



# AIPO

Agenzia Interregionale per il fiume Po



COMUNE DI STAGNO LOMBARDO  
Provincia di Cremona

SETTORE POLITICHE ENERGETICHE PATRIMONIO AMBIENTE SERVIZI LAVORI PUBBLICI

Titolo del Progetto

**CR-E-815 Rifacimento chiavica del Fossadone sull'Argine Maestro sinistro del fiume Po  
in Comune di Stagno Lombardo (CR) - Cod OPERA 936 - CUP B53H19000290002 - CIG 82186558A7**

Livello di progettazione

**PROGETTO DEFINITIVO**



©I.S.I. Ingegneria e Ambiente  
Ing. Gian Lorenzo Bernini - Ing. Rosaria Ragazzini  
Via Martiri della Liberazione, 36 - 43126 Vicofertile (PR)  
ingegneria e ambiente cod.fisc. e P.I. 02577010347  
Idraulica Strutture Infrastrutture Tel. 0521 941229 - info@isiingegneriaeambiente.it

Progettazione  
Ing. Gian Lorenzo Bernini  
Ing. Rosaria Ragazzini

Titolo

**Relazione geotecnica**

Numero

**2020-815-CR-STR6**

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
02	28.08.2020	Aut. Paesaggistica	RR	RR	FA
03	23.12.2020	Progetto Definitivo	RR	RR	FA

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>STRUTTURA IDRAULICA PRINCIPALE .....</b>	<b>6</b>
2.1	Verifiche a liquefazione degli orizzonti stratigrafici .....	8
2.2	Verifica sezionale dei diaframmi per sollecitazioni "ortogonali" .....	11
2.2.1.	<i>Esplificazione sollecitazioni sui diaframmi .....</i>	<i>13</i>
2.2.2.	<i>Verifiche a pressoflessione diaframmi di sezione 240 x 80 cm .....</i>	<i>17</i>
2.2.3.	<i>Verifiche a taglio diaframmi di sezione 240 x 80 cm .....</i>	<i>18</i>
2.2.4.	<i>Verifiche a pressoflessione diaframmi di sezione 240 x 60 cm .....</i>	<i>19</i>
2.2.5.	<i>Verifiche a taglio diaframmi di sezione 240 x 60 cm .....</i>	<i>20</i>
2.3	Verifiche di capacità portante dei diaframmi .....	20
2.4	Compatibilità delle pressioni di contatto in platea .....	22
2.4.1.	<i>Costante di Winkler ad intradosso platea .....</i>	<i>22</i>
2.5	Verifica a paratia delle diaframature di sponda .....	24
2.5.1.	<i>Caratterizzazione geotecnica e stratigrafia di calcolo .....</i>	<i>25</i>
2.5.2.	<i>Criteri generali di progettazione, analisi e verifica .....</i>	<i>25</i>
2.5.3.	<i>Condizione statica .....</i>	<i>25</i>
2.5.4.	<i>Spinta delle terre .....</i>	<i>26</i>
2.5.5.	<i>Sisma .....</i>	<i>28</i>
2.5.6.	<i>Criteri di verifica strutturali .....</i>	<i>29</i>
2.5.7.	<i>Rigidezza della paratia .....</i>	<i>30</i>
2.5.8.	<i>Schematizzazione del modello di calcolo .....</i>	<i>30</i>
<b>3</b>	<b>MANUFATTI ACCESSORI .....</b>	<b>40</b>
3.1	<b>CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI .....</b>	<b>40</b>
3.1.1.	<i>Formulazione di Brinch-Hansen .....</i>	<i>41</i>
3.1.2.	<i>Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali .....</i>	<i>42</i>
3.2	<b>MANUFATTO DI RECAPITO DI VALLE .....</b>	<b>42</b>
3.2.1.	<i>Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali .....</i>	<i>42</i>
3.2.2.	<i>Sequenza stratigrafica .....</i>	<i>42</i>
3.2.3.	<i>Archivio terreni .....</i>	<i>43</i>
3.2.4.	<i>Costante di Winkler .....</i>	<i>43</i>
3.2.5.	<i>Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione .....</i>	<i>43</i>
3.2.6.	<i>Stima dei cedimenti della fondazione .....</i>	<i>45</i>
3.3	<b>MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO .....</b>	<b>47</b>
3.3.1.	<i>Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali .....</i>	<i>47</i>
3.3.2.	<i>Archivio stratigrafie .....</i>	<i>47</i>
3.3.3.	<i>Archivio terreni .....</i>	<i>47</i>
3.3.4.	<i>Costante di Winkler .....</i>	<i>48</i>
3.3.5.	<i>Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione .....</i>	<i>48</i>
3.3.6.	<i>Stima dei cedimenti della fondazione .....</i>	<i>51</i>
3.4	<b>EDIFICIO DI ALLOGGIAMENTO DEL GRUPPO ELETROGENO .....</b>	<b>51</b>
3.4.1.	<i>Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali .....</i>	<i>52</i>
3.4.2.	<i>Archivio stratigrafie .....</i>	<i>52</i>
3.4.3.	<i>Archivio terreni .....</i>	<i>52</i>
3.4.4.	<i>Costante di Winkler .....</i>	<i>52</i>

3.4.5.	Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione.....	53
3.4.6.	Stima dei cedimenti della fondazione.....	55
<b>4</b>	<b>STRUTTURA DI REGOLAZIONE IDRAULICA ESISTENTE.....</b>	<b>56</b>
4.1.1.	Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali .....	57
4.1.2.	Archivio stratigrafie .....	57
4.1.3.	Archivio terreni.....	57
4.1.4.	Costante di Winkler .....	57
4.1.5.	Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione.....	58
4.1.6.	Verifiche geotecniche agli SLU – condizioni statiche .....	59
4.1.7.	Verifiche geotecniche agli SLV – condizioni sismiche.....	60

## 1 PREMESSA

Il progetto strutturale tratta il dimensionamento e la verifica di un aggregato strutturale composto da più edifici, funzionali alla operatività della infrastruttura idraulica di compartimentazione, regolazione e sollevamento.

Ciascuno degli edifici costitutivi il complesso presenta una struttura fondale indipendente e caratterizzata da strutture profonde e/o superficiali.

La presente relazione geotecnica comprende sia i dimensionamenti strutturali (condotti in ambito statico e sismico) di tali elementi, in parte riprendendo i contenuti già esposti nelle relazioni di calcolo, sia le verifiche di compatibilità delle interazioni tra le strutture di fondazione a progetto e le condizioni litostratigrafiche del sito.

L'aggregato strutturale costitutivo della infrastruttura idraulica si compone dei seguenti elementi :

- Manufatto principale di regolazione e sollevamento, comprensivo delle camere di aspirazione delle pompe
- Edificio di alloggiamento delle paratoie
- Edificio di alloggiamento dell'impianto di sollevamento
- Manufatti secondari tra cui:
  - Fabbricato di alloggiamento del gruppo elettrogeno e delle dotazioni impiantistiche di controllo
  - Manufatto di recapito delle tubazioni di mandata dell'impianto di sollevamento a progetto
  - Manufatto di attraversamento arginale delle tubazioni di mandata dell'impianto di sollevamento
  - Muro di sponda sx cavo Fossadone
- Esistente struttura di compartimentazione idraulica
- Ponte in muratura di attraversamento del cavo Fossadone in prossimità del fabbricato chiavicale esistente

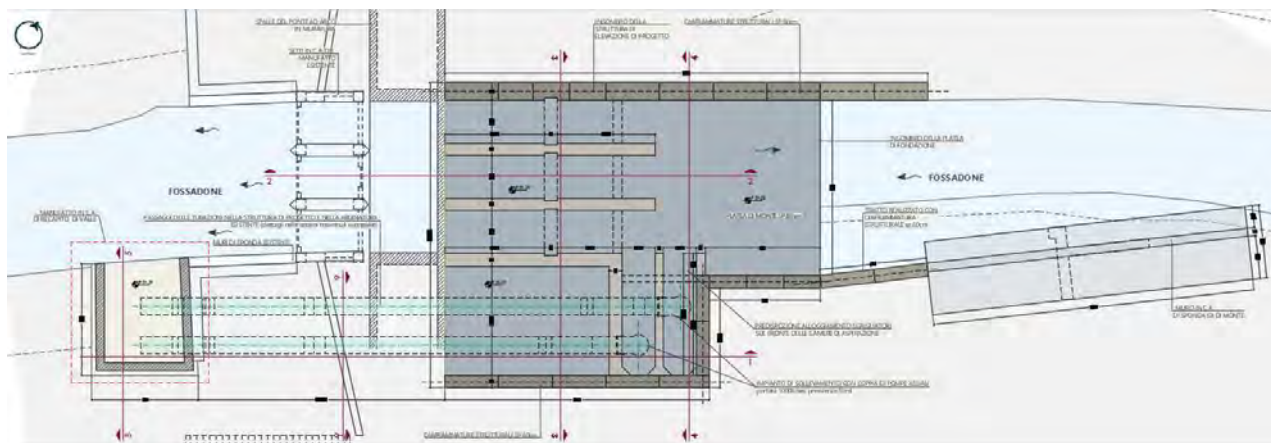


**Figura 1: Indicazione delle opere strutturali del complesso principale e manufatti accessori**

A seguire si procederà con una sintetica descrizione delle strutture di fondazione dei fabbricati di progetto ed esistenti, rimandando alle relazioni di calcolo (o verifica della sicurezza) e agli elaborati grafici di progetto per maggiori dettagli.

I capitoli della relazione verranno quindi dedicati alla verifica di ciascuna delle strutture di fondazione sia in condizioni provvisorie (ove presenti) che definitive (con analisi dei cedimenti attesi per i casi in cui tale stima è necessaria per la operatività della infrastruttura idraulica).





**Figura 2: Organizzazione delle strutture di elevazione – Struttura principale di compartimentazione e regolazione**

### CORPO CHIAVICALE PRINCIPALE, COMPRENSIVO DELLE CAMERE DI ASPIRAZIONE DELLE POMPE

Costruito su fondazioni profonde realizzate mediante diaframature strutturali di spessore pari a 60cm ed 80cm, quota di imposta pari a +20m.s.l.m. Tali diaframature assolvono alla funzione strutturale di trasmissione dei carichi della infrastruttura a strati di terreno adeguati per capacità portante e non soggetti a fenomeni di liquefazione in caso di evento sismico. Le stesse diaframature, con particolare riguardo alla giacitura "trasversale" da sponda sx a sponda dx, assolvono anche alla funzione idraulica di allungamento dei percorsi di filtrazione ed eliminazione del rischio di sifonamento della nuova infrastruttura, come dimostrato dalla modellazione f.e.m. di verifica a sifonamento illustrata in elaborato progettuale 2020-815-CR-IDRR2 "Verifiche di sifonamento e filtrazione".

Parte delle diaframature si innestano ad intradosso della platea di fondazione del corpo chiavicale principale, a quota +30.40m.s.l.m. (quindi con elevazione dei setti di 10.40m) parte, ubicate lungo lo sviluppo di sponda, lavorano "a paratia" con emersione da quota +31.20m.s.l.m. (quota di estradosso della platea di fondazione e di fondo del cavo Fossadone) sino alla quota di 39.10m.s.l.m.

Le verifiche geotecniche e strutturali delle diaframature in questione saranno pertanto finalizzate a:

1. Verificare la compatibilità dei livelli di sollecitazione trasmessi dalla struttura di elevazione oltre che dalle spinte litostatiche, idrostatiche ed idrodinamiche lungo il fusto dei diaframmi;
2. Verificare la compatibilità della capacità portante attesa alla base delle diaframature con le azioni assiali trasmesse;
3. Verificare le diaframature "a paratia" in condizioni provvisorie di apertura del fronte di scavo e "finali" con doppio puntone di contrasto rappresentato dalla platea di fondazione e dalla soletta di copertura a quota +39.15m.s.l.m.
4. Valutare l'adeguatezza statica e dinamica delle porzioni di diafammatura "a paratia" costituite dalle pareti spondali poste a monte del manufatto chiavicale, caratterizzate da una quota sommitale massima pari a 39.10m.s.l.m.

La struttura principale si compone infine di una platea caratterizzata da una quota di estradosso pari a 31.20m.s.l.m., innestata alle diaframature di bordo (sponda) mediante inghisaggi d'armatura e connessa alle diaframature centrali mediante riprese dei ferri. Come precisato in Elaborato 2020-815-CR-STR3 "Relazione di calcolo del Manufatto di regolazione e sollevamento" la platea è stata modellata con vincoli a cerniera sulle diaframature di bordo e centrali, così da enfatizzare le pressioni di contatto ad intradosso platea e verificarne la compatibilità con la capacità portante dello strato di riferimento.

