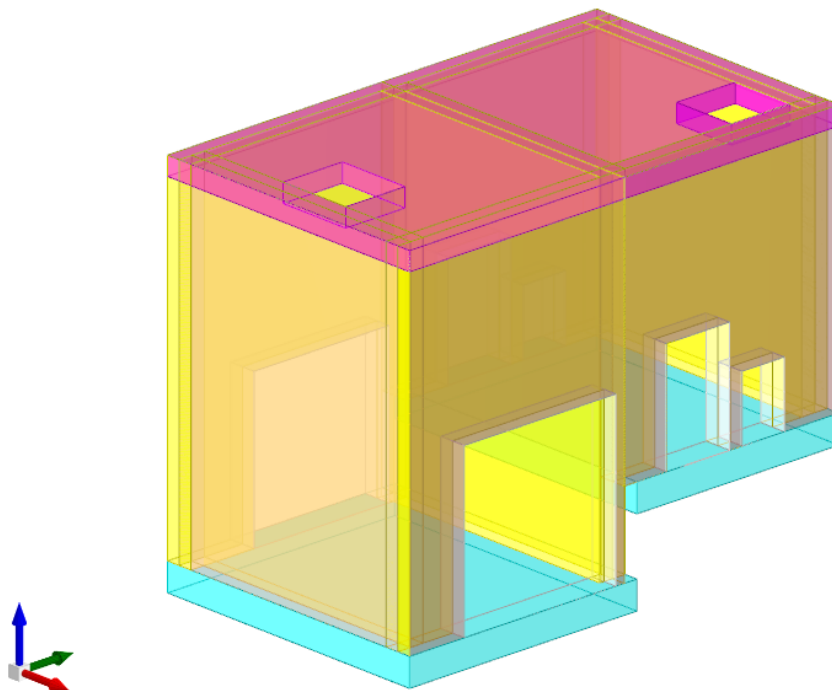


Figura 18 - Modello della struttura

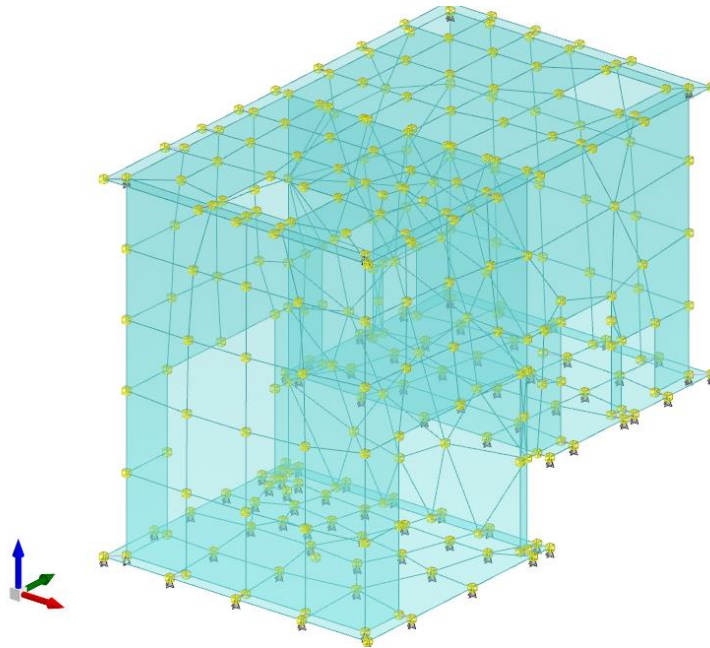


Figura 19–Modello F.E.M.

Sul modello è stata condotta un'analisi lineare ed eseguite le verifiche strutturali e geotecniche di cui di seguito si riportano delle videate di sintesi mentre, per le peculiarità si rimanda all'Allegato 003 (TABULATO DI CALCOLO - MANUFATTO DI CONFLUENZA 1 VIA QUAGLIERIELLO).

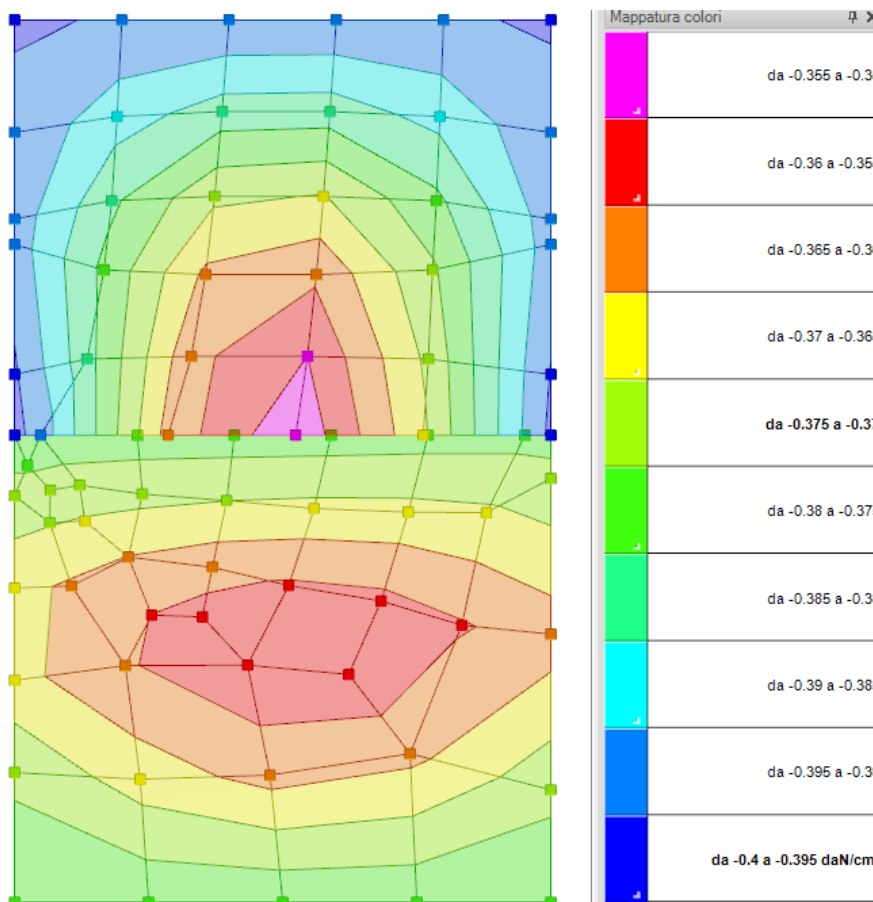


Figura 20 - Involuppo delle pressioni massime in fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle piastre di fondazione e di copertura con riferimento alla seguente convenzione:

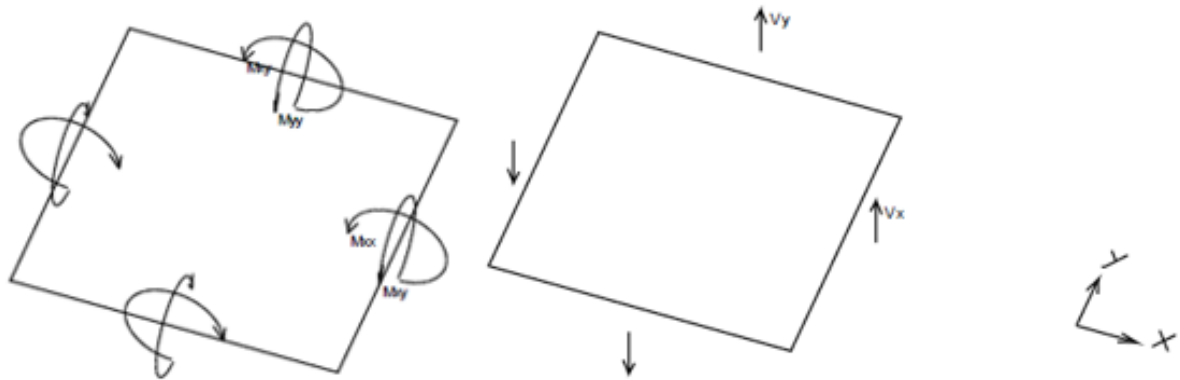


Figura 21 - Convenzione sollecitazioni Gusci Orizzontali (Piastre)

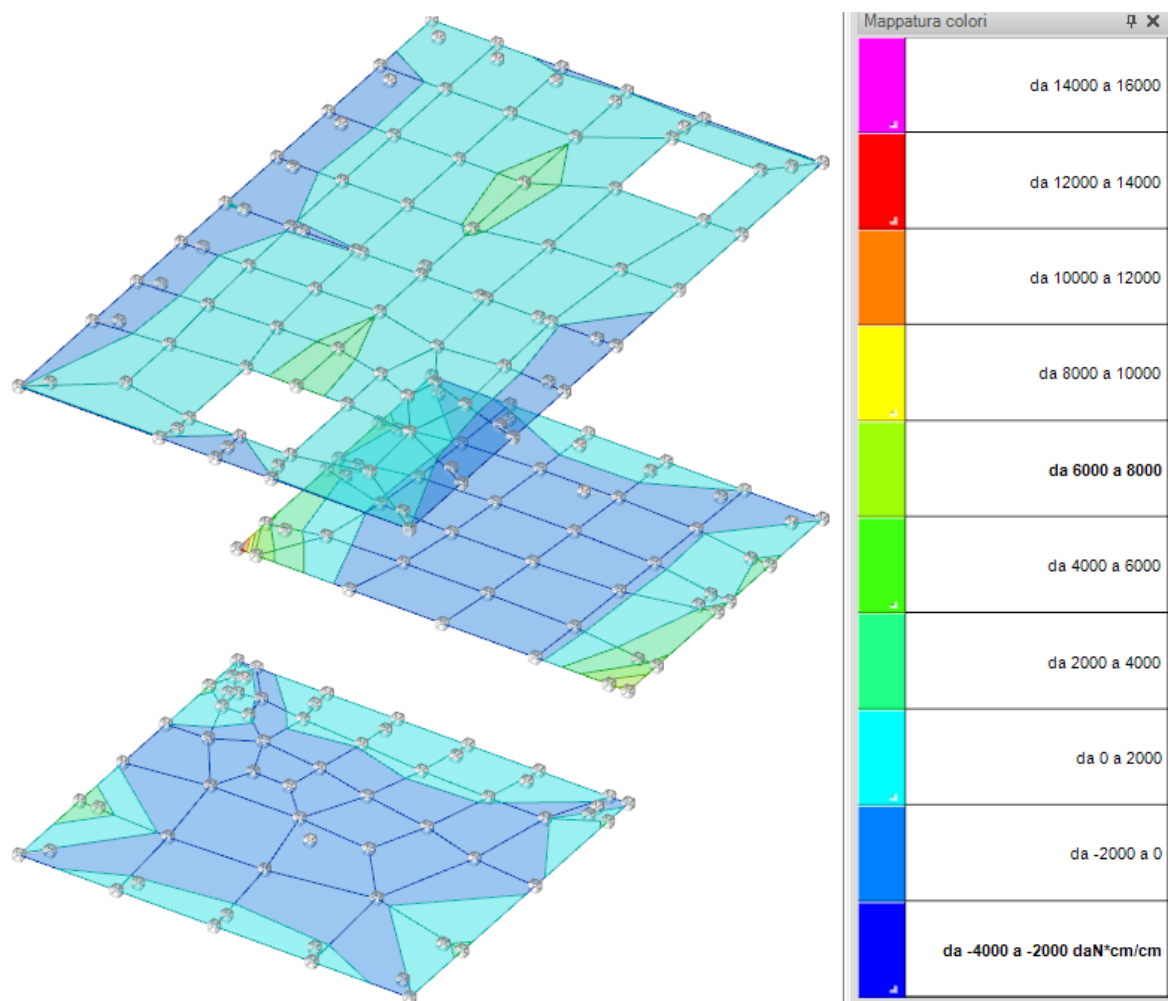


Figura 22 - Sollecitazioni M_{xx} massime (SLU)

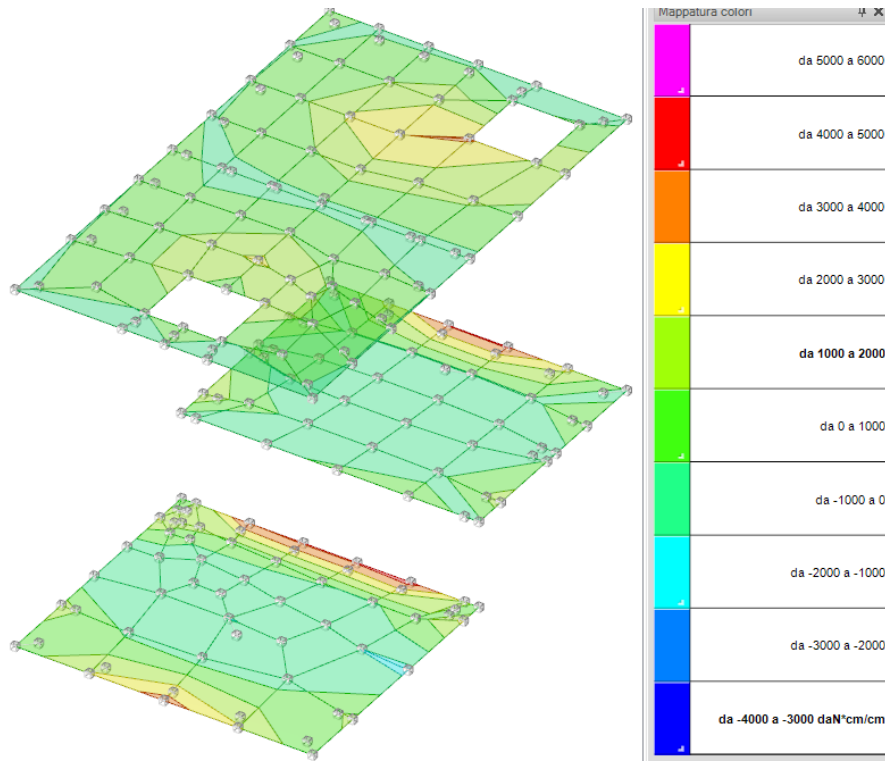


Figura 23 - Sollecitazioni Myy massime (SLU)

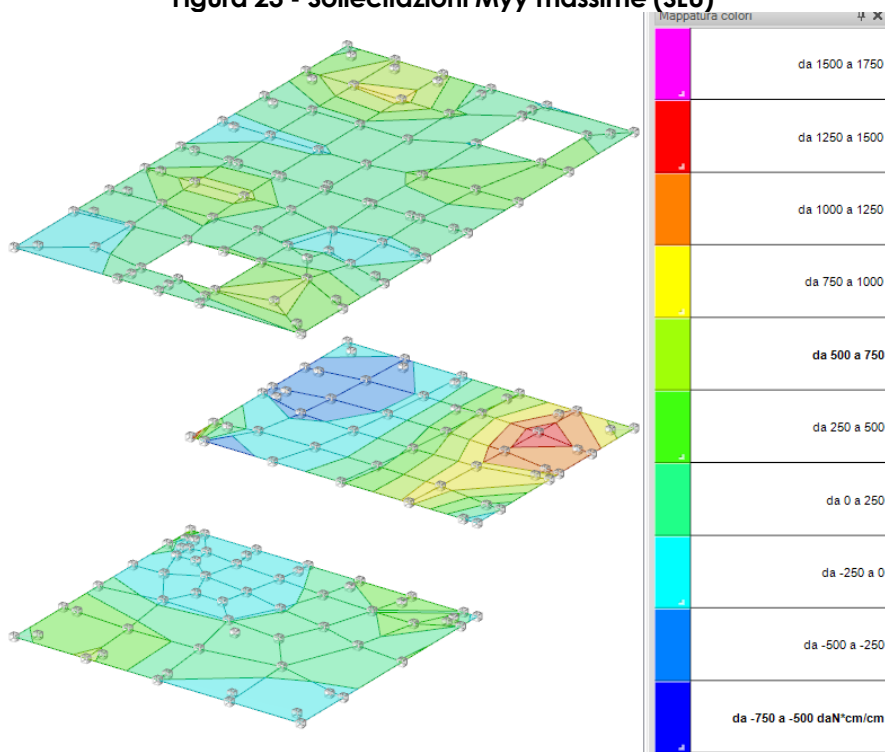


Figura 24 - Sollecitazioni Mxy massime (SLU)

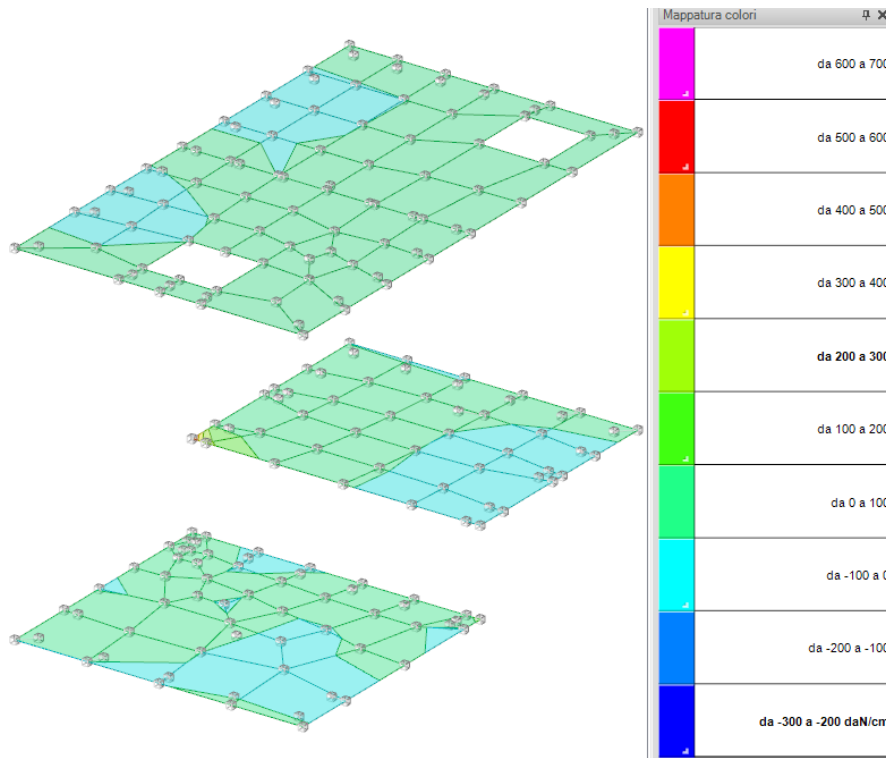


Figura 25 - Sollecitazione di taglio Vx

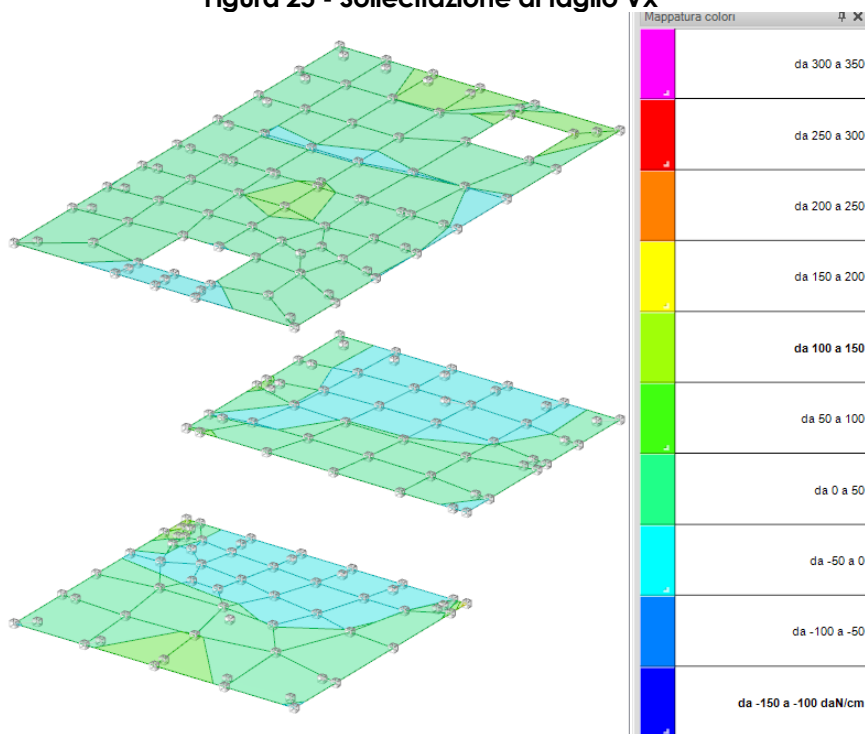


Figura 26 - Sollecitazione di taglio Vy

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle pareti con riferimento alla seguente convenzione:

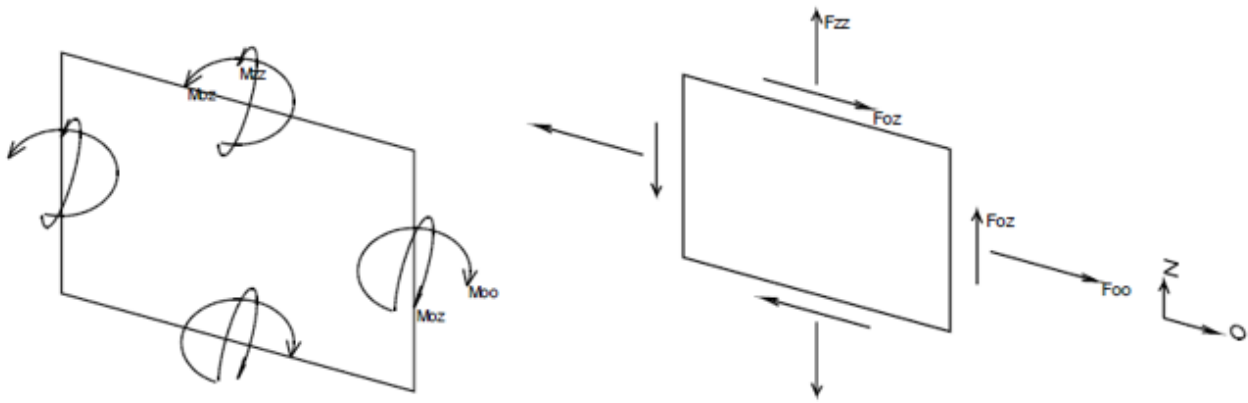


Figura 27 - Convenzione sollecitazioni Gusci Verticali (Pareti)

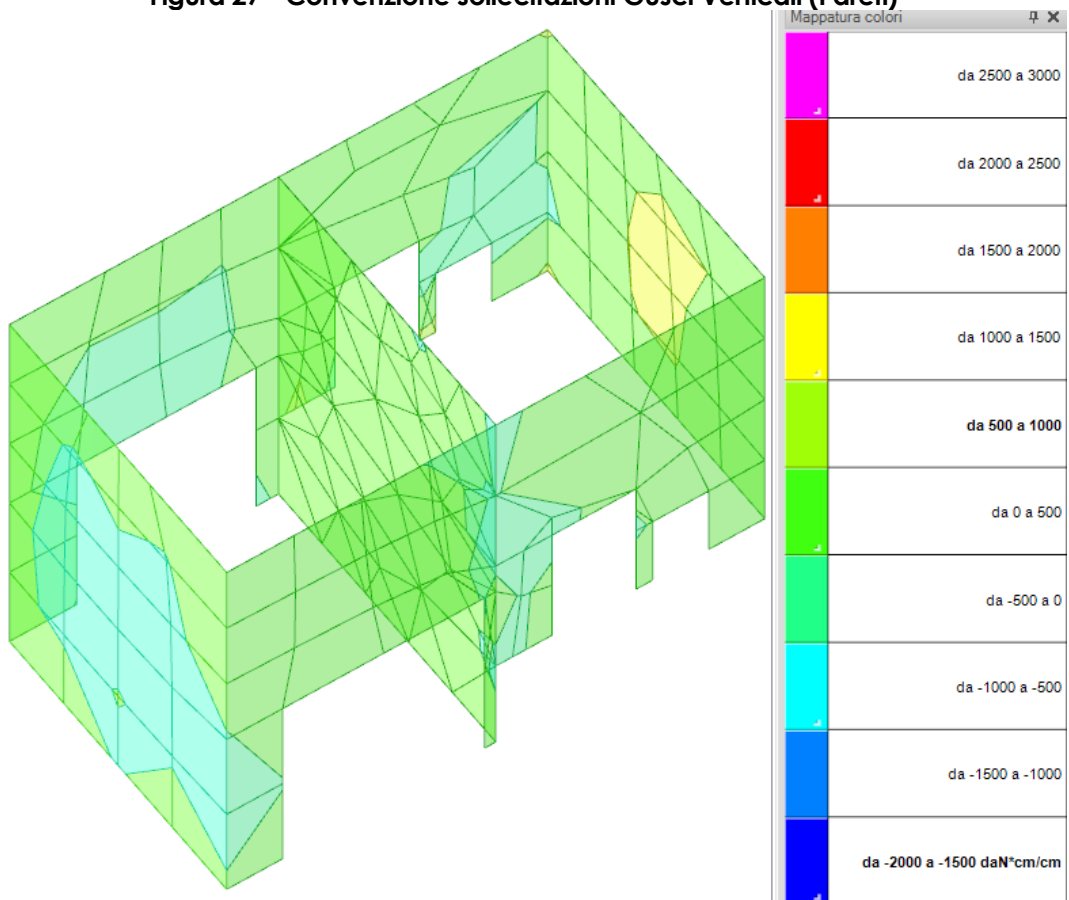


Figura 28 - Sollecitazioni Moo massime (SLU)

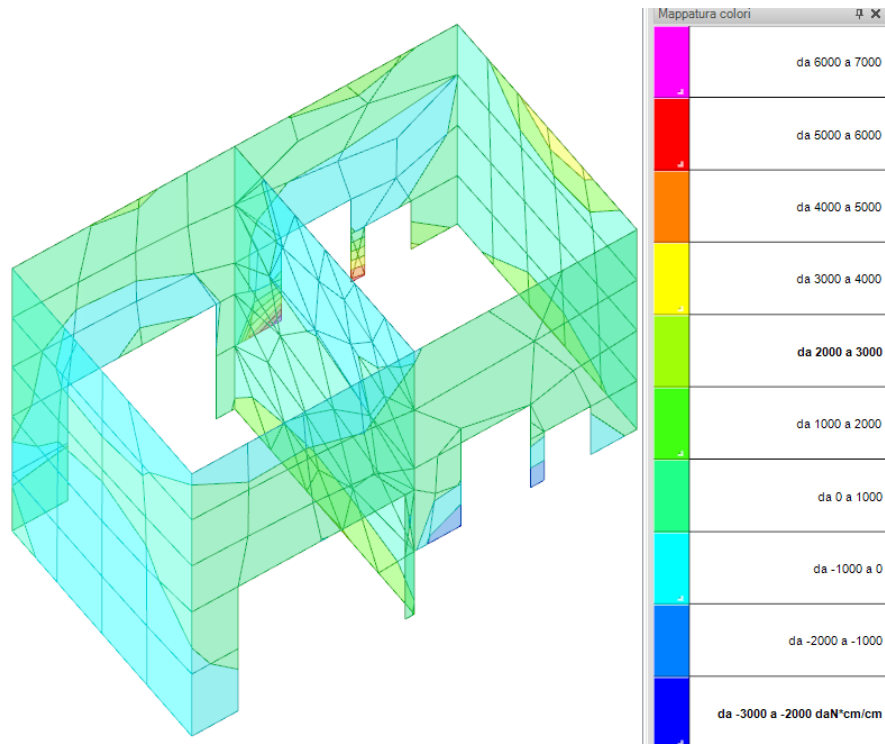


Figura 29 - Sollecitazioni Mzz massime (SLU)

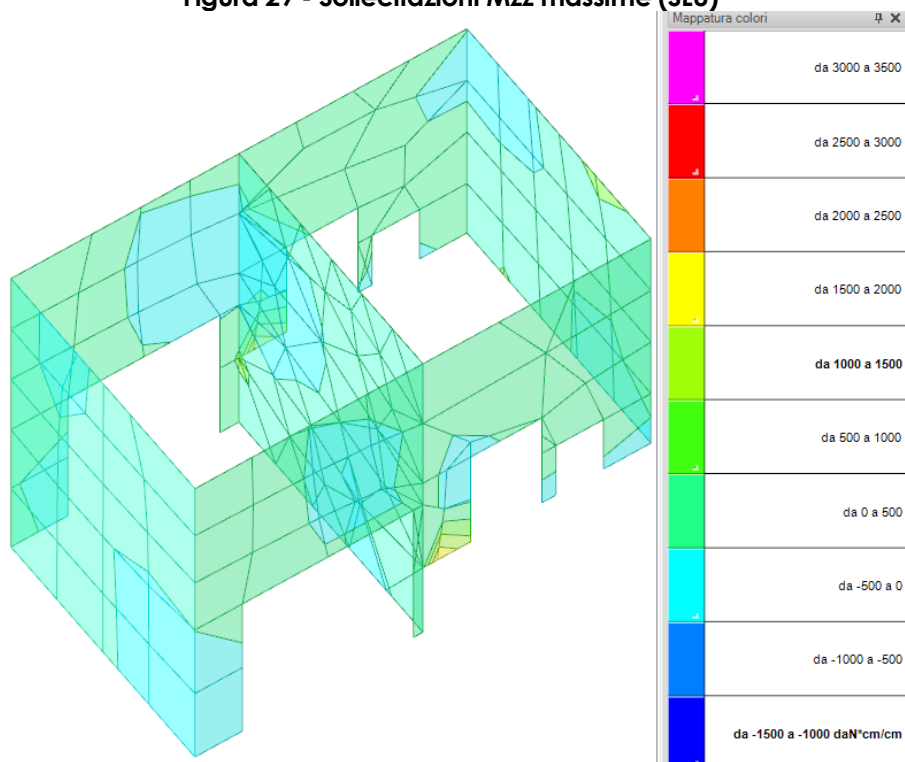


Figura 30 - Sollecitazioni Moz massime (SLU)

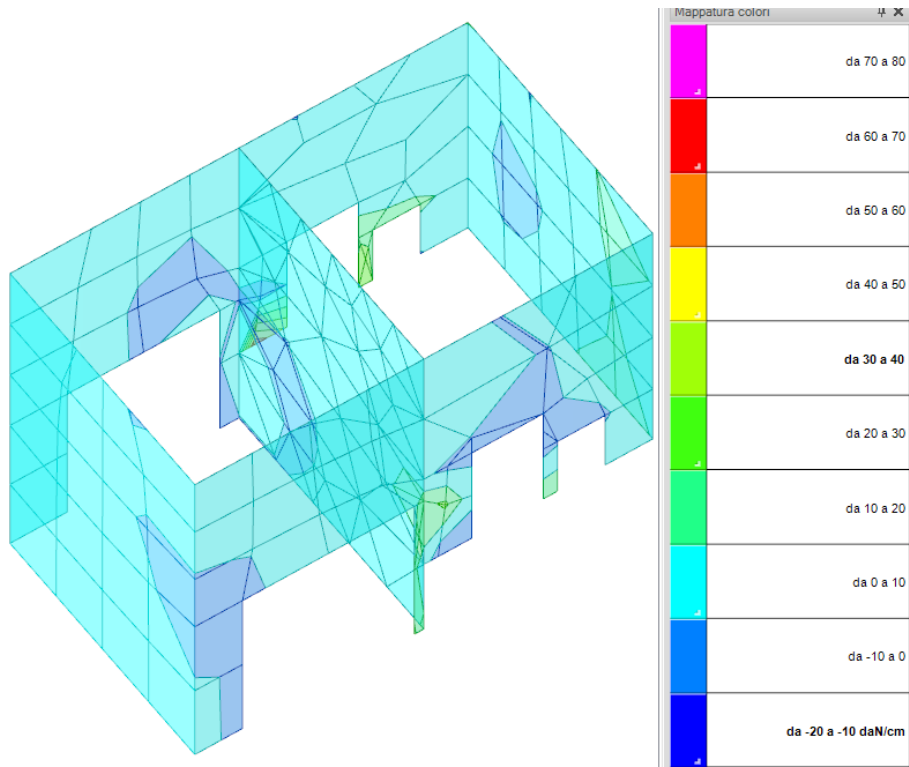


Figura 31 - Sollecitazioni Vo massime (SLU)

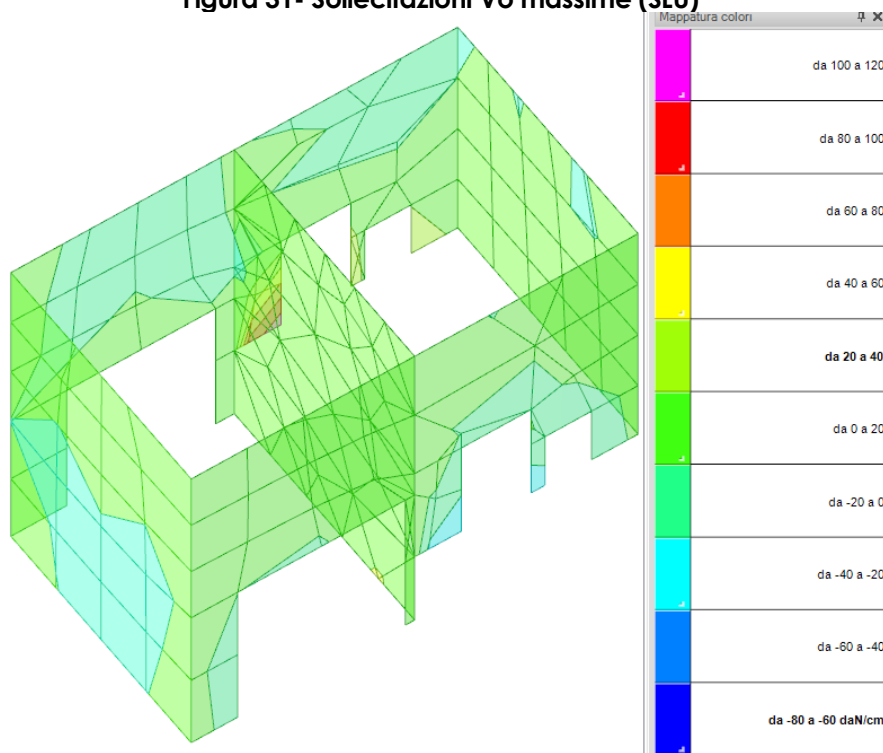


Figura 32 - Sollecitazioni Vz massime (SLU)

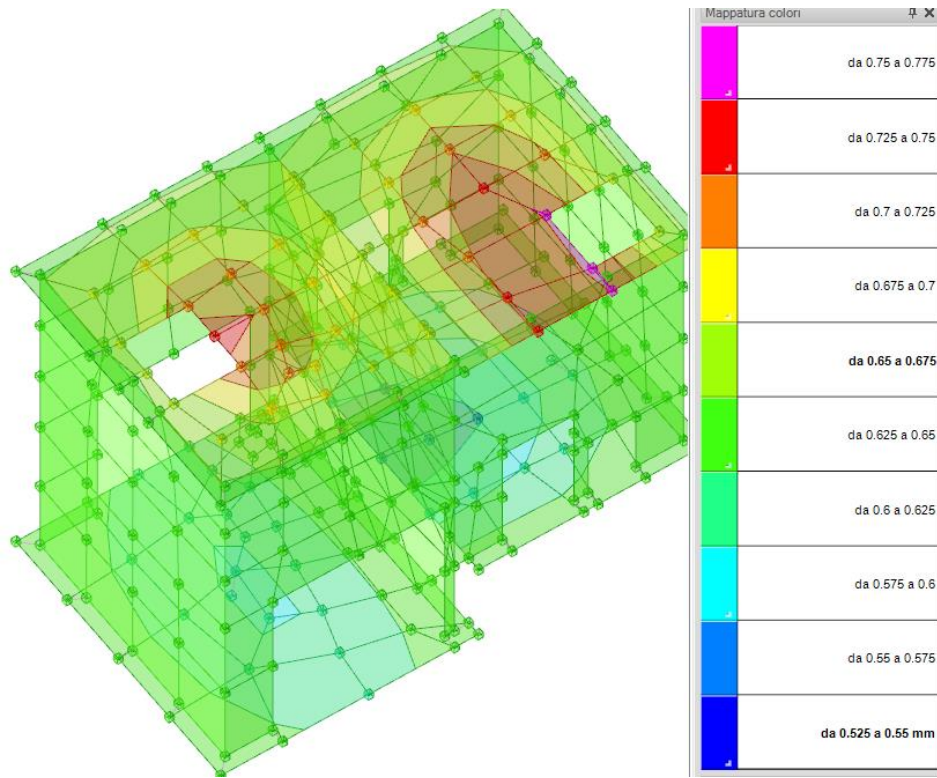


Figura 33 - Deformata in condizione Variabili

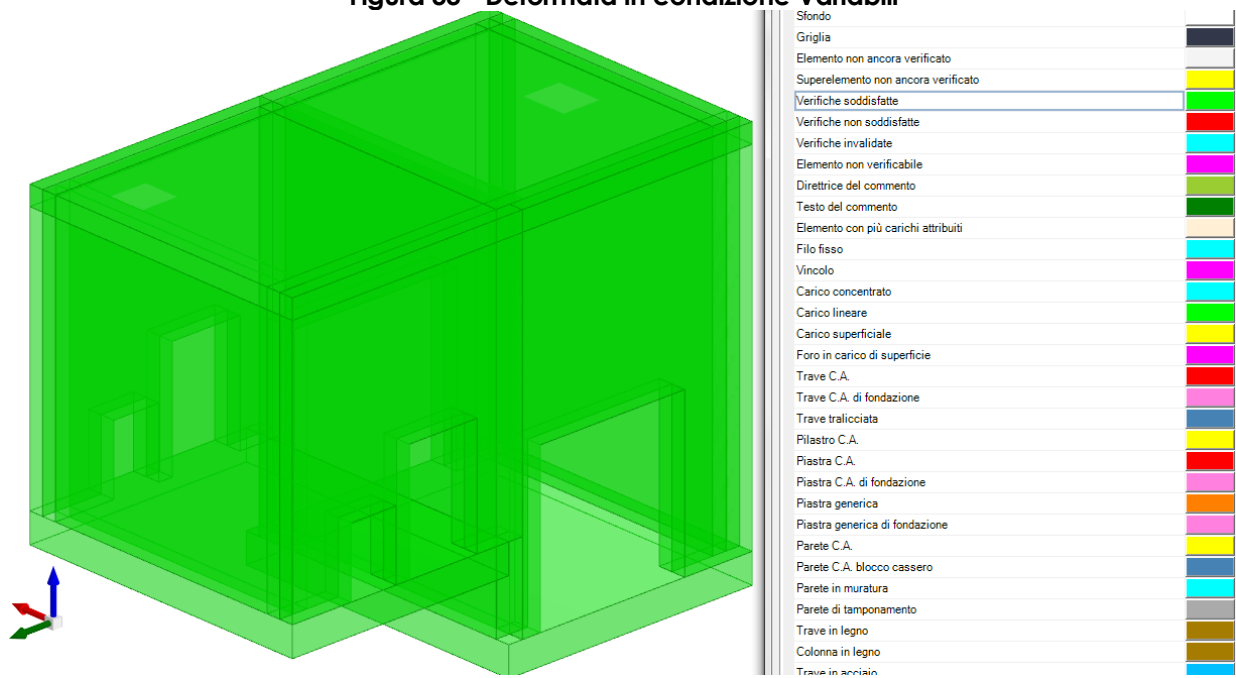


Figura 34 - Verifiche

Come rilevabile dal tabulato di calcolo allegato le verifiche sono tutte soddisfatte.