### EDIFICI DI ALLOGGIAMENTO DELLE PARATOIE E DI ALLOGGIAMENTO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

Entrambi gli edifici sono elevati sulle strutture di elevazione del manufatto chiavicale principale. La modellazione globale dell'edificio principale tiene infatti conto delle sollecitazioni statiche e sismiche indotte sulle fondazioni profonde dai due edifici. La modellazione "di dettaglio" dei due fabbricati con simulazione di incastro alla base dei pilastri (ossia di un nodo

rigido nella connessione tra pilastri di elevazione degli edifici e setti di elevazione della chiavica), sovrastima, a favore di sicurezza, le sollecitazioni alla base degli edifici ed alla sommità delle strutture di elevazione del manufatto principale

### **MANUFATTI SECONDARI**

La progettazione dei manufatti secondari ha ritenuto adeguata la realizzazione degli stessi su strutture di fondazione superficiali benché ubicate su rilevati arginali di ampliamento e ringrosso. Sia il manufatto di recapito di valle e, soprattutto il manufatto di attraversamento e l'edificio di alloggiamento del gruppo elettrogeno e degli uffici sono infatti fondati su strutture a platea superficiale. In questo caso, le verifiche geotecniche sono finalizzate a:

- Valutare la compatibilità delle pressioni di contatto platea-terreno con la capacità portante di strato
- Stimare l'entità del cedimento atteso sulle strutture e valutarne la compatibilità con la operatività funzionale della struttura

Come illustrato nel capitolo a questi dedicato, la modesta entità dei cedimenti attesi e delle pressioni di contatto terreno-platee sono tali da non richiedere da formazione di strutture profonde di fondazione per i manufatti secondari.

### **MURO DI SPONDA SX CAVO FOSSADONE**

Il muro a mensola di contenimento spondale ubicato in sponda sx del cavo Fossadone a monte del manufatto chiavicale è valutato in termini di pressioni massime indotte sul terreno di fondazione ed in termini di stabilità globale a ribaltamento e scivolamento. Le verifiche strutturali e geotecniche del muro sono condotte nella condizione di possibilità di rotazione del muro al piede, in assenza di vincoli funzionali e/o impiantistici che impongano la perfetta verticalità del manufatto.

Gli sviluppi analitici delle verifiche strutturali oltre che di capacità portante e stabilità globale sono esposte in relazione 2020-815CR-STR4 "Relazione di calcolo delle strutture – Manufatti secondari" a cui si rimanda.

### **ESISTENTE STRUTTURA DI COMPARTIMENTAZIONE IDRAULICA**

L'edificio di regolazione esistente è stato analizzato in termini di sicurezza e vulnerabilità sismica nell'ambito di un livello di conoscenza LC1, con progetto simulato delle armature (con applicazione del metodo alle tensioni ammissibili) supportato da rilievo geometrico-strutturale ed identificazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali mediante apposita campagna di prove (per cui si rimanda all'elaborato 2020-815-CR-GEO3).

In assenza di informazioni in merito alla presenza e geometria di strutture profonde di fondazione ed ammorsamento, si è proceduto, a favore di sicurezza, ad una verifica del manufatto considerando la sola struttura di fondazione a platea rilevata direttamente. In apposito capitolo della presente relazione verranno riproposte le verifiche di fondazione sviluppate in elaborato 2020-815-CR-STR5 "Verifica di sicurezza e vulnerabilità sismica del fabbricato di regolazione esistente" in termini di compatibilità delle pressioni di contatto e dei cedimenti attesi.

### **PONTE IN MURATURA DI ATTRAVERSAMENTO DEL CAVO FOSSADONE**

Nell'ambito del presente livello definivo di progettazione, con riferimento alla verifica di sicurezza e vulnerabilità sismica del ponte in muratura esistente, considerato:

- Il suo declassamento a ponte ciclo pedonale previsto nell'ambito della soluzione progettuale;
- La totale disconnessione strutturale dalla nuova infrastruttura a progetto in adiacenza alla quale sarà previsto un giunto sismico di ampiezza adeguata (6cm min) ad escluderne la reciproca interazione;
- La possibilità di una sua successiva demolizione senza compromettere la funzionalità idraulica della confluenza (sia in termini funzionali di regolazione e sollevamento che di continuità arginale), consentita dalla soluzione progettuale adottata;
- L'esito favorevole della prova di carico effettuata in sede di progettazione preliminare con azioni di tipo stradale (ponti 2° cat.)
- La totale assenza di informazioni circa le caratteristiche geometriche della sua struttura di fondazione

Si è ritenuto non essenziale lo sviluppo di una analisi della sicurezza e vulnerabilità sismica del manufatto in questione, rimandando la sua valutazione alla successiva fase di progettazione esecutiva.

## **2 STRUTTURA IDRAULICA PRINCIPALE**

Il manufatto principale presenta una struttura di fondazione di tipo profondo, organizzata con diaframmi strutturali di spessore compreso tra 60cm ed 80cm con quota di fondo a +20m.s.l.m.

I diaframmi sono stati considerati, nel modello di calcolo, appoggiati alla base (sostanziale vincolo a traslazione verticale) ed immersi nel substrato, per una lunghezza pari a circa 8 m (ossia considerando solo gli strati non soggetti a liquefazione, come riscontrabile da elaborato 2020-815-CR-GEO1). Questa seconda condizione viene schematizzata assegnando ai nodi dei diaframmi immersi nel substrato un vincolo traslazionale con rigidità pari a quella del modulo elastico dello strato in esame. Con tale configurazione, in presenza di spinte sismiche, si ottengono una risposta del terreno e di conseguenza un regime tensionale sulla struttura quanto più vicini alla realtà.

La platea di fondazione viene considerata appoggiata su suolo elastico alla Winkler con un coefficiente di sottofondo assai ridotto e pari a 0,1 kg/cm<sup>3</sup>.

Occorre evidenziare che le spinte litostatiche sono state applicate esclusivamente ai diaframmi controterra per la loro porzione che va dalla platea di fondazione all'impalcato di posa dei fabbricati. Al di sotto del piano di fondazione infatti le spinte statiche del terreno, presenti su ambo i lati dei diaframmi, si contrastano mutuamente e pertanto possono non essere applicate. Nella stima delle spinte in ambito sismico è stata tenuta in debito conto la condizione stratigrafica che vede la presenza di orizzonti di terreno soggetti al fenomeno di liquefazione, fino ad una profondità di circa 12 m dal piano fondazione (posto alla quota assoluta +31,12 m) e quindi di circa 20,5 m rispetto al piano arginale, posto a quota assoluta di +39,19 m. Tale condizione è tenuta in conto applicando la spinta sismica del terreno (ottenuta come spinta statica + sovraspinta sismica mediante formulazione di Mononobe-Okabe), incrementata di una quota parte di sovraspinta idraulica, sulla superficie di paramento esposta all'azione sismica (concorde con direzione e verso di ingresso dello scuotimento sismico) escludendo un qualsiasi effetto di contrasto passivo sulla superficie opposta.

Tale approccio di dimensionamento, ipotizzando una altezza di strato liquefacibile di circa 20,5 m totali, massimizza le condizioni di sollecitazione fuori piano (taglio e flettente) sui diaframmi.

La spinta esercitata dall'acqua viene quindi considerata nel caso maggiormente sfavorevole in cui si raggiunga il livello idrometrico di Po TR 200 (38.17 m). In questo caso nella modellazione viene applicata la spinta idrostatica conseguente sulle paratoie e su tutti gli altri setti che schematizzano pareti e diaframmi in cui le spinte idrostatiche non si annullino in quanto applicate su entrambe le facce del setto.

Insieme con le spinte idrostatiche in parete viene quindi considerata la sottospinta idraulica sulla platea di fondazione con battente pari al livello idrometrico di Po TR 200.

Nel presente capitolo si procederà richiamando (dalla relazione di calcolo) con le verifiche sezionali dei setti per sollecitazioni "fuori piano" di inviluppo (flettenti e tagli) indotti dalla modellazione globale della struttura.

Note le reazioni vincolari assiali di inviluppo "all'appoggio" dei diaframmi in quota di imposta pari a +20m.s.l.m. (ossia - 15m rispetto a piano campagna) si valuterà quindi la compatibilità di tali sollecitazioni con la curva di capacità portante delle diaframature (valutate, cautelativamente considerando il solo diaframma da 60cm di spessore).

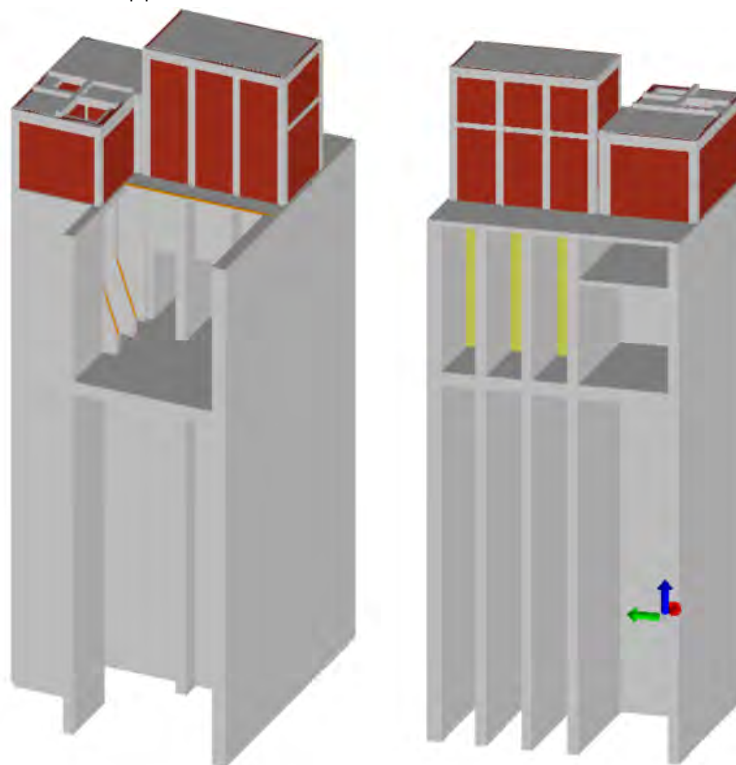
Nell'ambito del controllo di compatibilità della capacità portante delle diaframature con le sollecitazioni assiali indotte dalla struttura, si effettuerà anche ad una verifica di compatibilità delle pressioni di contatto platea-terreno di fondazione con le caratteristiche di capacità portante del terreno relative allo strato a quota +30.40m.s.l.m.

Le diaframature di sponda verranno quindi considerate e dimensionate nella condizione "paratia":

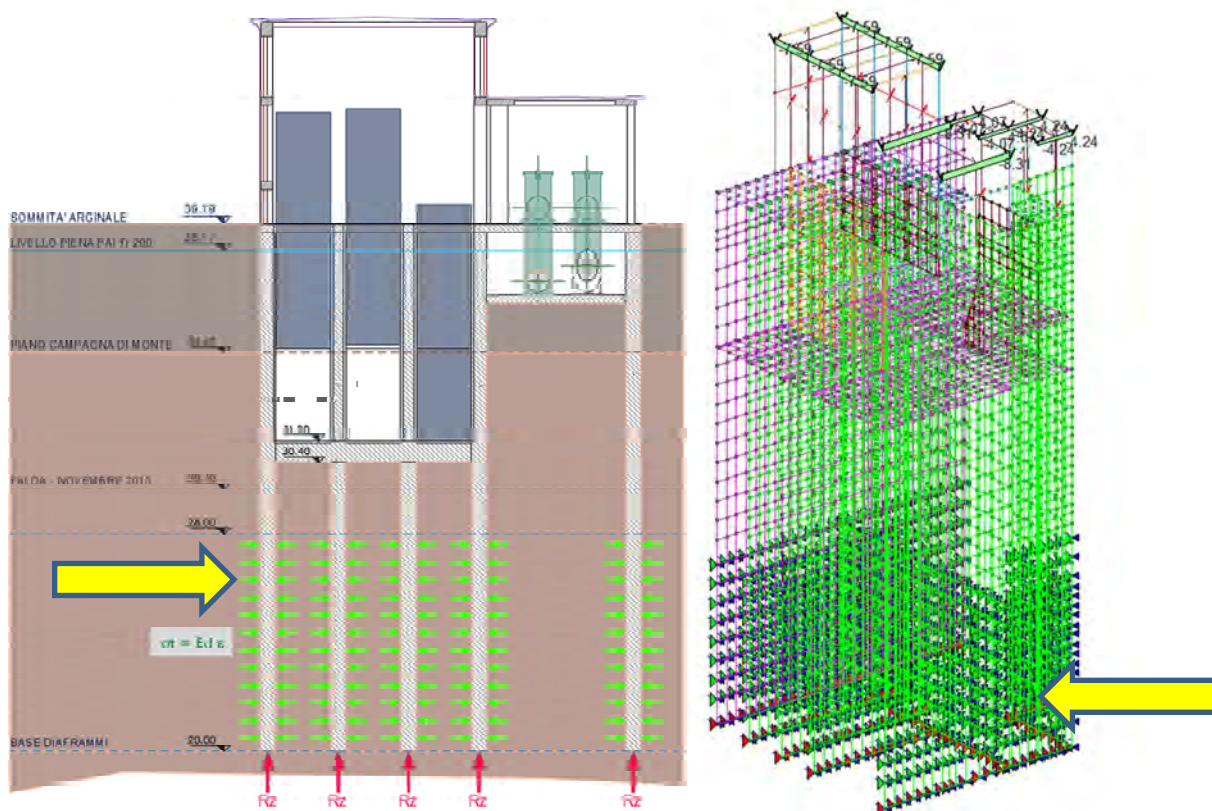
- Attiva nella fase provvisoria di apertura dello scavo per la realizzazione della platea di fondazione,
- Permanente nei pannelli di monte di formazione del muro di contenimento spondale in dx ed sx Fossadone;
- Presente nei pannelli di sponda del fabbricato chiavica, seppure con la presenza dei "puntoni" di platea e dell'impalcato a quota +39.15m.s.l.m.