12.3. MANUFATTO DI DERIVAZIONE N° 1 VIA QUAGLIARIELLO

Descrizione dell'opera:

L'opera in questione è il *Manufatto di derivazione n°1 di Via Quagliariello* ed è ubicato come indicato nella figura seguente:

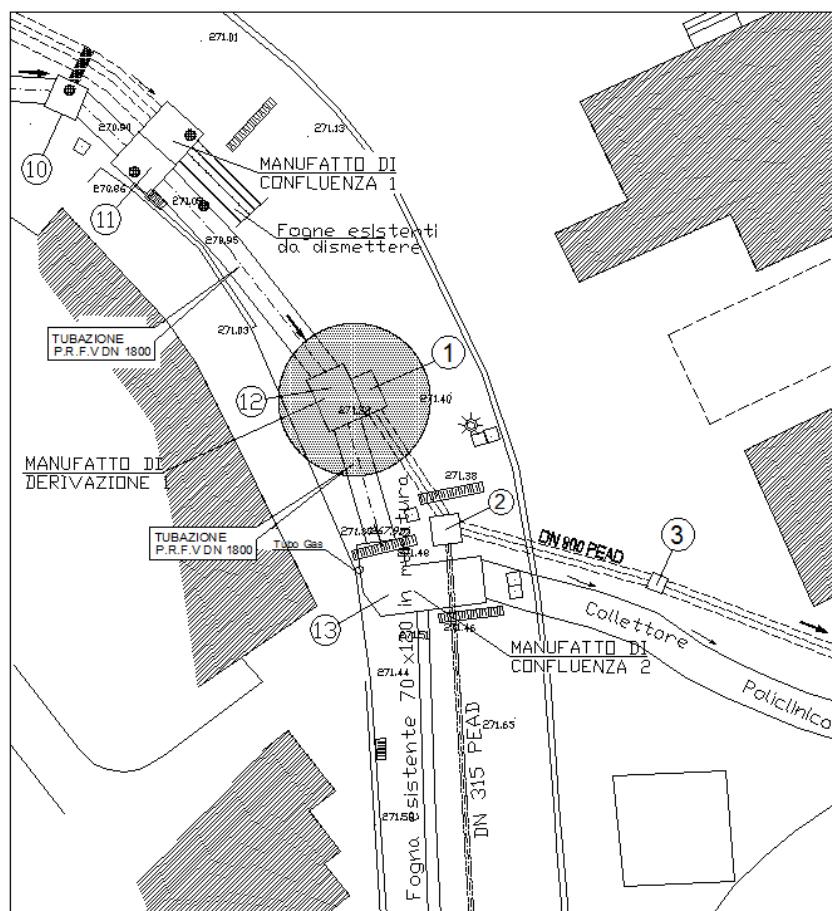


Figura 35 - Ubicazione dell'intervento

Il manufatto è a pianta ad "L" con dimensioni totali 3,50 x 4,00 m con piano di posa a -4,40 m dal piano campagna:

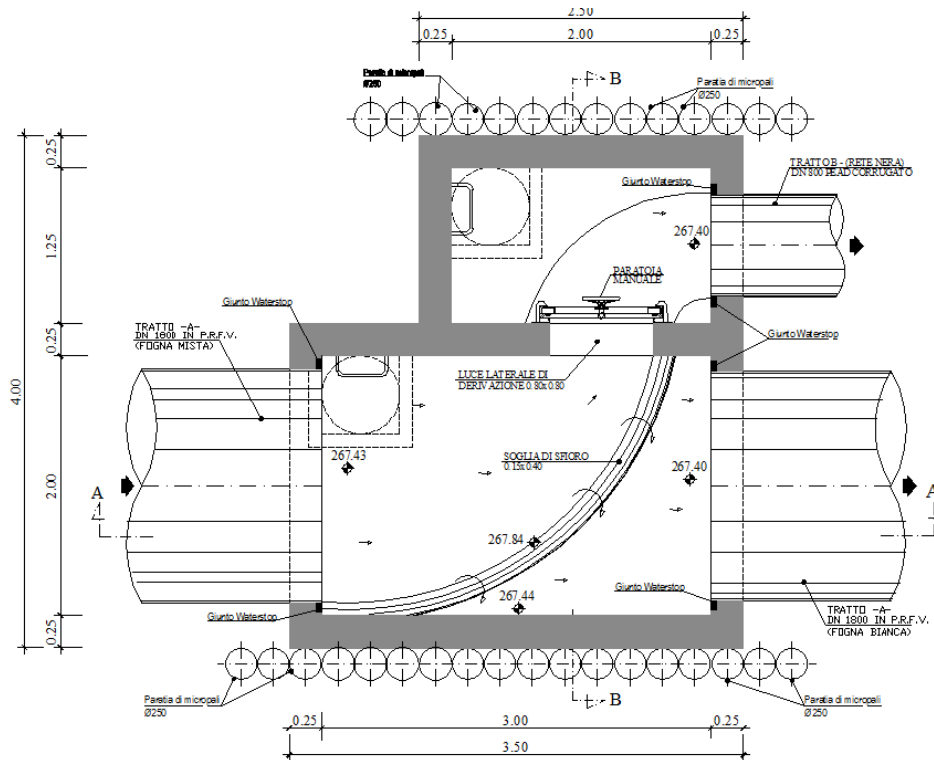


Figura 36 - Intervento: pianta

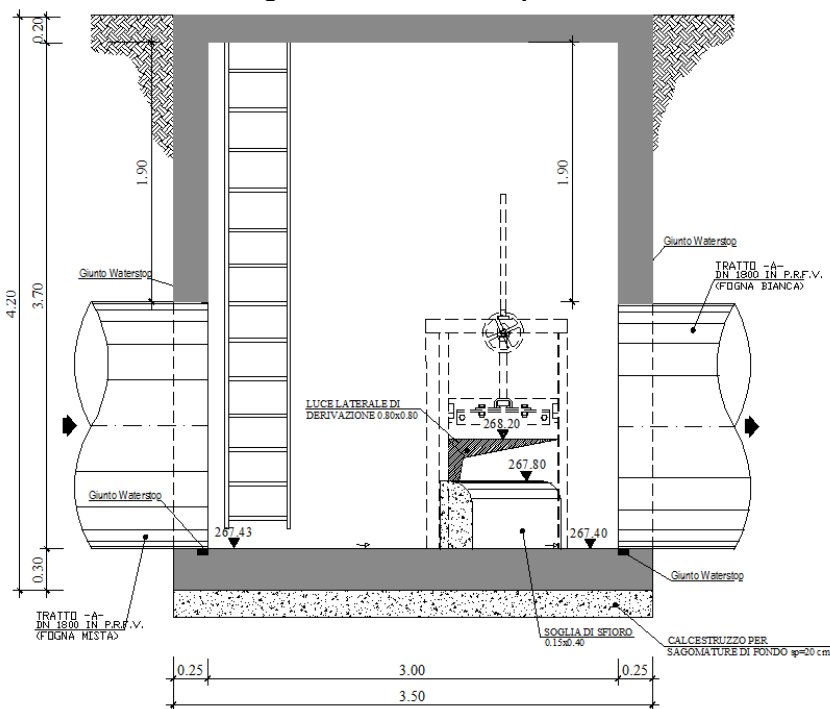


Figura 37 - Intervento: Sezione

Individuazione del sondaggio di riferimento e descrizione della stratigrafia

Per l'intervento in questione si è fatto riferimento al sondaggio S17 e alla MASW S16:

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
- sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia in [m]
- kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

- α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: monte V: valle)
- Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp [m]	α_M [°]	α_V [°]	Kw kg/cmq/cm	Terreno M	Terreno V
1	1,00	0.00	0.00	0.10	Riporto	Riporto
2	4,00	0.00	0.00	0.69	Sabbia e pozzolane	Sabbia e pozzolane
3	8,00	0.00	0.00	2.97	Pozzolane	Pozzolane

Con riferimento ai risultati della MASW n°14 si considera un suolo di **Categoria C**.

Modellazione e verifica delle opere provvisionali:

Il manufatto in questione, per le caratteristiche geometriche e soprattutto per le caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti, necessita in fase di realizzazione di opere provvisionali.

In relazione alle condizioni al contorno ed alla posizione del manufatto (in un centro urbanizzato al di sotto dell'asse viario Via Quagliariello) si è optato di n° 2 paratielaterali, costituita ognuna da n°19 micropali ϕ 250 mm di lunghezza 9,40 m, parallele all'asse della strada:

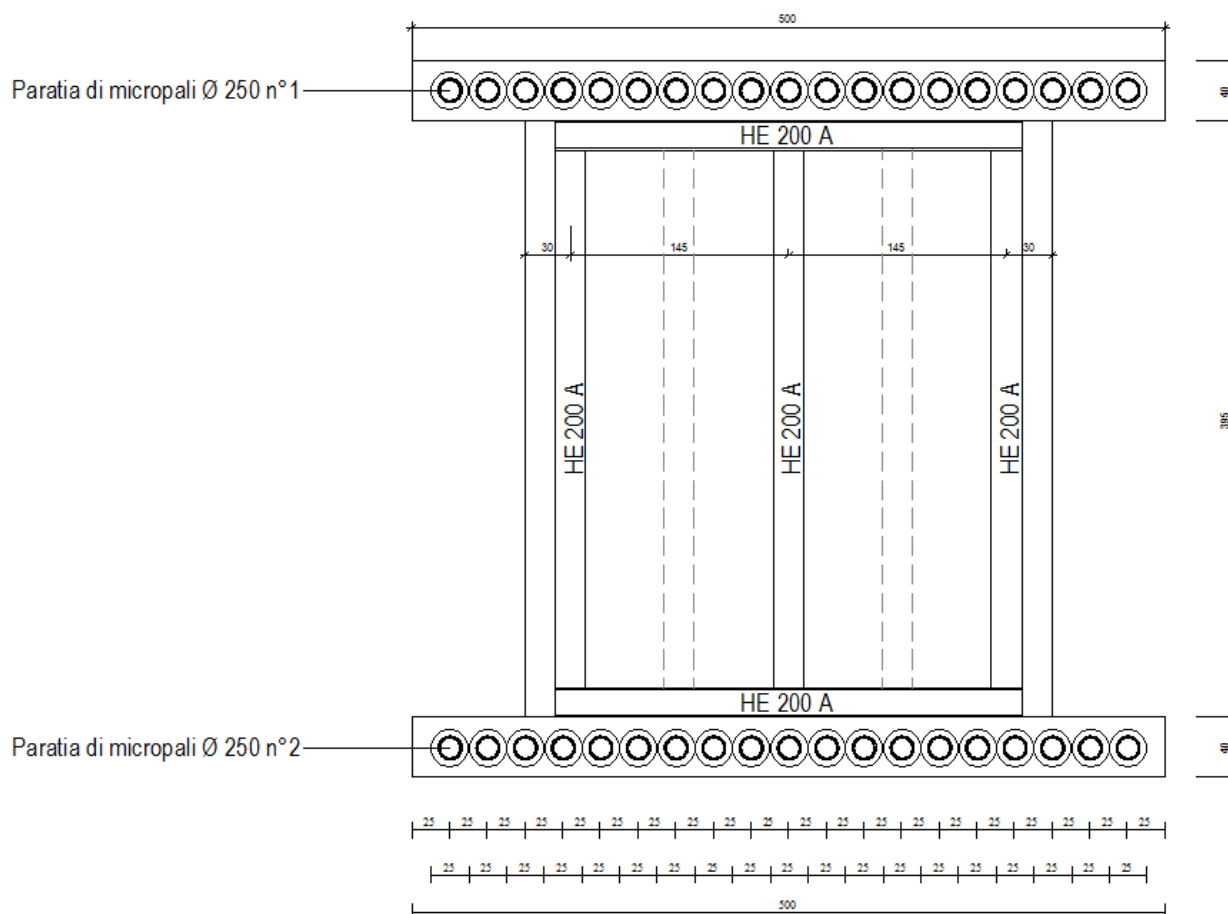


Figura 38 – Paratie e opere provvisionali per lo scavo

Per la realizzazione del manufatto si rende necessario una realizzazione per fasi con n° 2 livelli di puntonatura per la paratia, il primo a livello del cordolo ed il secondo a -2,10 m dal piano campagna, al fine di evitare deformazioni eccessive in corso di esecuzione:

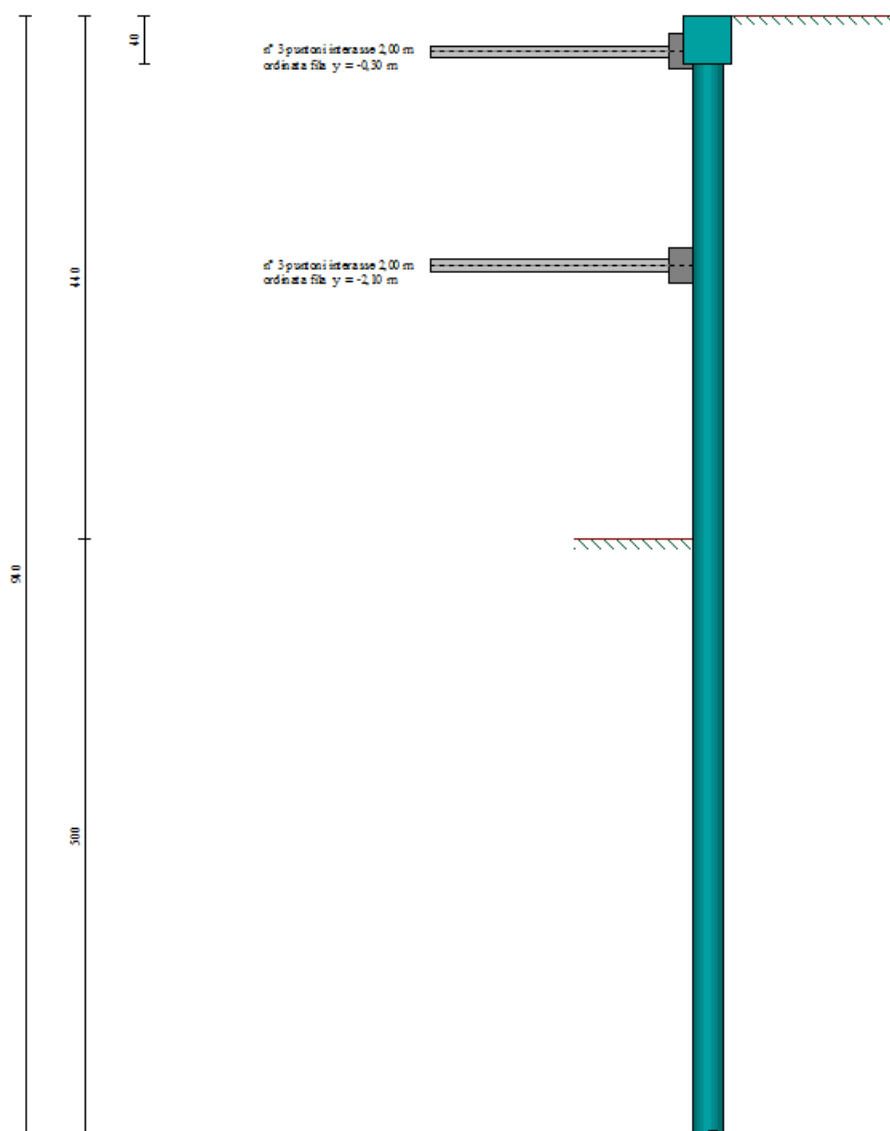


Figura 39 - Livelli di puntoni della paratia

La geometria dei puntoni è la seguente:

N°	Y [m]	Int [m]	X [m]	Y [m]	L [m]	Alfa [°]	ALL	np
1	-0,30	2,00	-6,00	-0,30	6,00	0,00	Centrati	3
2	-2,10	2,00	-6,00	-2,10	6,00	0,00	Centrati	3

Le fasi di scavo necessarie per la realizzazione dell'intervento sono le seguenti:

Fasi di scavo

Simbologia adottata

n° identificativo della fase nell'elenco definito

Fase Descrizione dell'i-esima fase

Tempo Tempo in cui avviene la fase di scavo

n°	Fase	Tempo
1	Scavo fino alla profondità di 0.50 metri	0
2	Inserimento condizione di carico nr 1 [Hscavo=0.50]	0
3	Inserimento puntone 1 [Hscavo=0.50]	1
4	Scavo fino alla profondità di 2.40 metri	2
5	Inserimento puntone 2 [Hscavo=2.40]	3
6	Scavo fino alla profondità di 4.40 metri	4
7	Inserimento vincolo 1 (X=-4.20) [Hscavo=4.40]	5
8	Rimozione puntone 2 [Hscavo=4.40]	6
9	Inserimento vincolo 2 (X=0.00) [Hscavo=4.40]	7
10	Rimozione puntone 1 [Hscavo=4.40]	8
11	Inserimento sisma	9

L'interazione del manufatto con la paratia è stato simulata con n° 2 vincoli sulla paratia, uno a livello della fondazione e l'altro a livello del solettone di copertura. Le reazioni dei suddetti vincoli saranno poi applicate al modello del manufatto.

Per i dettagli sulla verifica e le ipotesi di calcolo della paratia si rimanda alla Relazione geotecnica ed all'Allegato 004 – *Tabulato di calcolo Paratia Manufatto di derivazione n°1 via Quagliariello*.

Analisi dei carichi relativi all'intervento specifico in aggiunta quelli di carattere generale

Per l'intervento di cui trattasi si terranno in considerazione tutte le azioni definite nel paragrafo n. 10 della presente relazione e quindi:

- Permanenti strutturali: calcolati automaticamente dal software di calcolo tenendo conto delle sezioni e dei seguenti pesi specifici:
 - o Peso specifico del calcestruzzo armato: $\gamma_{\text{CALCESTRUZZO}} = 2500,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
 - o Peso specifico dell'acciaio da carpenteria: $\gamma_{\text{ACCIAIO}} = 7850,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
- Permanenti portati (fondazione e solette di copertura):
 - o Massetti e impermeabilizzazioni: **320 daN/mq;**
 - o Interazione Paratia – Manufatto:

Y [m]	Rmn/ml [kg]	Rmx/ml [kg]	Mmn/ml [kgm]	Mmx/ml [kgm]
4.20	-4458	0	0	0
0.00	-2245	0	0	0

- Azioni variabili da traffico:
 - o Raccomandazioni ANAS: **2000** daN/mq (solettoni di copertura e a tergo delle opere di contenimento o dei setti in c.a. perimetrali);
 - o NTC 2008 cfr. 5.1.3.3.5: carico lineare sulla mezzeria delle solette di copertura pari a **9000** daN/m.
- Azione eccezionale: per simulare la condizione di rottura degli impianti. Si considera un tirante d'acqua di altezza pari al diametro maggiore tra le tubazioni presenti nel manufatto: **1800 daN/mq**.

Modellazione e verifica del manufatto.

Per la modellazione dello scatolare in questione è stato utilizzato il solutore agli elementi finiti Sismicad 12.5 Concrete® e, sulla base di tutto quanto detto in termini di stratigrafie, carichi agenti e geometrie è stato implementato il seguente modello:

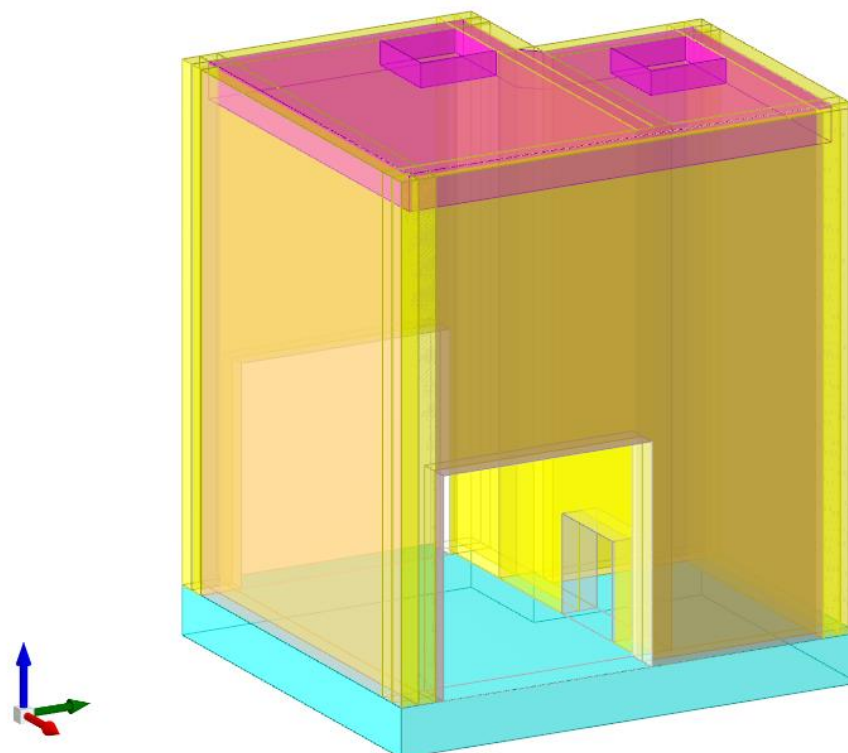


Figura 40 - Modello della struttura

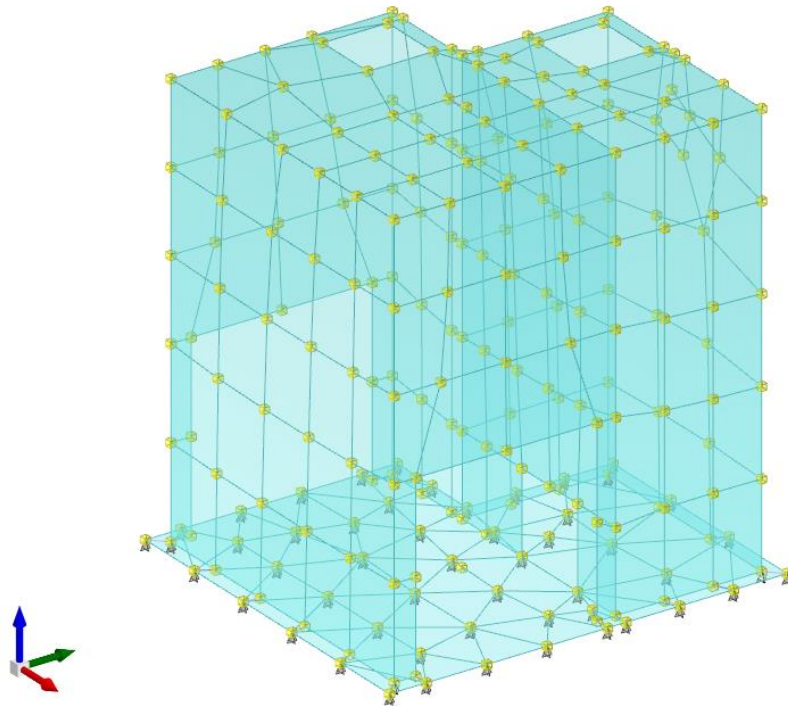


Figura 41 – Modello F.E.M.

Sul modello è stata condotta un'analisi lineare ed eseguite le verifiche strutturali e geotecniche di cui di seguito si riportano delle videate di sintesi mentre, per le peculiarità si rimanda all'Allegato 005 (TABULATO DI CALCOLO - MANUFATTO DI DERIVAZIONE 1 VIA QUAGLIARIELLO).

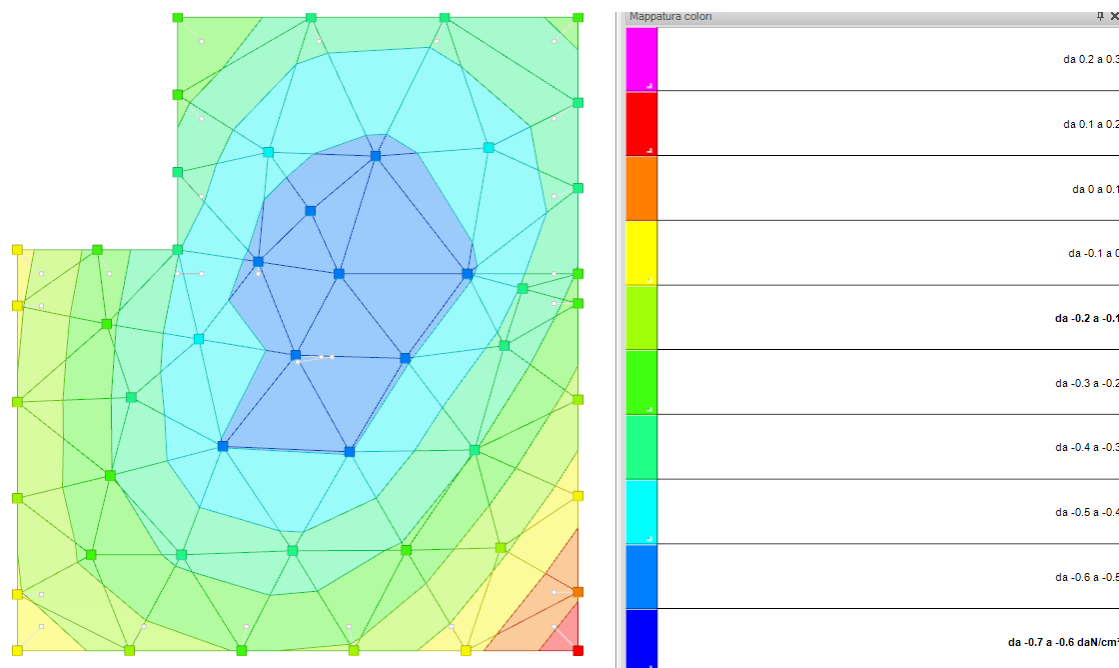


Figura 42 - Involuppo delle pressioni massime in fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle piastre di fondazione e di copertura con riferimento alla seguente convenzione:

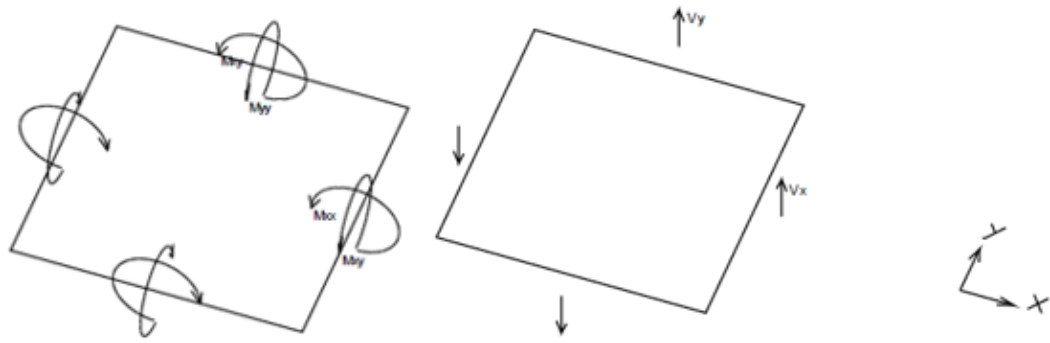


Figura 43 - Convenzione sollecitazioni Gusci Orizzontali (Piastre)

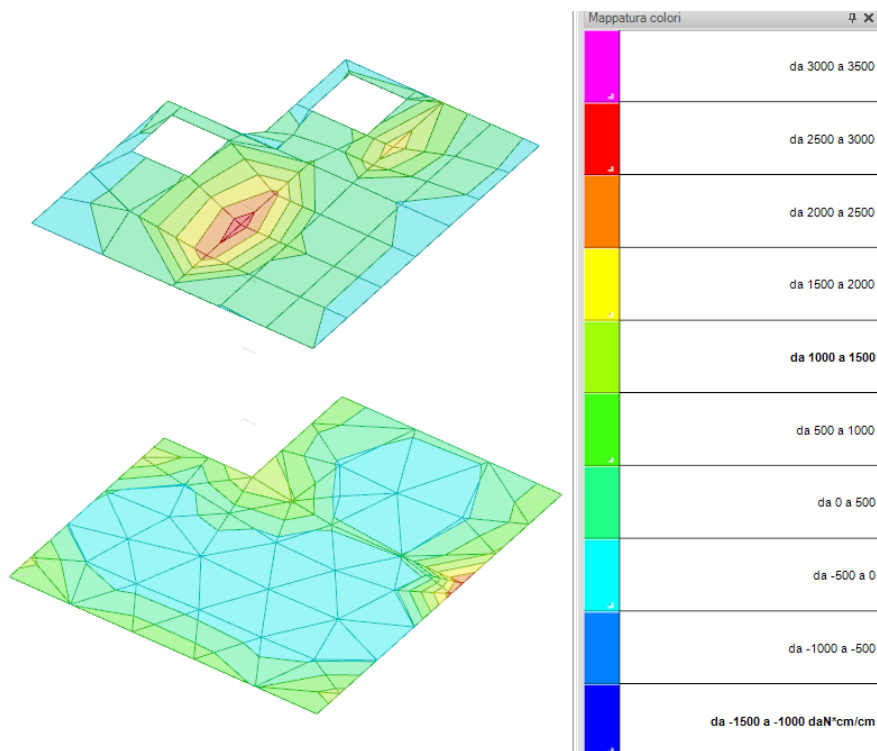


Figura 44 - Sollecitazioni M_{xx} massime (SLU)

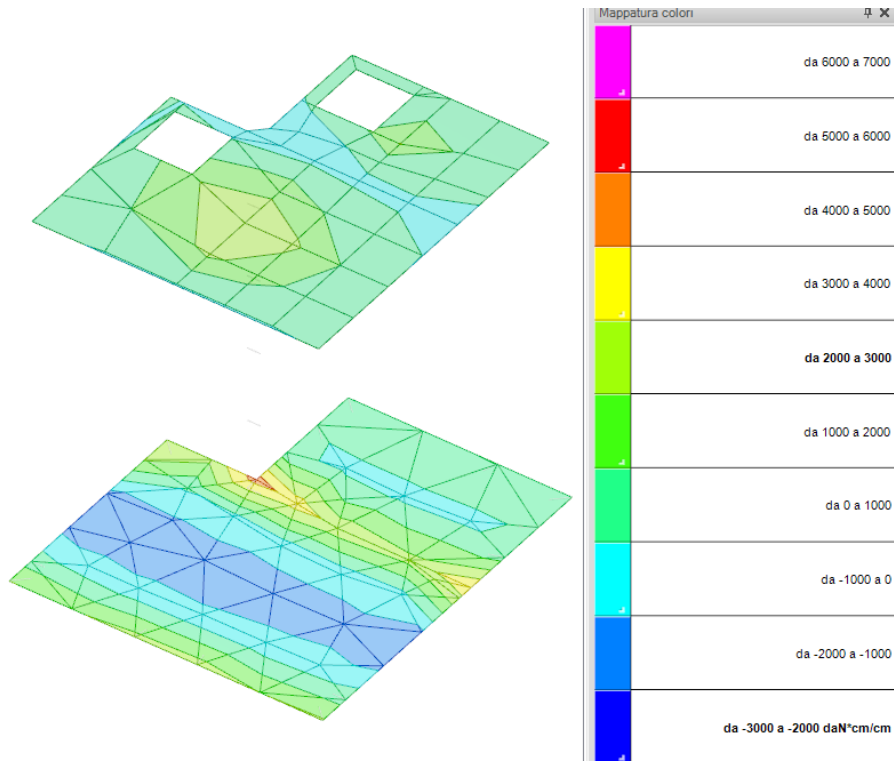


Figura 45 - Sollecitazioni Myy massime (SLU)

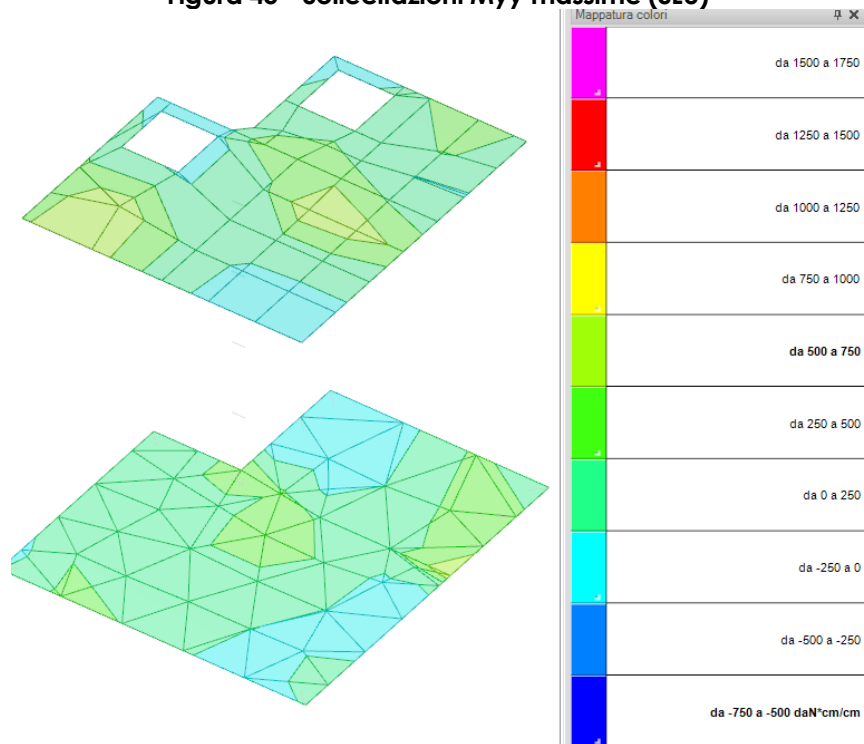


Figura 46 - Sollecitazioni Mxy massime (SLU)

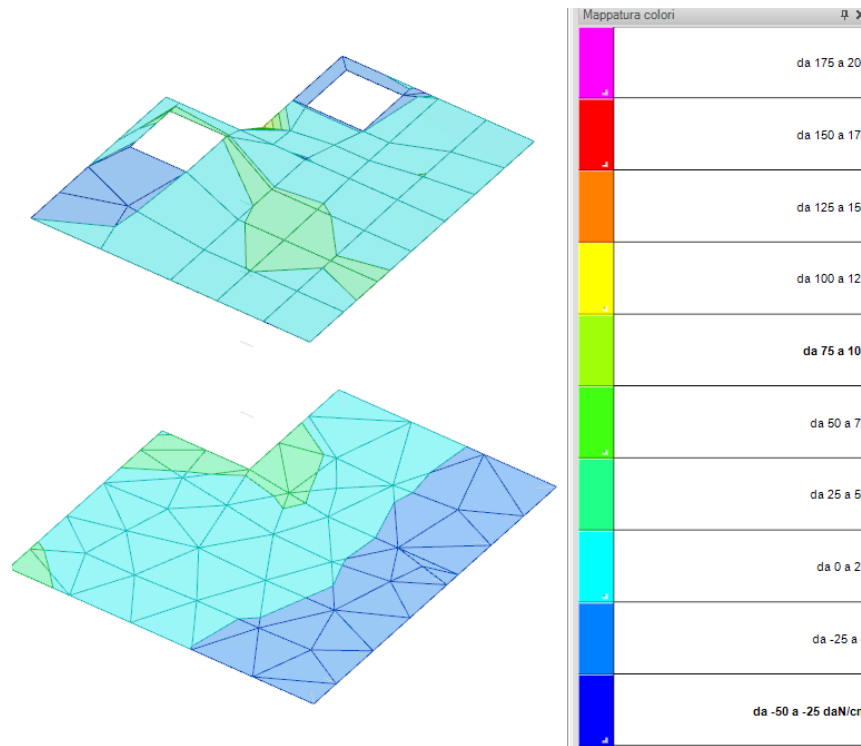


Figura 47 - Sollecitazione di taglio V_x

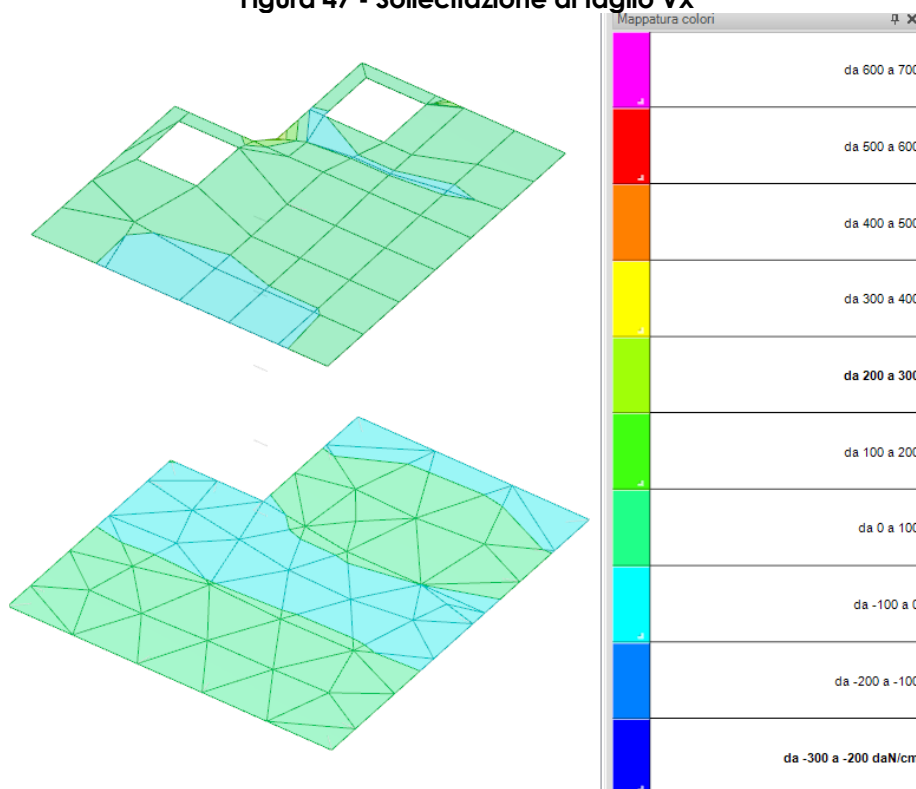


Figura 48 - Sollecitazione di taglio V_y

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle pareti con riferimento alla seguente convenzione:

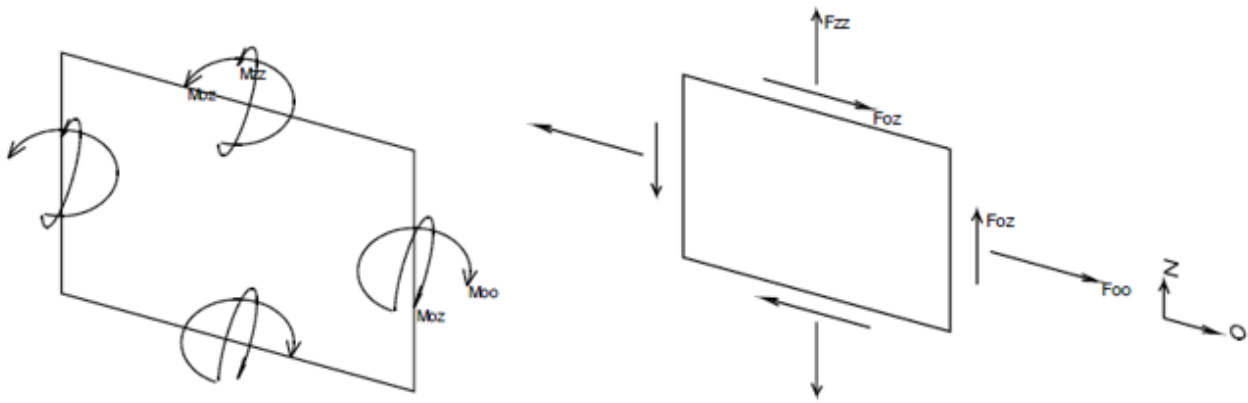


Figura 49 - Convenzione sollecitazioni Gusci Verticali (Pareti)

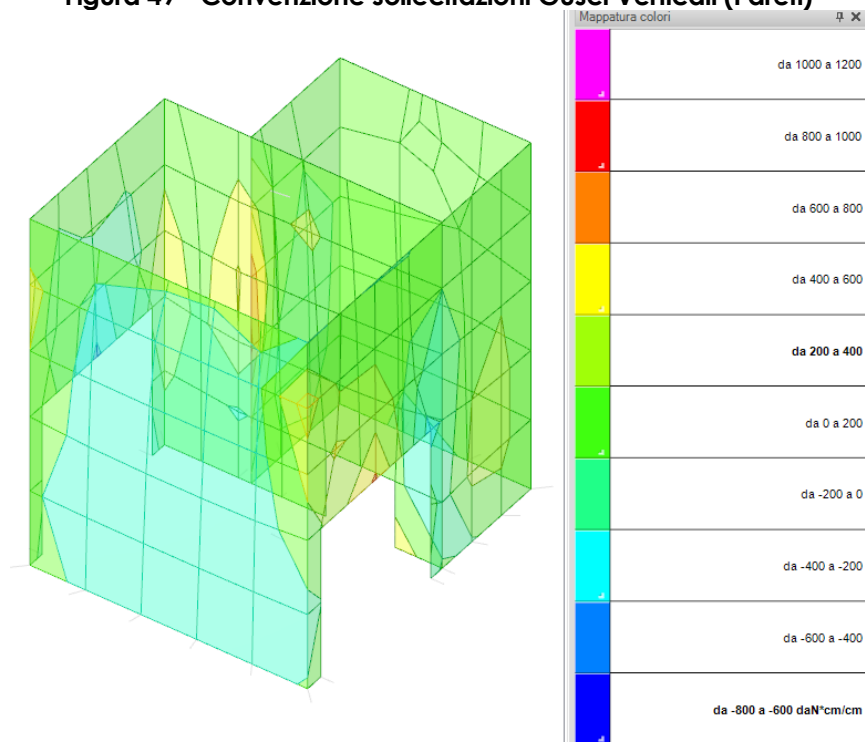


Figura 50 - Sollecitazioni Moo massime (SLU)

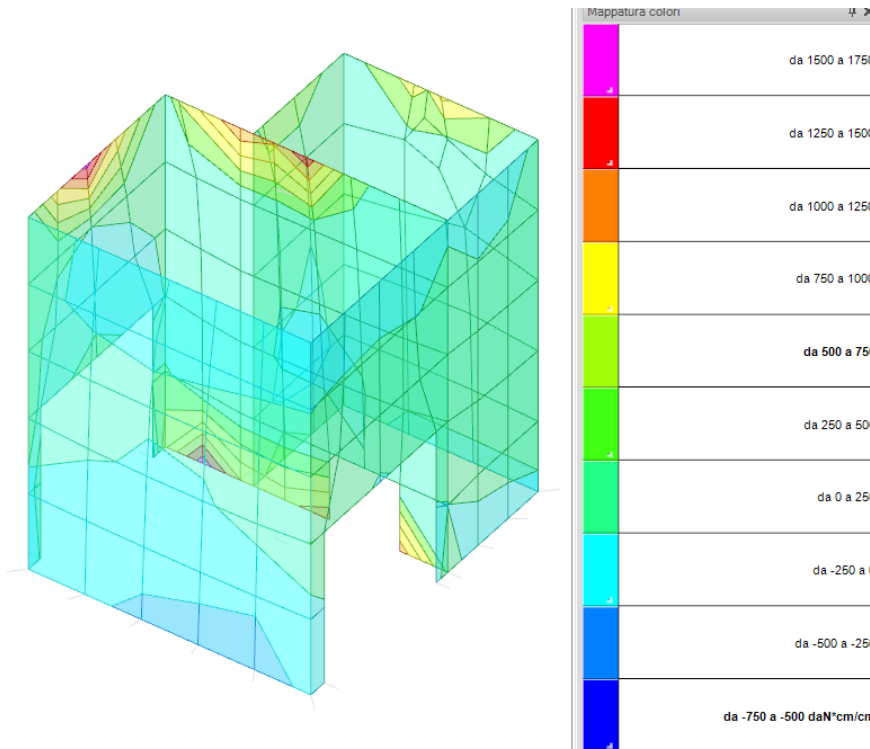


Figura 51 - Sollecitazioni Mzz massime (SLU)

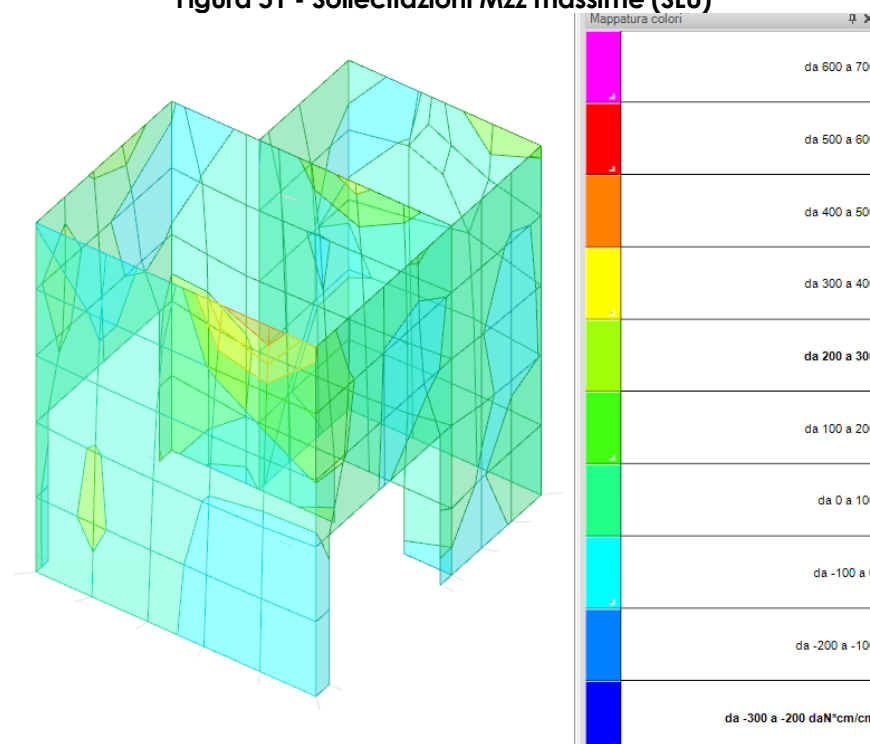


Figura 52 - Sollecitazioni Moz massime (SLU)

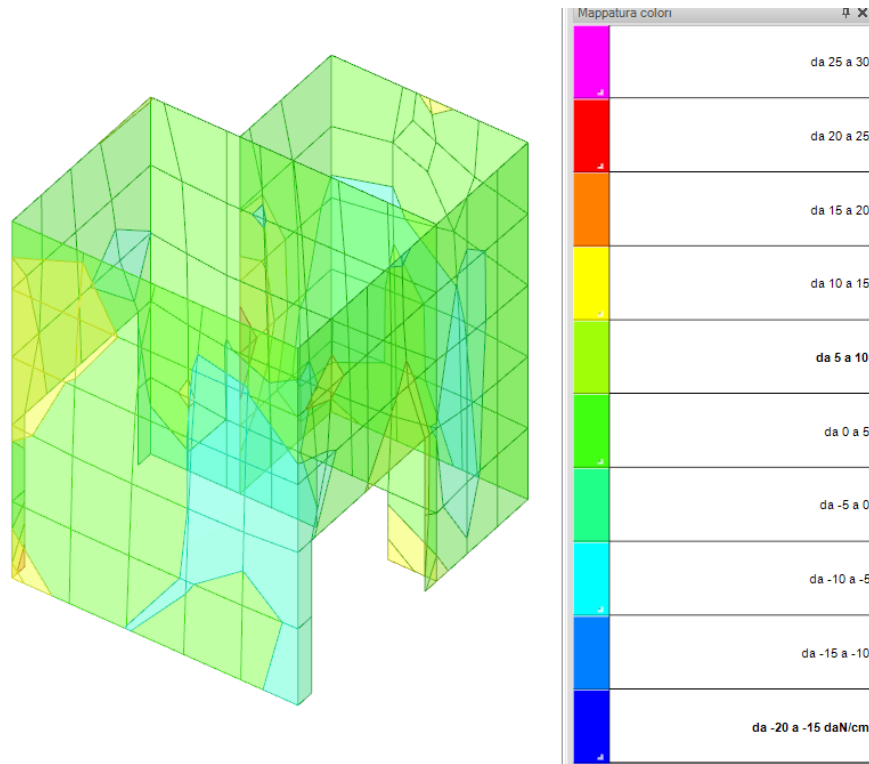


Figura 53 - Sollecitazioni Vo massime (SLU)

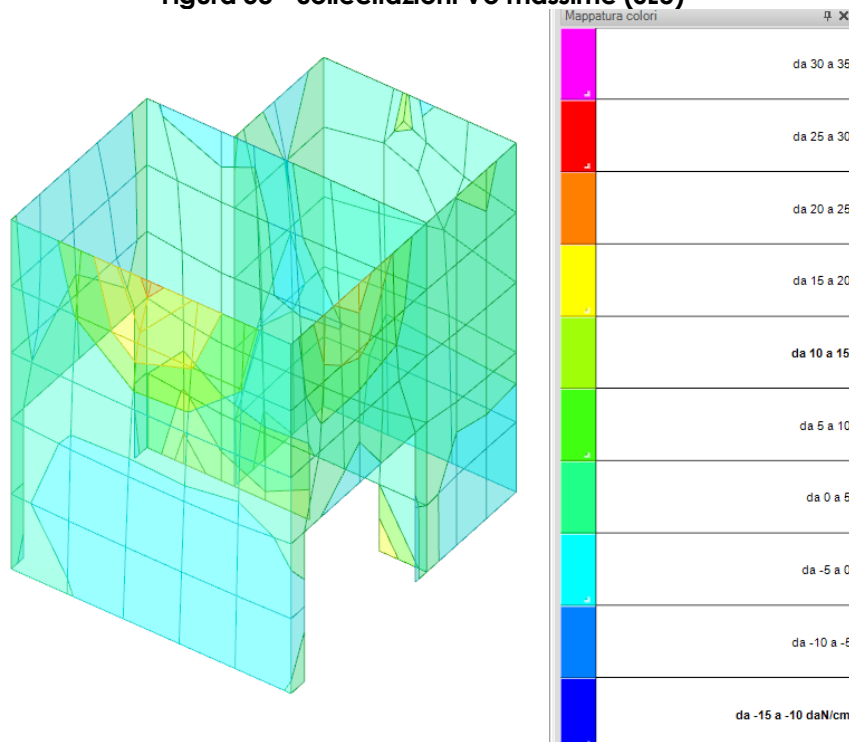


Figura 54 - Sollecitazioni Vz massime (SLU)

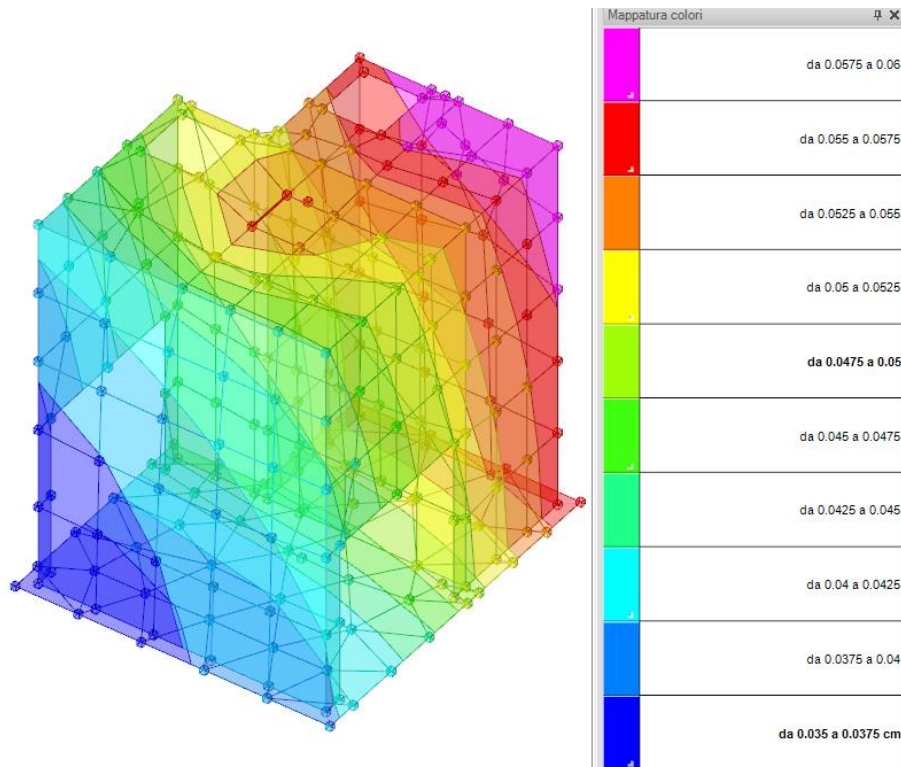


Figura 55 - Deformata in condizione Variabili

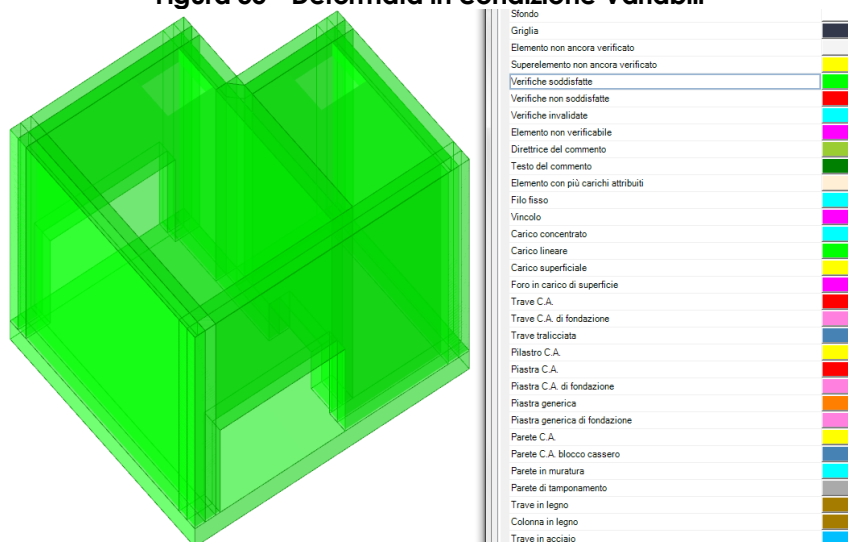


Figura 56 - Verifiche

Come rilevabile dal tabulato di calcolo allegato le verifiche sono tutte soddisfatte.

12.4. MANUFATTO DI DERIVAZIONE N° 2 VIA QUAGLIARIELLO

Descrizione dell'opera:

L'opera in questione è il *Manufatto di derivazione n°2 di Via Quagliariello* ed è ubicato come indicato nella figura seguente:

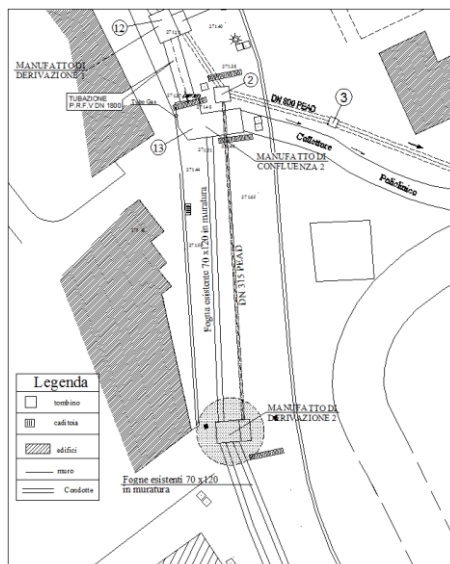


Figura 57 - Ubicazione dell'intervento

Il manufatto è a pianta rettangolare con dimensioni 2,50 x 4,05 m con piano di posa a -3,20 m dal piano campagna:

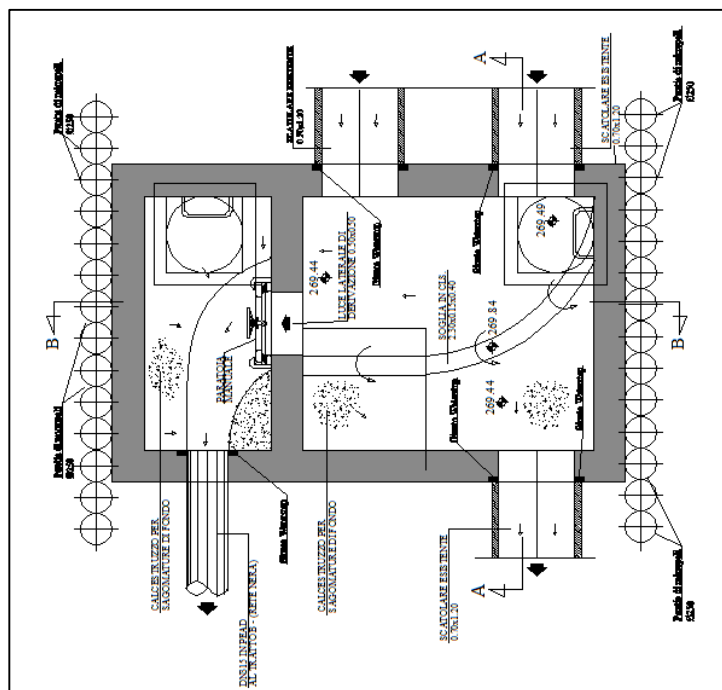


Figura 58 - Intervento: pianta

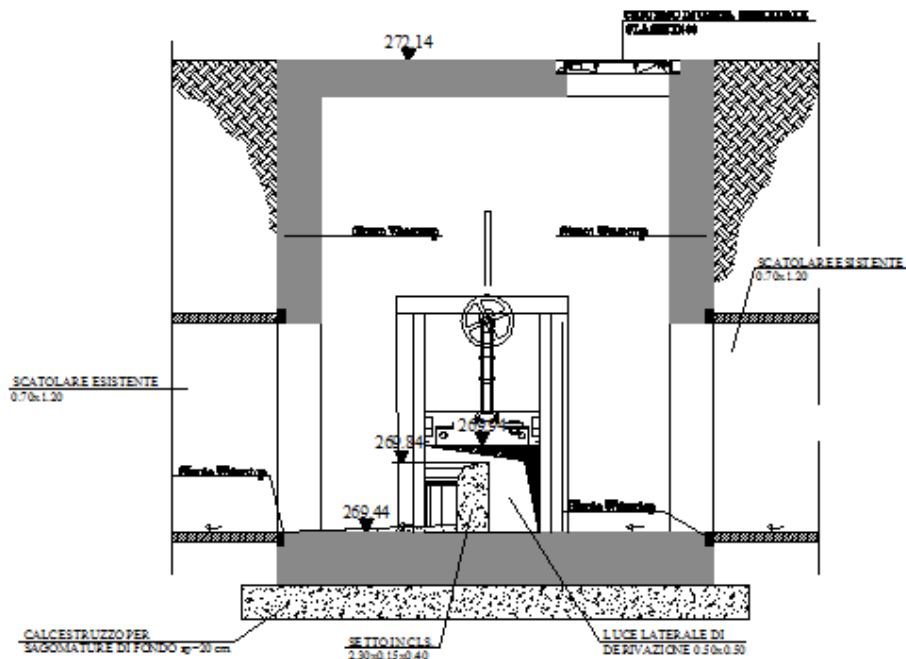


Figura 59 - Intervento: Sezione

Individuazione del sondaggio di riferimento e descrizione della stratigrafia

Per l'intervento in questione si è fatto riferimento al sondaggio S17 e alla MASW S16:

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
- sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia in [m]
- kw costante di *Winkler* orizzontale espressa in $Kg/cm^2/cm$
- α inclinazione dello strato espressa in GRADI($^\circ$) (M: monte V: valle)
- Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp [m]	α_M [$^\circ$]	α_V [$^\circ$]	Kw kg/cm ² /cm	Terreno M	Terreno V
1	1,00	0.00	0.00	0.10	Riporto	Riporto
2	4,00	0.00	0.00	0.69	Sabbia e pozzolane	Sabbia e pozzolane
3	8,00	0.00	0.00	2.97	Pozzolane	Pozzolane

Con riferimento ai risultati della MASW n°14 si considera un suolo di **Categoria C**.

Modellazione e verifica delle opere provvisionali:

Il manufatto in questione, per le caratteristiche geometriche e soprattutto per le caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti, necessita in fase di realizzazione di opere provvisionali.

In relazione alle condizioni al contorno ed alla posizione del manufatto (in un centro urbanizzato al di sotto dell'asse viario Via Quagliariello) si è optato di n° 2 paratielaterali, costituita ognuna da n°15 micropali ϕ 250 mm di lunghezza 8,00 m, parallele all'asse della

strada:

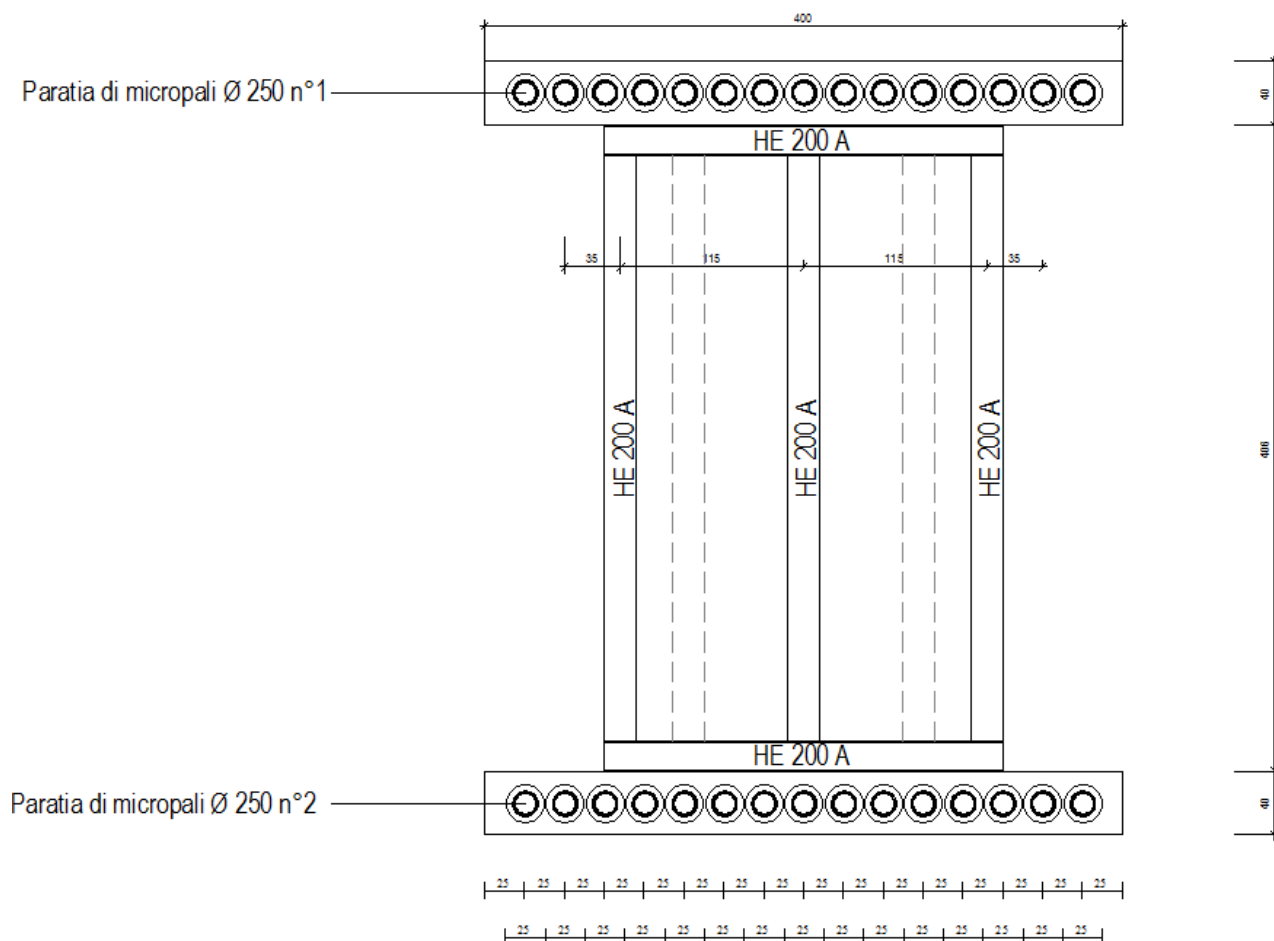


Figura 60 – Paratie e opere provvisionali per lo scavo

Per la realizzazione del manufatto si rende necessario una realizzazione per fasi con n° 2 livelli di puntonatura per la paratia, il primo a livello del cordolo ed il secondo a -1,60 m dal piano campagna, al fine di evitare deformazioni eccessive in corso di esecuzione:

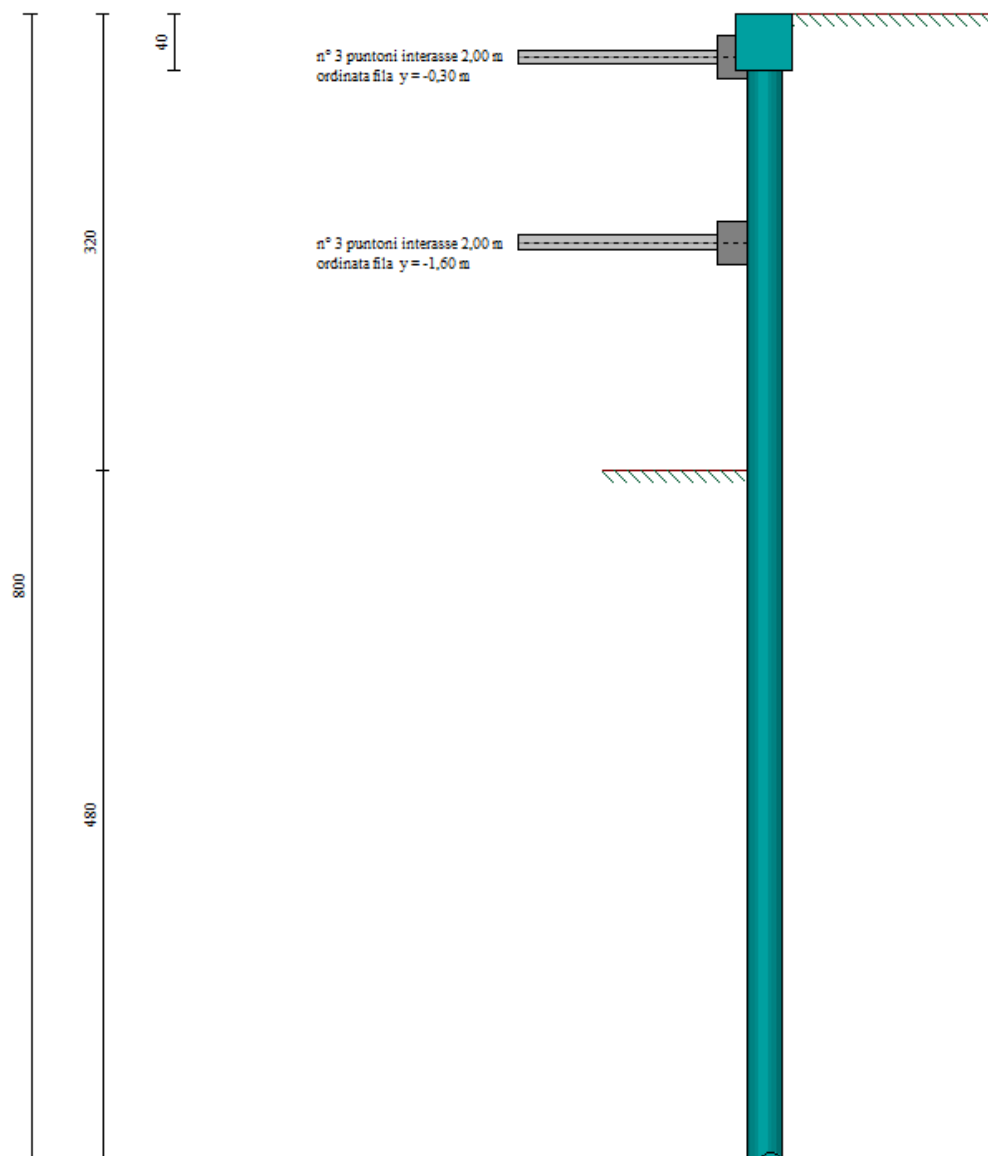


Figura 61 - Livelli di puntoni della paratia

La geometria dei puntoni è la seguente:

N°	Y [m]	Int [m]	X [m]	Y [m]	L [m]	Alfa [°]	ALL	np
1	-0,30	2,00	-6,00	-0,30	6,00	0,00	Centrati	3
2	-1,60	2,00	-6,00	-1,60	6,00	0,00	Centrati	3

Le fasi di scavo necessarie per la realizzazione dell'intervento sono le seguenti:

Fasi di scavo

Simbologia adottata

n° identificativo della fase nell'elenco definito

Fase Descrizione dell'i-esima fase

Tempo Tempo in cui avviene la fase di scavo

n° Fase

Tempo

1	Scavo fino alla profondità di 0.50 metri	0
2	Inserimento condizione di carico nr 1 [Hscavo=0.50]	0
3	Inserimento puntone 1 [Hscavo=0.50]	1
4	Scavo fino alla profondità di 1.80 metri	2
5	Inserimento puntone 2 [Hscavo=1.80]	3
6	Scavo fino alla profondità di 3.20 metri	4
7	Inserimento vincolo 1 (X=-3.00) [Hscavo=3.20]	5
8	Rimozione puntone 2 [Hscavo=3.20]	6
9	Inserimento vincolo 2 (X=0.00) [Hscavo=3.20]	7
10	Rimozione puntone 1 [Hscavo=3.20]	8
11	Inserimento sisma	9

L'interazione del manufatto con la paratia è stato simulato con n° 2 vincoli sulla paratia, uno a livello della fondazione e l'altro a livello del solettone di copertura. Le reazioni dei suddetti vincoli saranno poi applicate al modello del manufatto.

Per i dettagli sulla verifica e le ipotesi di calcolo della paratia si rimanda alla Relazione geotecnica ed all'Allegato 006 – *Tabulato di calcolo Paratia Manufatto di derivazione n°2 via Quagliarello*.

Analisi dei carichi relativi all'intervento specifico in aggiunta quelli di carattere generale

Per l'intervento di cui trattasi si terranno in considerazione tutte le azioni definite nel paragrafo n. 10 della presente relazione e quindi:

- Permanenti strutturali: calcolati automaticamente dal software di calcolo tenendo conto delle sezioni e dei seguenti pesi specifici:
 - o Peso specifico del calcestruzzo armato: $\gamma_{\text{CALCESTRUZZO}} = 2500,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
 - o Peso specifico dell'acciaio da carpenteria: $\gamma_{\text{ACCIAIO}} = 7850,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
- Permanenti portati (fondazione e solette di copertura):
 - o Massetti e impermeabilizzazioni: **320**daN/mq;
 - o Interazione Paratia – Manufatto:

Y [m]	Rmn/ml [kg]	Rmx/ml [kg]	Mmn/ml [kgm]	Mmx/ml [kgm]
3.00	-2328	0	0	0
0.00	-1403	0	0	0

- Azioni variabili da traffico:
 - o Raccomandazioni ANAS: **2000** daN/mq (solettoni di copertura e a tergo delle opere

di contenimento o dei setti in c.a. perimetrali);

o NTC 2008 cfr. 5.1.3.3.5: carico lineare sulla mezzera delle solette di copertura pari a **9000 daN/m**.

- Azione eccezionale: per simulare la condizione di rottura degli impianti. Si considera un tirante d'acqua di altezza pari al diametro maggiore tra le tubazioni presenti nel manufatto: **1800 daN/mq**.

Modellazione e verifica del manufatto.

Per la modellazione dello scatolare in questione è stato utilizzato il solutore agli elementi finiti Sismicad 12.5 Concrete® e, sulla base di tutto quanto detto in termini di stratigrafie, carichi agenti e geometrie è stato implementato il seguente modello:

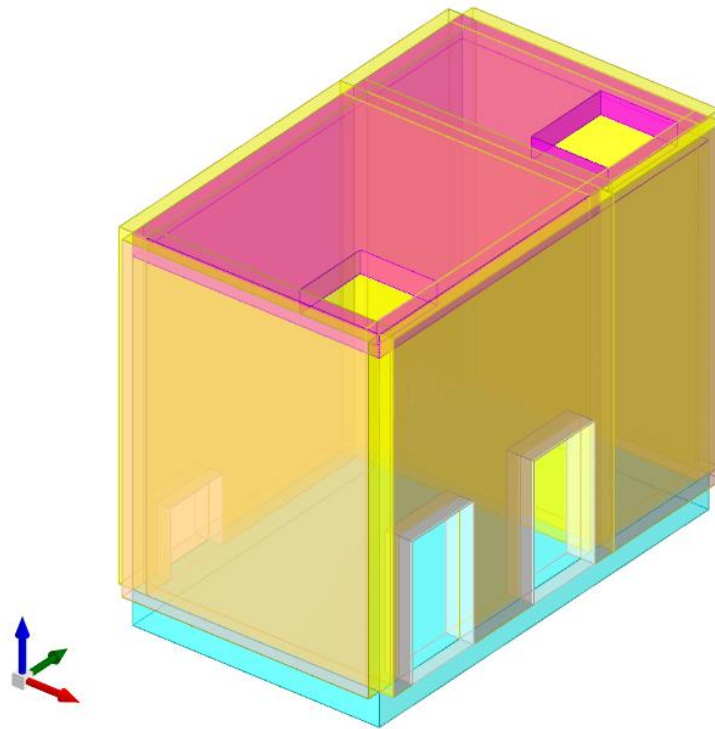


Figura 62 - Modello della struttura

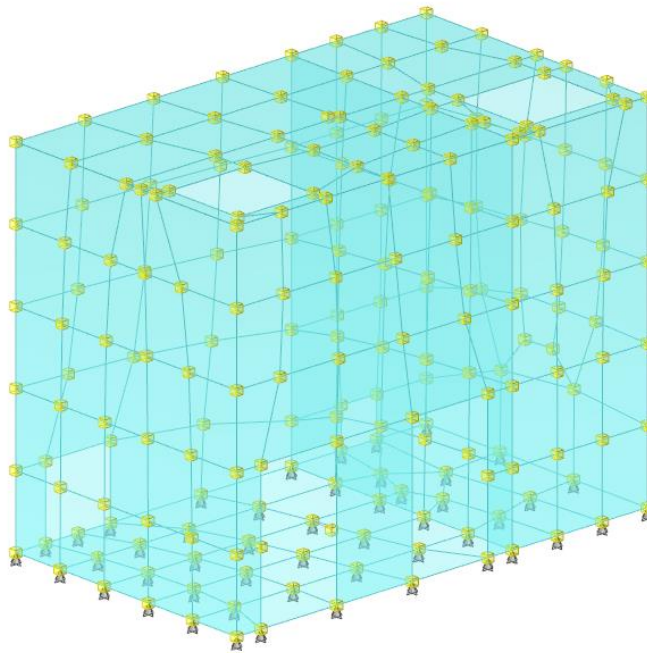


Figura 63 – Modello F.E.M.

Sul modello è stata condotta un'analisi lineare ed eseguite le verifiche strutturali e geotecniche di cui di seguito si riportano delle videate di sintesi mentre, per le peculiarità si rimanda all'Allegato 007 (TABULATO DI CALCOLO - MANUFATTO DI DERIVAZIONE 2 VIA QUAGLIARIELLO).