Il dimensionamento strutturale dell'edificio è stato condotto in ambito f.e.m., considerando le azioni sismiche, nelle modalità previste dal NTC 2018, con Approccio 2 e con BASSA classe di duttilità.



**Figura 3: Viste solide della struttura principale – Modello globale**



**Figura 4: Schemi di modellazione della interazione tra terreno e diaframature**



## 2.1 Verifiche a liquefazione degli orizzonti stratigrafici

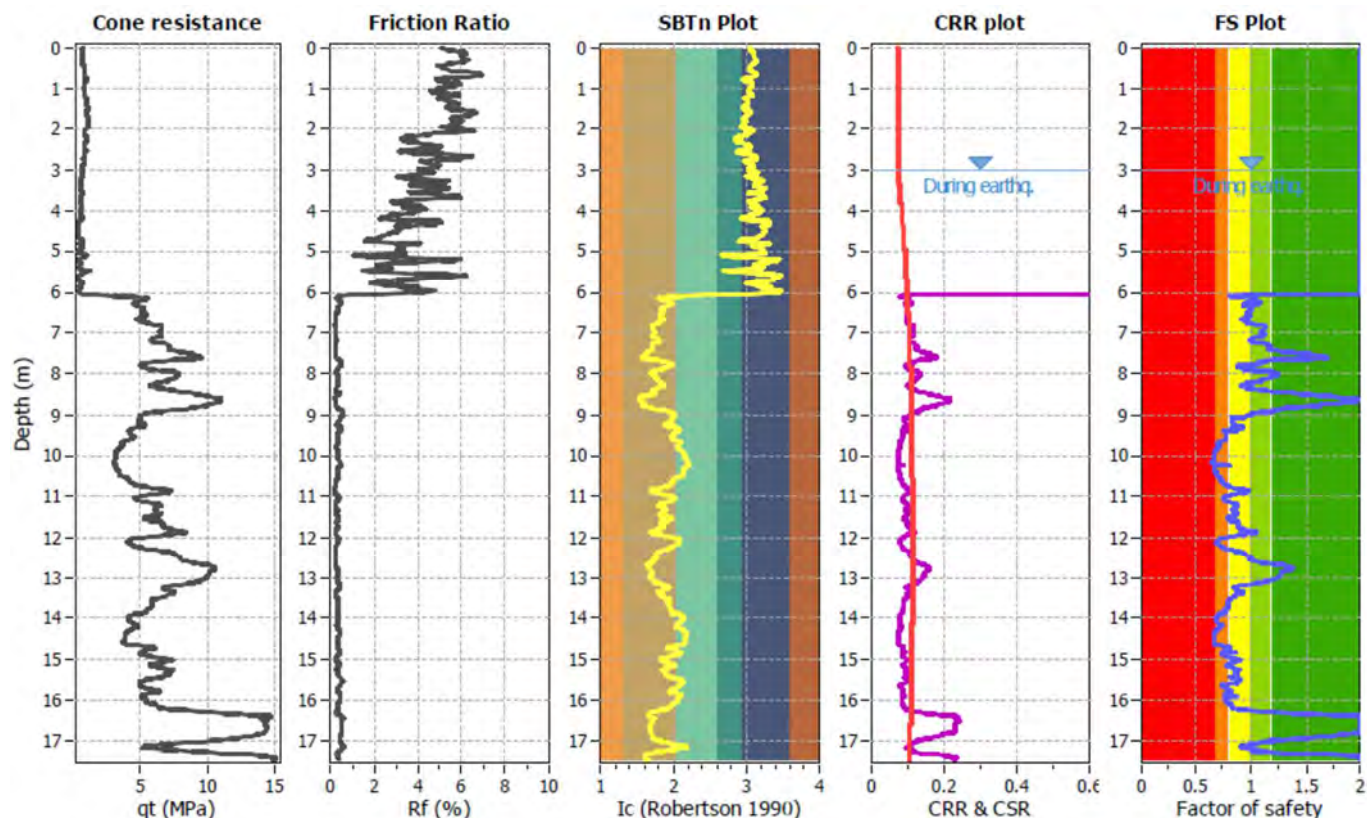
Considerata la prossimità del territorio comunale di Stagno Lombardo con zone sismogenetiche Nord (906-907), caratterizzate da una Magnitudo Massima  $M_w$  max pari a 6.60 e 6.14, si è provveduto ad elaborare una verifica alla liquefazione degli strati

Per la verifica alla liquefazione sono stati utilizzati i dati provenienti dalle prove CPTU eseguite nell'area, una Magnitudo pari a 5,50 Richter (valore ricavato mediante disaggregazione ricadendo all'esterno della zona sismogenetica ZS912), ed una accelerazione massima ( $ag_{max} = ag_{SsSt}$ ) in superficie pari a 0,204, essendo l'accelerazione attesa per la zona dalla classificazione nazionale pari a 0,138 g, il coefficiente d'amplificazione stratigrafica pari a 1,48 (Suolo C) e il coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.

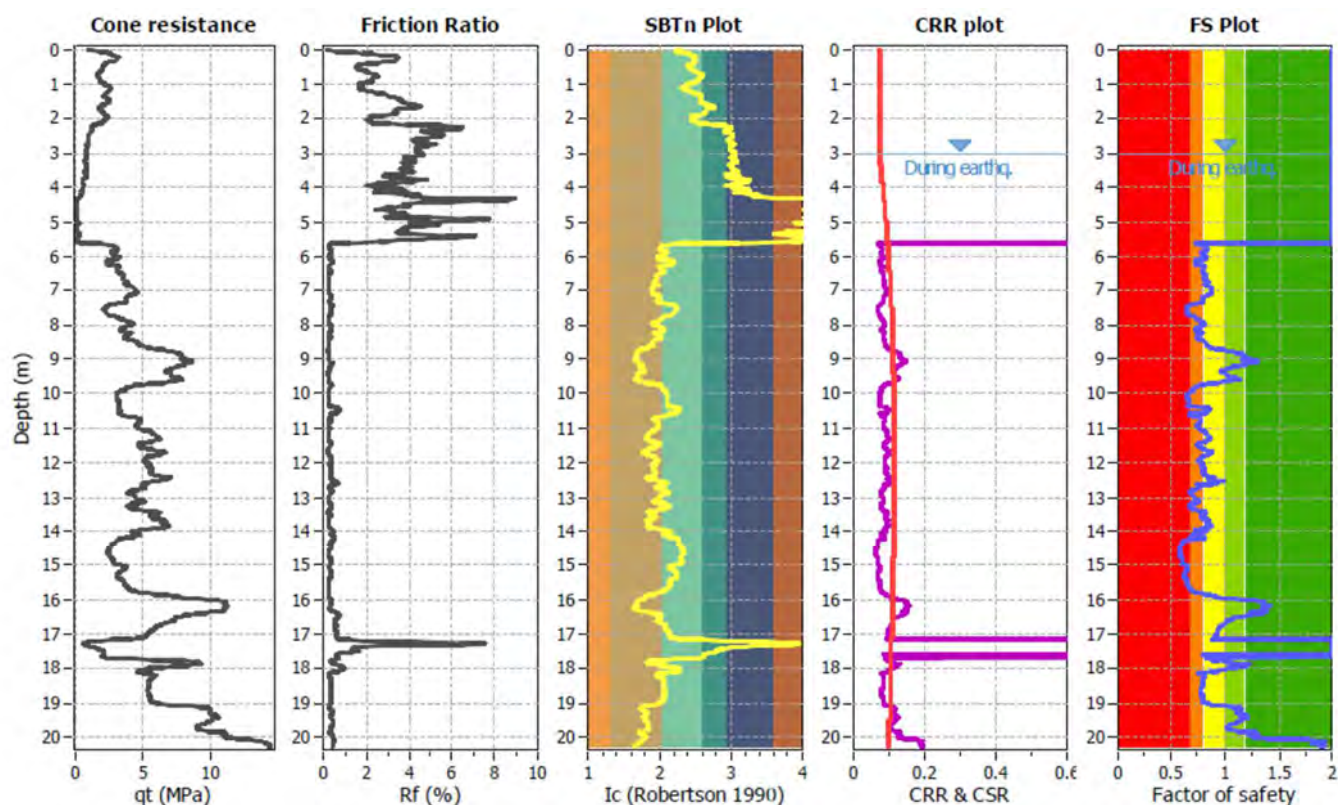
Per le elaborazioni si è utilizzato il software CLiq v.3.0.2.4 della Geologismiki Geotechnical Software utilizzando il metodo Boulanger & Idriss (2014); utilizzando nel software i dati di tutte le prove penetrometriche CPTu effettuate nell'area risulta che per i terreni costituenti i depositi nell'area oggetto di studio l'indice di potenziale liquefazione (LPI o IL, Iwasaki et al. 1982) è compreso tra 0,9 e 10,36 mentre la stima dei cedimenti post sismici è compresa tra 8,3 e 54,52 cm. I valori massimi calcolati di indice di potenziale liquefazione (10,36) e di cedimento post-sismico (54,52 cm) si sono registrati nella prova penetrometrica CPTu 2.

A conferma della adeguatezza della quota di imposta delle diaframature di fondazione, dalle elaborazioni prodotte negli elaborati progettuali 2020-815-CR-GEO1 e 2020-815-CR-GEO2, emerge come da quote pari a circa -15m da p.c., ossia +20m.s.l.m. l'indice LPI (potenziale di liquefazione) è inferiore a 5 ed il fattore di sicurezza superiore ad 1, considerando le quote "zero" delle CPTU rispettivamente riferite a (si veda elaborato grafico di rilievo dell'area 2020-815-CR-SF.2.1):

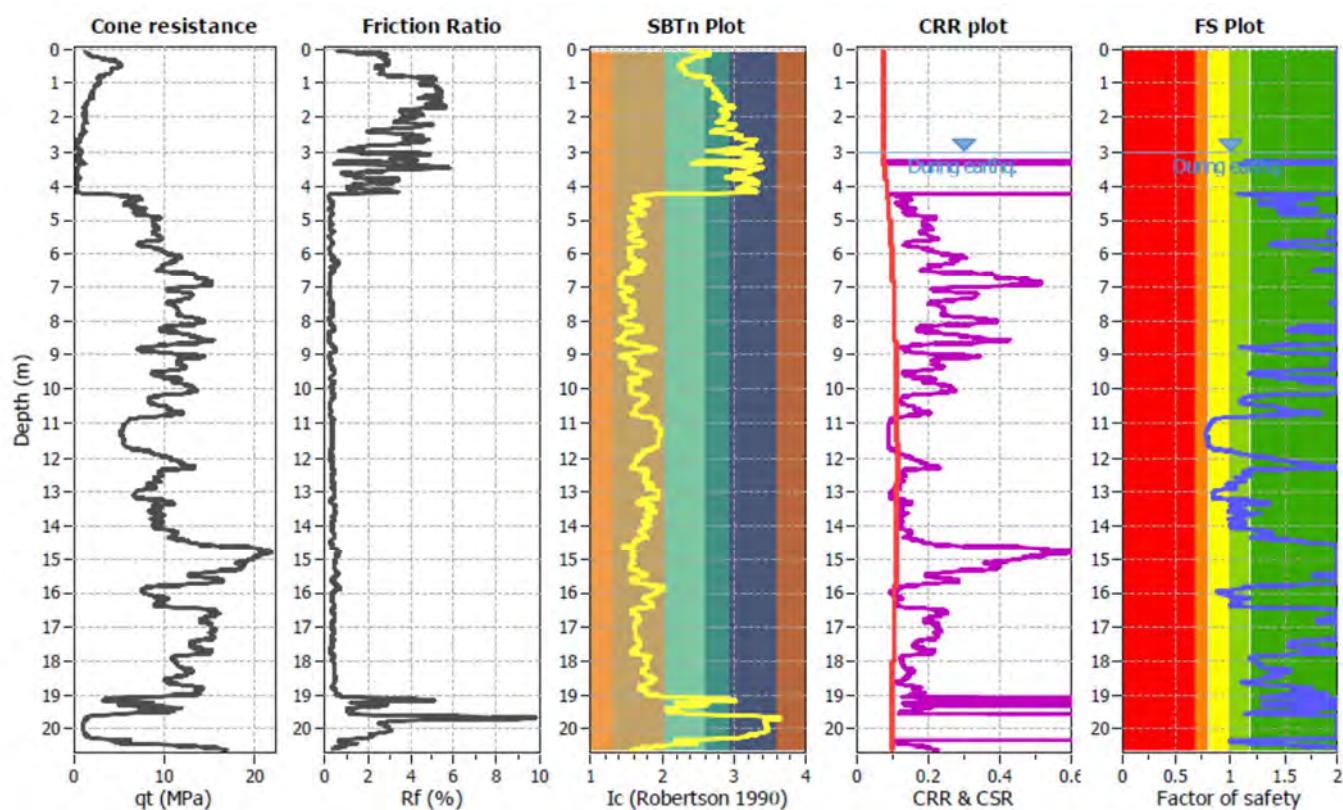
CPTU1	38.70m.s.l.m.
CPTU2	36.20 m.s.l.m.
CPTU3	34.00 m.s.l.m.
CPTU4	33.80 m.s.l.m.