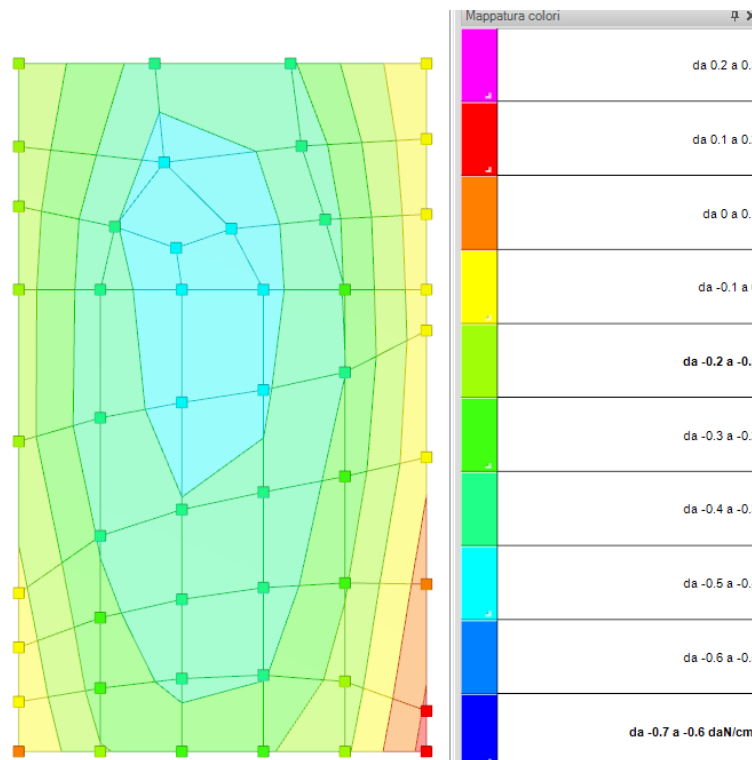


Figura 64 - Involuppo delle pressioni massime in fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle piastre di fondazione e di copertura

con riferimento alla seguente convenzione:

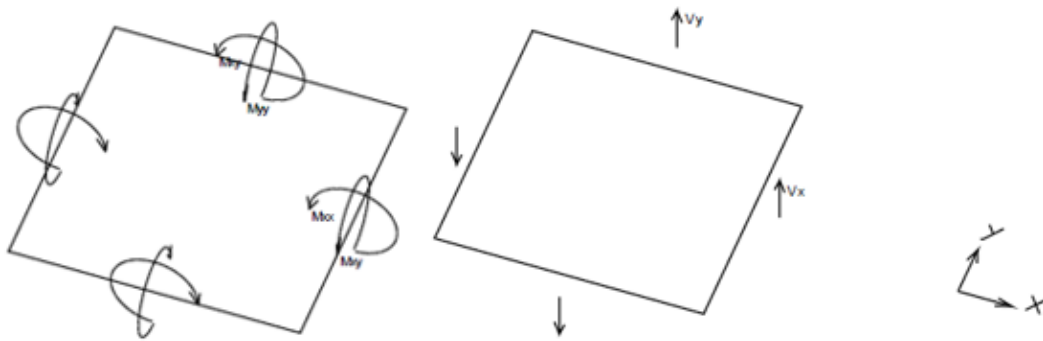


Figura 65 - Convenzione sollecitazioni Gusci Orizzontali (Piastrre)

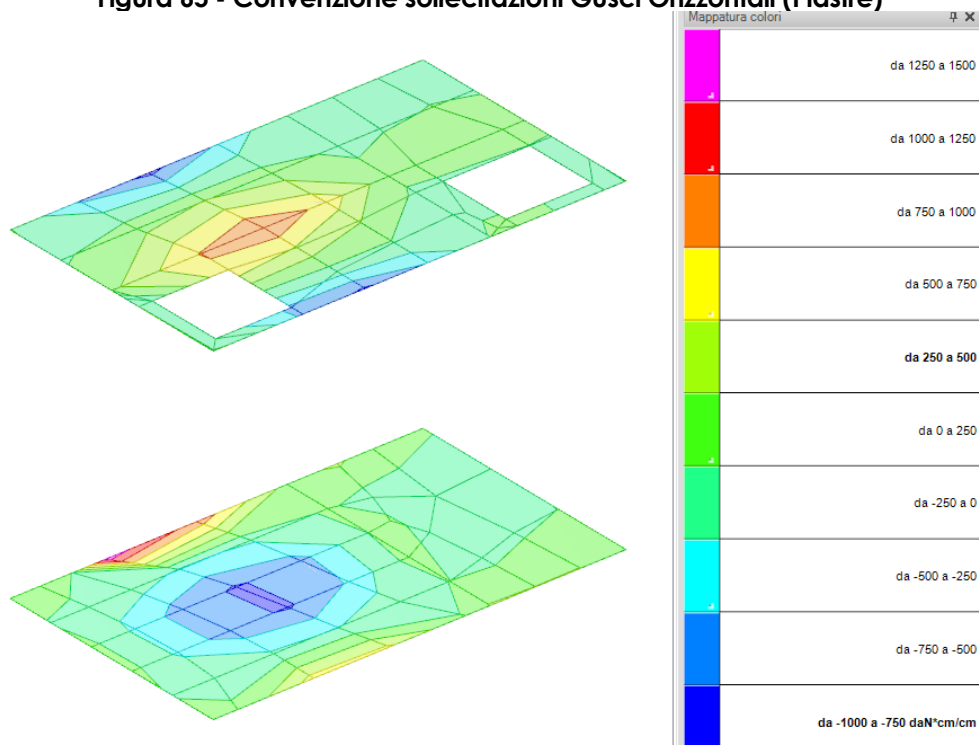


Figura 66 - Sollecitazioni M_{xx} massime (SLU)

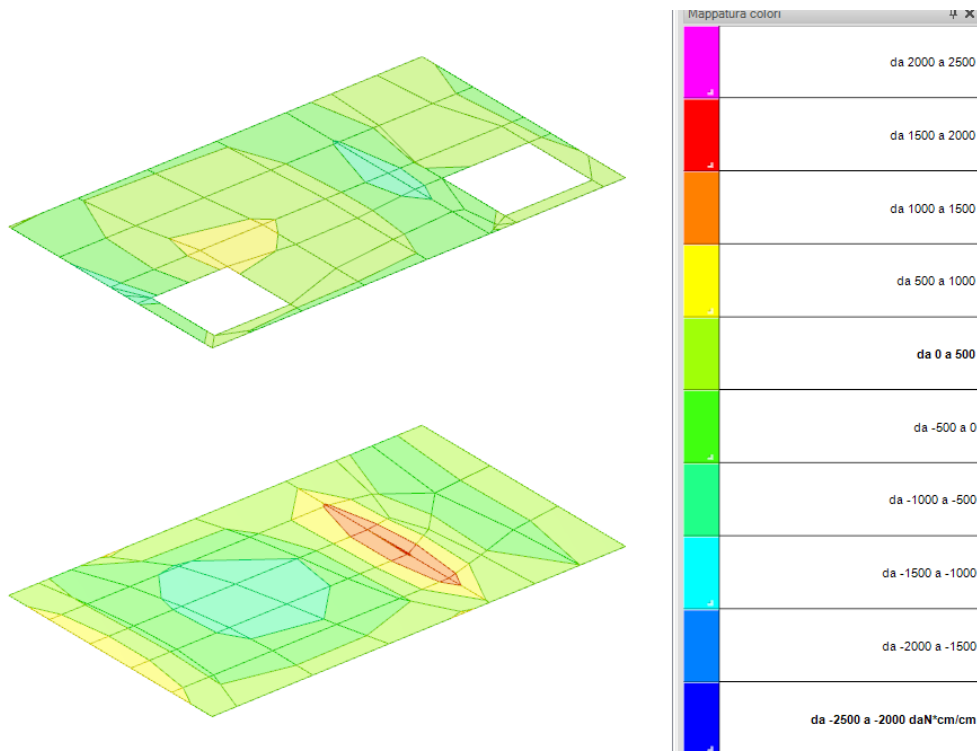


Figura 67 - Sollecitazioni Myy massime (SLU)

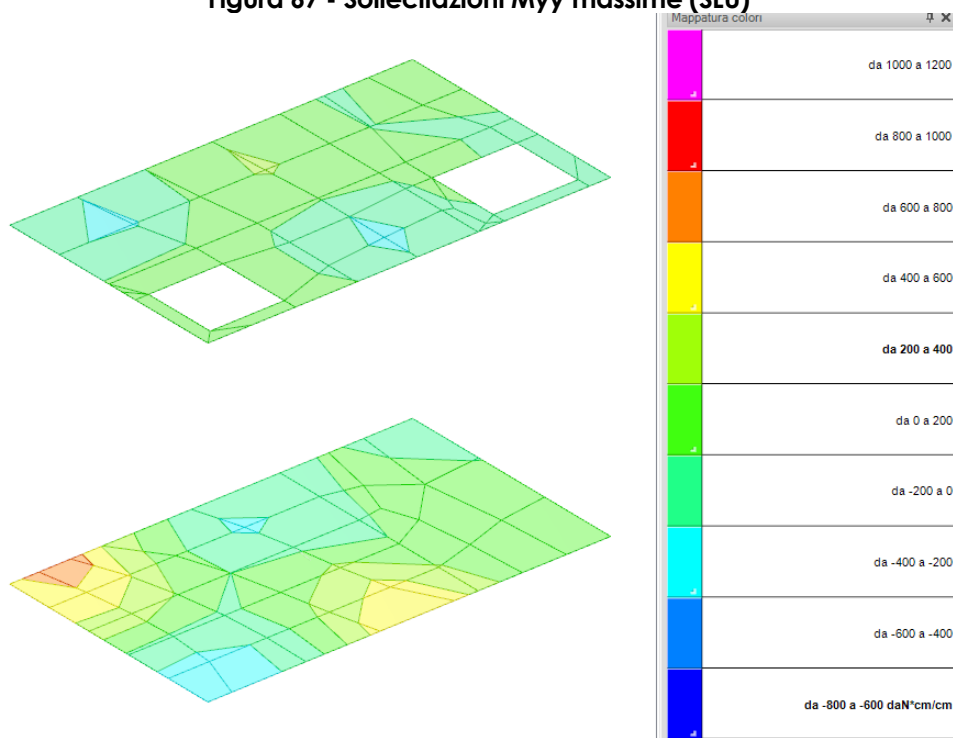


Figura 68 - Sollecitazioni Mxy massime (SLU)

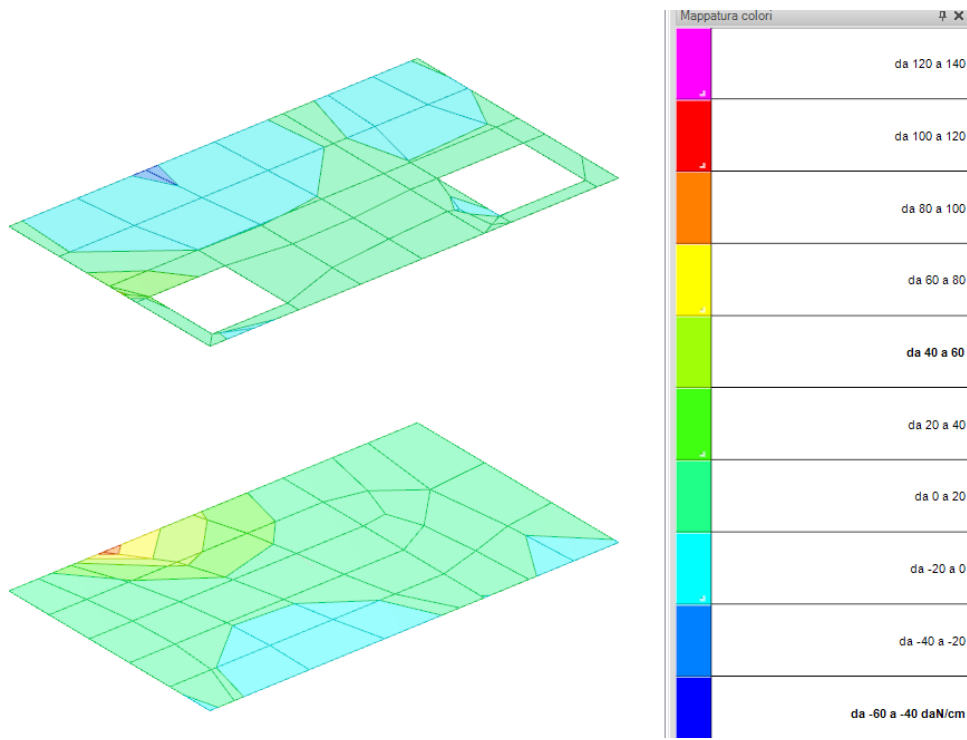


Figura 69 - Sollecitazione di taglio Vx

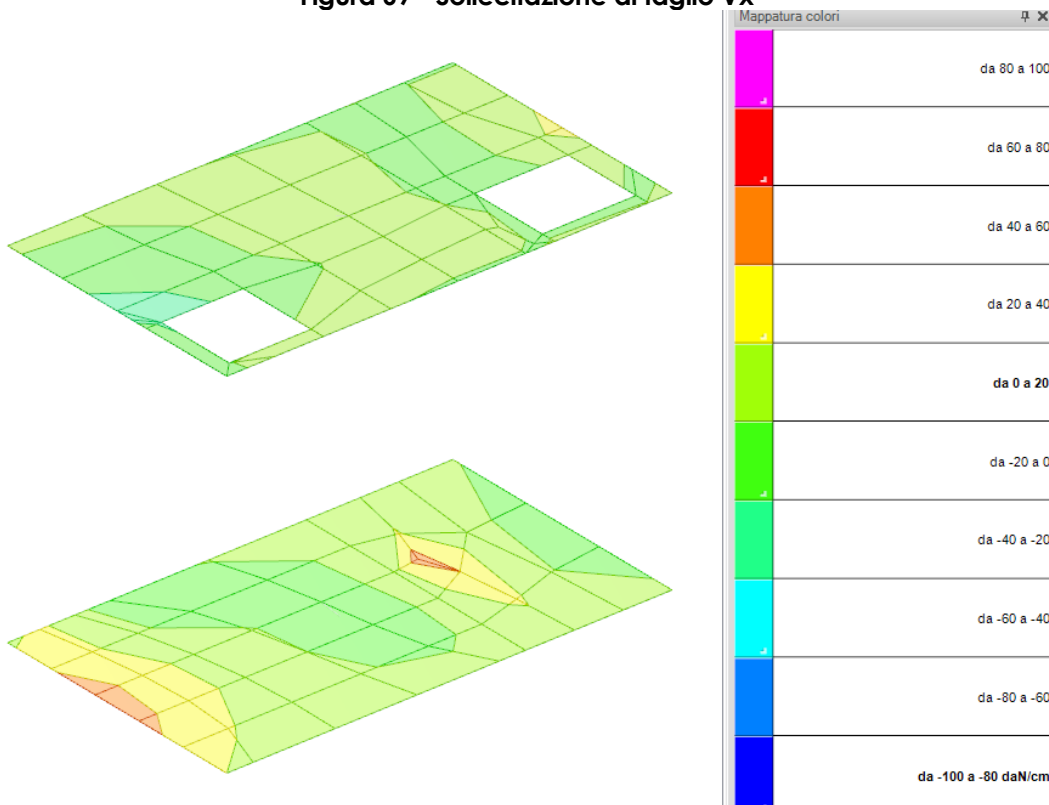


Figura 70 - Sollecitazione di taglio Vy

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle pareti con riferimento alla seguente convenzione:

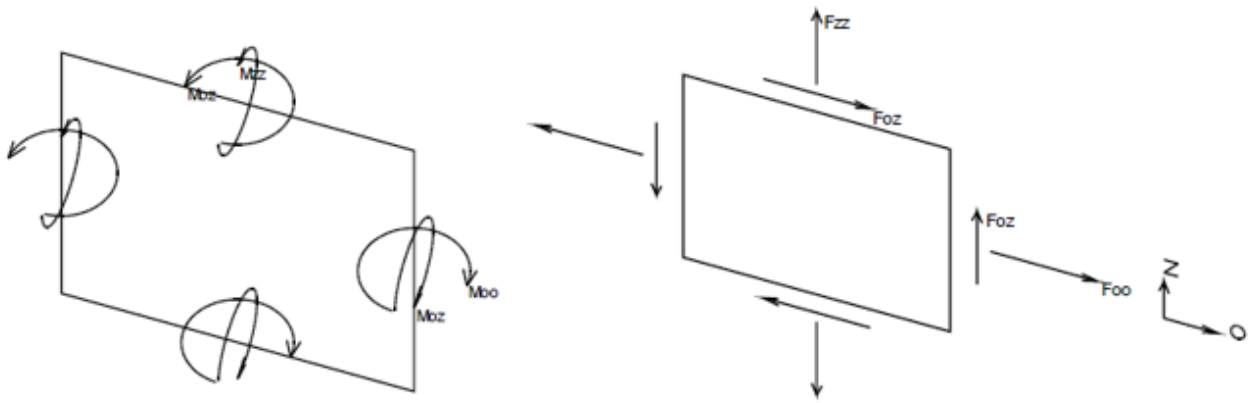


Figura 71 - Convenzione sollecitazioni Gusci Verticali (Pareti)

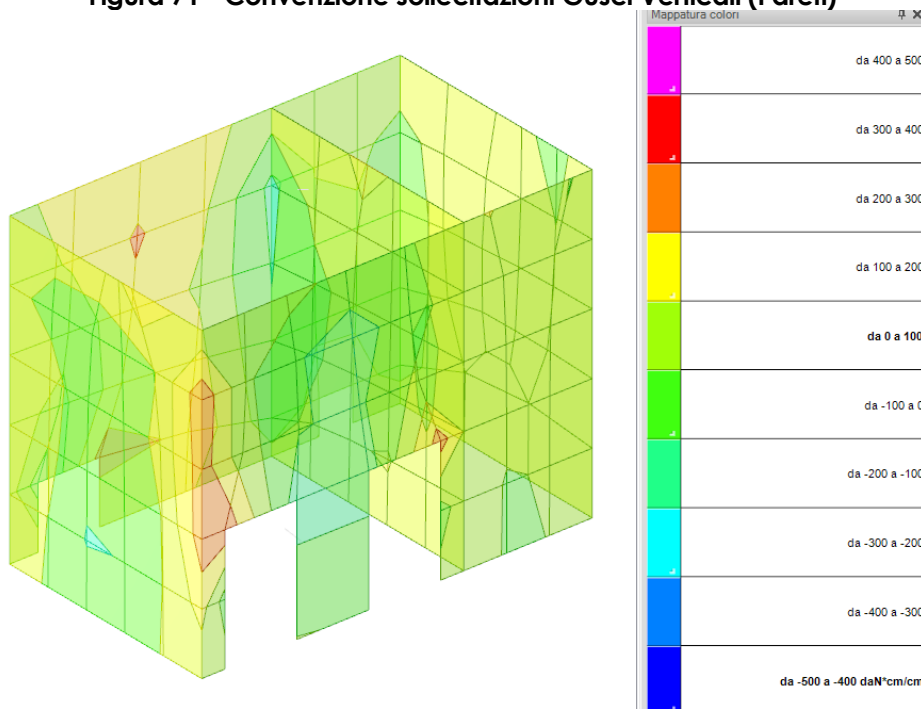


Figura 72 - Sollecitazioni Moo massime (SLU)

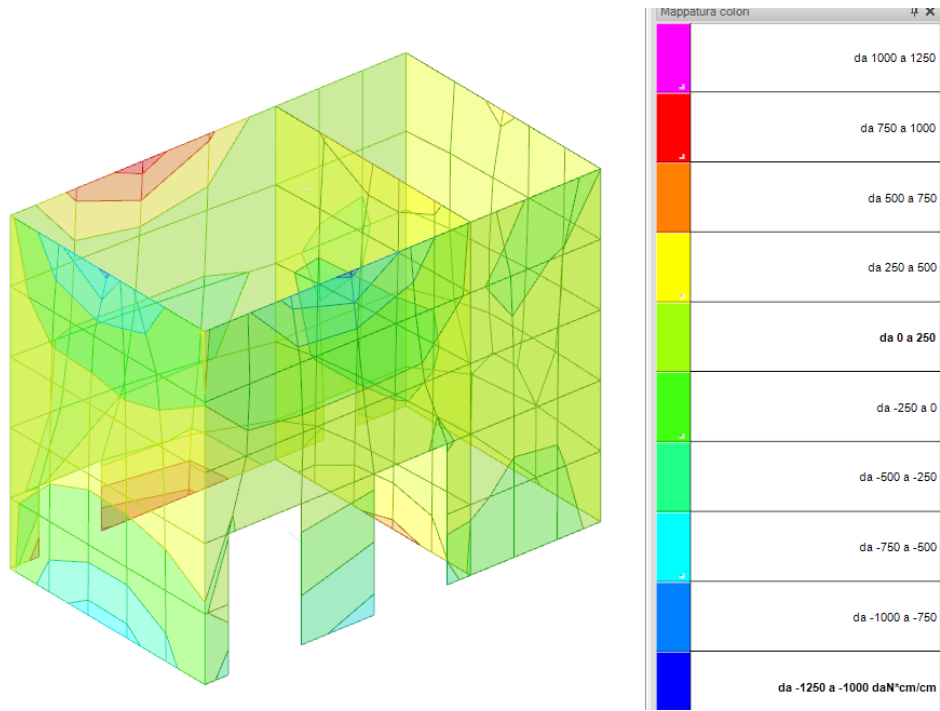


Figura 73 - Sollecitazioni Mzz massime (SLU)

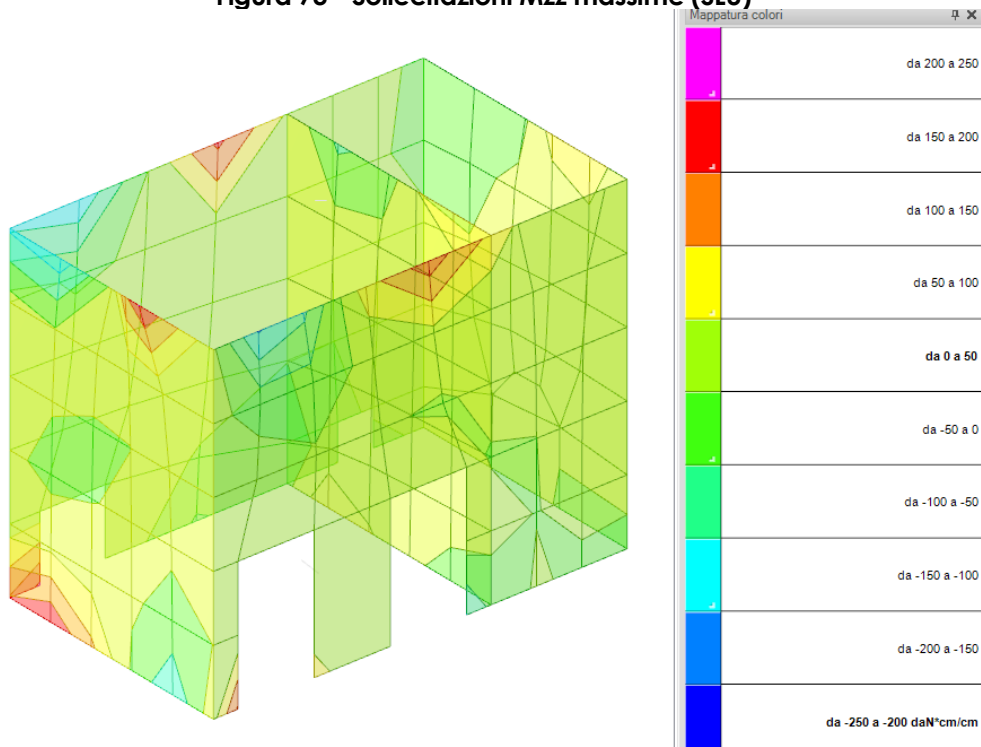


Figura 74 - Sollecitazioni Moz massime (SLU)

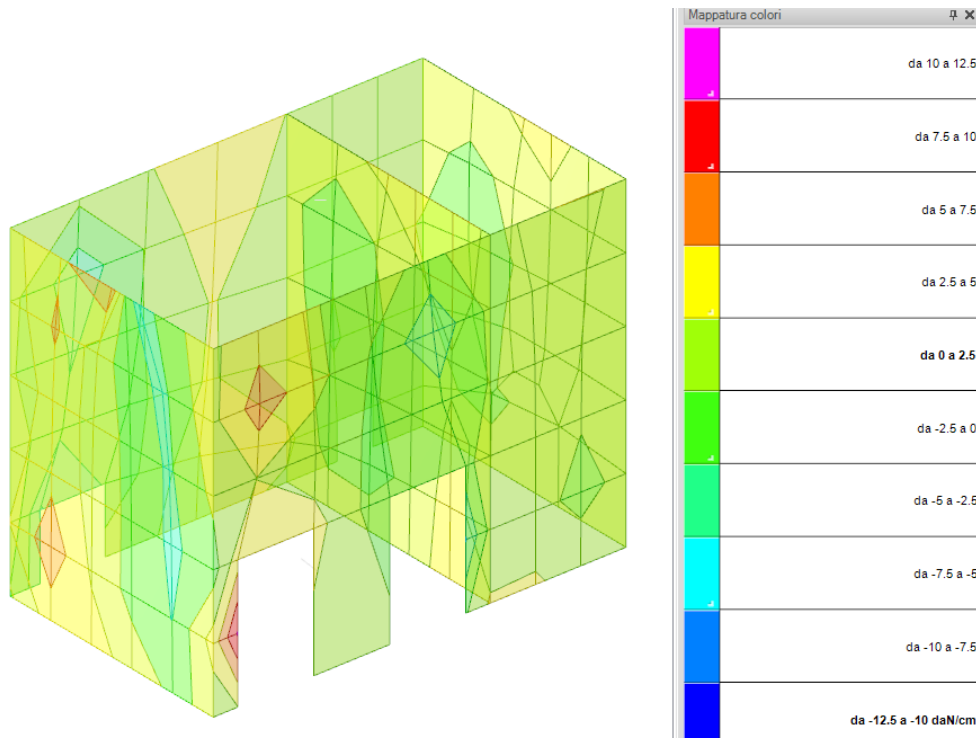


Figura 75 - Sollecitazioni Vo massime (SLU)

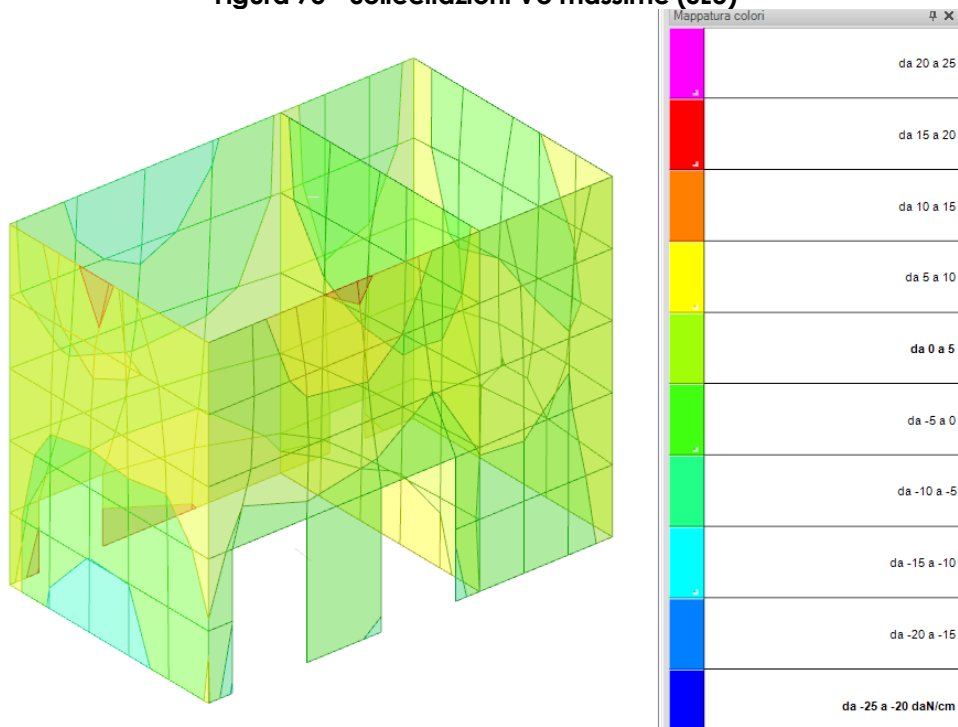


Figura 76 - Sollecitazioni Vz massime (SLU)

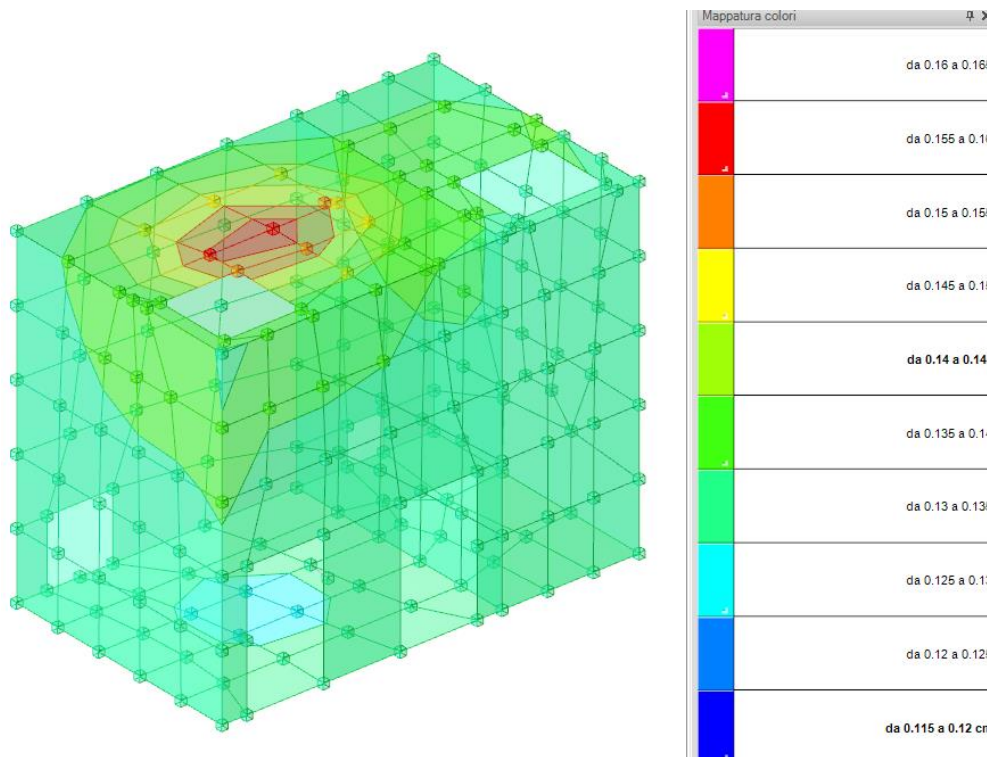


Figura 77 - Deformata in condizione Variabili

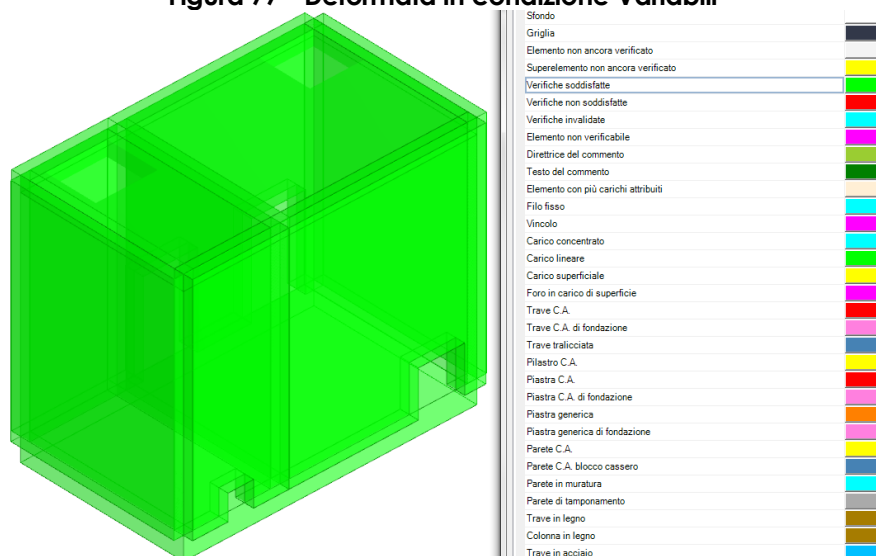


Figura 78 - Verifiche

Come rilevabile dal tabulato di calcolo allegato le verifiche sono tutte soddisfatte.

12.5. MANUFATTO DI CONFLUENZA N° 2 VIA QUAGLIARIELLO

Descrizione dell'opera:

L'opera in questione è il *Manufatto di confluenza n°2 di Via Quagliariello* ed è ubicato come indicato nella figura seguente:

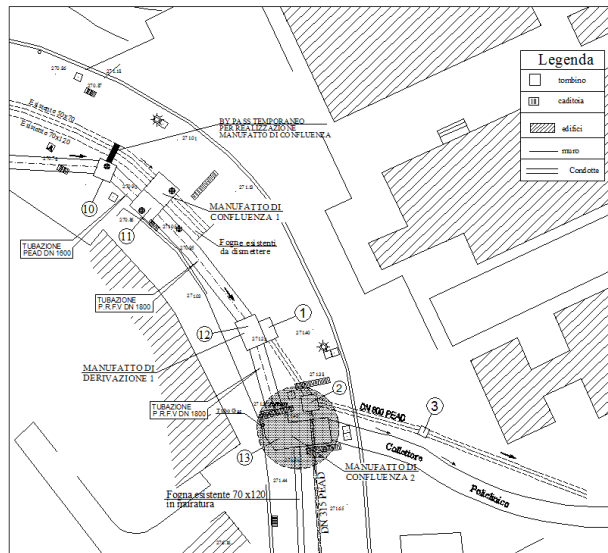


Figura 79 - Ubicazione dell'intervento

Il manufatto ha un ingombro quasi rettangolare con dimensioni 2,90 x 4,60 m con piano di posa a -4,75 m dal piano campagna:

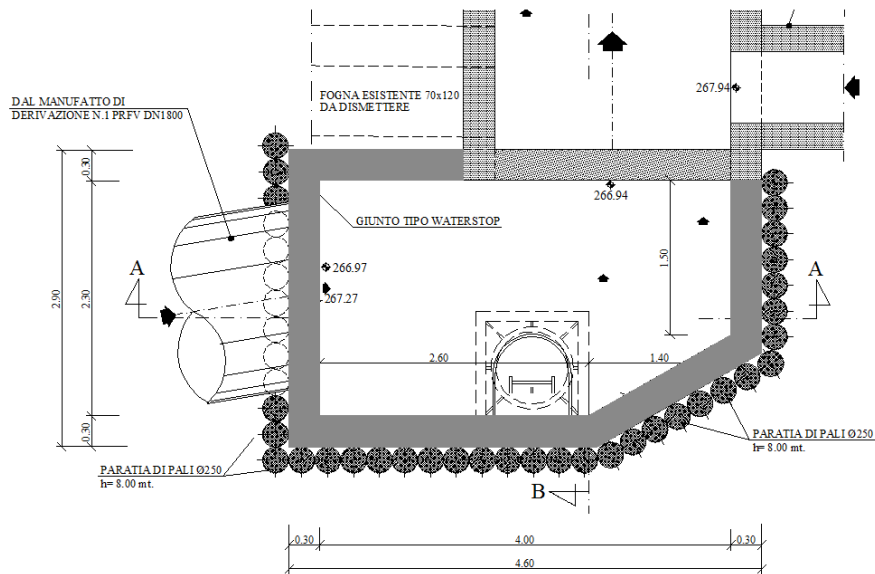


Figura 80 – Intervento: pianta

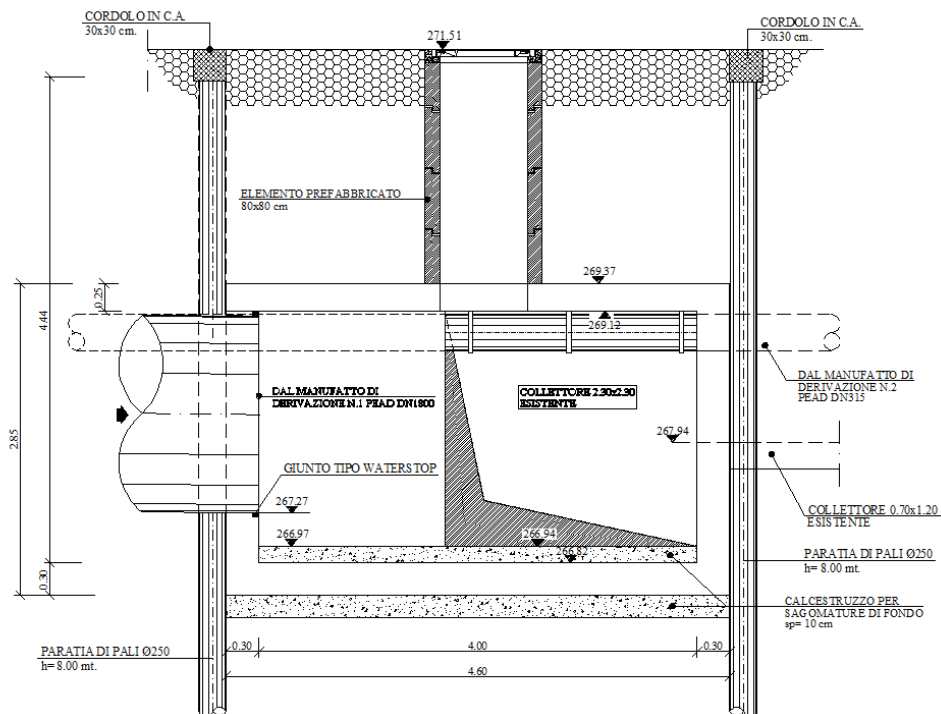


Figura 81 - Intervento: Sezione

Individuazione del sondaggio di riferimento e descrizione della stratigrafia

Per l'intervento in questione si è fatto riferimento al sondaggio S17 e alla MASW S16:

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
- sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia in [m]
- kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
- α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: monte V: valle)
- Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V: strato di valle)

N°	sp [m]	α _M [°]	α _V [°]	Kw kg/cm ² /cm	Terreno M	Terreno V
1	1,00	0.00	0.00	0.10	Riporto	Riporto
2	4,00	0.00	0.00	0.69	Sabbia e pozzolane	Sabbia e pozzolane
3	8,00	0.00	0.00	2.97	Pozzolane	Pozzolane

Con riferimento ai risultati della MASW n°16 si considera un suolo di **Categoria C**.

Modellazione e verifica delle opere provvisionali:

Il manufatto in questione, per le caratteristiche geometriche e soprattutto per le caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti, necessita in fase di realizzazione di opere provvisionali.

In relazione alle condizioni al contorno ed alla posizione del manufatto (in un centro urbanizzato al di sotto dell'asse viario Via Quagliariello) si è optato di n° 4 paratie sui

quattro lati per un totale n°44 micropali ϕ 250 mm di lunghezza 10,00 m:

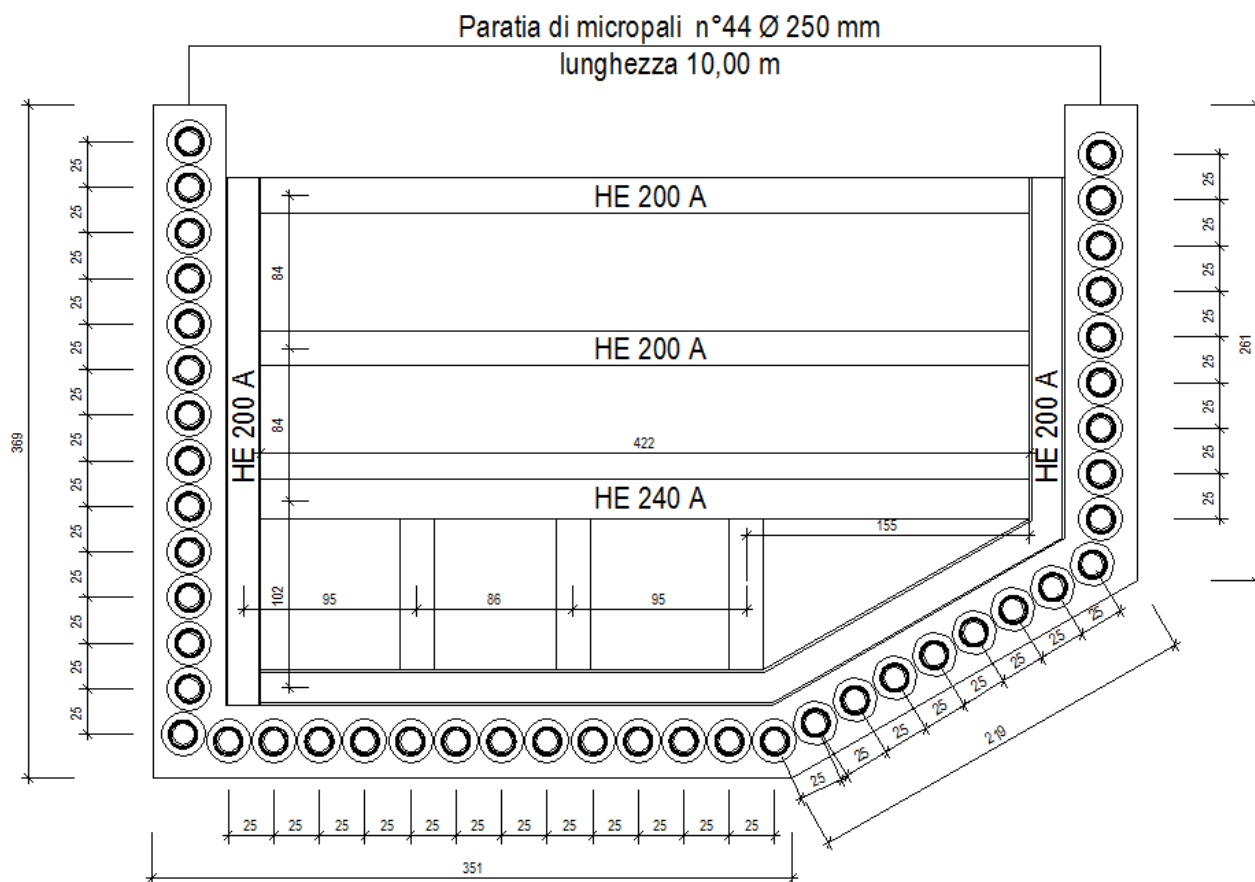


Figura 82 – Paratie e opere provvisionali per lo scavo

Per la realizzazione del manufatto si rende necessario una realizzazione per fasi con n° 2 livelli di puntonatura per la paratia, il primo a livello del cordolo ed il secondo a -2,60 m dal piano campagna, al fine di evitare deformazioni eccessive in corso di esecuzione:

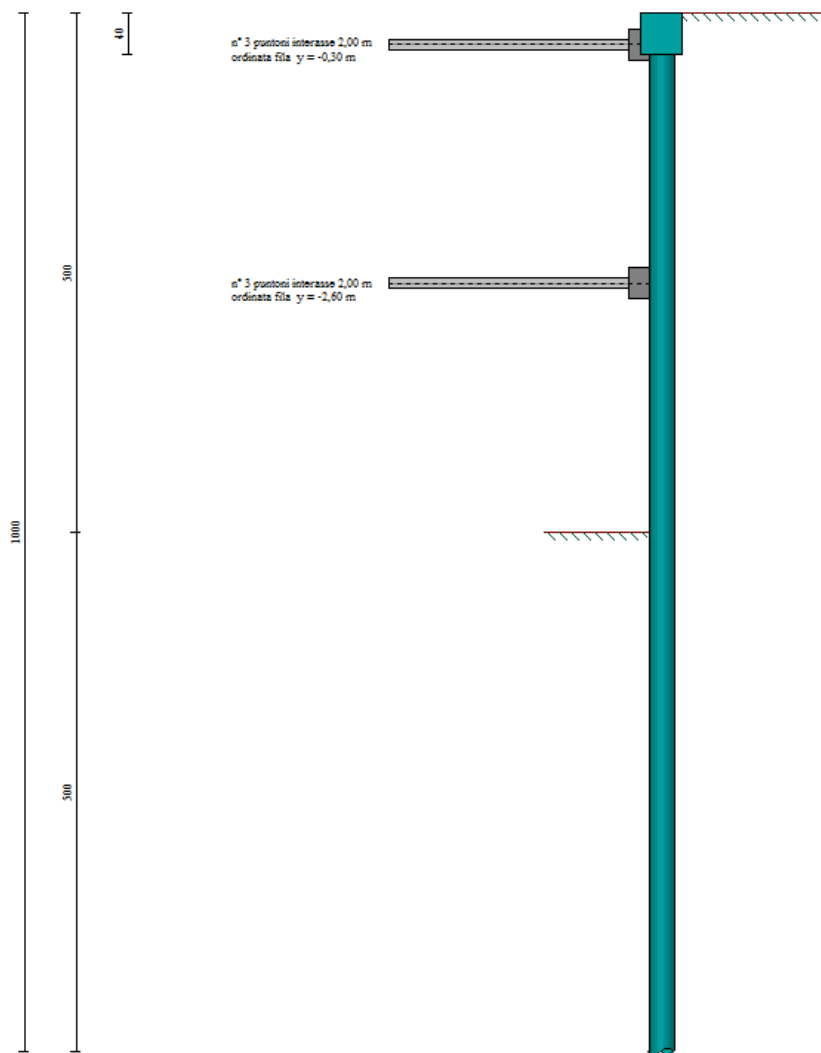


Figura 83 - Livelli di puntoni della paratia

La geometria dei puntoni è la seguente:

N°	Y [m]	Int [m]	X [m]	Y [m]	L [m]	Alfa [°]	ALL	np
1	-0,30	2,00	-6,00	-0,30	6,00	0,00	Centrati	3
2	-2,60	2,00	-6,00	-2,60	6,00	0,00	Centrati	3

Le fasi di scavo necessarie per la realizzazione dell'intervento sono le seguenti:

Fasi di scavo

Simbologia adottata

n° identificativo della fase nell'elenco definito

Fase Descrizione dell'i-esima fase

Tempo Tempo in cui avviene la fase di scavo

n° Fase

Tempo

1	Scavo fino alla profondità di 0.50 metri	0
2	Inserimento condizione di carico nr 1 [Hscavo=0.50]	0
3	Inserimento puntone 1 [Hscavo=0.50]	1
4	Scavo fino alla profondità di 3.00 metri	2
5	Inserimento puntone 2 [Hscavo=3.00]	3
6	Scavo fino alla profondità di 5.00 metri	4
7	Inserimento vincolo 2 (X=-5.00) [Hscavo=5.00]	5
8	Rimozione puntone 2 [Hscavo=5.00]	6
9	Inserimento vincolo 1 (X=0.00) [Hscavo=5.00]	7
10	Rimozione puntone 1 [Hscavo=5.00]	8
11	Inserimento sisma	9

L'interazione del manufatto con la paratia è stato simulata con n° 2 vincoli sulla paratia, uno a livello della fondazione e l'altro a livello del solettone di copertura. Le reazioni dei suddetti vincoli saranno poi applicate al modello del manufatto.