. Figura 5: Verifica a liquefazione di CPTU1 – strati stabili a -16.20 da p.c. ossia 22.50m.s.l.m.



*. Figura 6: Verifica a liquefazione di CPTU2 – strati stabili a -16.00 da p.c. ossia 20.20m.s.l.m.*



*. Figura 7: Verifica a liquefazione di CPTU3 – strati stabili a -14.00 da p.c. ossia 20.00m.s.l.m.*



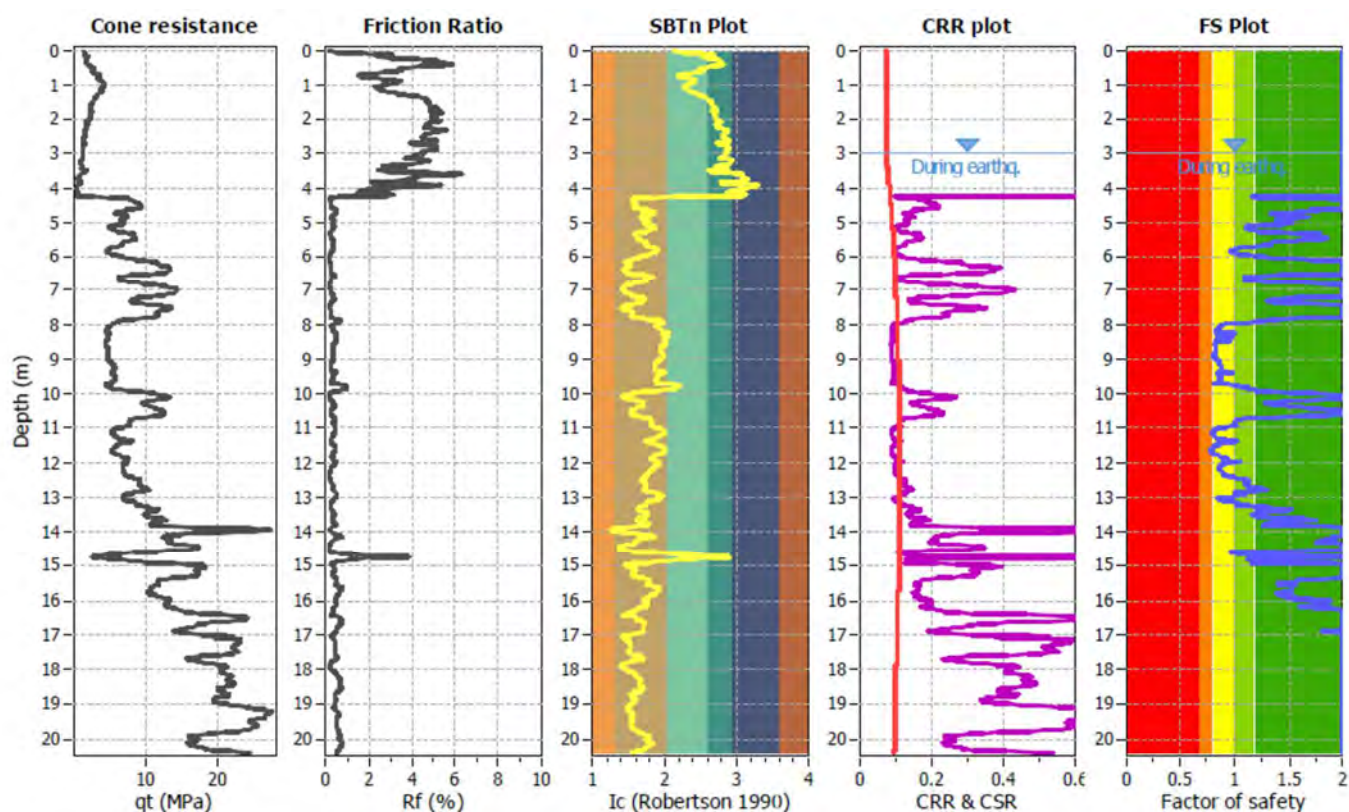


Figura 8: Verifica a liquefazione di CPTU4 – strati stabili a -13.80 da p.c. ossia 20.00m.s.l.m.

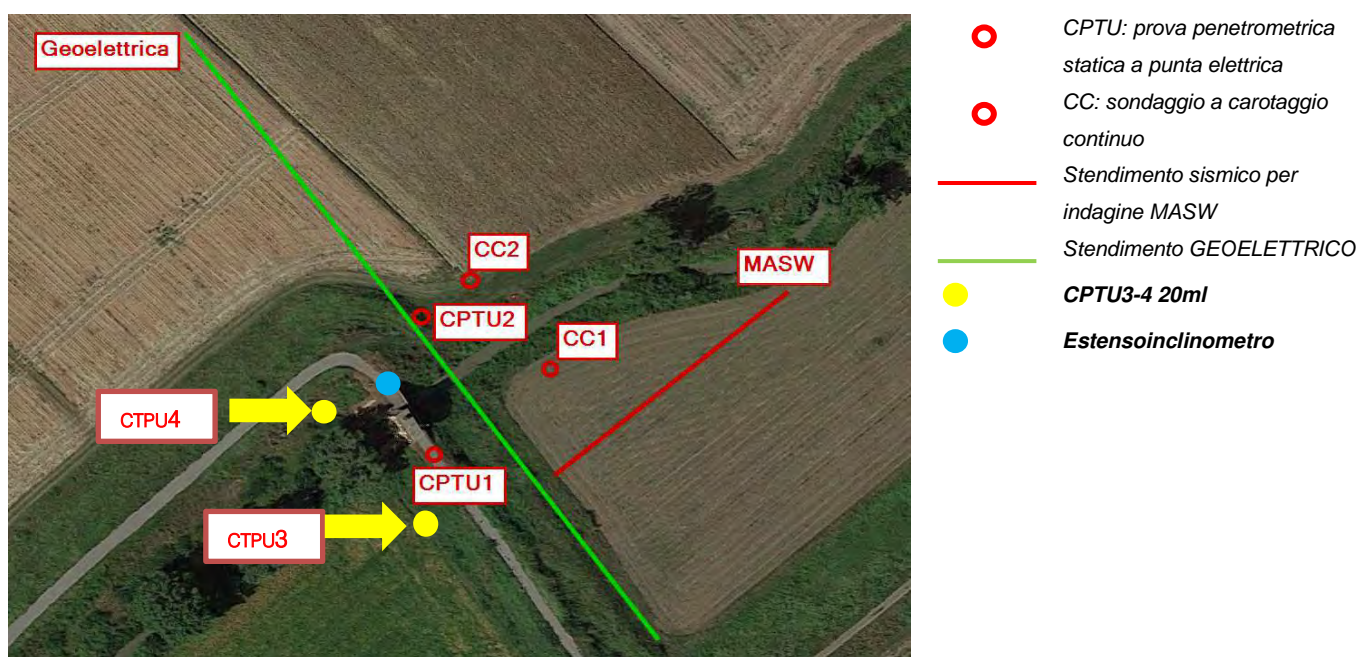


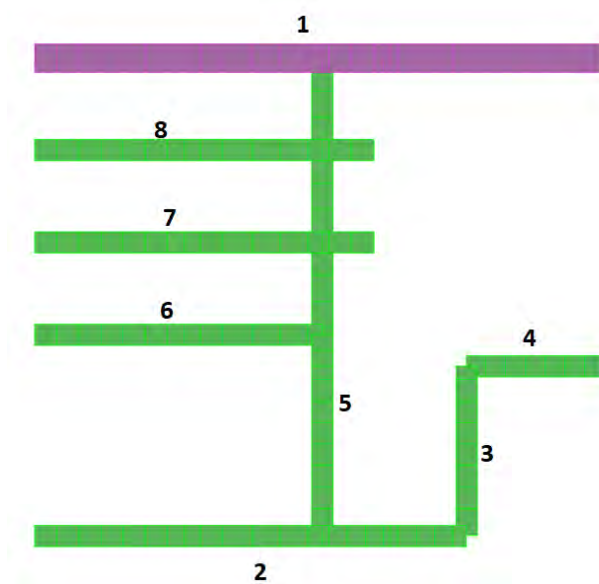
Figura 9: Schema ubicazione indicativa delle indagini geognostiche integrative (in giallo e azzurro)

## 2.2 Verifica sezionale dei diaframmi per sollecitazioni "ortogonali"

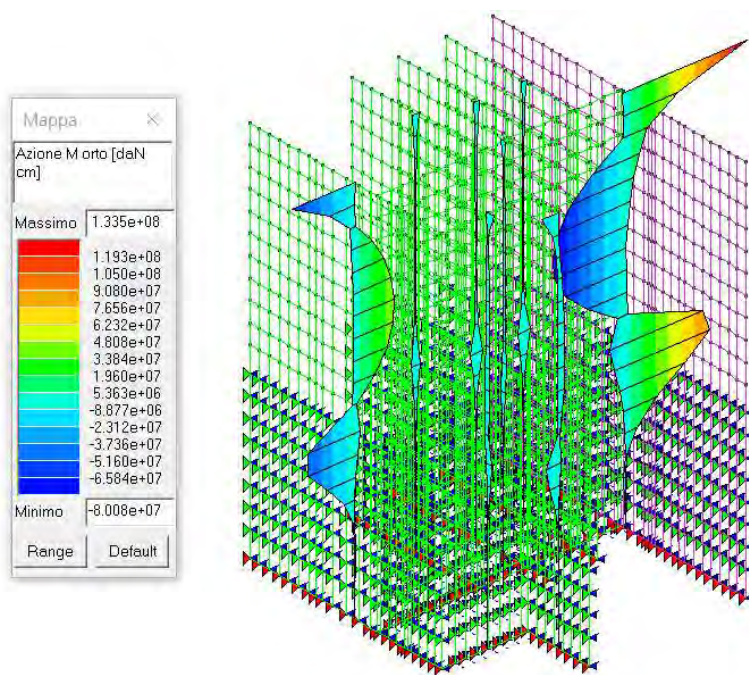
Si riportano le verifiche dei diaframmi sulla base delle sollecitazioni scaturite dalla modellazione globale tridimensionale esposta in elaborato 2020-815-CR-STR4.

Di seguito si esplicitano le azioni massime agenti per i singoli diaframmi appartenenti alle diverse macropareti. Vengono proposte in veste sintetica con mappa di colore degli involuپی delle sollecitazioni fuori dal piano (momenti flettenti e tagli) e delle azioni assiali lungo i diaframmi.

Da ultimo, in apposite tabelle riepilogative, vengono esplicitati i valori di sollecitazione massima su tre differenti quote dei diaframmi, corrispondenti alla sezione di base (quota +20m.s.l.m.), alla mezzeria ed alla sezione sommitale posta in corrispondenza dell'intradosso platea (+30.40m.s.l.m.). Nelle condizioni maggiormente sollecitate vengono compiute le verifiche sezionali a presso -flessione e taglio (a garanzia dell'efficacia del vincolo e del dimensionamento della diaframmatura).

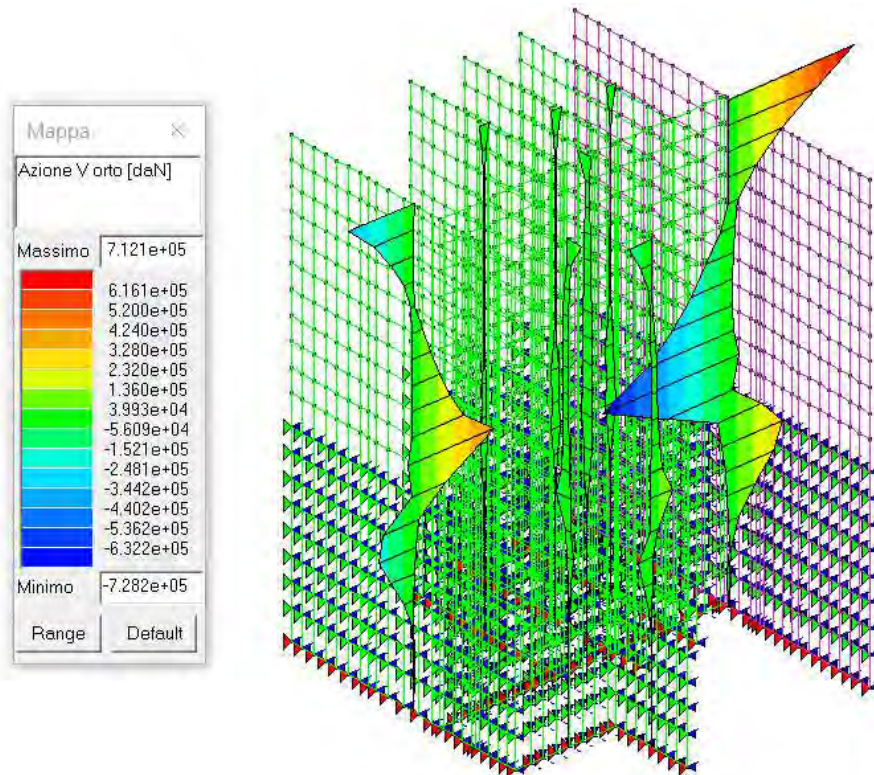


**Figura 10: Numerazione macropareti**

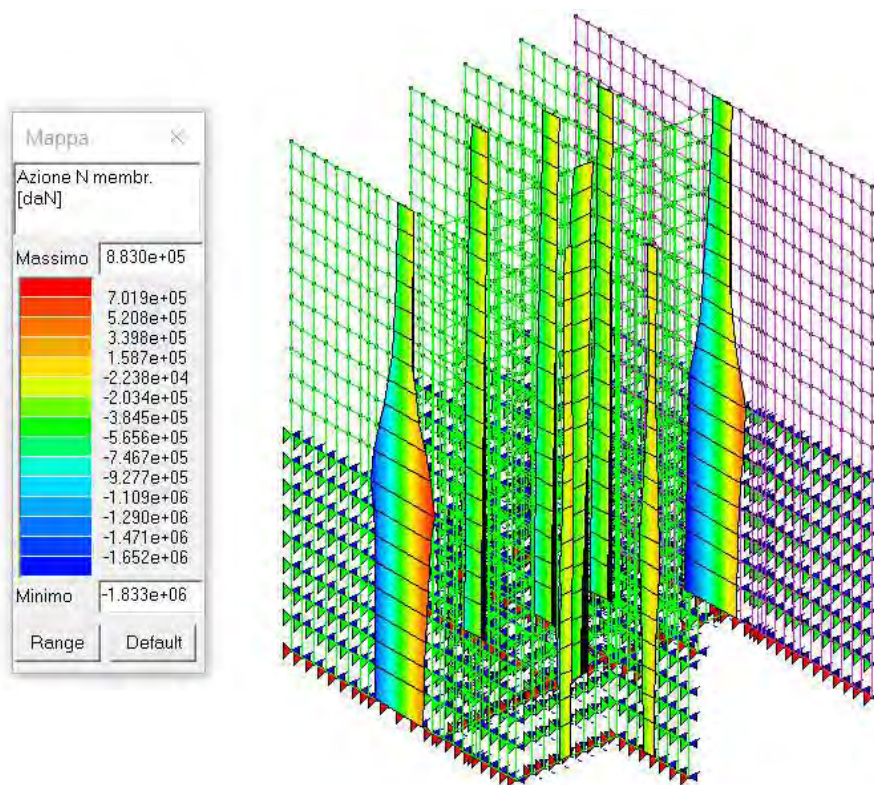


**Figura 11: Involuppo momento ortogonale**





**Figura 12: Inviluppo taglio ortogonale**



**Figura 13: Inviluppo sforzo normale**

**2.2.1. Esplicitazione sollecitazioni sui diaframmi**

PARETE 1	
L tot diaframmi (m) =	15.95
L singolo diaframma (m) =	2.4
SOLLECITAZIONI ALLA BASE	
M orto macro (kgm) =	1050000
V orto macro (kg)	328000
N macro (kg) =	1833000
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>157.994</b>
<b>V orto macro (kg) =</b>	<b>49.354</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>275.812</b>
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
M orto macro (kgm) =	800800
V orto macro (kg)	728200
N macro (kg) =	1019000
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>120.497</b>
<b>V orto macro (kg) =</b>	<b>109.572</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>153.329</b>
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
M orto macro (kgm) =	1335000
V orto macro (kg)	712100
N macro (kg) =	367100
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>200.878</b>
<b>V orto macro (kg) =</b>	<b>107.150</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>55.238</b>

PARETE 2	
L tot diaframmi (m) =	12.1
L singolo diaframma (m) =	2.4
SOLLECITAZIONI ALLA BASE	
M orto macro (kgm) =	459400
V orto macro (kg)	198000
N macro (kg) =	1539000
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>69.126</b>
<b>V orto macro (kg) =</b>	<b>29.793</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>231.574</b>
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
M orto macro (kgm) =	441600
V orto macro (kg)	463000
N macro (kg) =	1673000
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>66.448</b>
<b>V orto macro (kg) =</b>	<b>69.668</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>251.737</b>
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
M orto macro (kgm) =	679000
V orto macro (kg)	366000
N macro (kg) =	638800
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>102.169</b>
<b>V orto macro (kg) =</b>	<b>55.072</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>96.120</b>

<b>PARETE 3</b>	
L tot diaframmi (m) =	4.75
L singolo diaframma (m) =	2.4
<b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE</b>	
M orto macro (kgm) =	54550
V orto macro (kg)	35290
N macro (kg) =	356000
M orto pannello (kgm) =	8.208
Vorto macro (kg) =	5.310
N pannello (kg) =	53.567
<b>MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO</b>	
M orto macro (kgm) =	29630
V orto macro (kg)	79500
N macro (kg) =	307400
M orto pannello (kgm) =	4.458
Vorto macro (kg) =	11.962
N pannello (kg) =	46.255
<b>SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA</b>	
M orto macro (kgm) =	75410
V orto macro (kg)	87250
N macro (kg) =	187600
M orto pannello (kgm) =	11.347
Vorto macro (kg) =	13.129
N pannello (kg) =	28.228

<b>PARETE 4</b>	
L tot diaframmi (m) =	3.85
L singolo diaframma (m) =	2.4
<b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE</b>	
M orto macro (kgm) =	163000
V orto macro (kg)	62040
N macro (kg) =	380000
M orto pannello (kgm) =	24.527
Vorto macro (kg) =	9.335
N pannello (kg) =	57.179
<b>MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO</b>	
M orto macro (kgm) =	64890
V orto macro (kg)	124400
N macro (kg) =	503600
M orto pannello (kgm) =	9.764
Vorto macro (kg) =	18.718
N pannello (kg) =	75.777
<b>SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA</b>	
M orto macro (kgm) =	179200
V orto macro (kg)	129800
N macro (kg) =	190100
M orto pannello (kgm) =	26.964
Vorto macro (kg) =	19.531
N pannello (kg) =	28.604

<b>PARETE 5</b>	
L tot diaframmi (m) =	13.37
L singolo diaframma (m) =	2.4
<b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE</b>	
M orto macro (kgm) =	40810
V orto macro (kg)	36420
N macro (kg) =	837400
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>6.141</b>
<b>Vorto macro (kg) =</b>	<b>5.480</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>126.004</b>
<b>MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO</b>	
M orto macro (kgm) =	30060
V orto macro (kg)	32820
N macro (kg) =	701000
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>4.523</b>
<b>Vorto macro (kg) =</b>	<b>4.938</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>105.480</b>
<b>SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA</b>	
M orto macro (kgm) =	40810
V orto macro (kg)	60520
N macro (kg) =	554500
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>6.141</b>
<b>Vorto macro (kg) =</b>	<b>9.106</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>83.436</b>

<b>PARETE 6</b>	
L tot diaframmi (m) =	8.06
L singolo diaframma (m) =	2.4
<b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE</b>	
M orto macro (kgm) =	43660
V orto macro (kg)	26040
N macro (kg) =	765300
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>6.570</b>
<b>Vorto macro (kg) =</b>	<b>3.918</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>115.155</b>
<b>MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO</b>	
M orto macro (kgm) =	7186
V orto macro (kg)	2866
N macro (kg) =	650800
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>1.081</b>
<b>Vorto macro (kg) =</b>	<b>431</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>97.926</b>
<b>SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA</b>	
M orto macro (kgm) =	38560
V orto macro (kg)	29060
N macro (kg) =	549800
<b>M orto pannello (kgm) =</b>	<b>5.802</b>
<b>Vorto macro (kg) =</b>	<b>4.373</b>
<b>N pannello (kg) =</b>	<b>82.729</b>



<b>PARETE 7</b>	
L tot diaframmi (m) =	9.5
L singolo diaframma (m) =	2.4
<b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE</b>	
M orto macro (kgm) =	72920
V orto macro (kg)	29920
N macro (kg) =	759000
M orto pannello (kgm) =	10.972
Vorto macro (kg) =	4.502
N pannello (kg) =	114.207
<b>MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO</b>	
M orto macro (kgm) =	8942
V orto macro (kg)	2533
N macro (kg) =	649800
M orto pannello (kgm) =	1.346
Vorto macro (kg) =	381
N pannello (kg) =	97.776
<b>SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA</b>	
M orto macro (kgm) =	38110
V orto macro (kg)	34510
N macro (kg) =	534000
M orto pannello (kgm) =	5.734
Vorto macro (kg) =	5.193
N pannello (kg) =	80.351

<b>PARETE 8</b>	
L tot diaframmi (m) =	9.5
L singolo diaframma (m) =	2.4
<b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE</b>	
M orto macro (kgm) =	82200
V orto macro (kg)	33870
N macro (kg) =	717500
M orto pannello (kgm) =	12.369
Vorto macro (kg) =	5.096
N pannello (kg) =	107.962
<b>MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO</b>	
M orto macro (kgm) =	12950
V orto macro (kg)	2562
N macro (kg) =	612700
M orto pannello (kgm) =	1.949
Vorto macro (kg) =	386
N pannello (kg) =	92.193
<b>SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA</b>	
M orto macro (kgm) =	36160
V orto macro (kg)	33440
N macro (kg) =	509400
M orto pannello (kgm) =	5.441
Vorto macro (kg) =	5.032
N pannello (kg) =	76.650

## 2.2.2. Verifiche a pressoflessione diaframmi di sezione 240 x 80 cm

Definiti i livelli critici di sollecitazione lungo i fusti dei diaframmi, si effettua la verifica a pressoflessione della sezione dim. 240x80 cm nella condizione maggiormente sfavorevole. La verifica viene condotta mediante il software di libero utilizzo del Prof. Gelfi considerando la sezione armata con 12+12 ferri di diametro 28 mm.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° figure elementari**  **Zoom** **N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	73.88	4
2	73.88	76

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

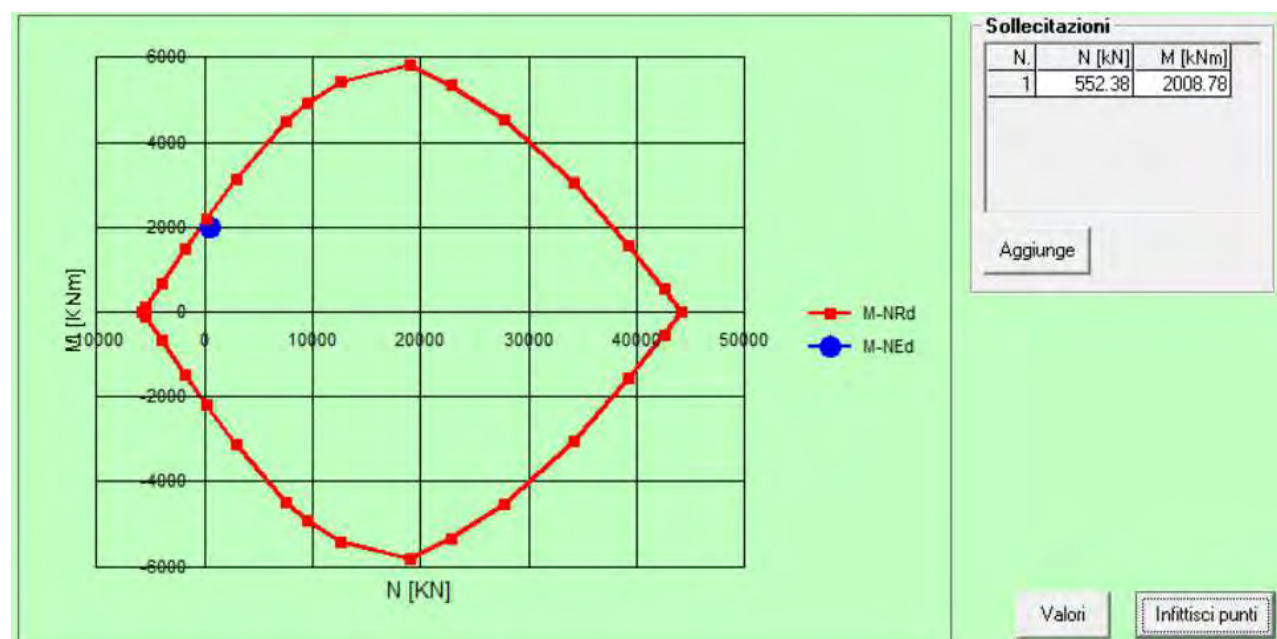
**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  20 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

**M**  $M_{xRd}$  2.317 kN m  
 $\sigma_c$  -20 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  45.79 ‰  
 $d$  76 cm  
 $x$  5.397  $x/d$  0.07102  
 $\rho$  0.7

**N° rett.** 100  
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$  0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso



I valori di sollecitazione N e M risultano all'interno del dominio di resistenza e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### 2.2.3. Verifiche a taglio diaframmi di sezione 240 x 80 cm

Si procede quindi con la verifica a taglio del diaframma di sezione pari a 240x80 cm nella condizione maggiormente sfavorevole.