Per i dettagli sulla verifica e le ipotesi di calcolo della paratia si rimanda alla Relazione geotecnica ed all'Allegato 008 – *Tabulato di calcolo Paratia Manufatto di confluenza n°2 via Quagliariello*.

Analisi dei carichi relativi all'intervento specifico in aggiunta quelli di carattere generale

Per l'intervento di cui trattasi si terranno in considerazione tutte le azioni definite nel paragrafo n. 10 della presente relazione e quindi:

- Permanenti strutturali: calcolati automaticamente dal software di calcolo tenendo conto delle sezioni e dei seguenti pesi specifici:
 - o Peso specifico del calcestruzzo armato: $\gamma_{\text{CALCESTRUZZO}} = 2500,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
 - o Peso specifico dell'acciaio da carpenteria: $\gamma_{\text{ACCIAIO}} = 7850,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$
- Permanenti portati (fondazione e solette di copertura):
 - o Massetti e impermeabilizzazioni: **320**daN/mq;
 - o Terreno di ricoprimento **3445**daN/mq;
 - o Interazione Paratia – Manufatto:

Y [m]	Rmn/ml [kg]	Rmx/ml [kg]	Mmn/ml [kgm]	Mmx/ml [kgm]
0.00	-2826	0	0	0
5.00	-5869	0	0	0

- Azioni variabili da traffico:

- Raccomandazioni ANAS: **2000**daN/mq (solettoni di copertura e a tergo delle opere di contenimento o dei setti in c.a. perimetrali);
 - NTC 2008 cfr. 5.1.3.3.5: carico lineare sulla mezzeria delle solette di copertura pari a **9000**daN/m.
- Azione eccezionale: per simulare la condizione di rottura degli impianti. Si considera un tirante d'acqua di altezza pari al diametro maggiore tra le tubazioni presenti nel manufatto: **1800 daN/mq**.

Modellazione e verifica del manufatto.

Per la modellazione dello scatolare in questione è stato utilizzato il solutore agli elementi finiti Sismicad 12.5 Concrete® e, sulla base di tutto quanto detto in termini di stratigrafie, carichi agenti e geometrie è stato implementato il seguente modello:

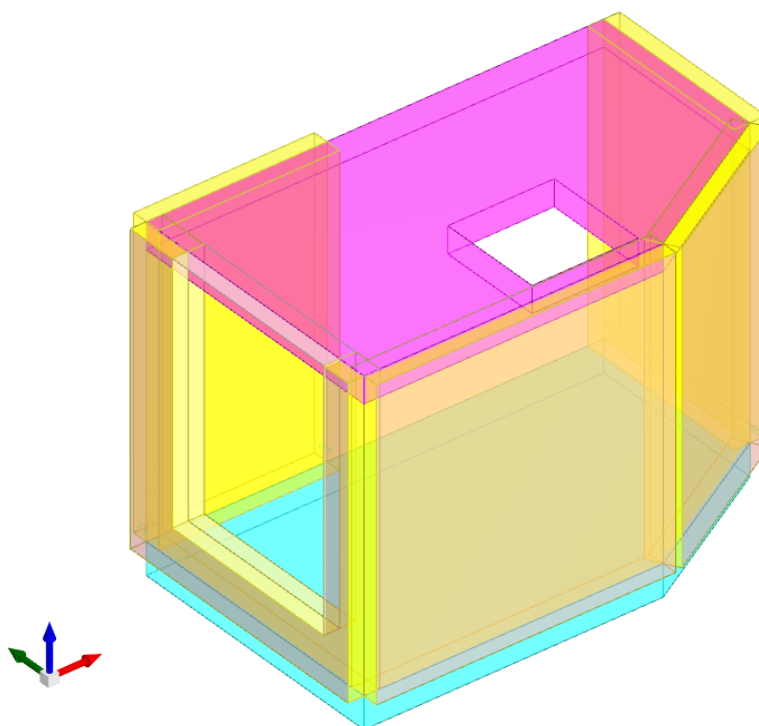


Figura 84 - Modello della struttura

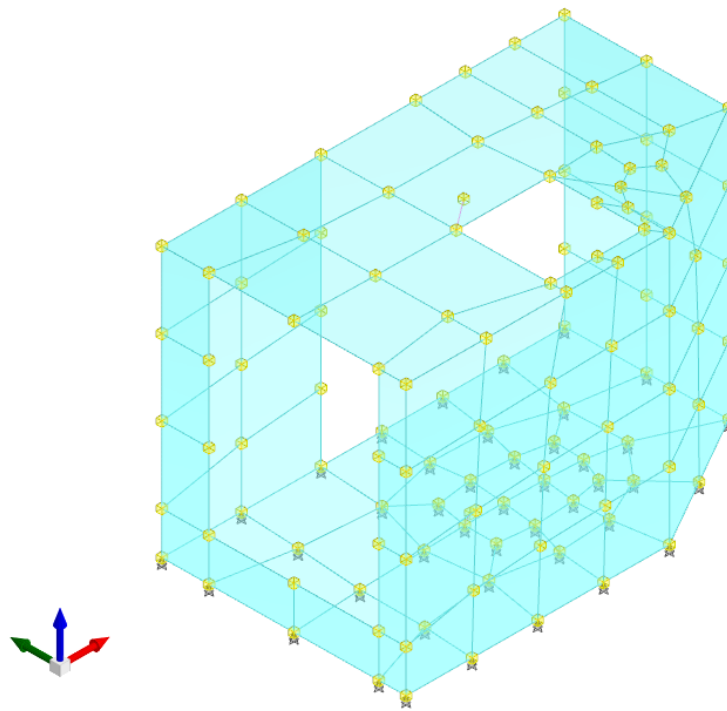


Figura 85 – Modello F.E.M.

Sul modello è stata condotta un'analisi lineare ed eseguite le verifiche strutturali e geotecniche di cui di seguito si riportano delle videate di sintesi mentre, per le peculiarità si rimanda all'Allegato 009 (TABULATO DI CALCOLO MANUFATTO DI CONFLUENZA 2 VIA QUAGLIARIELLO).

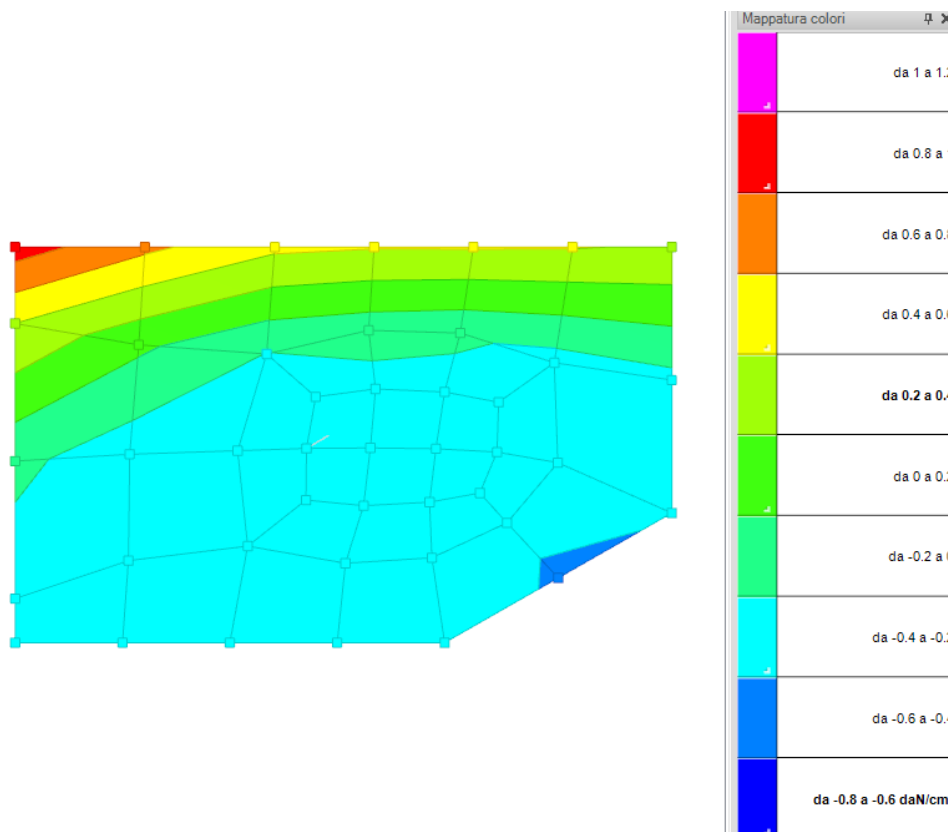


Figura 86 - Involuppo delle pressioni massime in fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle piastre di fondazione e di copertura con riferimento alla seguente convenzione:

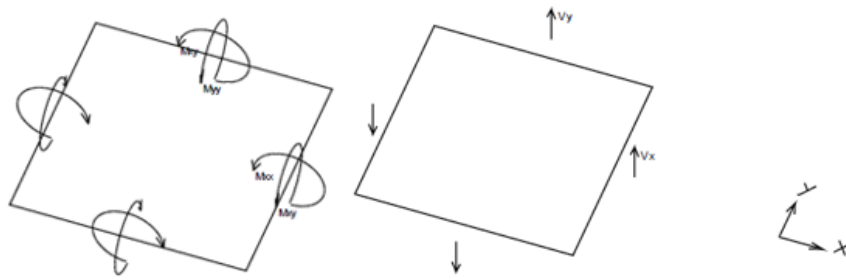


Figura 87 - Convenzione sollecitazioni Gusci Orizzontali (Piastr)

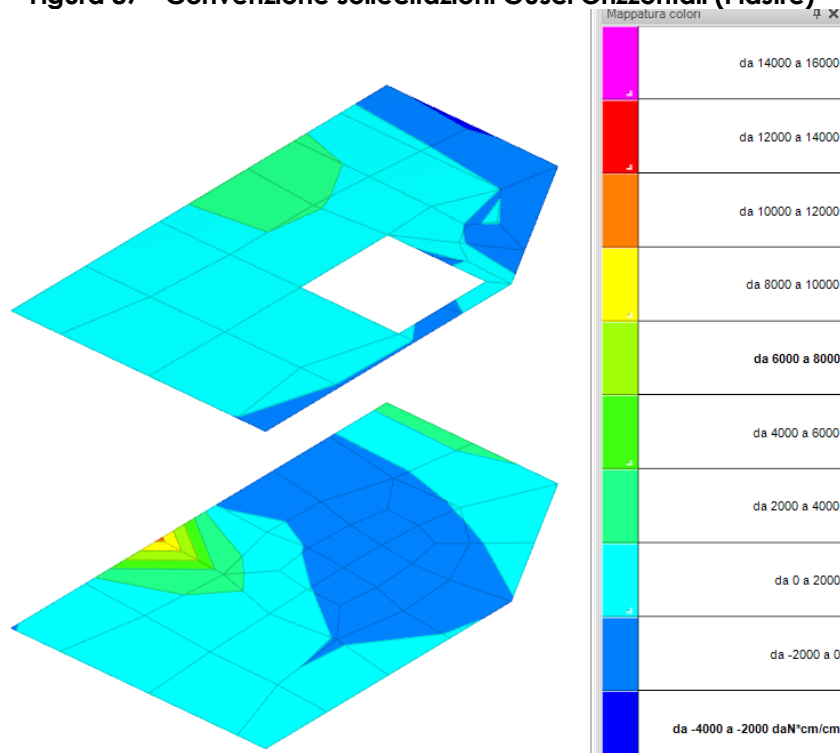


Figura 88 - Sollecitazioni M_{xx} massime (SLU)

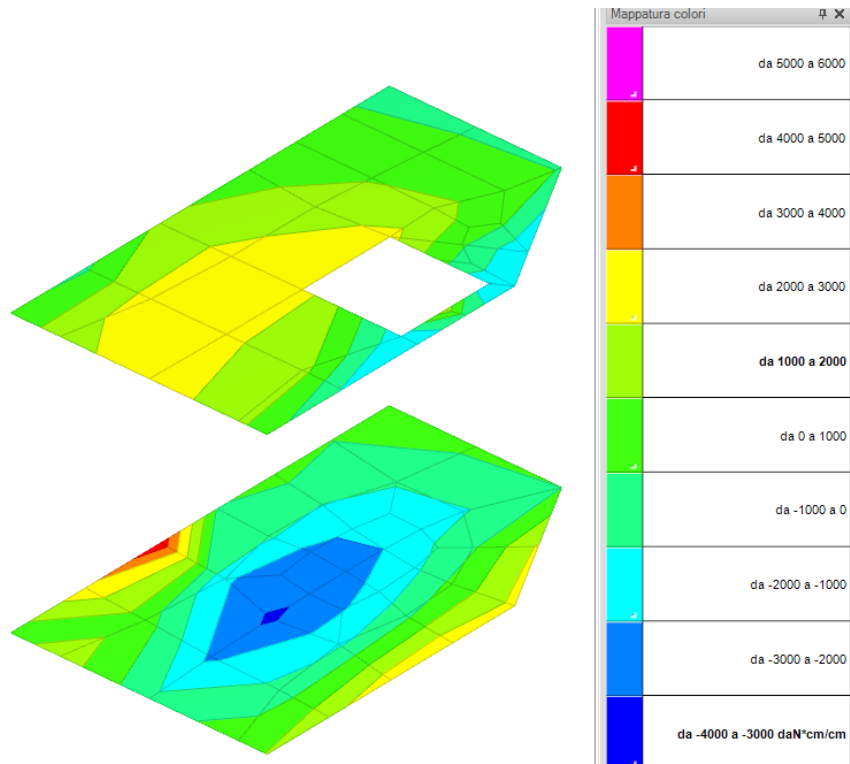


Figura 89 - Sollecitazioni Myy massime (SLU)

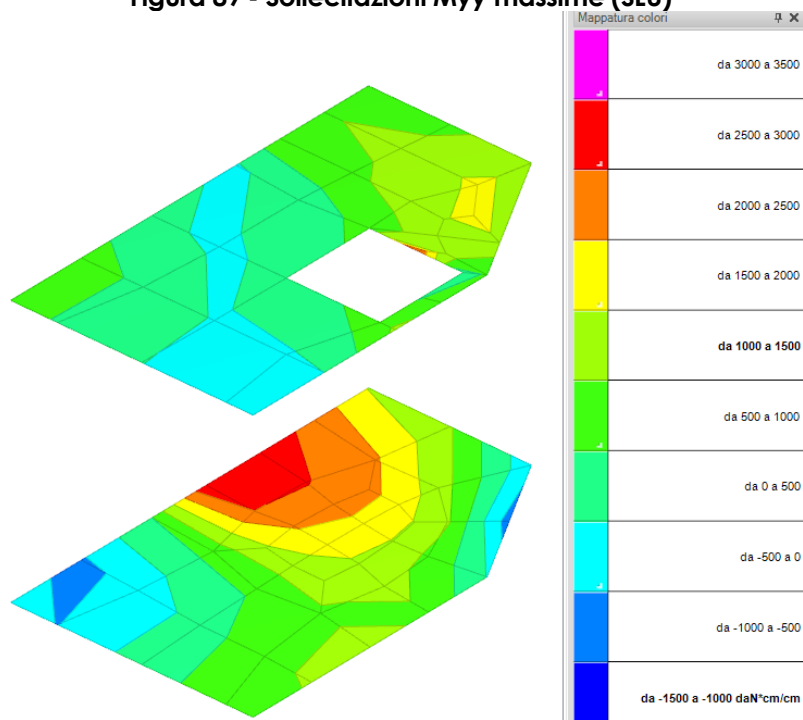


Figura 90 - Sollecitazioni Mxy massime (SLU)

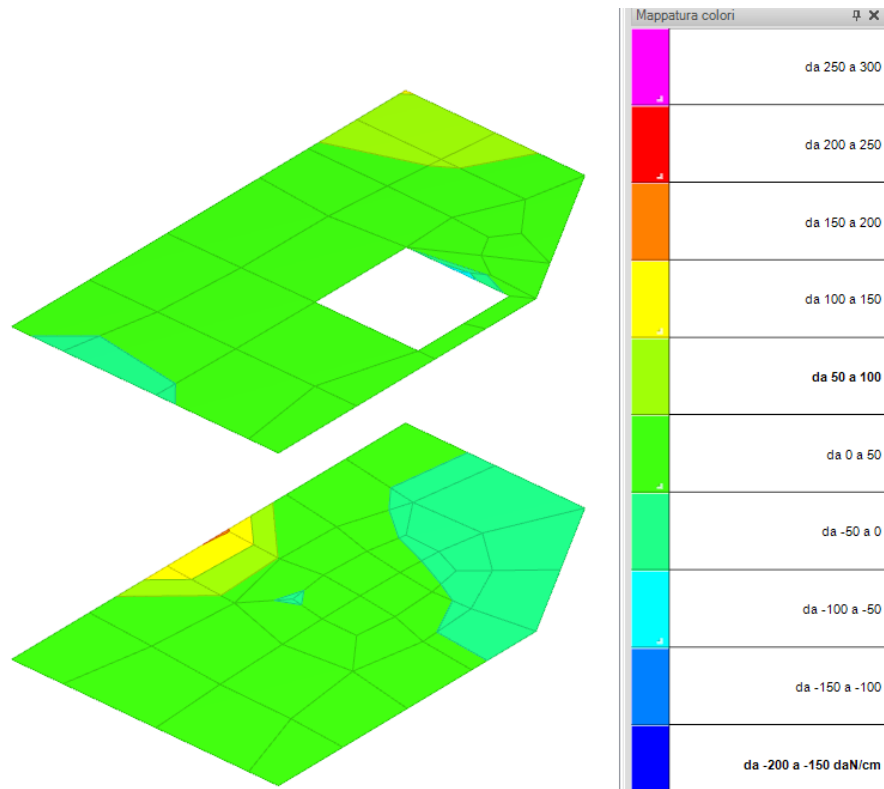


Figura 91 - Sollecitazione di taglio V_x

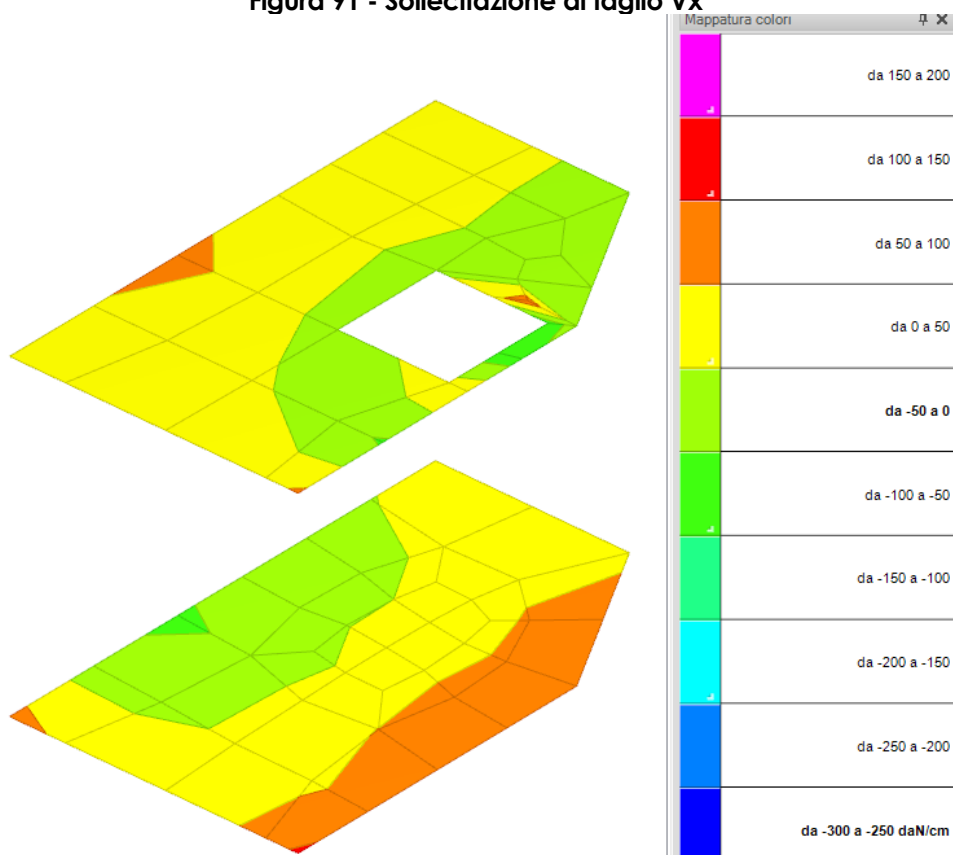


Figura 92 - Sollecitazione di taglio V_y

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle pareti con riferimento alla seguente convenzione:

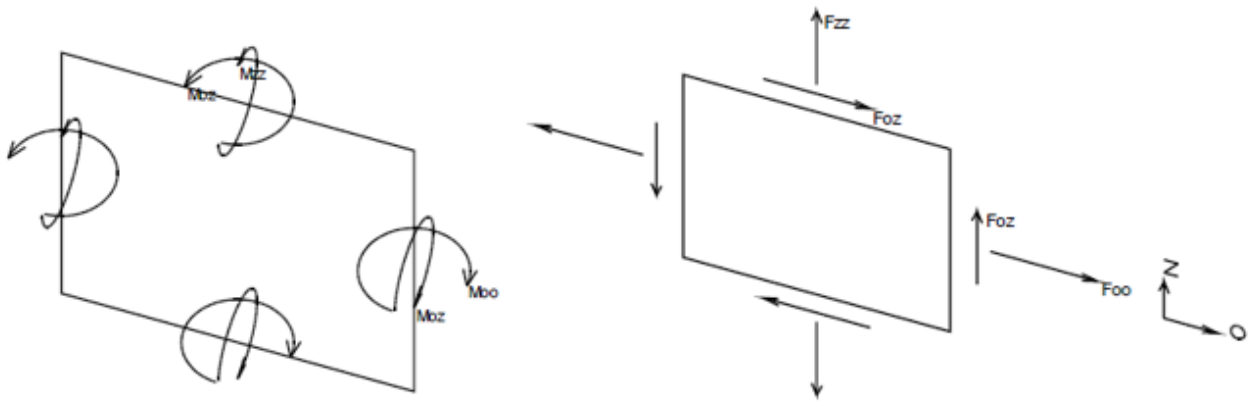


Figura 93 - Convenzione sollecitazioni Gusci Verticali (Pareti)

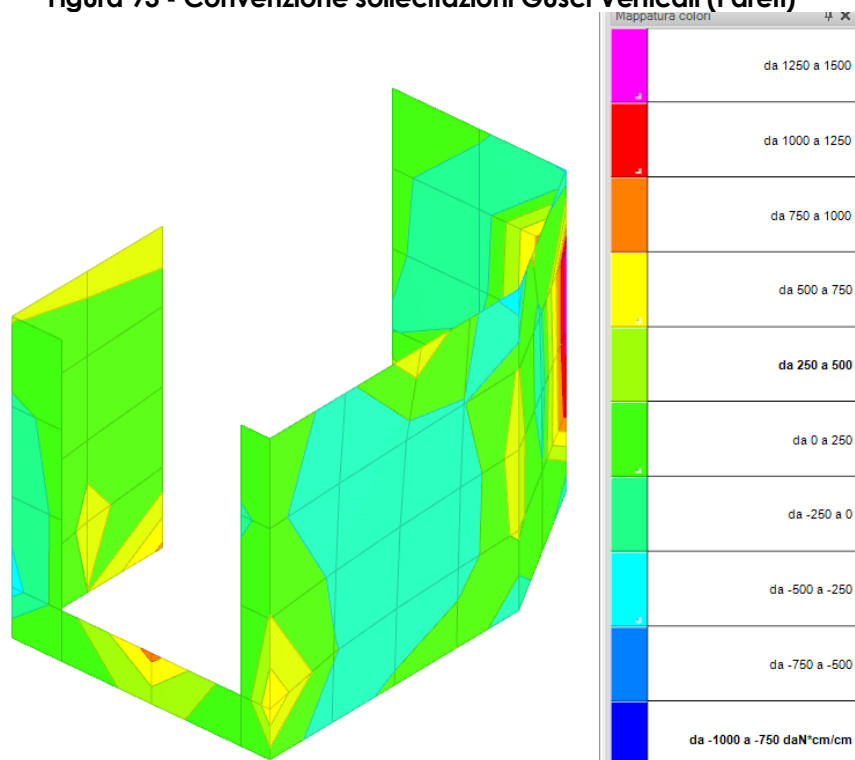


Figura 94 - Sollecitazioni Moo massime (SLU)

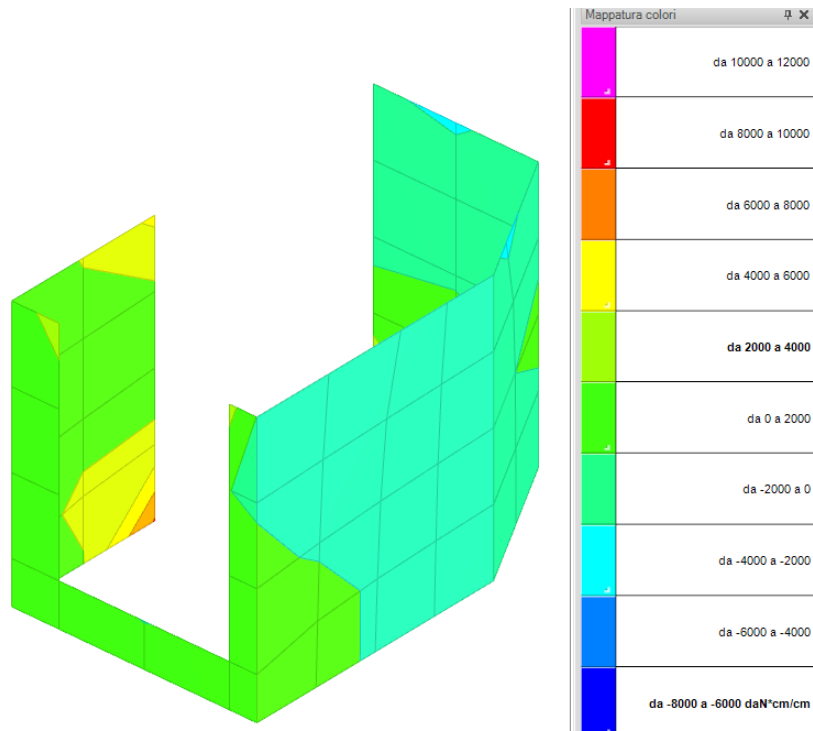


Figura 95 - Sollecitazioni Mzz massime (SLU)

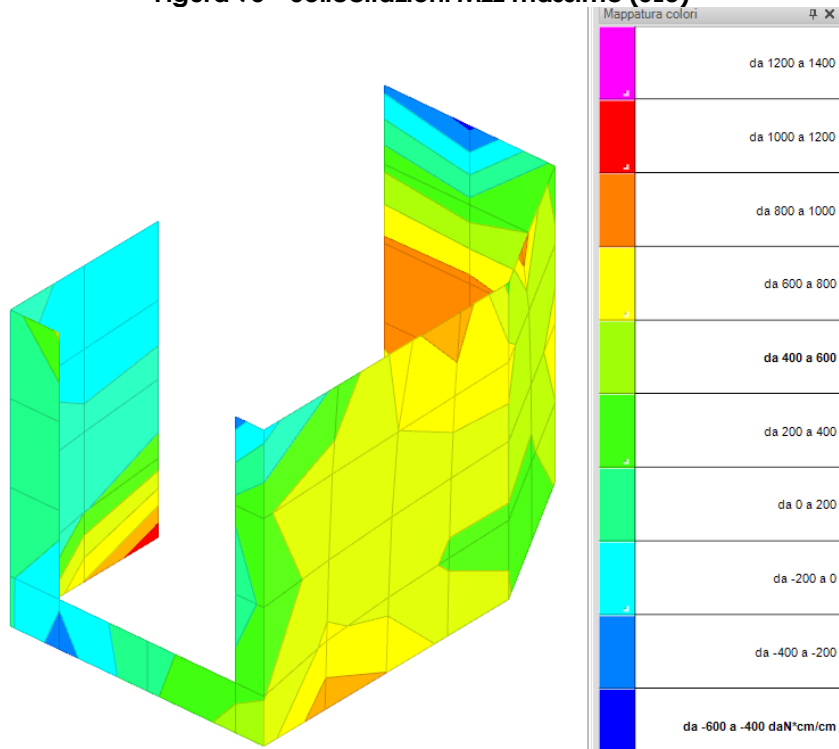


Figura 96 - Sollecitazioni Moz massime (SLU)

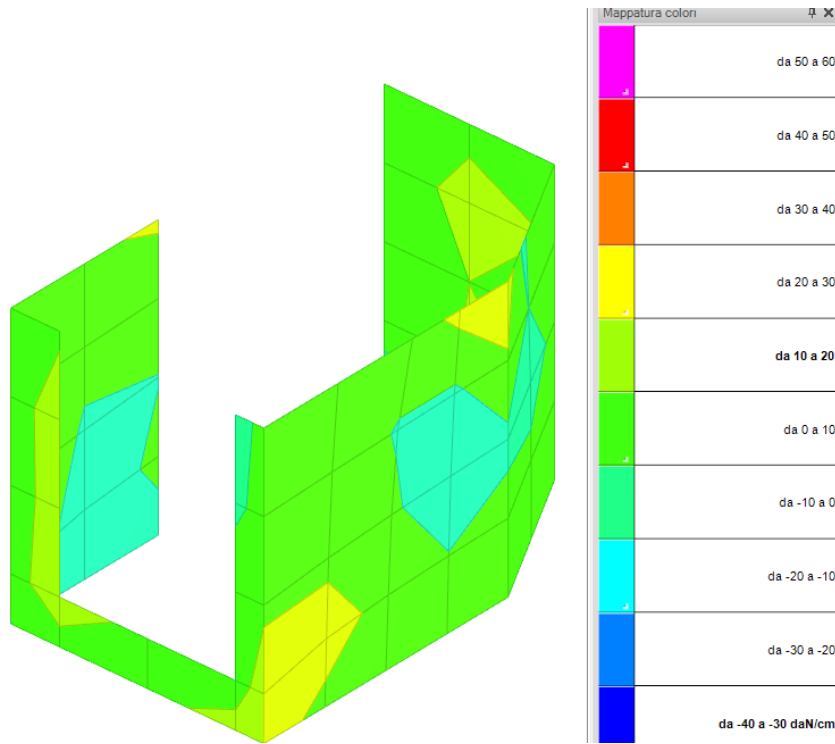


Figura 97 - Sollecitazioni Vo massime (SLU)

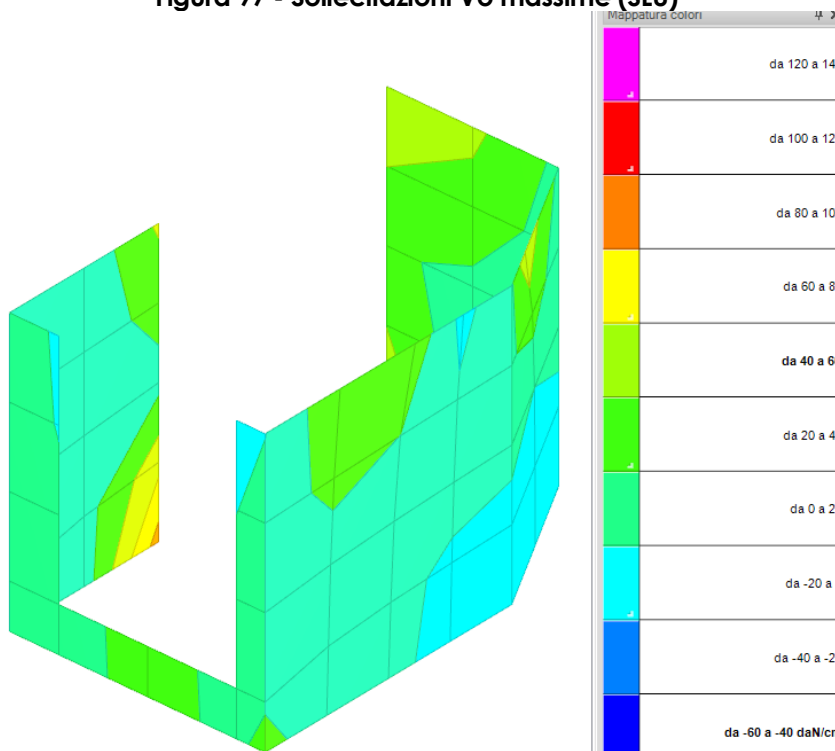


Figura 98 - Sollecitazioni Vz massime (SLU)

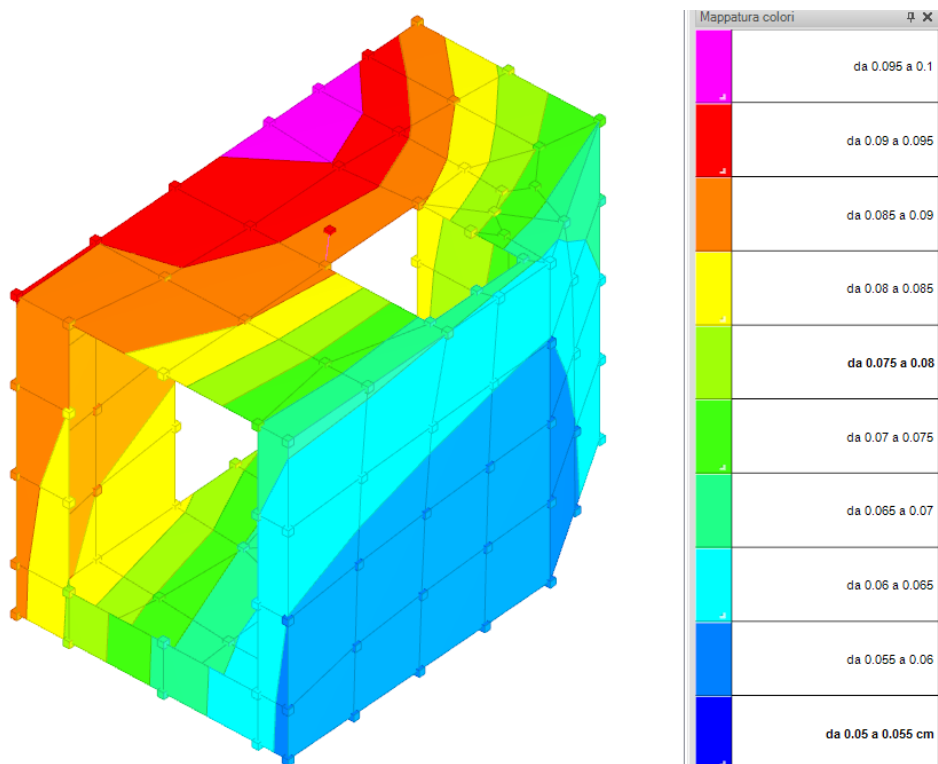


Figura 99 - Deformata in condizione Variabili

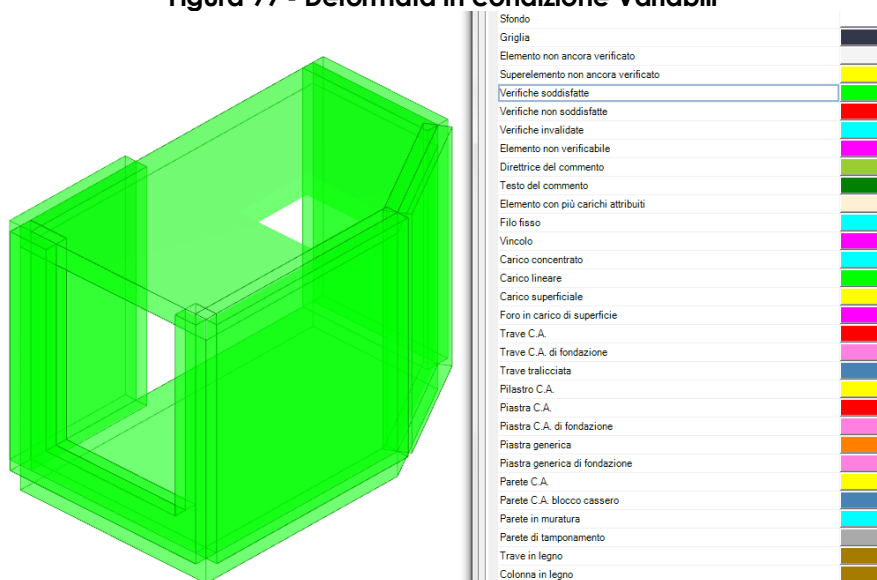


Figura 100 - Verifiche

Come rilevabile dal tabulato di calcolo allegato le verifiche sono tutte soddisfatte.