La verifica viene condotta mediante foglio di calcolo elettronico autoprodotta considerando armature trasversali rappresentate da ferri di diametro 16 mm posti ad interasse 20 cm.

fck (N/mm <sup>2</sup> )	30	
gamma c	1.50	
αc	0.85	
fc calcolo (N/mm <sup>2</sup> )	17.00	
SEZIONE	b (mm)	2400
	h (mm)	800
	d (mm)	760
	Ac (mm <sup>2</sup> )	1920000
Asw (mm <sup>2</sup> )	402	
s (mm)	200	
fyk	450	
FC	1	
gamma s	1.15	
fyd	391.304	
alfa	90	
cot θ	2.5	
fck	30	
gamma c	1.50	
αc	0.85	
fcd	17.00	
VRs <sub>d</sub> (N)	1344952.17	
VRs <sub>d</sub> (kg)	134495.22	
VRC <sub>d</sub> (N)	4811586.21	
VRC <sub>d</sub> (kg)	481158.62	

$$VR_d = 134495 \text{ kg} > VEd = 109572 \text{ kg}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

### 2.2.4. Verifiche a pressoflessione diaframmi di sezione 240 x 60 cm

Si completa con la verifica a pressoflessione del diaframma dim. 240x60 cm nella condizione maggiormente sfavorevole. La verifica viene condotta mediante il software di libero utilizzo del Prof. Gelfi considerando la sezione armata con 12+12 ferri di diametro 28 mm.

**Titolo :**

**N° figure elementari** 1 **Zoom**
**N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	73.88	4
2	73.88	56

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. **Metodo n**  
 N<sub>Ed</sub> 961 **0** kN  
 M<sub>xEd</sub> 1021.69 **0** kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 **0**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

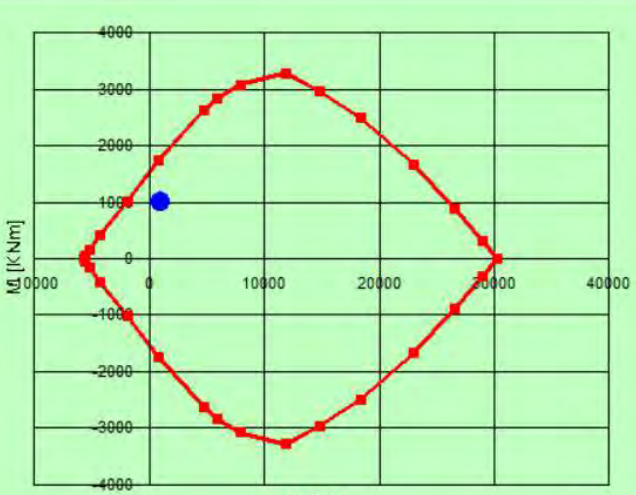
**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100  
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub> 0 cm **Col. modello**

**Materiali**  
 B450C C30/37  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11.5 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6933  
 τ<sub>c1</sub> 2.029

M<sub>xRd</sub> 1.782 kN m  
 σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 28.32 ‰  
 d 56 cm  
 x 6.161 x/d 0.11  
 δ 0.7

☐ Precompresso



**Sollecitazioni**  

N.	N [kN]	M [kNm]
1	961	1021.69

 Aggiunge

Valori Inifittisci punti

I valori di sollecitazione N e M risultano all'interno del dominio di resistenza e pertanto la verifica risulta soddisfatta.



### 2.2.5. Verifiche a taglio diaframmi di sezione 240 x 60 cm

Nel seguito si effettua la verifica a taglio del diaframma di sezione dim 240x60 cm nella condizione maggiormente sfavorevole.

La verifica viene condotta mediante foglio di calcolo elettronico autoprodotta considerando armature trasversali rappresentate da ferri di diametro 16 mm posti ad interasse 20 cm.

fck (N/mm <sup>2</sup> )	30	
gamma c	1.50	
αc	0.85	
fc calcolo (N/mm <sup>2</sup> )	17.00	
SEZIONE	b (mm)	2400
	h (mm)	600
	d (mm)	560
	Ac (mm <sup>2</sup> )	1440000
Asw (mm <sup>2</sup> )	402	
s (mm)	200	
fyk	450	
FC	1	
gamma s	1.15	
fyd	391.304	
alfa	90	
cot θ	2.5	
fck	30	
gamma c	1.50	
αc	0.85	
fcd	17.00	
VRsd (N)	991017.39	
VRsd (kg)	99101.74	
VRCd (N)	3545379.31	
VRCd (kg)	354537.93	

$$VRd = 99101 \text{ kg} > VEd = 19531 \text{ kg}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

### 2.3 Verifiche di capacità portante dei diaframmi

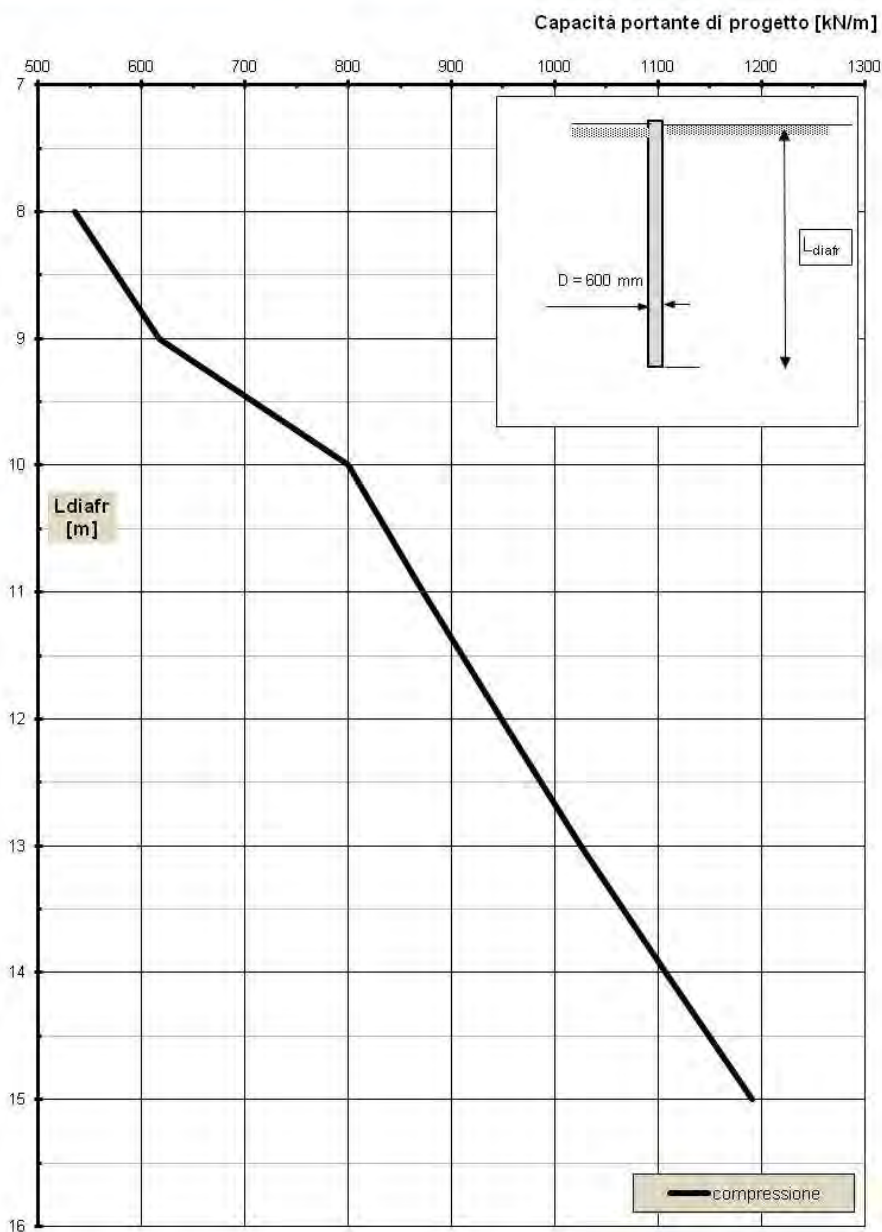
Note le reazioni vincolari assiali di inviluppo "all'appoggio" dei diaframmi in quota di imposta pari a +20m.s.l.m. (ossia - 15m rispetto a piano campagna) si valuta quindi la compatibilità di tali sollecitazioni con la curva di capacità portante delle diaframature (valutate, cautelativamente considerando il solo diaframma da 60cm di spessore).

Il massimo valore di inviluppo dell'azione assiale alla base delle diaframature per metro lineare del loro sviluppo è stato ricavato dividendo i valori massi ricavati alla base complessivi sullo sviluppo delle 8 "macro pareti", come indicate nella numerazione di figura 10, per lo sviluppo delle diaframature relative alle 8 macro pareti stesse. Ne deriva quindi:

PARETE 1	Nmax = 275.712 daN	Sv. 17.5ml	15.761 daN/ml	158 kN/ml
PARETE 2	Nmax = 231.574 daN	Sv. 12.3ml	18.827 daN/ml	188 kN/ml
PARETE 3	Nmax = 53.567 daN	Sv. 4.6ml	11.645 daN/ml	117 kN/ml
PARETE 4	Nmax = 57.179 daN	Sv. 5.2ml	10.996 daN/ml	110 kN/ml
PARETE 5	Nmax = 126.004 daN	Sv. 13.0ml	9.692 daN/ml	97 kN/ml
PARETE 6	Nmax = 115.155 daN	Sv. 7.6ml	15.152 daN/ml	152 kN/ml
PARETE 7	Nmax = 114.207 daN	Sv. 9.5ml	12.022 daN/ml	120 kN/ml
PARETE 8	Nmax = 107.962 daN	Sv. 9.5ml	11.365 daN/ml	114 kN/ml

Valori compatibili con la capacità portante alla punta di una diaframmatura sp.60cm, valutata nelle condizioni stratigrafiche del sito di lunghezza minima pari a 10ml (ossia quota di base +20 m.s.l.m. rispetto alla quota di intradosso fondazione a +30.40m.s.l.m), come da Curva delle portate seguente:

**Stagno Lombardo - Adeguamento e potenziamento della chiavica  
 Fossadone - Curva delle portate - Approccio M1-R3  
 diaframma S = 600 mm**



## **2.4 Compatibilità delle pressioni di contatto in platea**

Nell'ambito del controllo di compatibilità della capacità portante delle diaframature con le sollecitazioni assiali indotte dalla struttura, si effettuerà anche ad una verifica di compatibilità delle pressioni di contatto platea-terreno di fondazione con le caratteristiche di capacità portante del terreno relative allo strato a quota +30.40m.s.l.m.

La platea di fondazione del fabbricato principale, seppure connessa alle strutture profonde di fondazione, è stata analizzata relativamente alla interazione con il terreno di fondazione.

Come già esposto in relazione di calcolo (Elab. 2020-815-CR-STR3) la connessione tra platea e fondazioni profonde è stata modellata con vincolo a cerniera così da massimizzare i valori delle pressioni di contatto con il terreno di fondazione.

La platea è stata modellata come elemento su suolo elastico con definizione della costante di sottofondo  $k$  come esposto in paragrafo seguente.

### **2.4.1. Costante di Winkler ad intradosso platea**

La interazione tra la platea di fondazione e terreno è stata schematizzata con modello di suolo elastico alla Winkler con applicazione di un valore per la costante di sottofondo  $k$ .

$$k = q/d \text{ [daN/cm}^3\text{]}$$

dove  $q$  è la pressione esercitata e  $d$  è il cedimento.

Il calcolo più immediato si ottiene dalla formulazione proposta nel volume Fondazioni (Viggiani) sotto riportata:

$$k = E_{ed,k,med} / B_{min}$$

$E_{ed,k}$  = modulo edometrico

$B_{min}$  = Lato minore della platea

In considerazione del fatto che:

- i cedimenti, a cui è collegata la definizione della costante di Winkler, interessano di norma una profondità che va da  $B_{min}$  a  $1.5 B_{min}$  (quest'ultima per fondazioni nastriformi), visto il rapporto tra le dimensioni della fondazione che non sono mai maggiori del doppio una dell'altra, si può considerare la profondità interessata dai cedimenti fondali pari a  $B_{min}$ ;
- la maggior parte del bulbo pressorio è nel livello delle sabbie (C2) caratterizzate da modulo elastico minimo pari a 350 kg/cm<sup>2</sup> (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

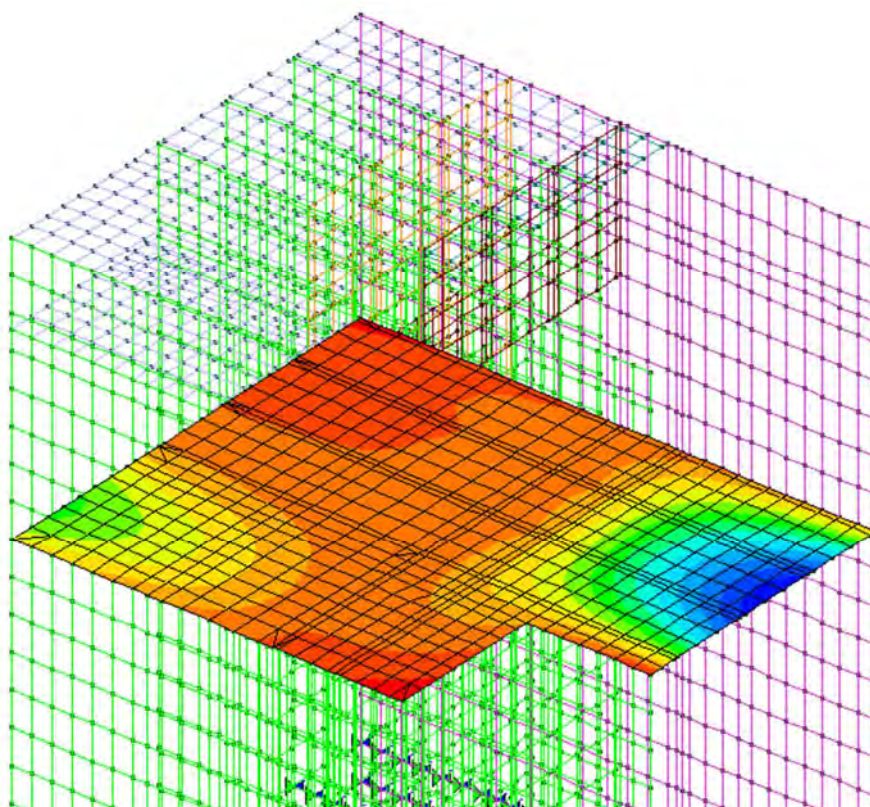
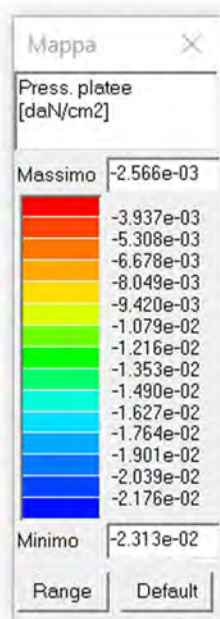
COSTANTE WINKLER	
B min (cm)	1210
$E_{ed,k}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	350
$k$ (daN/cm <sup>3</sup> ) =	0.29

**Per considerare al minimo l'effetto di appoggio della platea di fondazione si assume un valore ridotto di  $k$ , rispetto a quello di calcolo, e pari a 0.10 daN/cm<sup>3</sup>**

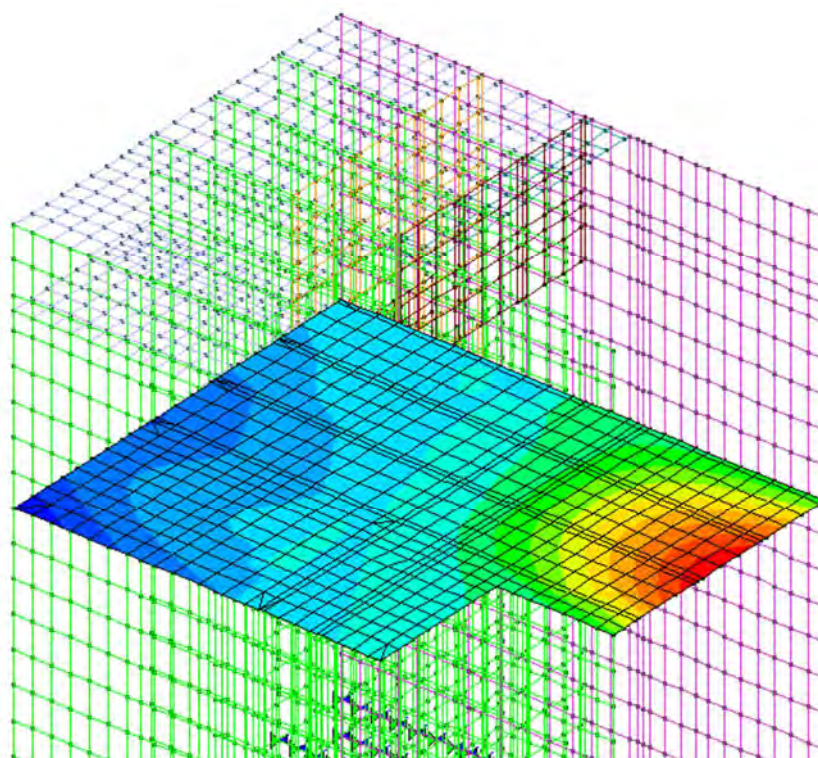
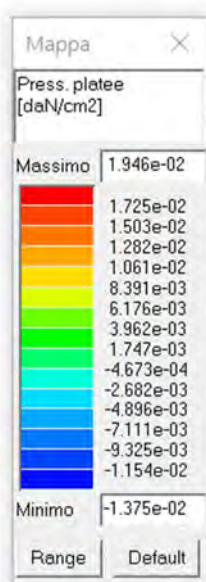
Si riportano a seguire le massime pressioni agenti sulla platea di fondazione caratterizzata da una quota di estradosso di +31.20 m.s.l.m..

Dalla restituzione numerica, considerato che il telaio strutturale è concepito per porre in scarico le azioni sulle fondazioni profonde, emergono pressioni di contatto tra platea e terreno di fondazione, nelle condizioni SLU, SLV, SLE rare, molto modeste e tali da essere compatibili anche con gli strati superficiali riscontrati in sito



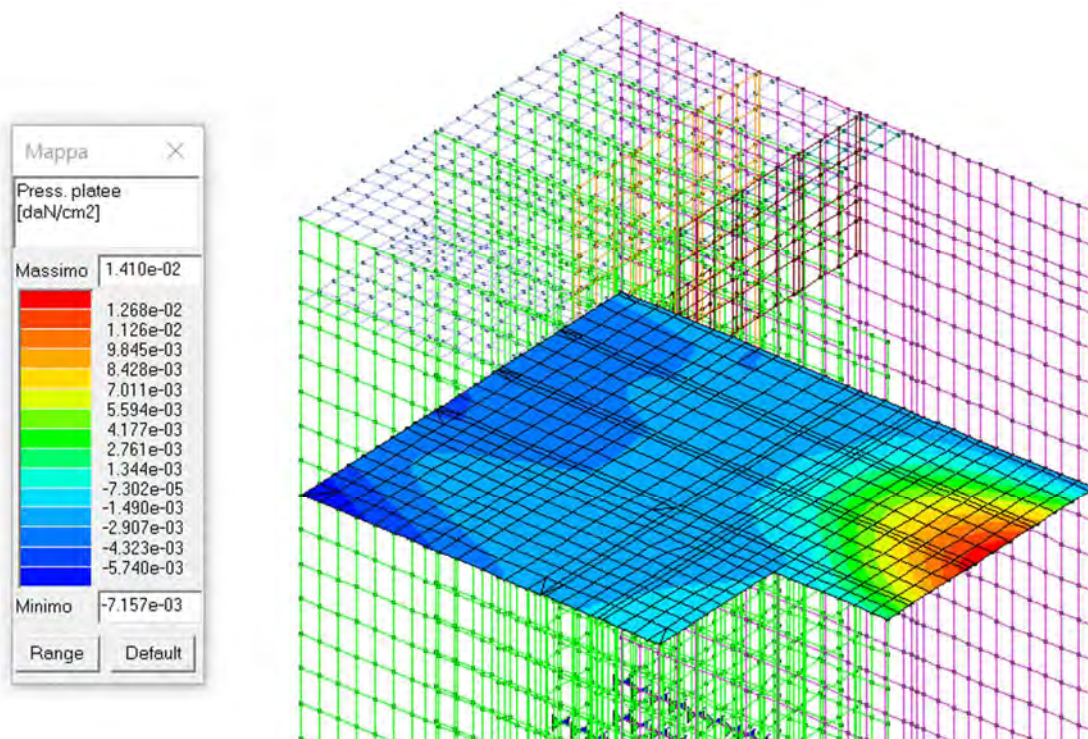


**Figura 14: Pressioni massime in combinazione SLU**



**Figura 15: Pressioni massime in combinazione SLV**





**Figura 16: Pressioni massime in combinazione SLE rara**

## 2.5 Verifica a paratia delle diaframature di sponda

Come già esposto in premessa, alle valutazioni di calcolo della modellazione f.e.m. e alla giustificazione delle pressioni di interazione tra modello strutturale e terreno di fondazione, in considerazione delle fasi costruttive dell'edificio e delle conseguenti sollecitazioni indotte sugli elementi strutturali durante le fasi di realizzazione dell'opera devono essere anche valutate le diaframature strutturali "di sponda" dell'edificio in considerazione delle sollecitazioni "di paratia" presenti sulle pannellature nelle fasi transitorie ed in particolare:

- ⇒ Nella fase di scavo preliminare alla realizzazione della platea di fondo
- ⇒ Nella fase costruttiva degli elementi di elevazione dell'edificio successiva alla formazione della platea di fondo.

Le diaframature di sponda, come riscontrabile dalla planimetrie e sezioni del fabbricato allegate al Progetto, caratterizzate da una quota massima di estradosso pari a 38.85 m s.l.m. e quota di fondo costante di 20.00m.s.m., con completamento dell'altezza della diaframmatura mediante correa in opera ad altezza variabile o soletta di impalcato (con quota di estradosso si quest'ultima pari a 39.19 m s.l.m.)

Nel presente capitolo viene pertanto presentato il dimensionamento strutturale delle opere di sostegno (paratie costruite tramite diaframmi in calcestruzzo armato) necessarie all'intervento in progetto.

Il dimensionamento della paratia di sostegno si è articolato come segue:

- ✓ **Caratterizzazione Geotecnica:** verifica ed accertamento del modello geotecnico di riferimento e suo affinamento a seguito della totalità delle indagini eseguite nell'area sia di tipo tradizionale che geoelettrico;
- ✓ **Analisi geotecniche-strutturali:** sulle base del punto precedente, per le sezioni ritenute maggiormente rappresentative, si è svolta una modellazione numerica agli elementi finiti allo scopo di pervenire alla valutazione delle sollecitazioni indotte sulla struttura in questione per effetti dei carichi agenti, simulando le varie fasi di scavo previste;
- ✓ **Verifiche strutturali:** verifiche dei principali elementi strutturali.

### **2.5.1. Caratterizzazione geotecnica e stratigrafia di calcolo**

Ai fini della caratterizzazione sono stati utilizzati tutti i risultati delle prove in situ eseguite in fase di Progetto Preliminare e conseguenti alla integrazione eseguita per la stesura della presente fase progettuale

Ai fini della caratterizzazione geotecnica si è adottato il criterio di considerare una zona "geotecnicamente omogenea", ove per zona omogenea si intende che all'interno di essa si ha una sostanziale uniformità della successione stratigrafica. Nel caso in esame la stratigrafia si può definire come costante e uniforme (all'interno dell'eterogeneità di un "mezzo" come il terreno) ed è rappresentata in sintesi da terreno granulare costituito da sabbie, sabbie limose e sabbie con alla sommità uno spessore di materiale coesivo aventi caratteristiche da mediocri a media e caratterizzato dalla presenza di interstrati di materiale organico.

In riferimento a quanto precedentemente descritto, la parametrizzazione geotecnica che si ritiene media cautelativa conseguentemente a precedenti esperienze su terreni simili è di seguito indicata per le unità interessate dalle elaborazioni:

#### **A Rilevato Arginale -embk**

$\gamma$ : peso specifico	= 19kN/m <sup>3</sup> ;
$c'$ : coesione	= 5-15 kPa;
$\phi'$ : angolo di attrito	= 28-32°
$C_u$ : coesione non drenata	= 40kPa
$E$ : modulo edometrico	= 20MPa.

#### **B UG1 - unità coesiva**

$\gamma$ : peso specifico	= 18kN/m <sup>3</sup> ;
$c'$ : coesione	= 5-12kPa;
$\phi'$ : angolo di attrito	= 20-26°
$C_u$ : coesione non drenata	= 35kPa
$E$ : modulo edometrico	= 8MPa.

#### **C UG2 - unità incoerente**

$\gamma$ : peso specifico	= 19kN/m <sup>3</sup> ;
$c'$ : coesione	= 2-5kPa;
$\phi'$ : angolo di attrito	= 30-33°
$E'_{25}$ : modulo edometrico	= 30MPa.

### **2.5.2. Criteri generali di progettazione, analisi e verifica**

Il dimensionamento del diaframma è svolto seguendo i dettami del NTC 2018, svolgendo le verifiche con il metodo degli stati limite. Le analisi strutturali e geotecniche dell'opera di sostegno riguardano i seguenti argomenti:

- ✓ analisi strutturale dell'opera di sostegno;
- ✓ verifica del quadro deformativo della paratia;
- ✓ verifiche geotecniche di stabilità del tratto infisso.

In accordo al § 5.5.3.1.2 delle AGGIORNAMENTO NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (Decreto 17 Gennaio 2018,) per le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) si utilizza l'**approccio 1**.