12.6. MANUFATTO DI DEVIAZIONE PLANIMETRICA VIA PANSINI

Descrizione dell'opera:

L'opera in questione è il *Manufatto di Deviazione planimetrica Via Pansini* ed è ubicato come indicato nella figura seguente:

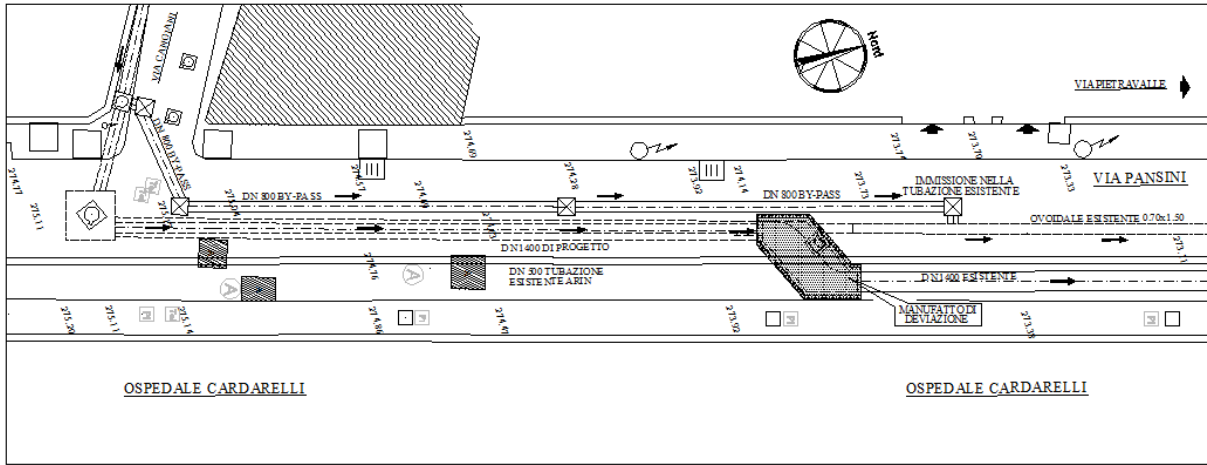


Figura 101 - Ubicazione dell'intervento

Il manufatto ha la forma riportata in figura con piano di posa a -4,11 m dal piano campagna:

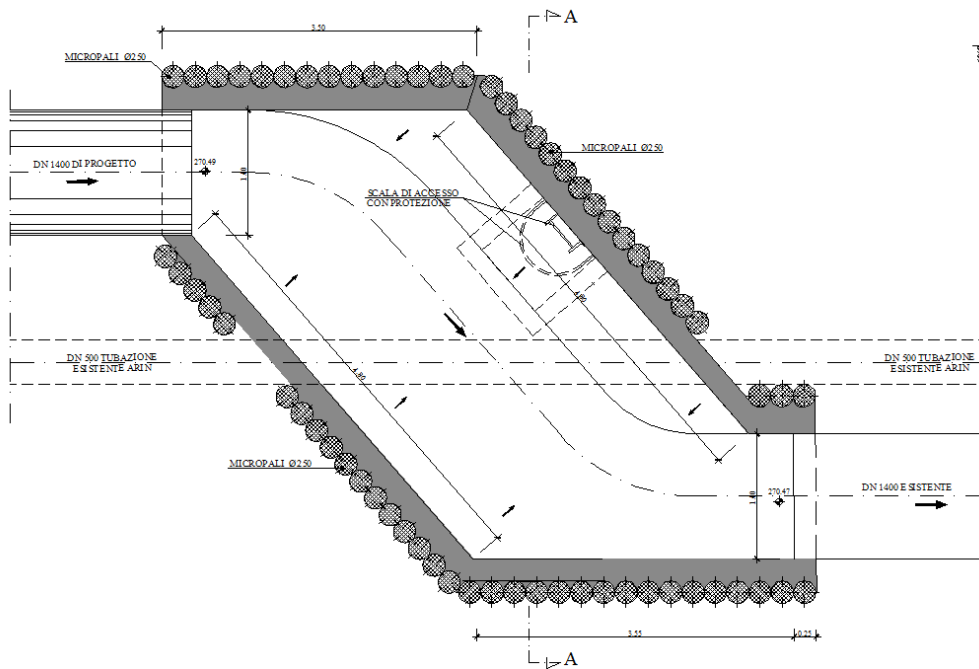


Figura 102 - Intervento: pianta

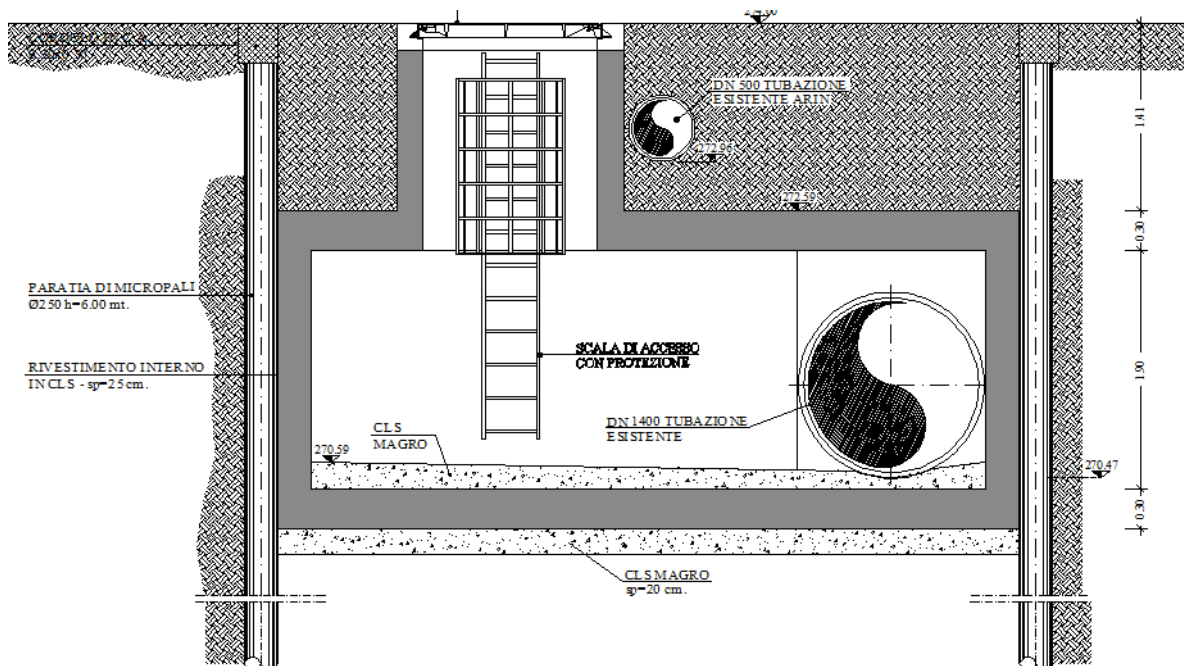


Figura 103 - Intervento: Sezione

Individuazione del sondaggio di riferimento e descrizione della stratigrafia

Per l'intervento in questione si è fatto riferimento al sondaggio S17 e alla MASW S16:

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
- sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia in [m]
- kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
- α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: monte V: valle)
- Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp [m]	α _M [°]	α _V [°]	Kw kg/cm ² /cm	Terreno M	Terreno V
1	1,00	0.00	0.00	0.10	Riporto	Riporto
2	4,00	0.00	0.00	0.69	Sabbia e pozzolane	Sabbia e pozzolane
3	8,00	0.00	0.00	2.97	Pozzolane	Pozzolane

Con riferimento ai risultati della MASW n°16 si considera un suolo di **Categoria C**.

Modellazione e verifica delle opere provvisionali:

Il manufatto in questione, per le caratteristiche geometriche e soprattutto per le caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti, necessita in fase di realizzazione di opere provvisionali.

In relazione alle condizioni al contorno ed alla posizione del manufatto (in un centro urbanizzato al di sotto dell'asse viario Via Pansini) si è optato per l'esecuzione di n°2

paratie di micropali ϕ 250 mm di lunghezza 9,10 m:

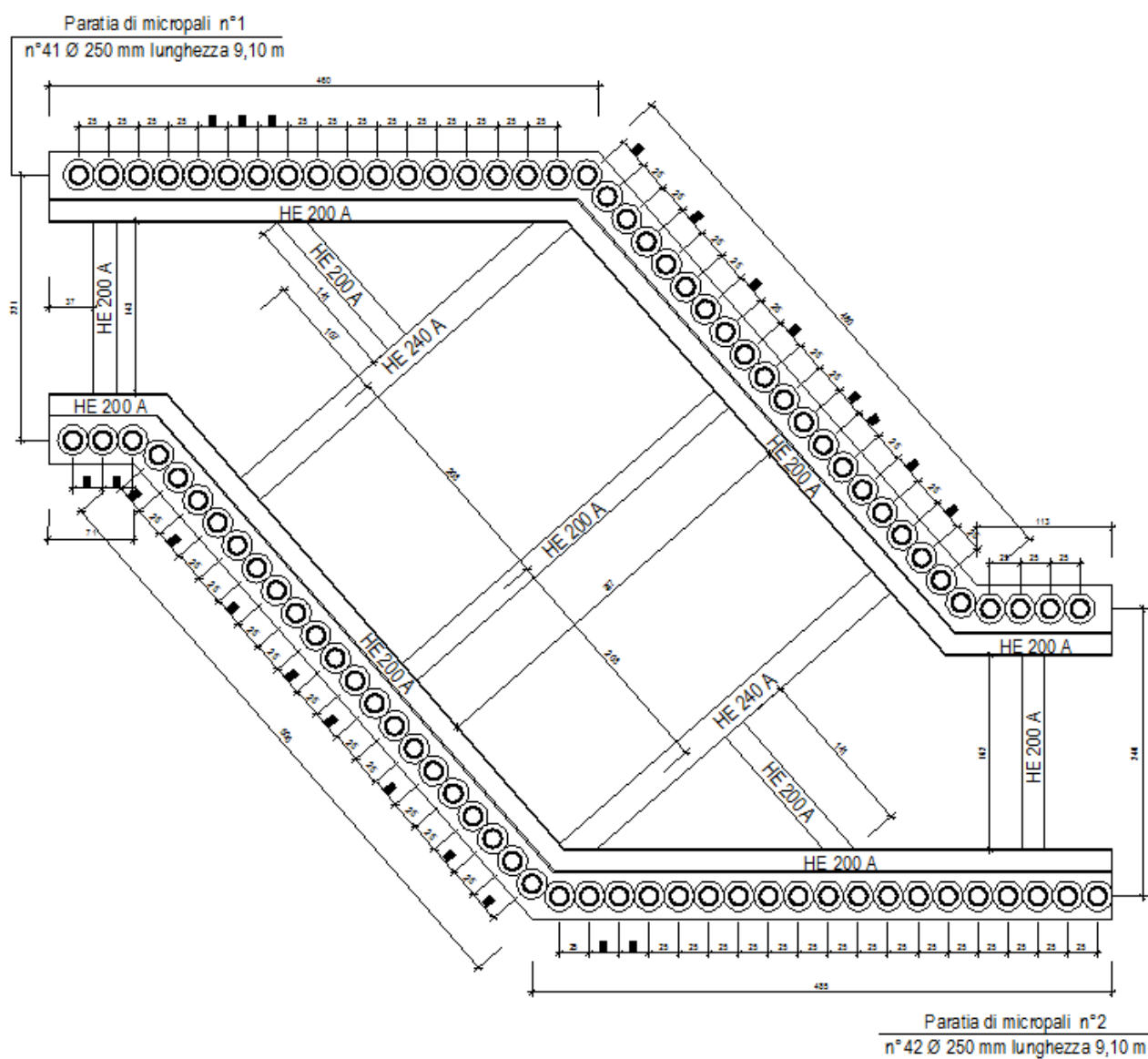


Figura 104 – Paratie e opere provvisorie per lo scavo

Per la realizzazione del manufatto si rende necessario una realizzazione per fasi con n° 2 livelli di puntonatura per la paratia, il primo a livello del cordolo ed il secondo a -2,00 m dal piano campagna, al fine di evitare deformazioni eccessive in corso di esecuzione:

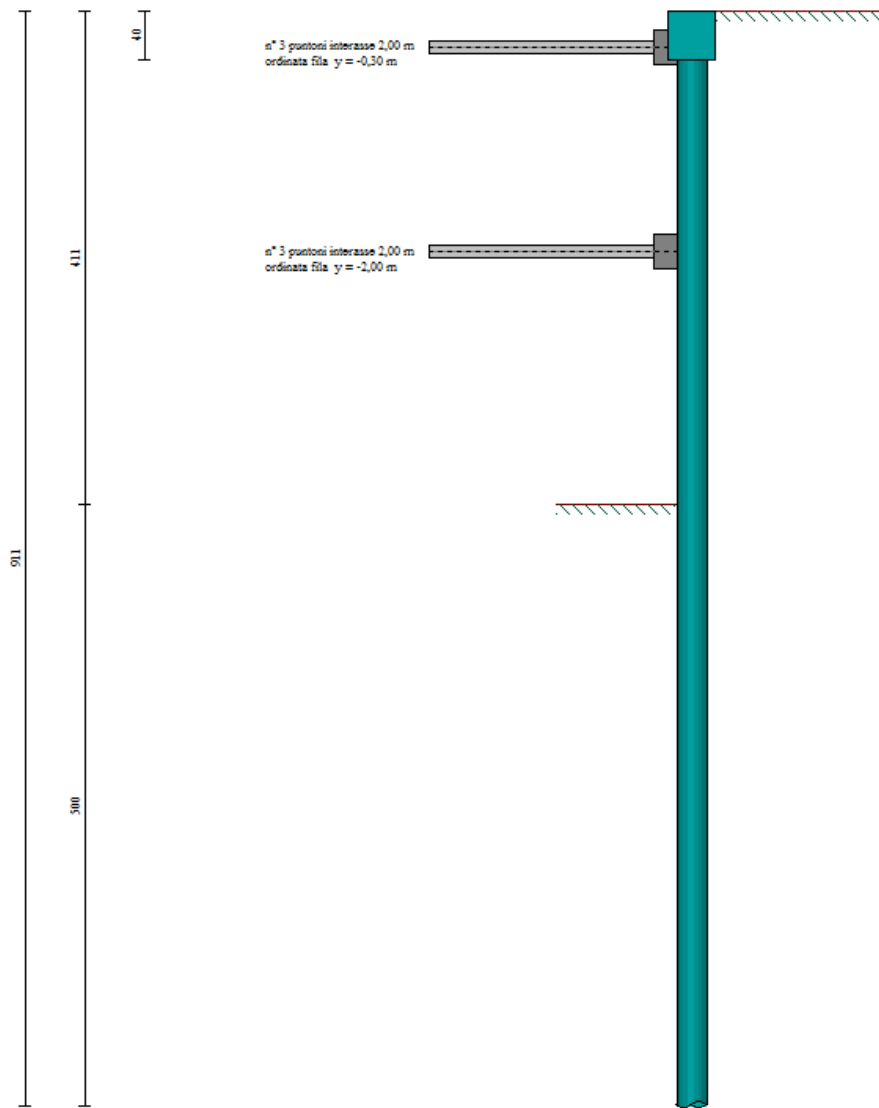


Figura 105 - Livelli di puntoni della paratia

La geometria dei puntoni è la seguente:

N°	Y [m]	Int [m]	X [m]	Y [m]	L [m]	Alfa [°]	ALL	np
1	-0,30	2,00	-4,00	-0,30	4,00	0,00	Centrati	3
2	-2,00	2,00	-4,00	-2,00	4,00	0,00	Centrati	3

Le fasi di scavo necessarie per la realizzazione dell'intervento sono le seguenti:

Fasi di scavo

Simbologia adottata

n° identificativo della fase nell'elenco definito

Fase Descrizione dell'i-esima fase

Tempo Tempo in cui avviene la fase di scavo

n° Fase

Tempo

1	Scavo fino alla profondità di 0.50 metri	0
2	Inserimento condizione di carico nr 1 [Hscavo=0.50]	0
3	Inserimento puntone 1 [Hscavo=0.50]	1
4	Scavo fino alla profondità di 2.10 metri	2
5	Inserimento puntone 2 [Hscavo=2.10]	3
6	Scavo fino alla profondità di 4.11 metri	4
7	Inserimento vincolo 2 (X=-4.00) [Hscavo=4.11]	5
8	Rimozione puntone 2 [Hscavo=4.11]	6
9	Inserimento vincolo 1 (X=0.00) [Hscavo=4.11]	7
10	Rimozione puntone 1 [Hscavo=4.11]	8
11	Inserimento sisma	9

L'interazione del manufatto con la paratia è stato simulato con n° 2 vincoli sulla paratia, uno a livello della fondazione e l'altro a livello del solettone di copertura. Le reazioni dei suddetti vincoli saranno poi applicate al modello del manufatto.

Per i dettagli sulla verifica e le ipotesi di calcolo della paratia si rimanda alla Relazione geotecnica ed all'Allegato 010 – *Tabulato di calcolo Paratia Manufatto di deviazione planimetrica via Pansini*.

Analisi dei carichi relativi all'intervento specifico in aggiunta quelli di carattere generale

Per l'intervento di cui trattasi si terranno in considerazione tutte le azioni definite nel paragrafo n. 10 della presente relazione e quindi:

- Permanenti strutturali: calcolati automaticamente dal software di calcolo tenendo conto delle sezioni e dei seguenti pesi specifici:

- o Peso specifico del calcestruzzo armato: $\gamma_{\text{CALCESTRUZZO}} = 2500,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$

- o Peso specifico dell'acciaio da carpenteria: $\gamma_{\text{ACCIAIO}} = 7850,00 \frac{\text{daN}}{\text{mc}}$

- Permanenti portati (fondazione e solette di copertura):

- o Massetti e impermeabilizzazioni: **320 daN/mq;**
- o Terreno di ricoprimento **3445 daN/mq;**
- o Interazione Paratia – Manufatto:

Y [m]	R _{mn} /ml [kg]	R _{mx} /ml [kg]	M _{mn} /ml [kgm]	M _{mx} /ml [kgm]
0.00	-1916	0	0	0
4.00	-4489	0	0	0

- Azioni variabili da traffico:

- Raccomandazioni ANAS: **2000** daN/mq (solettoni di copertura e a tergo delle opere di contenimento o dei setti in c.a. perimetrali);
- NTC 2008 cfr. 5.1.3.3.5: carico lineare sulla mezzeria delle solette di copertura pari a **9000** daN/m.
- Azione eccezionale: per simulare la condizione di rottura degli impianti. Si considera un tirante d'acqua di altezza pari al diametro maggiore tra le tubazioni presenti nel manufatto: **1800 daN/mq**.

Modellazione e verifica del manufatto.

Per la modellazione dello scatolare in questione è stato utilizzato il solutore agli elementi finiti Sismicad 12.5 Concrete® e, sulla base di tutto quanto detto in termini di stratigrafie, carichi agenti e geometrie è stato implementato il seguente modello:

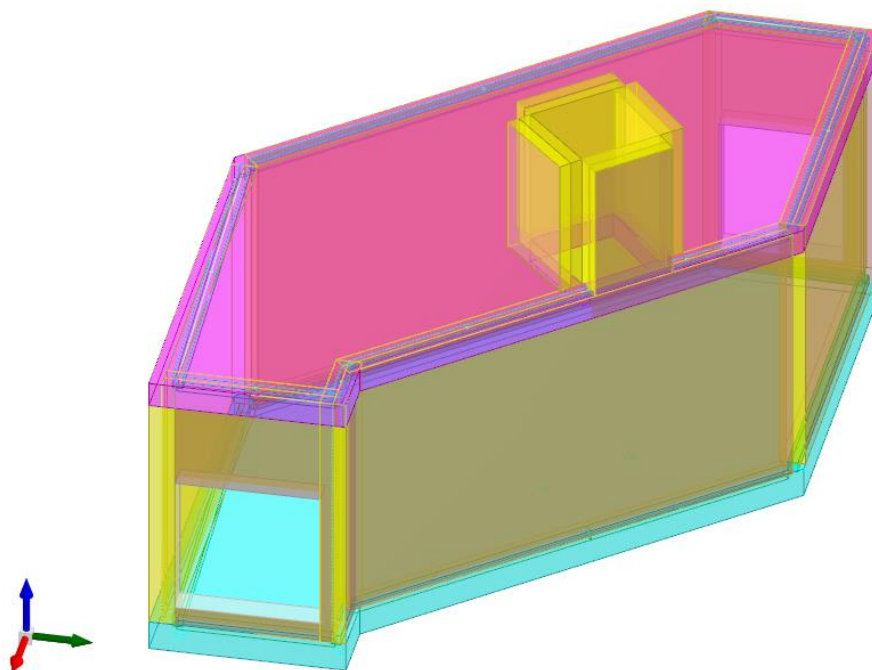


Figura 106 - Modello della struttura

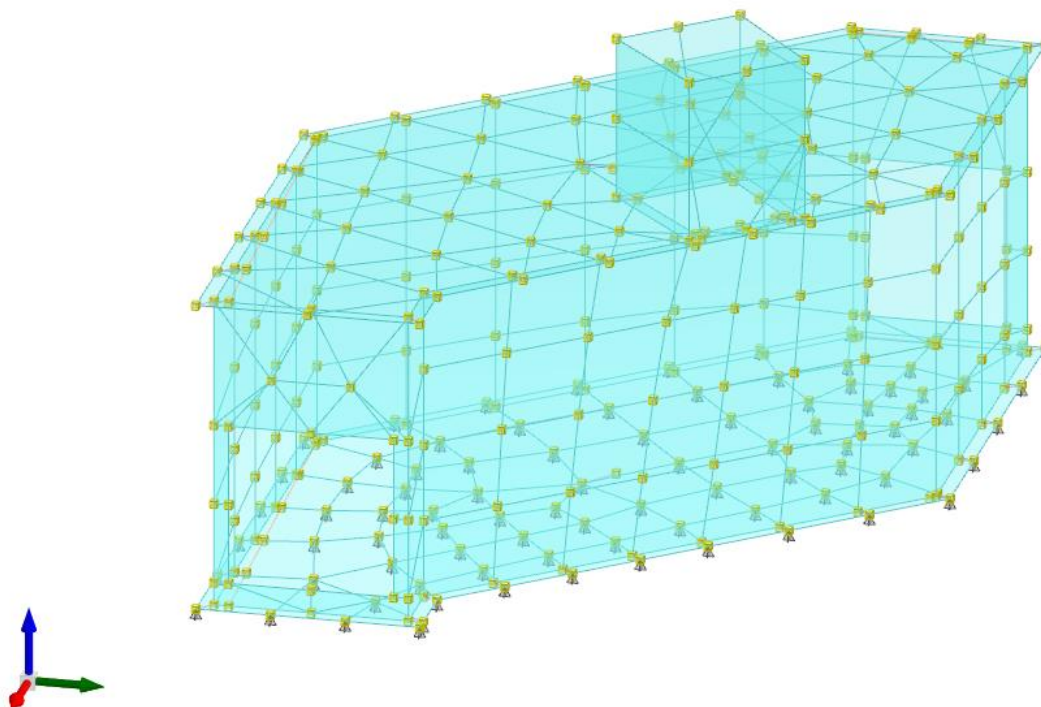


Figura 107 – Modello F.E.M.

Sul modello è stata condotta un'analisi lineare ed eseguite le verifiche strutturali e geotecniche di cui di seguito si riportano delle videate di sintesi mentre, per le peculiarità si rimanda all'Allegato 011 (TABUALATO DI MANUFATTO DI DEVIAZIONE PLANIMETRICA VIA PANSINI).

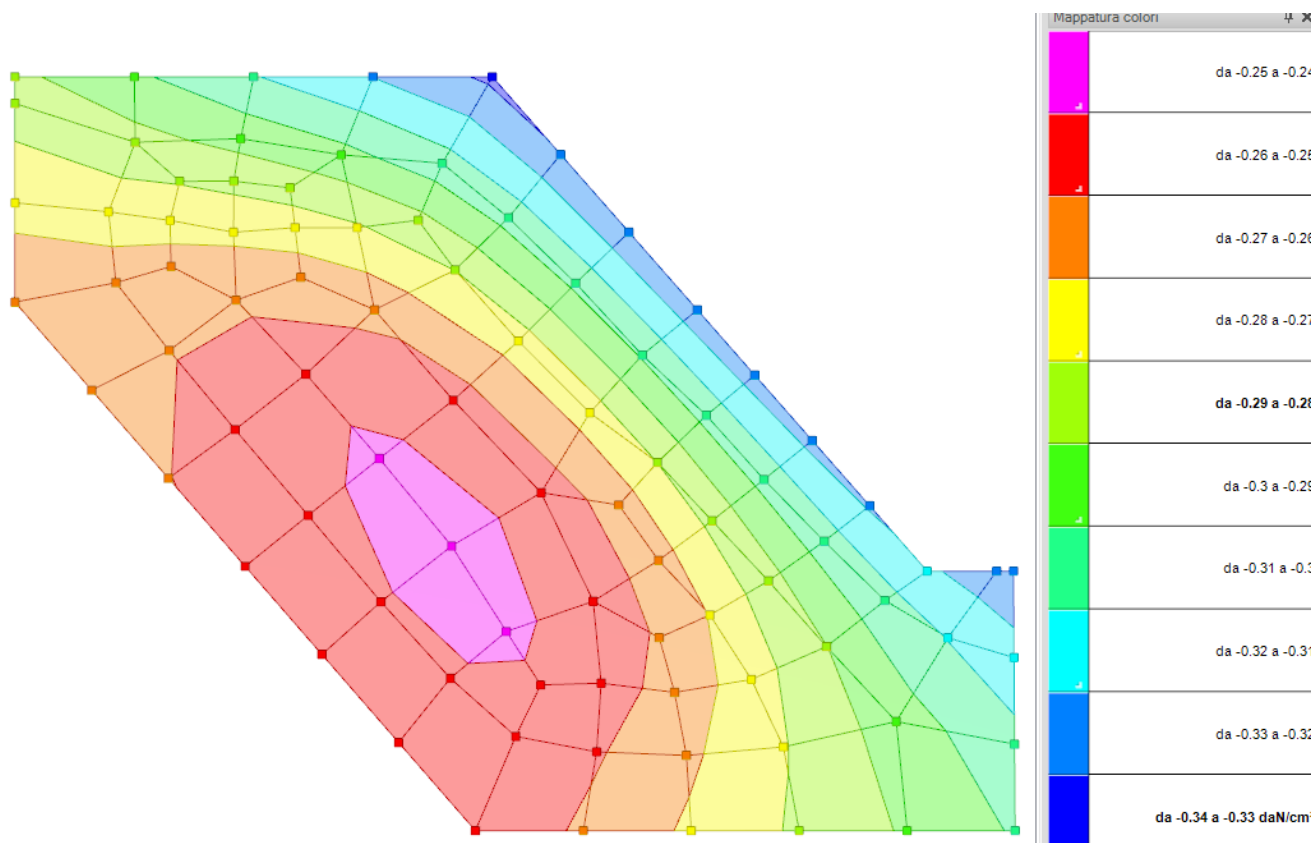


Figura 108 - Involuppo delle pressioni massime in fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle piastre di fondazione e di copertura con riferimento alla seguente convenzione:

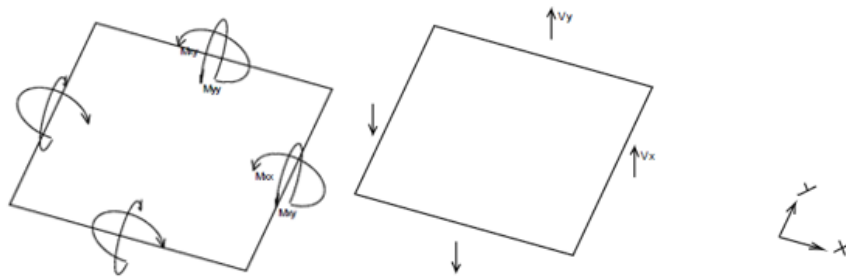


Figura 109 - Convenzione sollecitazioni Gusci Orizzontali (Piastrre)

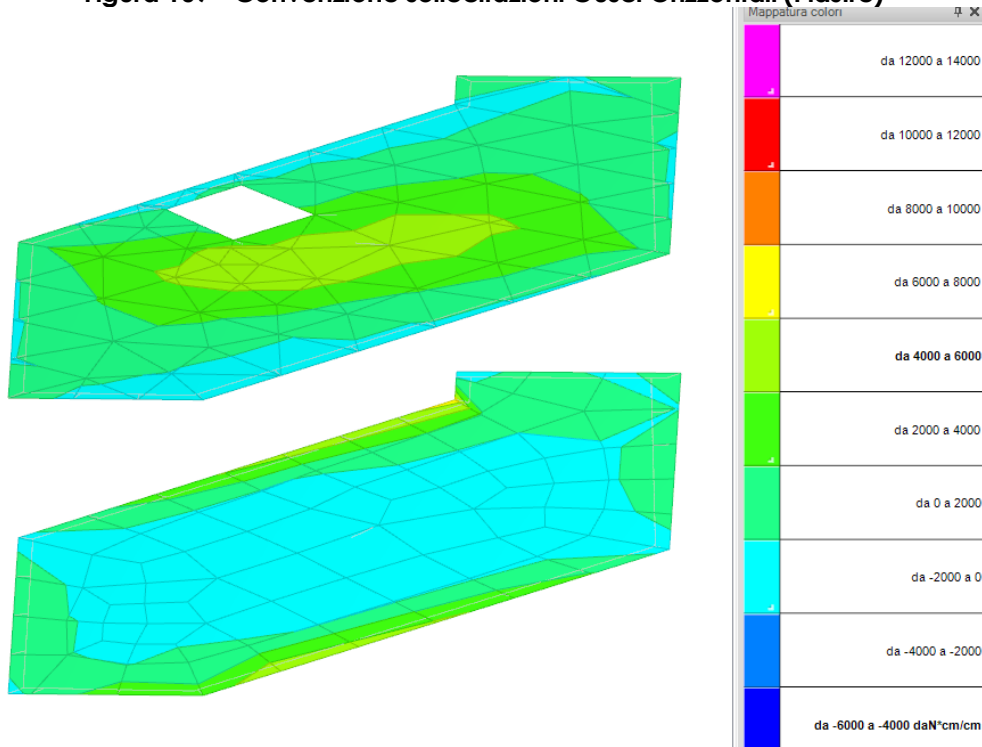


Figura 110 - Sollecitazioni Mxx massime (SLU)

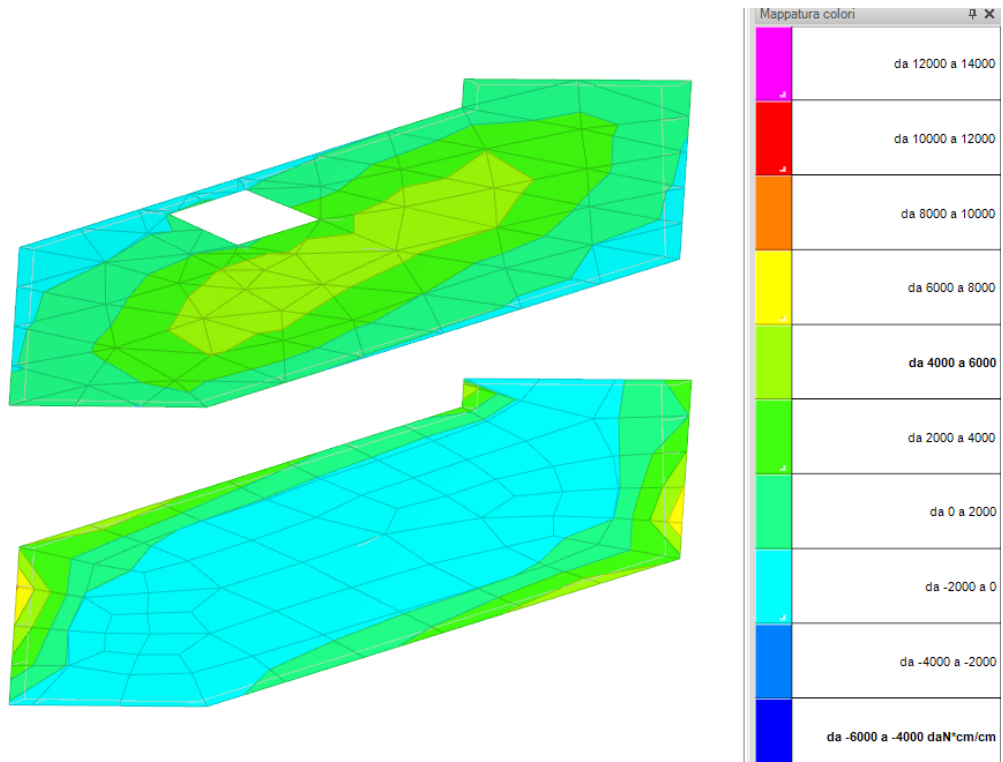


Figura 111 - Sollecitazioni Myy massime (SLU)

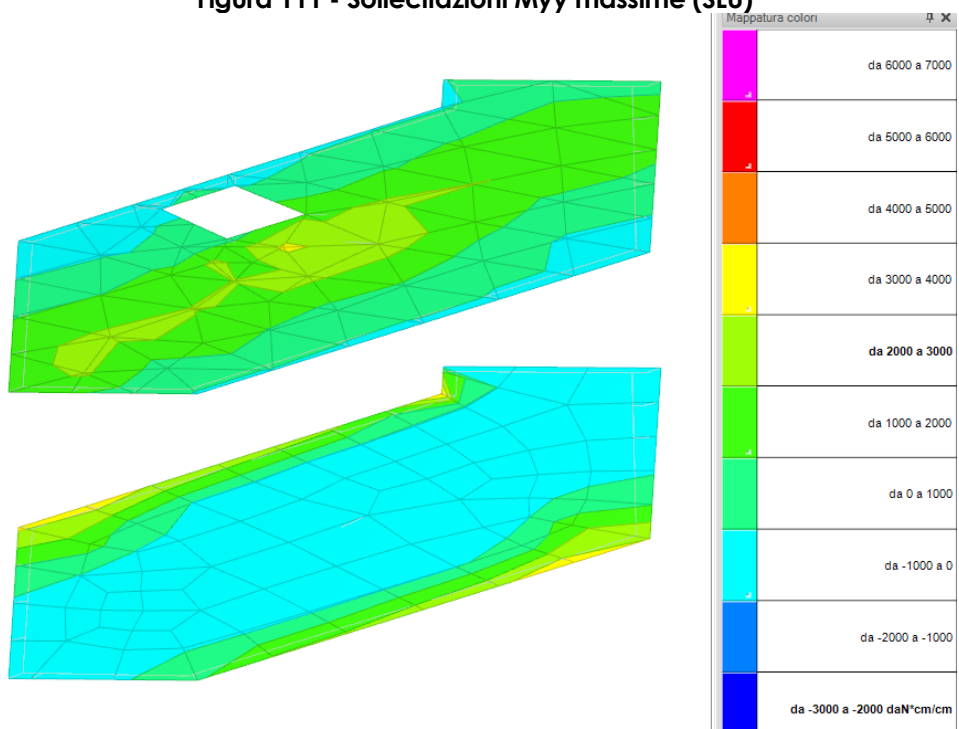


Figura 112 - Sollecitazioni Mxy massime (SLU)

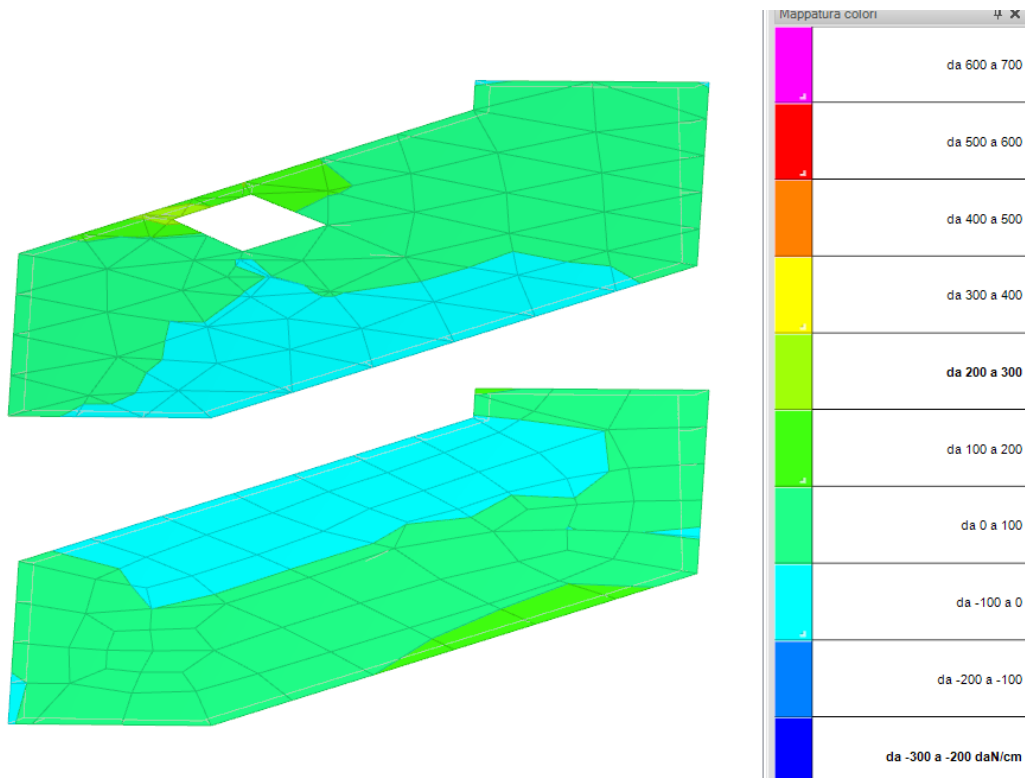


Figura 113 - Sollecitazione di taglio V_x

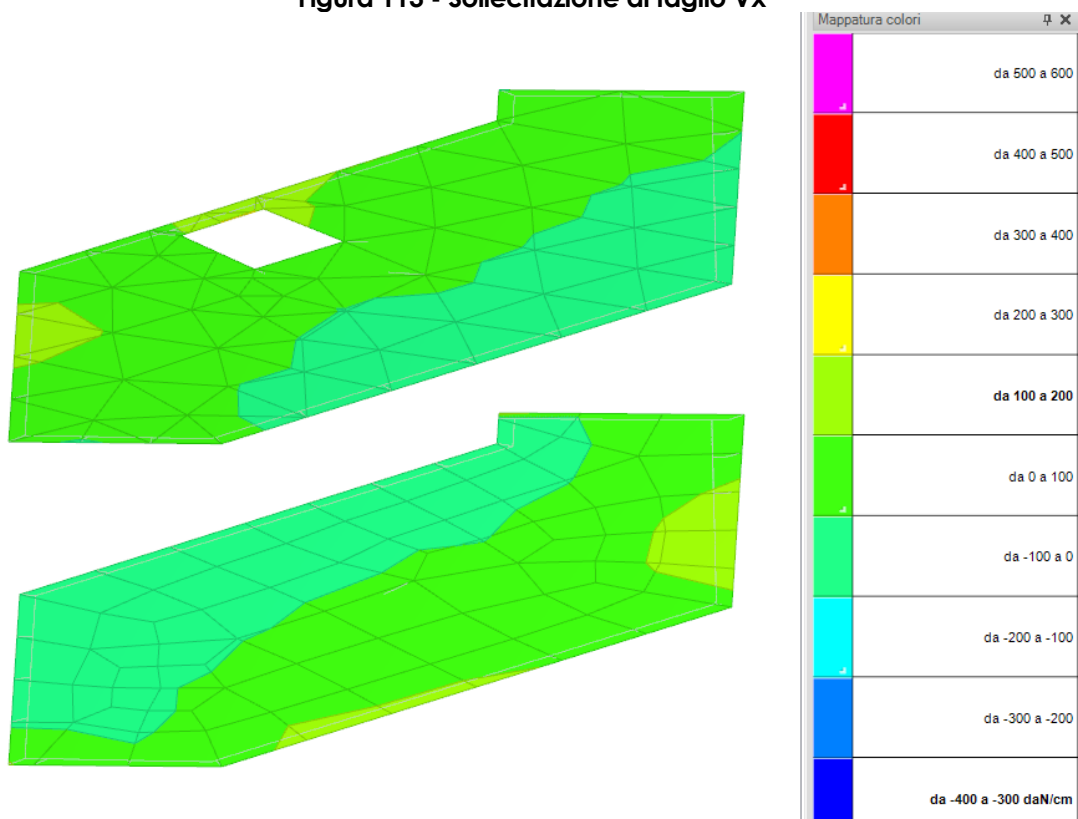


Figura 114 - Sollecitazione di taglio V_y

Si riportano di seguito le sollecitazioni sui gusci delle pareti con riferimento alla seguente convenzione:

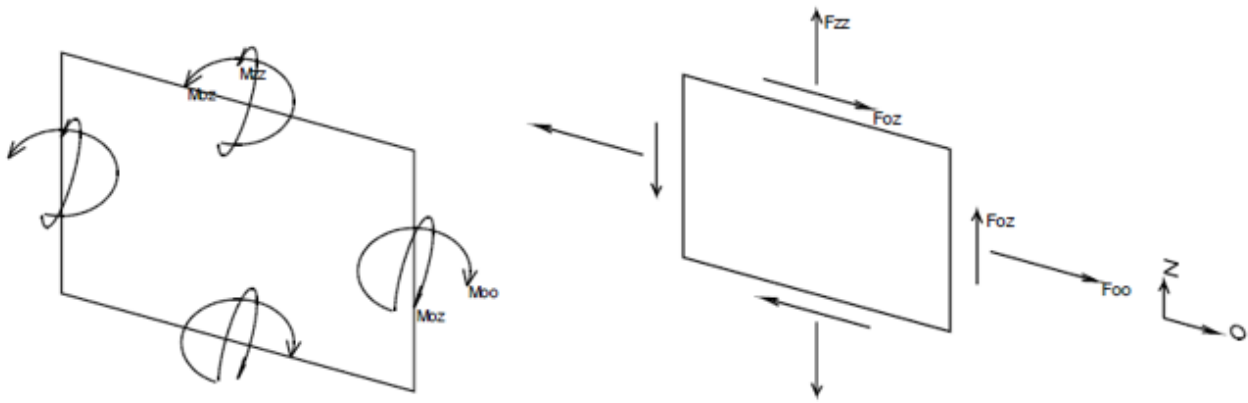


Figura 115 - Convenzione sollecitazioni Gusci Verticali (Pareti)

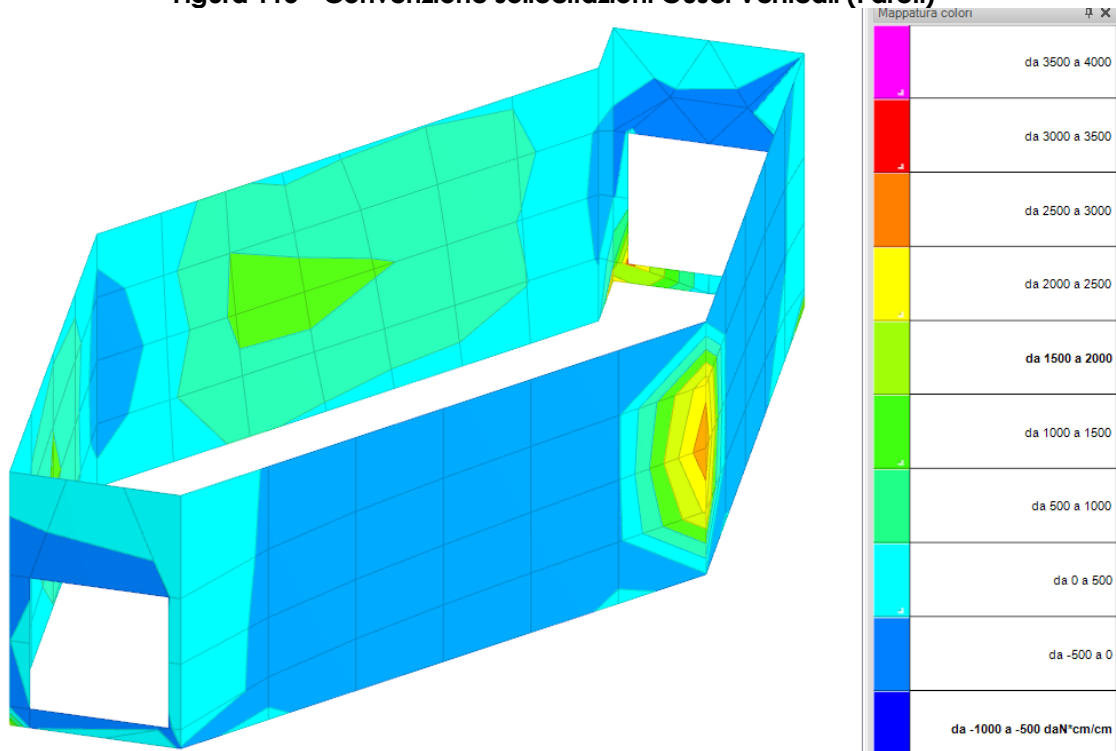


Figura 116 - Sollecitazioni Moo massime (SLU)

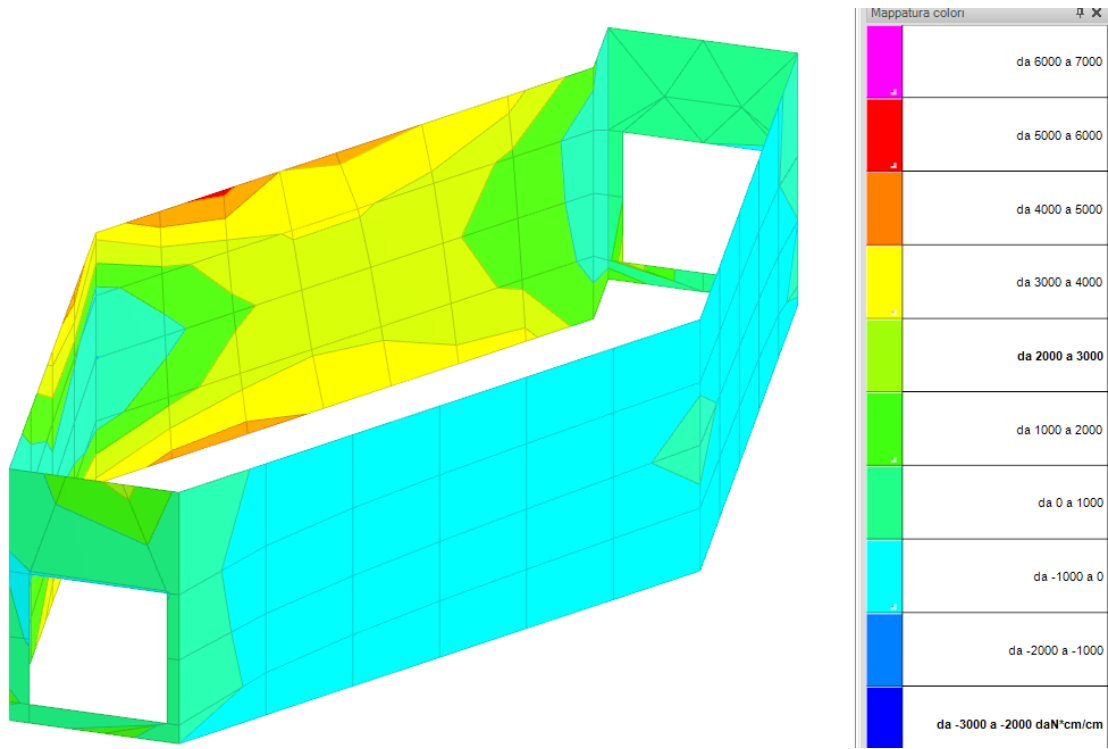


Figura 117 - Sollecitazioni Mzz massime (SLU)

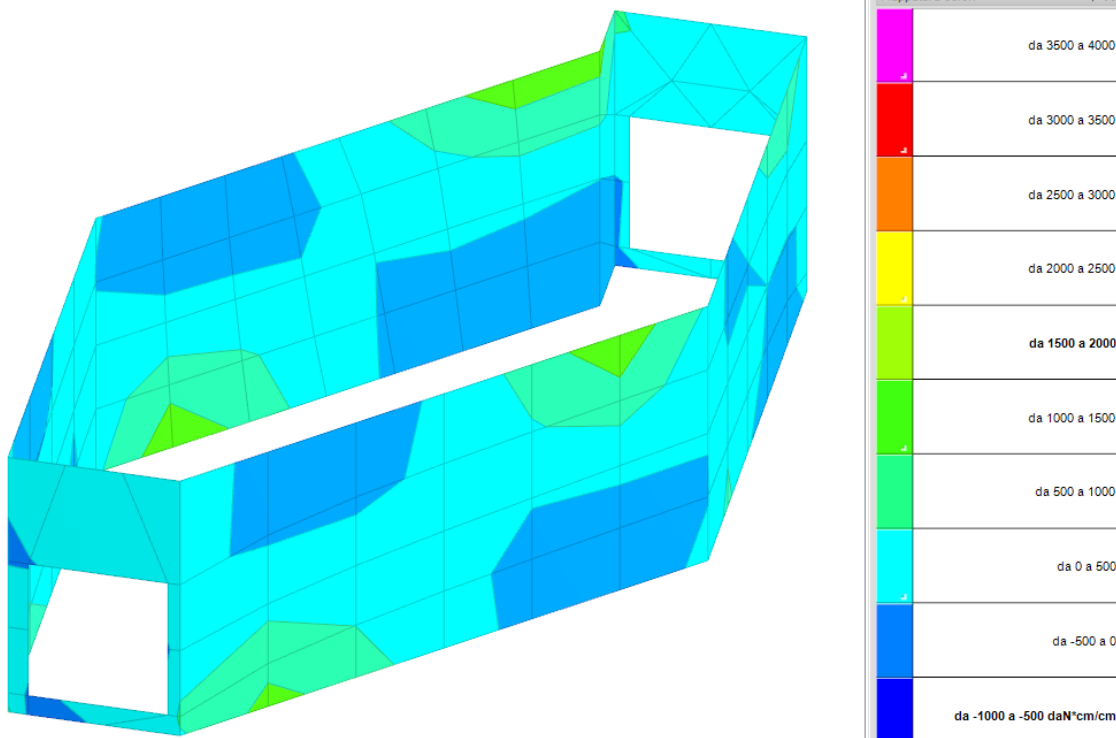


Figura 118 - Sollecitazioni Moz massime (SLU)

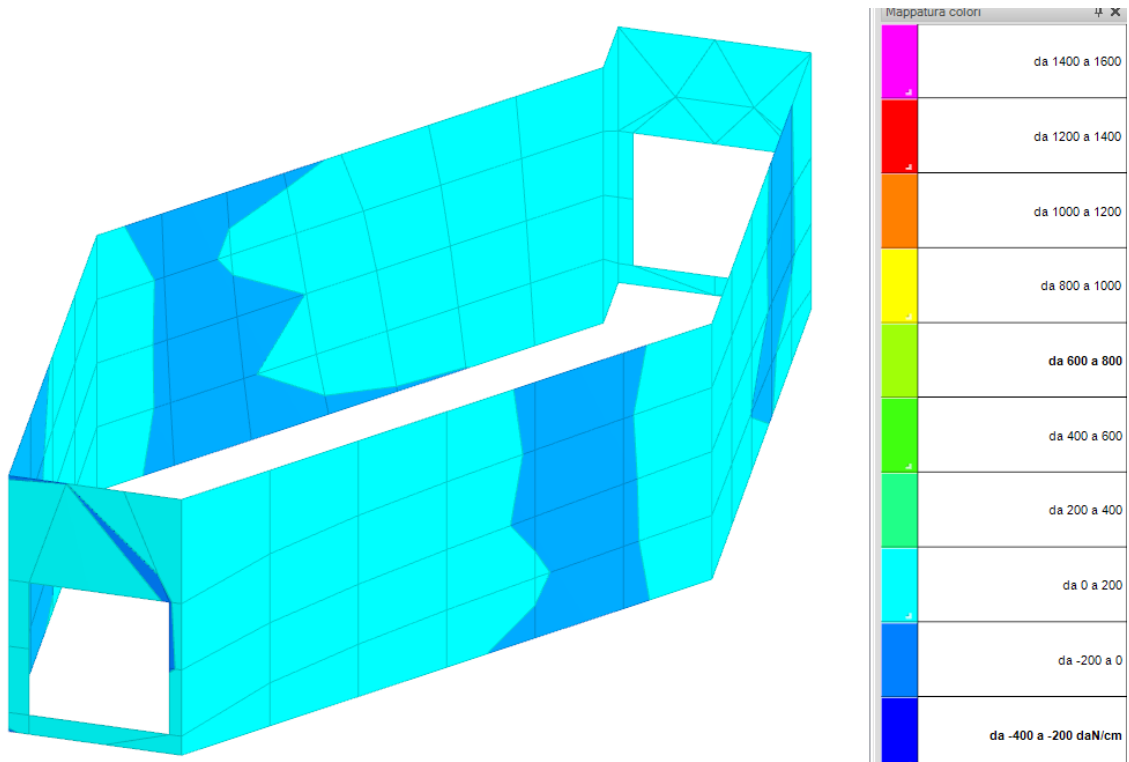


Figura 119 - Sollecitazioni Vo massime (SLU)

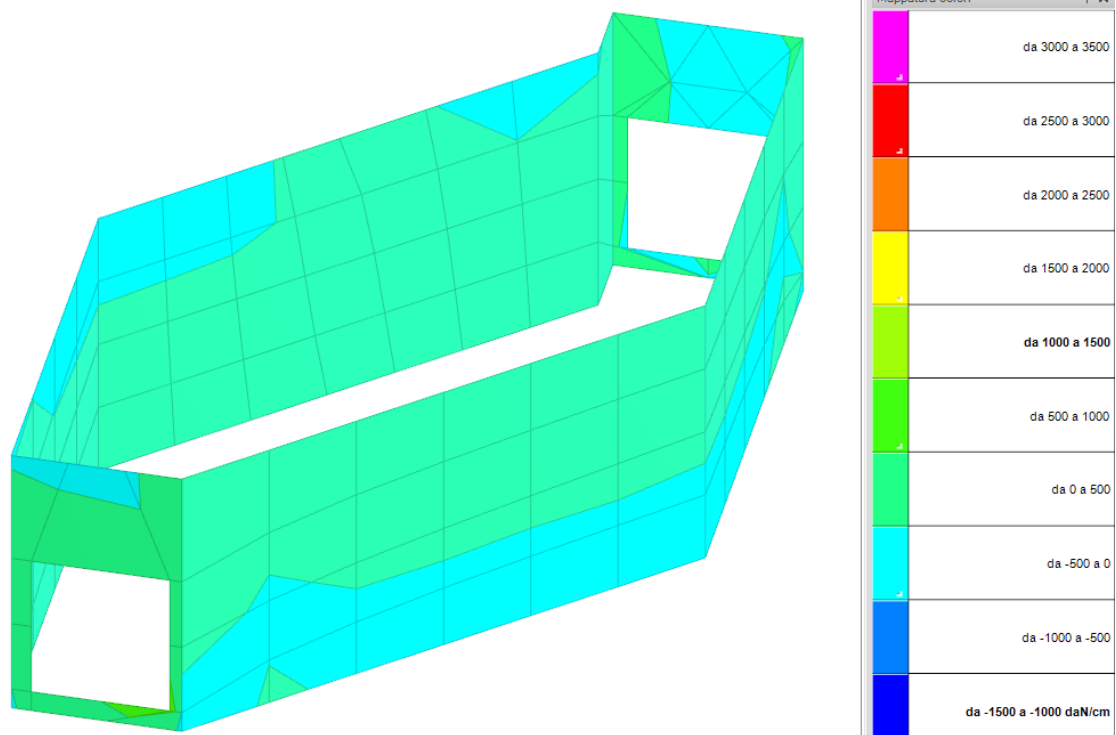


Figura 120 - Sollecitazioni Vz massime (SLU)

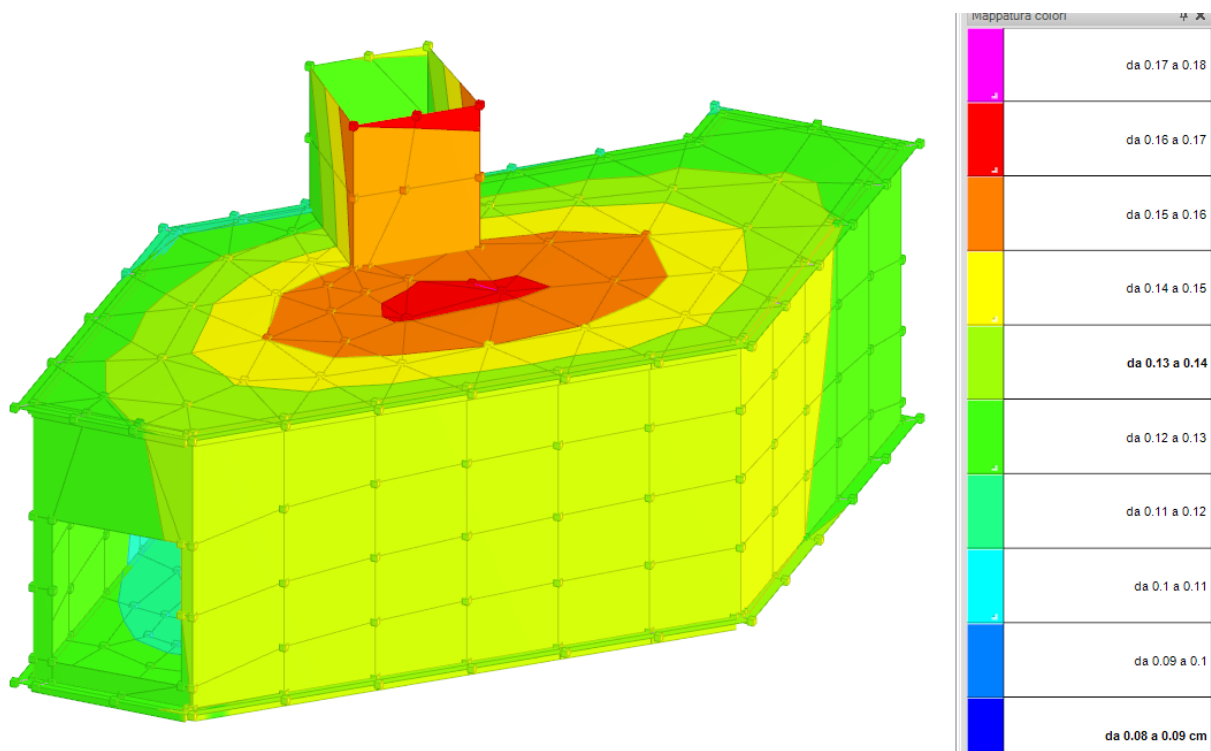


Figura 121 - Deformata in condizione Variabili

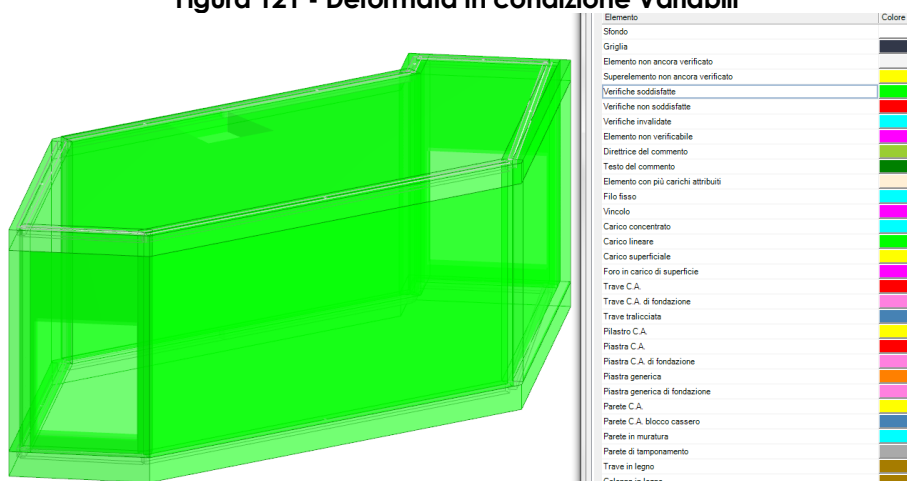


Figura 122 - Verifiche

Come rilevabile dal tabulato di calcolo allegato le verifiche sono tutte soddisfatte.

12.7. MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO H5 VIA REGGENTE

Nella presente paragrafo sono riportate le verifiche relative alla variante al deposito del Genio Civile prot. num. 4405/2006 del 15/10/2010. Nello specifico si progettano le variazioni dell'impianto di sollevamento H5, in c.a., realizzato nell'ambito dei lavori per la costruzione del sistema di fognatura dell'area di competenza del Comune di Napoli afferente la Collina Camaldoli (Il lotto).

Nel prosieguo si riportano dapprima le normative di riferimento in base alle quali sono state condotte le verifiche nonché le caratteristiche dei materiali previste e, successivamente,

una breve descrizione delle opere in oggetto. Infine si espongono i criteri e le ipotesi poste alla base dei calcoli e se ne riportano i relativi risultati, unitamente alle verifiche.

Norme tecniche e documenti di riferimento

Normativa regionale

- **Deliberazione 7 novembre 2002, n.5447** Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania.
- **Deliberazione 28 ottobre 2006, n.1701** Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico.

Azioni sulle costruzioni

- **D.M. LL.PP. 12 febbraio 1982** Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, dei carichi e sovraccarichi.
- **C. Min. LL.PP. 24 maggio 1982, n.22631** Istruzioni relative ai carichi, ai sovraccarichi ed ai criteri per la verifica della sicurezza delle costruzioni.
- **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".
- **C. Min. LL.PP. 4 luglio 1996, n.156 AA.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 decreto ministeriale 16 Gennaio 1996.

Opere in c.a., c.a.p. ed acciaio

- **L. 5 novembre 1971, n.1086** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **C. Min. LL.PP. 14 febbraio 1974, n.11951** Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui alla Legge 05/11/1971, n.1086.
- **D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987** Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- **D.M. LL.PP. 14 febbraio 1992** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- **C. Min. LL.PP. 24 giugno 1993, n.37406/STC** Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14/02/1992.
- **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.
- **C. Min. LL.PP. 15 ottobre 1996, n.252/STC** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9 gennaio 1996;
- **CNR UNI 10011:1998** Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

Costruzioni in zone sismiche

- **L. 2 febbraio 1974, n.64** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. LL.PP. 24 gennaio 1986** Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.
- **C. Min. LL.PP. 19 luglio 1986, n.27690** Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica, di cui al D.M. 24/01/1986.
- **D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996** Norme tecniche relative alle costruzioni in zona sismica.
- **C. Min. LL.PP. 10 aprile 1997, n.65/STC** Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica, di cui al D.M. 16/01/1996.

Terreni, rocce, opere di sostegno e in fondazione

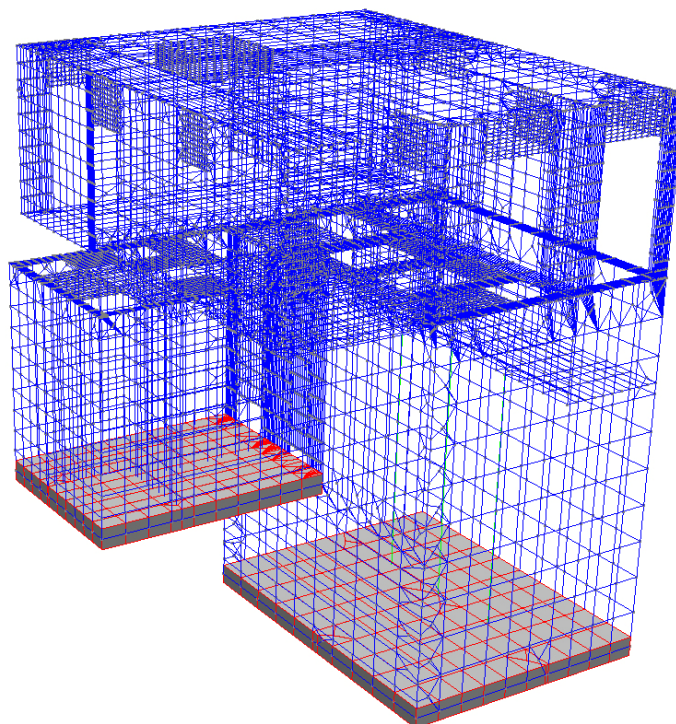
- **D.M. LL.PP. 11 marzo 1988** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **C. Min. LL.PP. 24 settembre 1988, n.30483** Ministero LL.PP. Legge 02/02/1974, n.64 art.1 – D.M. LL. PP. 11/03/1988 – 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Elaborati tecnici

- **CNR 10024 06 ottobre 1986, n.160** *Analisi delle strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*
- **UNI 936/1986** *Disegni tecnici – Formati e disposizioni degli elementi grafici dei fogli da disegno.*
- **UNI 938/1981** *Disegni tecnici – Piegatura dei fogli.*

Stato di fatto

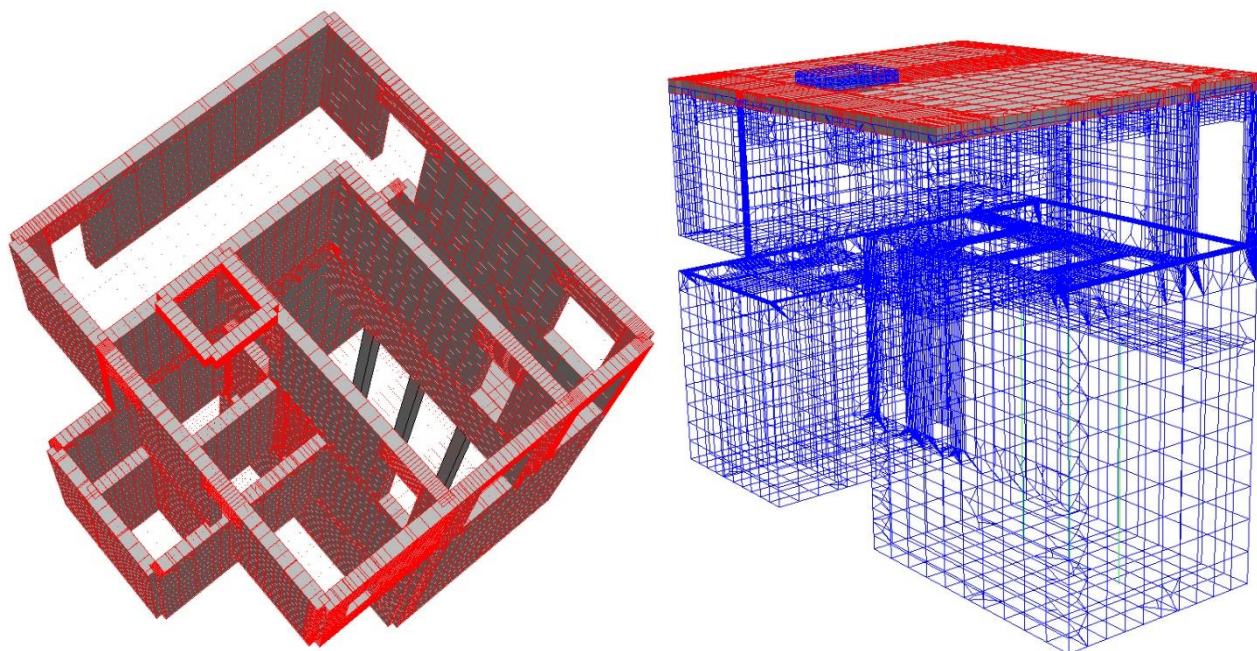
La struttura in c.a. in questione consta di due piastre di fondazione dello spessore di rispettivamente 40 cm e 50 cm posizionate su due piani di posa sfalsati. Lo spessore maggiore compete alla piastra posta più in basso, essendo la stessa soggetta ad un tirante d'acqua maggiore.



Mentre la prima piastra, di dimensioni 3.70x4.60 mq, ha l'estradosso posto a - 3.80 m dal piano campagna, la piastra di fondazione inferiore ha dimensioni 6.80x5.40 mq ed ha l'estradosso posto a -7.15 m dallo stesso piano di riferimento.

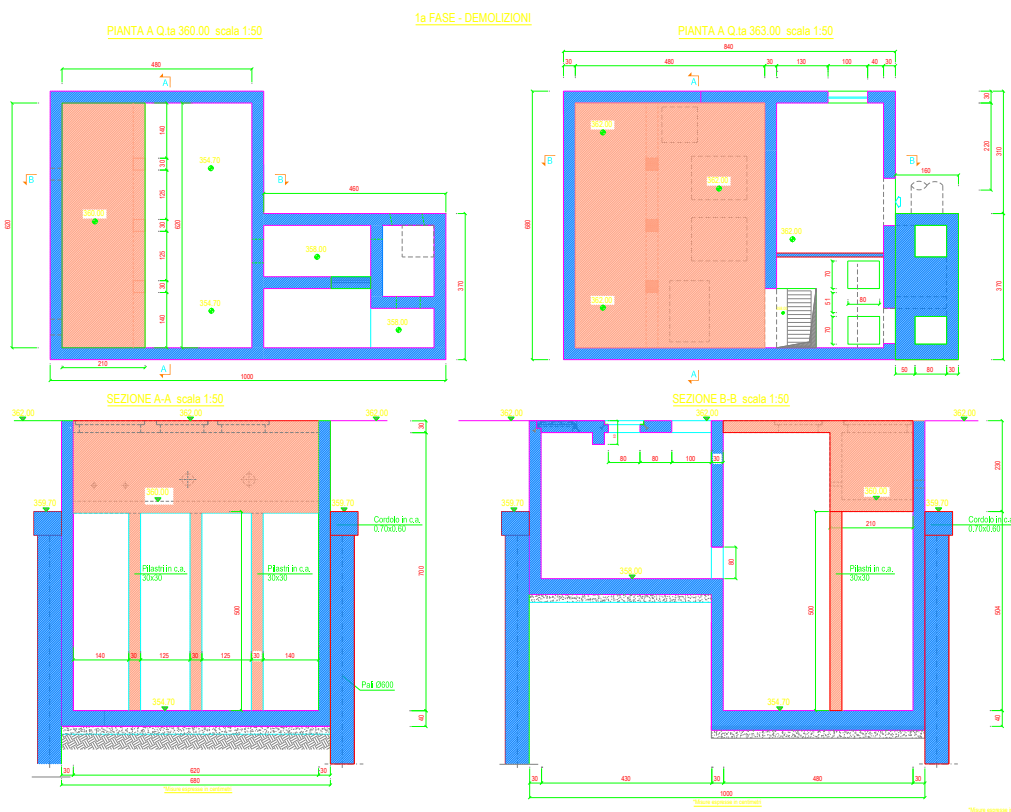
Le pareti verticali, poste per la parte interrata in adiacenza alla retrostante paratia di pali, sono realizzate in c.a. ed hanno uno spessore di 30 cm.

Infine, la soletta di copertura è caratterizzata da uno spessore di 30 cm e presenta una foratura di 1.50x1.50 mq.



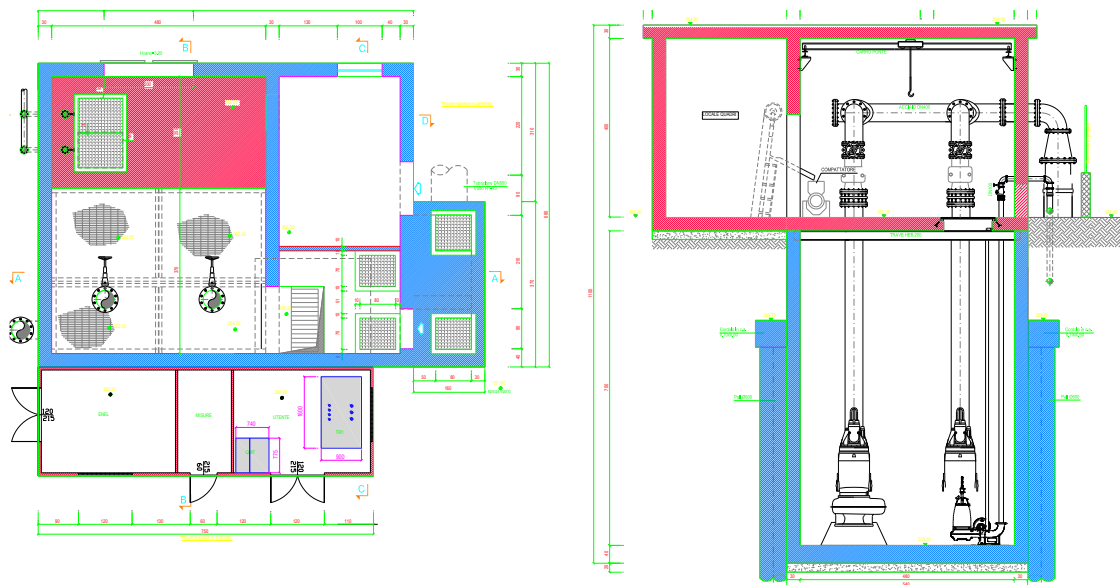
Stato di progetto

L'intervento prevede la demolizione e la ricostruzione della totalità del piano fuori terra, verranno inoltre demolite le solette a q.ta 360 m e 362 m. Saranno altresì demoliti i tre pilastri in c.a. tra q.ta 354 m e 360 m, in uno alla parete da questi sostenuta. Nell'immagine che segue gli elementi da demolire sono rappresentati in rosso.

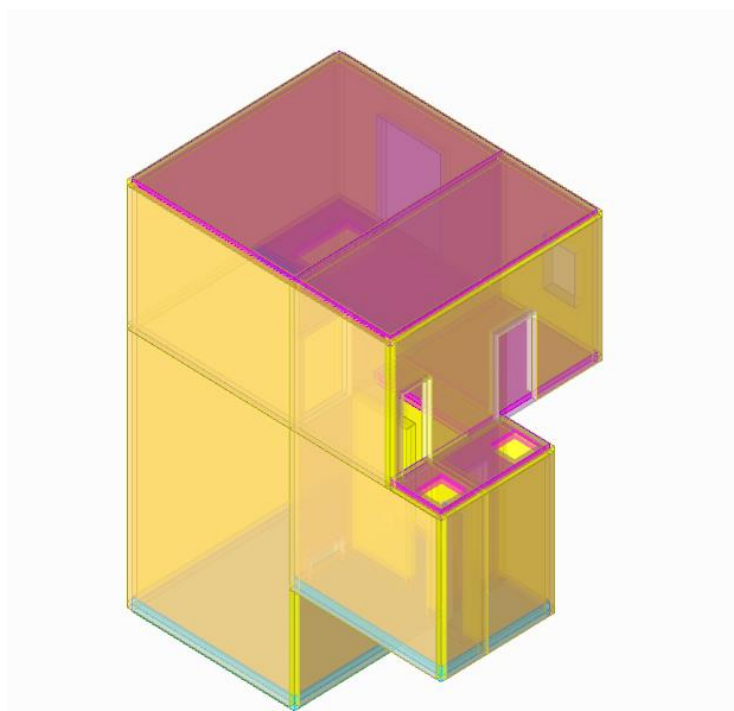


La platea a q.ta 362 m verrà parzialmente ricostruita, sostenuta su un lato da una putrella

in acciaio HEB 200. Sono previste inoltre ulteriori due platee alla stessa quota, di cui una poggiate direttamente sul suolo. Gli interventi sono riportati nelle figure seguenti dove gli elementi in rosso dono quelli da realizzare, in blu quelli esistenti



Infine si riporta il modello strutturale realizzato mediante il software sismicad 12.6.



Caratteristiche meccaniche dei materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali da utilizzare.

Calcestruzzo

Il calcestruzzo impiegato per la realizzazione delle strutture in cemento armato è del tipo $R_{ck} 250 da N/cm^2$.

L'impasto costituente il calcestruzzo, che si andrà ad impiegare per la realizzazione dell'opera, vedrà l'utilizzo di inerti, naturali o di frantumazione, costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco avranno dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

L'acqua per gli impasti sarà limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non aggressiva. Il quantitativo d'acqua sarà il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Secondo il criterio di verifica adottato (tensioni ammissibili) il comportamento meccanico di tutti i materiali utilizzati nella struttura, considerati omogenei ed isotropi, è sempre di tipo elastico lineare; cioè il legame costitutivo rappresentato nel diagramma tensioni-deformazioni è descritto da una retta passante per l'origine degli assi. Verrà quindi considerato come limite di soddisfacimento della verifica della sezione quello di fuoriuscita dal campo elastico. Con riferimento alle indicazioni del D.M. 9.01.1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" la tensione normale di compressione ammissibile nel conglomerato $\overline{\sigma}_c$ risulta pari a:

$$\overline{\sigma}_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} = 60 + \frac{250 - 150}{4} = 85.0 \text{ da N/cm}^2$$

Per quanto riguarda la resistenza a taglio del calcestruzzo, la tensione tangenziale ammissibile si distingue in un soglia minima ed una massima. Per cui si ha:

$$\overline{\tau}_{co} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} = 4 + \frac{250 - 150}{75} = 5.33 \text{ da N/cm}^2$$

$$\overline{\tau}_{c1} = 14 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 14 + \frac{250 - 150}{35} = 16.86 \text{ da N/cm}^2$$

Acciaio da cemento armato normale

L'acciaio da cemento armato normale, adottato nella realizzazione delle armature, è del tipo *FeB44k*. Anche in questo caso il comportamento meccanico del materiale, assunto nel metodo di verifica, è di tipo elastico lineare. In particolare per il tipo di acciaio che si andrà ad utilizzare si è assunta una tensione ammissibile a compressione e trazione pari a

2550 daN/cm². Le armature non saranno poste in opera eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza, o ricoperte da sostanze che possano ridurre sensibilmente l'aderenza al conglomerato. Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia conforme del relativo certificato, con data non anteriore a tre mesi, emesso dal laboratorio ufficiale incaricato del controllo in stabilimento. Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

Acciaio da carpenteria

Acciaio per carpenteria S 235 (Fe 360):

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 235,00MPa$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 360,00MPa$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_s = 1,05$
- Tensione di progetto di snervamento: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,05} = 223,81MPa$
- Modulo di elasticità normale: $E = 210.000MPa$

Analisi dei carichi

Le analisi riportate di seguito riguardano i pesi propri, i sovraccarichi permanenti ed i sovraccarichi accidentali agenti sugli elementi strutturali dell'opera in esame.

Copertura

Alla soletta di copertura è stato assegnato un sovraccarico permanente di 320 daN/m². Il sovraccarico accidentale andrebbe preso pari a 50 daN/m² (coperture speciali, impianti – come da prospetto 5.1 "sovraccarichi variabili per edifici" della normativa considerata), ma lo si porta a 100 daN/m² per tener conto di eventuali altri carichi accidentali che possono gravare in copertura (eventualità non rara vista la particolarità dell'opera in oggetto).

Solaio intermedio

All'impalcato posto a quota 0.00 m è stato assegnato un sovraccarico permanente di 400 daN/m². Essendo l'ambiente in questione non suscettibile di affollamento, il sovraccarico accidentale andrebbe preso pari a 200 daN/m² ma, per gli stessi motivi suddetti, lo si porta a 400 daN/m² (venendo equiparato quindi ad un ambiente suscettibile di grande

affollamento).

Azioni di calcolo

Nei paragrafi seguenti si descrivono le azioni di calcolo impiegate nell'analisi dei modelli ed i modi con cui sono state combinate tra loro. Per maggiore chiarezza vi saranno specifici riferimenti al manufatto H5

Azioni statiche

Oltre a considerare i pesi propri degli elementi strutturali, in funzione delle caratteristiche dei materiali che verranno impiegati per la loro realizzazione, la struttura è stata caricata di tutti i pesi individuati ed analizzati nel paragrafo dedicato all'analisi dei carichi. Di tali pesi i "pesi propri" ed i "sovraccarichi permanenti" sono stati destinati alla condizione di carico denominata "*Pesi propri*" mentre i "sovraccarichi accidentali" sono stati assegnati alla condizione di carico "*Accidentali*".

Azione sismica

L'azione sismica non è da considerarsi particolarmente penalizzante per le strutture in oggetto, essendo esse totalmente o quasi totalmente interrate. Data la loro tipologia strutturale, ovvero pareti e lastre-piastre in c.a., si ha infatti un comportamento fortemente scatolare che può essere considerato solidale con il terreno che le circonda. Al contrario delle strutture in elevazione, che subiscono fortemente il moto del terreno al disotto, si è visto che ad incidere è soprattutto la deformabilità del terreno soggetto alle onde sismiche (vedi esperienze di Kobe, 1995). In generale, gli effetti sismici sono stati valutati mediante un'analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Nello specifico, essa è stata eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione

$$a/g = C R \varepsilon \beta I$$

dove: a è l'accelerazione spettrale; g è l'accelerazione di gravità; $C = (S - 2)/100$ è il coefficiente di intensità sismica; R è il coefficiente di risposta; ε è il coefficiente di fondazione; β è il coefficiente di struttura; I è il coefficiente di protezione sismica.

La Delibera di Giunta Regionale n°5447 del 7/11/2002 ha disposto la nuova "macrozonazione" sismica della Regione Campania. L'aggiornamento di tale classificazione ha comportato, per il Comune di Napoli, il passaggio da un livello di sismicità medio-basso $S = 6$ ad un livello di sismicità medio-alto $S = 9$.

Per cui, sono stati adottati i seguenti valori:

$$C = 0.07 \quad ; \quad R = 1.00 \quad ; \quad \varepsilon = 1.00 \quad ; \quad \beta = 1.00 \quad ; \quad I = 1.00$$

La combinazione delle masse sismiche è stata fatta secondo la seguente formula:

$$W_i = G_i + s Q_i$$

dove: G_i rappresenta i pesi propri ed i sovraccarichi permanenti; Q_i i sovraccarichi accidentali; $s = 0.33$ è un coefficiente funzione della destinazione dell'opera.

Nell'analisi modale condotta si è tenuto conto di un numero di modi di vibrare sufficiente ad ottenere un'eccitazione significativa delle masse sismiche.

Per ciascuna eccitazione, indicando con α_i ed η_i rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo i -esimo, le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi sono stati calcolati con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2} \quad ; \quad \eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

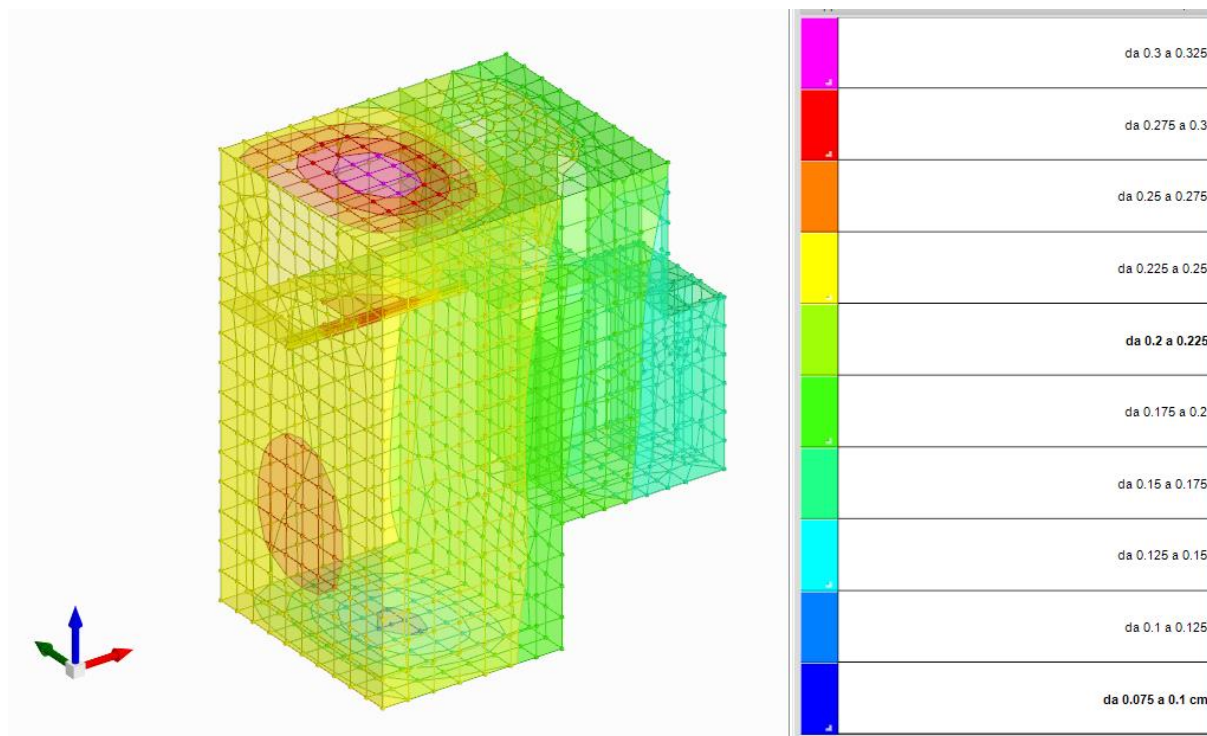
Modellazione, Analisi strutturale e verifiche

La modellazione numerica delle strutture, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma Sismicad 12.6 realizzato dalla Concrete s.r.l..

La modellazione delle strutture vede l'impiego di elementi *beam* (elementi finiti di tipo asta, collegati a due nodi, con sei gradi di libertà attivi per ogni nodo di incidenza) per la schematizzazione dei pilastri di supporto, mentre, per i setti e le solette in c.a. sono stati scelti gli elementi tipo *shell* (*elemento finito di tipo lastra-piastra collegato a quattro nodi*). Ad ogni elemento è stato associato l'opportuno legame costitutivo dei materiali componenti la sezione ad esso assegnata. In particolare, per quanto riguarda le solette di fondazione, è stata assegnata un'ulteriore informazione relativa alla schematizzazione del terreno di posa. Nella fattispecie si è assunta una modellazione alla Winkler e quindi è stata assegnata una costante di sottofondo. Per la condizione di vincolo alla base del modello, i nodi di base sono stati vincolati rigidamente alla traslazione e rotazione nel piano orizzontale xy . Considerata la natura dell'opera, sono state eseguite le opportune verifiche a fessurazione delle sezioni progettate facendo riferimento alla parte relativa agli Stati Limite della medesima normativa. Di seguito si riportano per tutti gli elementi strutturali gli output grafici delle verifiche. Per tutte le altre informazioni si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

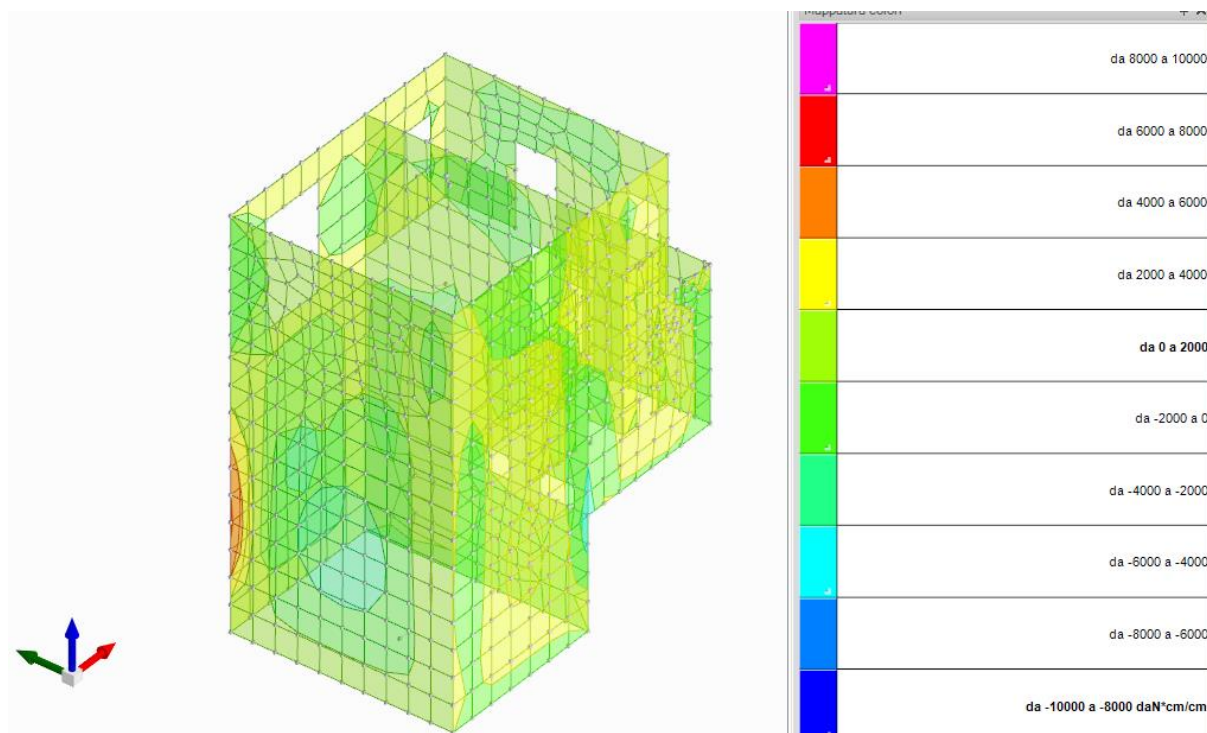
Deformazioni

In questo paragrafo si riportano le deformate sotto carico della struttura in esame (H5).

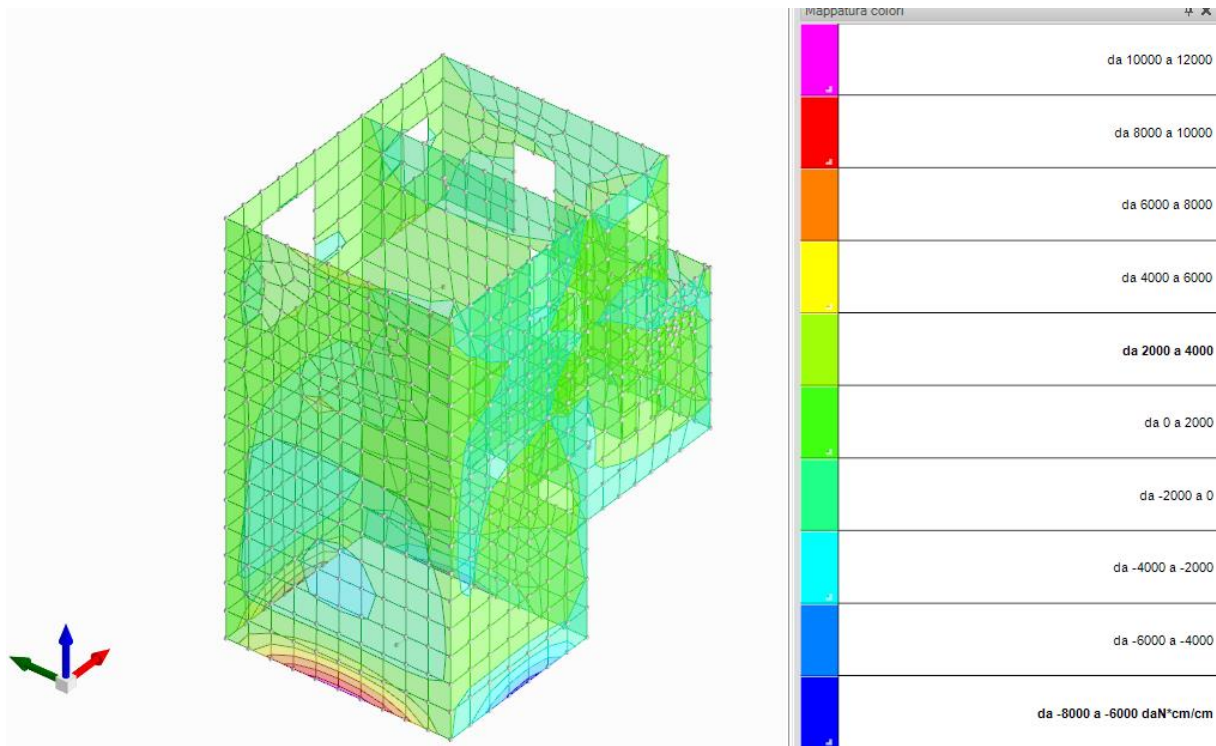


Sollecitazioni

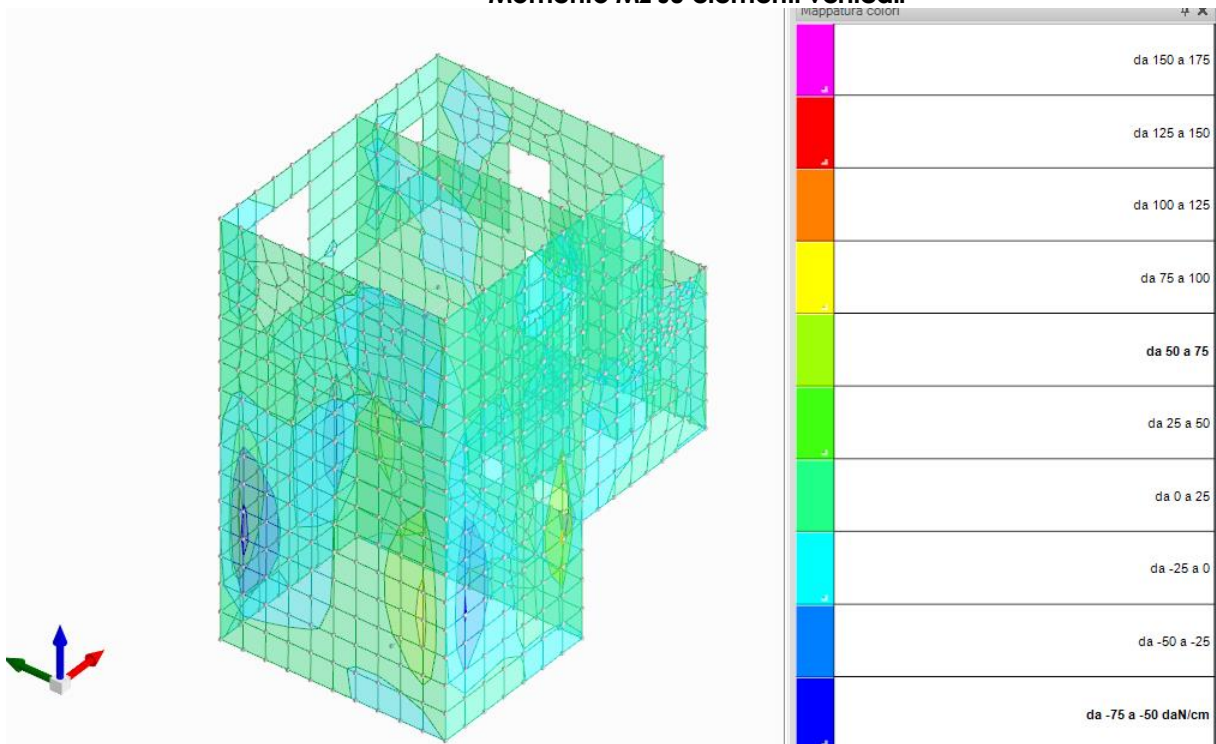
Si riportano i grafici sintetici delle sollecitazioni momento e taglio agenti sugli elementi verticali ed orizzontali.



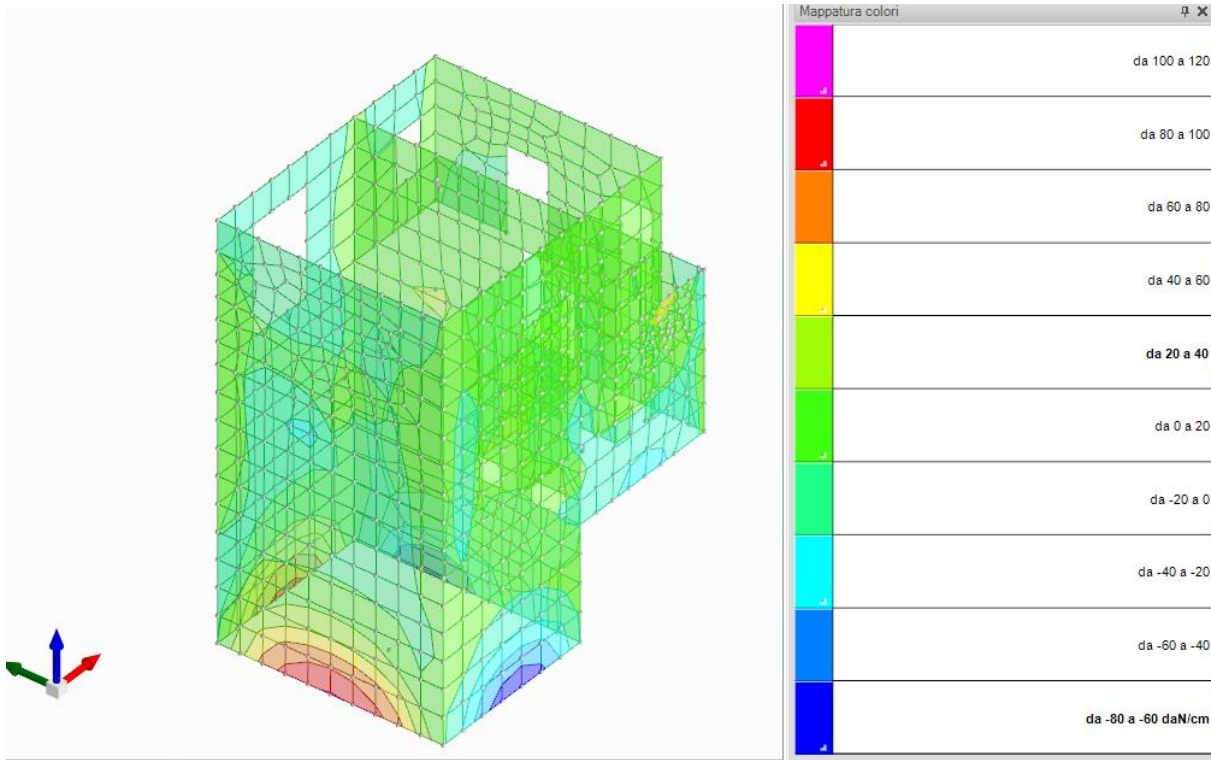
Momento M_0 su elementi verticali



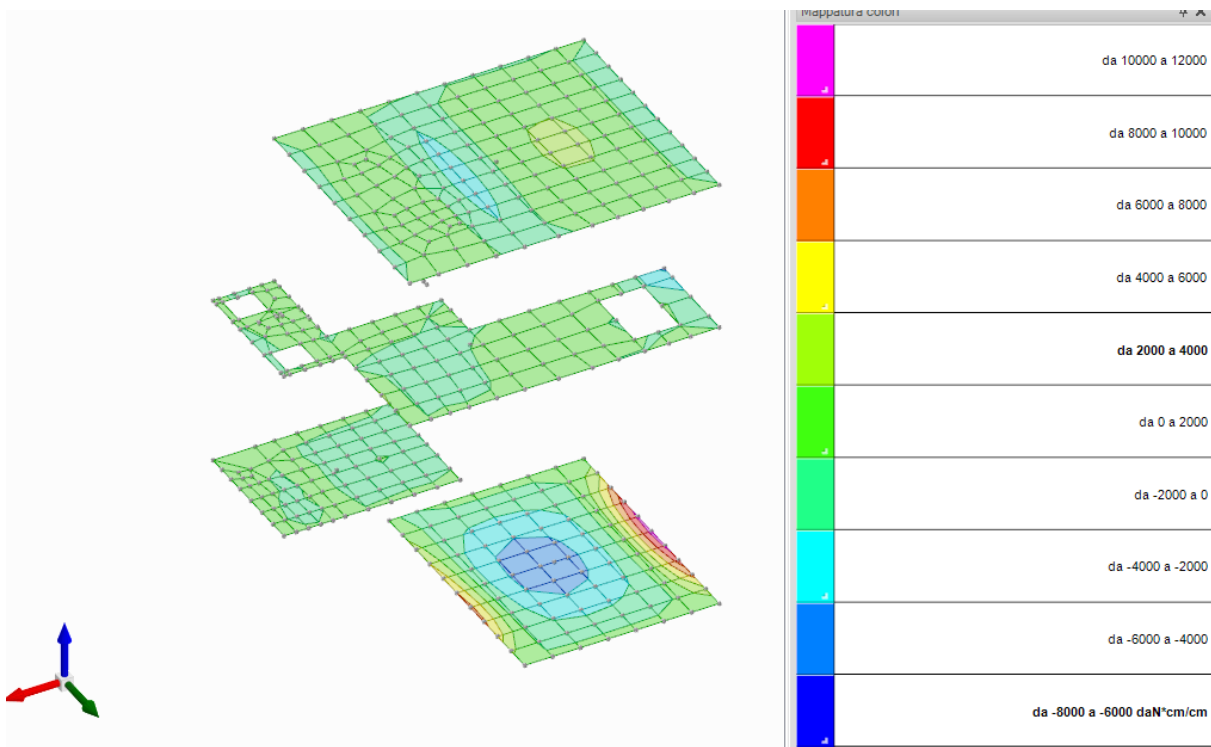
Momento Mz su elementi verticali



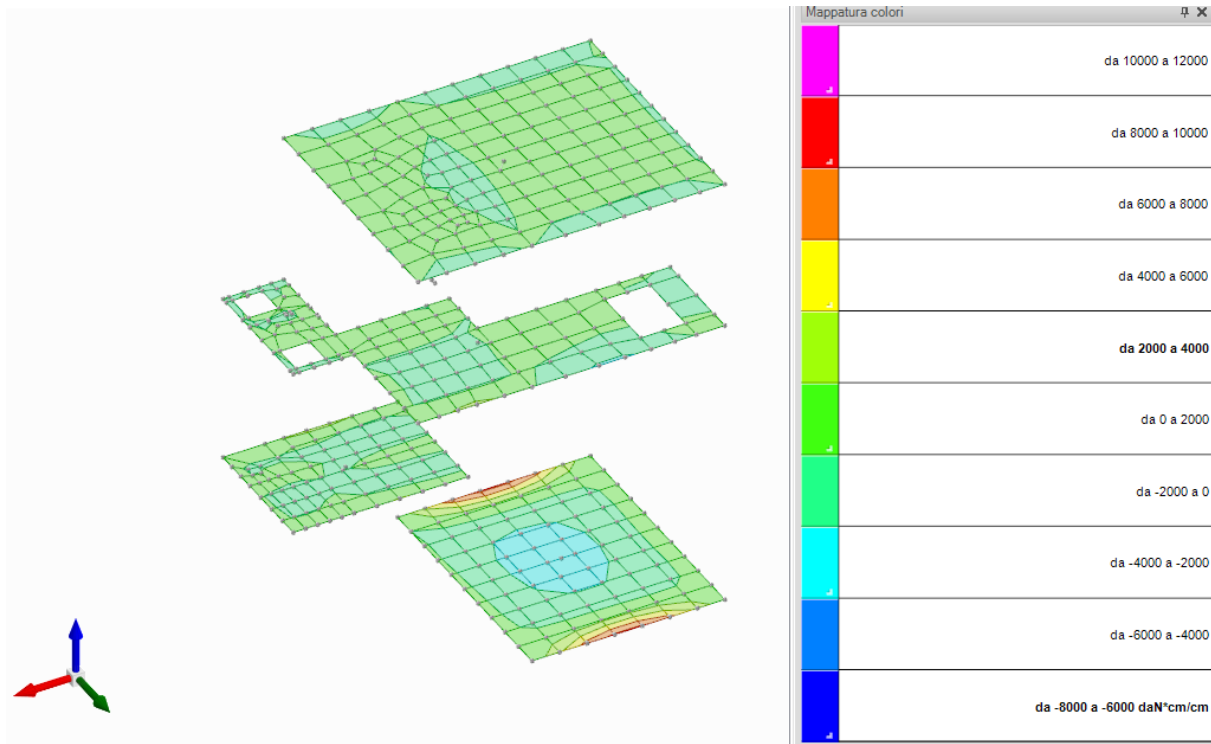
Taglio Vo su elementi verticali



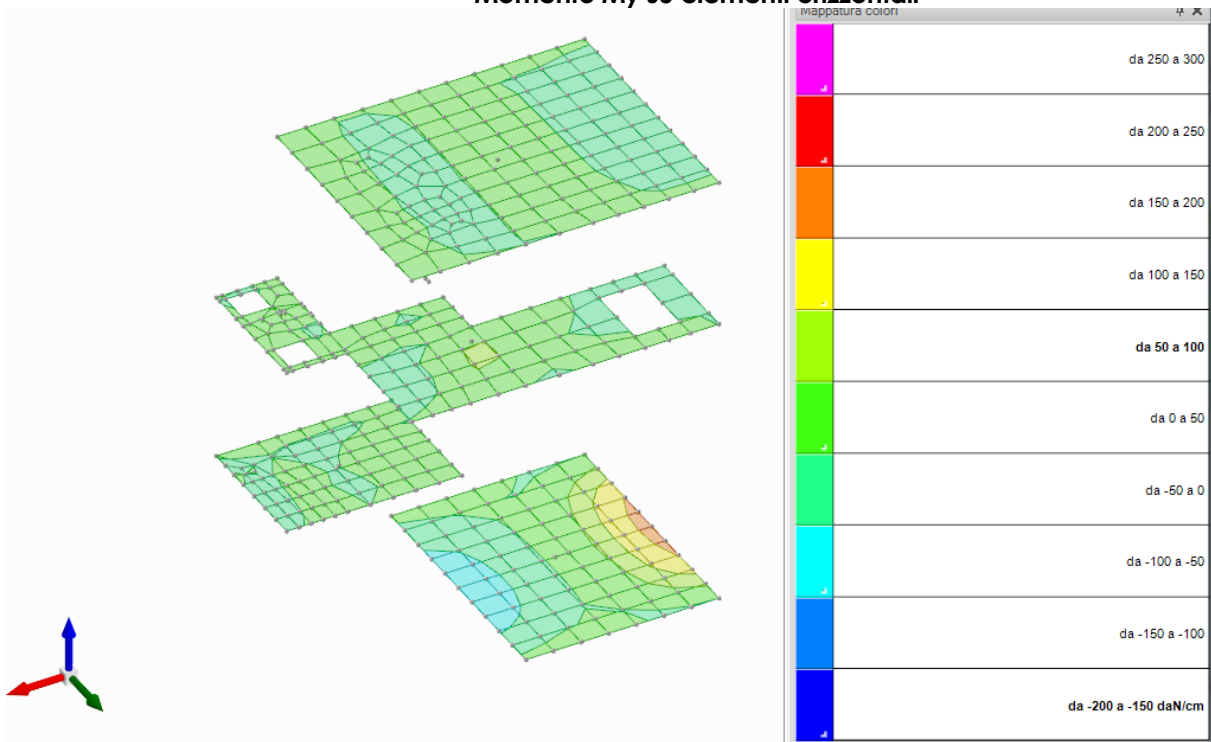
Taglio Vz su elementi verticali



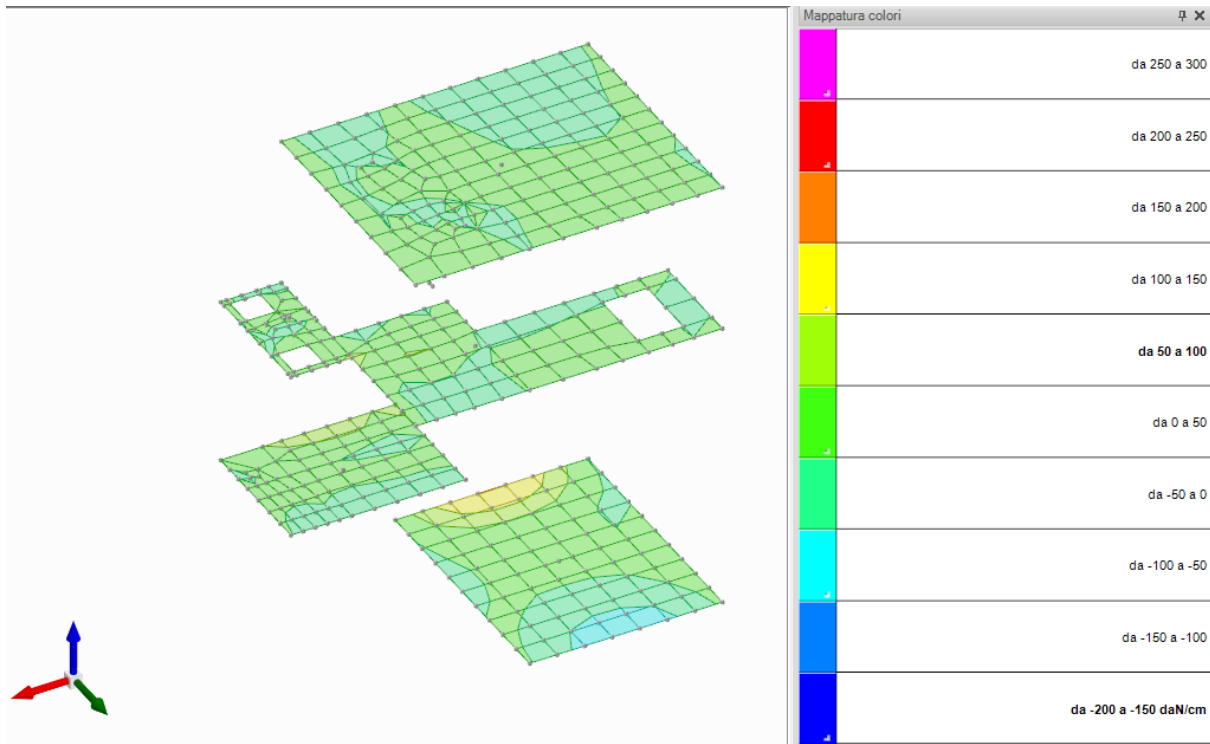
Momento Mx su elementi orizzontali



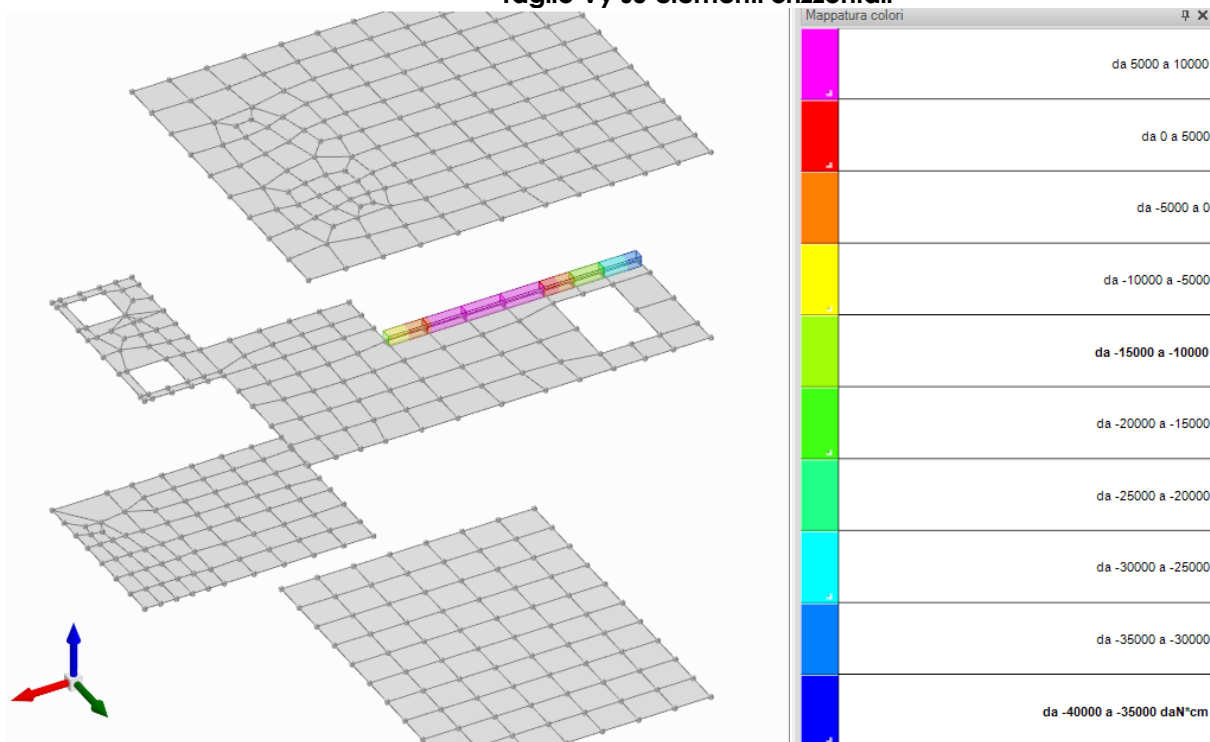
Momento My su elementi orizzontali



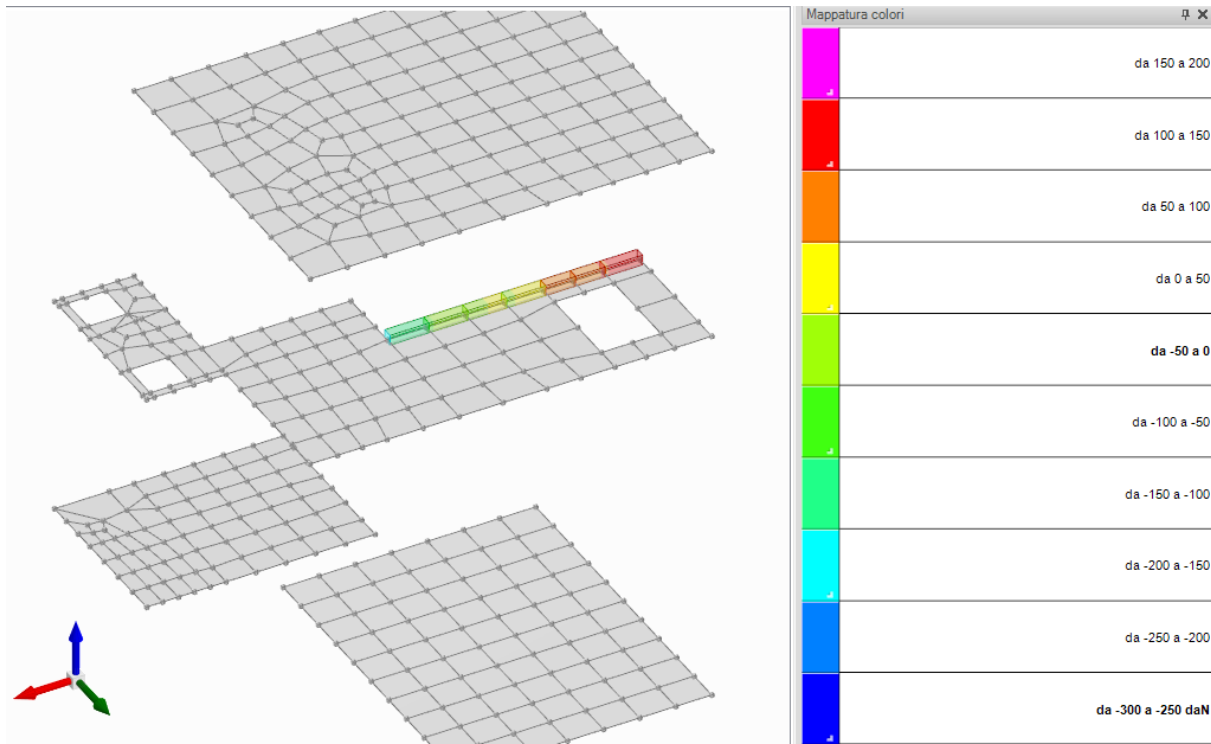
Taglio Vx su elementi orizzontali



Taglio Vy su elementi orizzontali



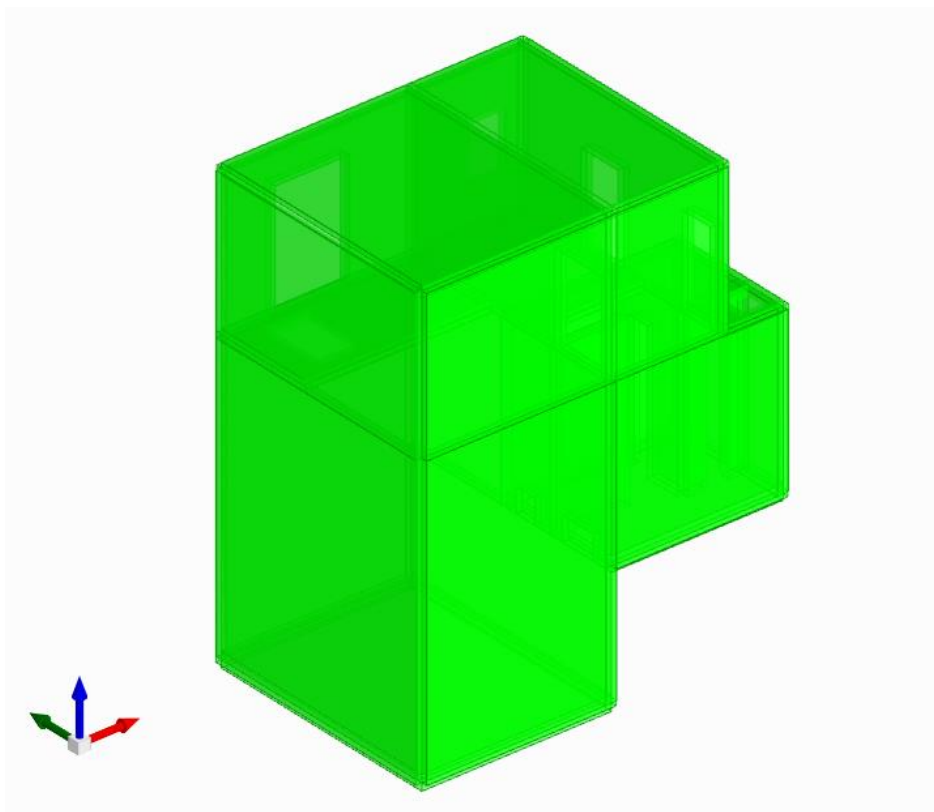
Momento agente sulla trave HEB 200



Taglio agente sulla trave HEB 200

Verifiche

Di seguito si riporta il grafico sintetizzante i risultati delle verifiche



Come si può osservare tutte le verifiche risultano soddisfatte.

13. CONCLUSIONI

Il progetto presentato è stato redatto di concerto con il Committente, nell'osservanza della vigente normativa di cui al D.M. del 14/01/2008.

La modellazione numerica delle strutture, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma Sismicad 12.6 realizzato dalla Concrete s.r.l..

Tutte le verifiche eseguite risultano soddisfatte secondo i livelli di sicurezza previsti dalla vecchia normativa sismica, in applicazione del disposto dell'art. 20 comma 2 del D.L. 248 del 31/12/07 (come modificato ed integrato dalla legge n°31 del 28/02/08), ed attestano la conformità delle strutture realizzate a quanto disposto dalla legislazione sulle costruzioni di riferimento, con particolare riferimento alla L. 1086 del 05.11.1971, alla L.64 del 02.02.1974, al D.M. 09.01.1996, e al D.M. 16.01.1996.

Nei diversi tabulati di calcolo, allegati alla presente, della quale costituiscono parte integrante e sostanziale, sono riportati i valori *input* e *output* necessari per il calcolo e la verifica delle opere in c.a e quant'altro occorrente per meglio identificare i dati di *input* ed *output* sviluppati secondo le prescrizioni del citato Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 (NTC).

Le verifiche sono state condotte con il "*Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti*" con l'utilizzo dei codici di calcolo individuati nei diversi capitoli.

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche di cui alla presente relazione corrispondono ai dati di progetto; i programmi di calcolo utilizzati sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni di calcolo assunte per i materiali impiegati.

Pertanto, in relazione agli *output* ottenuti e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti.

Il progettista delle strutture