### **2.5.3. Condizione statica**

Approccio 1:	combinazione 1:	A1+M1+R1
Approccio 1	combinazione 2:	A2+M2+R1

tenendo conto dei coefficienti parziali di cui alle tabelle del NTC 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I ( $R_1 = 1$ ).

Per le verifiche geotecniche degli SLU di raggiungimento dello stato limite del terreno si adotta la combinazione 2 in cui i parametri A2 sono posti uguali ad 1.

Verificando che risulti:

$$E_d < R_d$$

ove:

$E_d \Rightarrow$  Risultante degli effetti delle azioni di calcolo sulla paratia;

$R_d \Rightarrow$  Resistenza di calcolo dedotta a partire da un valore caratteristico ( $R_k$ ) fattorizzato applicando i fattori parziali ( $\gamma_R$ ).

I valori dei coefficienti parziali da applicarsi sono riassunti nelle tabelle seguenti.

**Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (vedi tab. 6.2.I NTC)**

Carichi			A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q,i}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti,  
 si adottano gli stessi coefficienti delle azioni permanenti.

**Tabella Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato..2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnica  
 del terreno (vedi tab. 6.2.II NTC)**

Parametro			M1	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\gamma_\phi$		1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.0	1.25
Coesione non drenata	$\gamma_{cu}$		1.0	1.4
Peso di unità di volume	$\gamma_r$		1.0	1.0

Le azioni considerate agenti sull'opera sono state calcolate con riferimento alle indicazioni riportate sull' "Aggiornamento Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (DM 17/01/2018) e sono di seguito descritte per completezza di trattazione.

#### 2.5.4. Spinta delle terre

##### Metodo di Coulomb

La teoria di *Coulomb* considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare *Coulomb* ammette, al contrario della teoria di *Rankine*, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro. L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da *Muller-Breslau*, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove:

$\phi$  : è l'angolo d'attrito del terreno,

$\alpha$  : rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),

$\delta$  : è l'angolo d'attrito terreno-parete,

$\beta$  : è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\phi$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete).

L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ .

Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di naturale declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme  $Q$  l'espressione della pressione e della spinta diventano:

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) * K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) * K_a$$

Al carico  $Q$  corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2 * H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione  $c$  l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità  $z$ , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta **altezza critica** e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete fosse inferiore ad  $h_c$  non si ha nessuna spinta sulla parete.

Nel calcolo di dimensionamento, per quanto riguarda i coefficienti di spinta attiva e passiva,  $k_a$  e  $k_p$ , utilizzati, questi sono stati valutati secondo le formulazioni di *Coulomb* ( $k_a$ ) e *Caquot-Kerisel* ( $k_p$ ) adottando per il coefficiente di attrito terreno-muro l'ipotesi ipotesi, in condizioni statiche di:

$$\delta = 0.5 \phi \text{ (sia lato attivo che lato passivo)}$$

L'elaborazione è stata condotta in riferimento alle condizioni di drenaggio delle unità coesive; cautelativamente, in **condizioni DRENATE**.

### Metodo di Mononobe Okabe

Il metodo di *Mononobe-Okabe* adotta le stesse ipotesi della teoria di *Coulomb*: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di *Coulomb*, l'esistenza dell'attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* dalla seguente relazione:

$$S = 1/2 * (1 \pm k_v) * \gamma * H^2 * K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da



$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

L'angolo  $\theta$  è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove  $k_h$  e  $k_v$  rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme  $Q$  l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) * K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) * K_a$$

Al carico  $Q$  corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2 * H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione  $c$  l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità  $z$ , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta **altezza critica** e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete fosse inferiore ad  $h_c$  non si ha nessuna spinta sulla parete.

### 2.5.5. Sisma

Cautelativamente si è considerato anche l'azione del sisma, valutato come di seguito riportato:

#### Opera:

$V_N = 100$  (vita nominale);

$CU = 2$  (coefficiente di utilizzo)

#### Terreno:

categoria = C;

categoria Topografica = T1

Conseguentemente a quanto sopra si ottiene:

$$a_g/g = 0.138 \text{ (SLV)}$$

$$S_s = 1.48;$$

$$S_T = 1.0$$

Secondo le NTC le componenti orizzontali  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significativi riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

Dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità,
- $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,
- $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (in questo caso 1)
- $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ :

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove  $S_s$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ) ed  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

Si ha perciò:

$$a_h = 0.099g$$

### 2.5.6. Criteri di verifica strutturali

La verifica strutturale viene effettuata in accordo all'approccio 1 combinazione A1 + M1 + R1 (DM2018).

In particolare, il valore caratteristico dei carichi viene definito da:

$$F_k = \gamma_{G1} G_{1,k} + \gamma_{G2} G_{2,k} + \gamma_{Qi} Q_{ki} + \dots$$

Dove  $G_1$  e  $G_2$  si riferiscono rispettivamente ai carichi permanenti strutturali e ai carichi permanenti non strutturali. I coefficienti da utilizzarsi sono quelli riportati nella tabella seguente.

Carichi variabili	1.5
Carichi Permanenti	1.3
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
Tan (f)	1.0
Coesione c'	1.0
Coesione non drenata	1.0
Terreno sfavorevole	1.3
Terreno favorevole	1.0
Acqua sfavorevole	1.3
Acqua favorevole	1
Spinta Idrostatica sfavorevole	1.35
Spinta idrostatica favorevole	0.9

Considerando che il programma di calcolo utilizzato non fa distinzione tra carichi accidentali e permanenti, si considerano i seguenti coefficienti moltiplicativi dei carichi al fine di incrementare le azioni ottenute del solo coefficiente dovuto ai carichi permanenti.  $C = 1.50/1.30 = 1.15$  (caso A1). Ai risultati in termini di sollecitazioni ottenuti dal programma, si applicherà poi a posteriori un coefficiente moltiplicativo pari a 1.30 nel caso A1.

In particolare, la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, è definito da:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots;$$

Dove:

“+”	implica “combinato con”;
G1, G2	azioni permanenti con il loro valore caratteristico;
E	azione sismica di progetto;
$\Psi_{2j}$	fattore di combinazione del carico assunto pari a 0.0;
$Q_{kj}$	valore caratteristico del carico variabile.

### 2.5.7. Rigidezza della paratia

Per quanto riguarda le caratteristiche degli elementi strutturali, si è fatto riferimento ad un comportamento elastico caratterizzato dai seguenti parametri principali, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria.

Nel seguito vengono riportati i criteri di valutazione delle rigidezze degli elementi strutturali.

La rigidezza dell'elemento paratia è stata calcolata nella maniera seguente:

$$k_{fless} = \frac{E \cdot J}{1m}$$

E = modulo elastico del materiale costituente il palo = 20.000.000 kPa; (cautelativo)

J = momento d'inerzia del diaframma:  $(B \cdot h^3 / 12)$  h=0.60 m.

$K_{fles} = 360.000 \text{ kNm}^2/m$ .

$$T_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12J_{xx}}{S}}$$

considerando come spessore equivalente quanto segue (con S=1)

Rigidezza della platea di fondazione (presente nella seconda fase costruttiva dei pannelli di diaframmatura compresi nel “corpo” chiavicale e condizione finale per le pannellature dei muri di monte della chiavica)

Essa è stata modellata attraverso una molla orizzontale che presenta una rigidezza pari a:

$$k_{or} = \frac{E \cdot A}{l}$$

Considerando uno spessore pari a 0.80 m e uno sviluppo unitario di platea si ha un valore di rigidezza pari a:

$k_{or} = 8.000.000 \text{ kN/m/m}$ .

### 2.5.8. Schematizzazione del modello di calcolo

L'elaborazione del dimensionamento della paratia è stato sviluppato considerando le seguenti fasi costruttive

- **FASE0:** realizzazione diaframma - fase geostatica;
- **FASE1:** scavo a sbalzo con sovraccarico in sommità pari a 5kPa considerando, un livello di falda alla quota intercettata dalle indagini (ossia 9.0m dalla sommità arginale);
- **FASE2A:** sisma - identica a fase 2 (non viene considerato il sovraccarico).
- **FASE2B:** sisma - con contrasto fornito dalla platea in c.a. sp.80cm a quota 30.80m.s.l.m. (asse platea)

Di fatto la FASI 1 e 2A sono fasi provvisorie e provvisionali mentre FASE 2B è uno stato limite ultimo per le pannellature a monte del manufatto chiavicale.

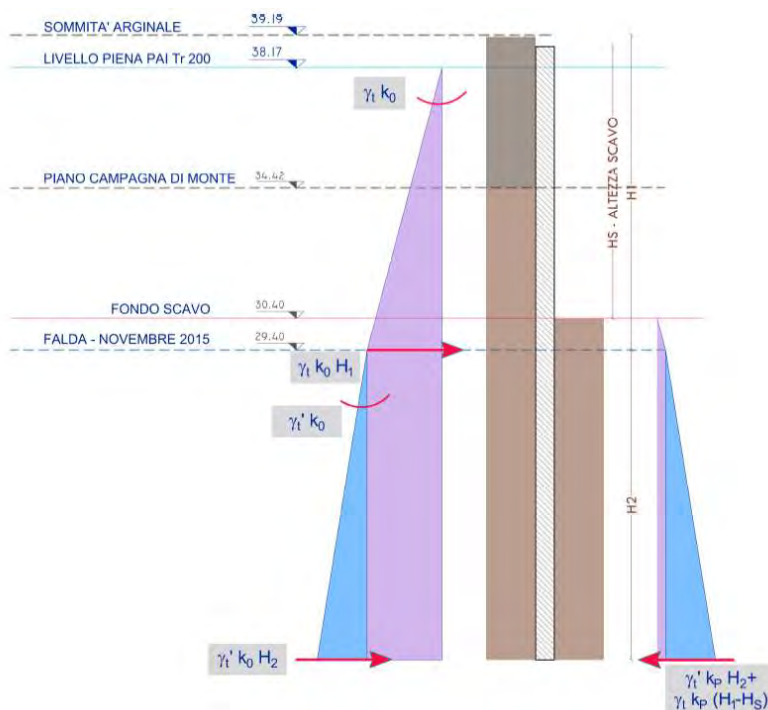
Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro (ad esempio scavo, inserimento contrasti e riempimenti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Tra i possibili modelli di comportamento, è assai adatto alla rappresentazione analitica, ed alla successiva organizzazione nell'ambito di un programma di calcolo automatico, quello suggerito da M. Bertero e R. Lancellotta "Metodi di calcolo basati sul comportamento elasto-plastico del terreno-Torino 1979"; J. Balay - F. Harfouche "Programme pour le calcul des suotenelements par la methode des modules de reaction (Denebola)".

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli ancoraggi. La paratia è discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione). Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto - plastico; esso reagisce elasticamente, con modulo di reazione  $E_s$ , sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

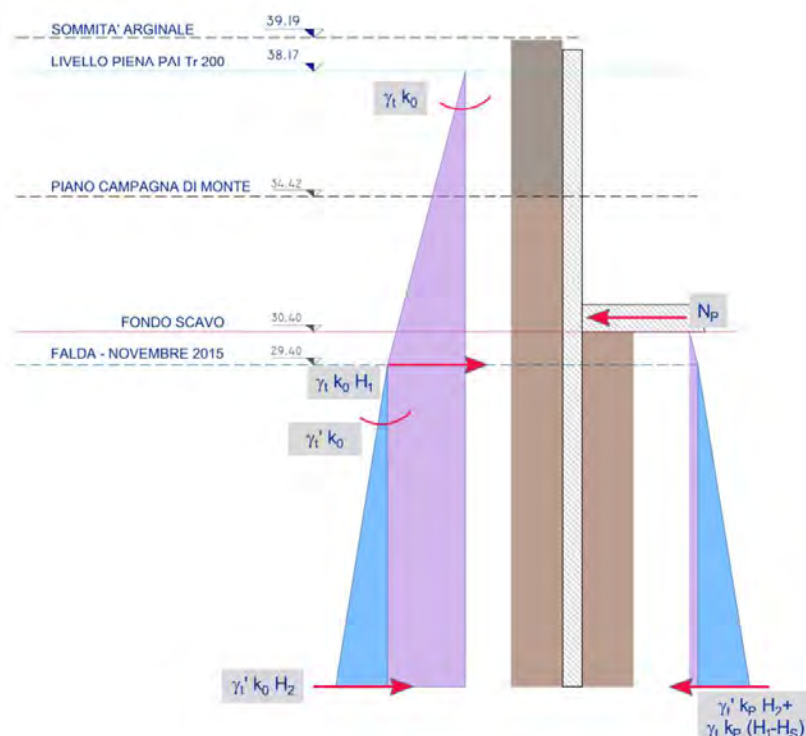
S'intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Nella valutazione delle spinte si può tener conto dell'attrito terreno-paratia, o della coesione di adesione; non si prendono in considerazioni componenti di carico o di reazione verticali. La relazione costitutiva è completa, cioè prevede cicli di carico e scarico, con variazioni dei parametri caratteristici, nel corso dell'esecuzione dell'opera. Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di ancoraggio consentendo, nei limiti della imperfetta conoscenza dei parametri, di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni, e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.



**Figura 17: Schema di modellazione per il dimensionamento "a paratia" dei diaframmi – FASE 1 : scavo**





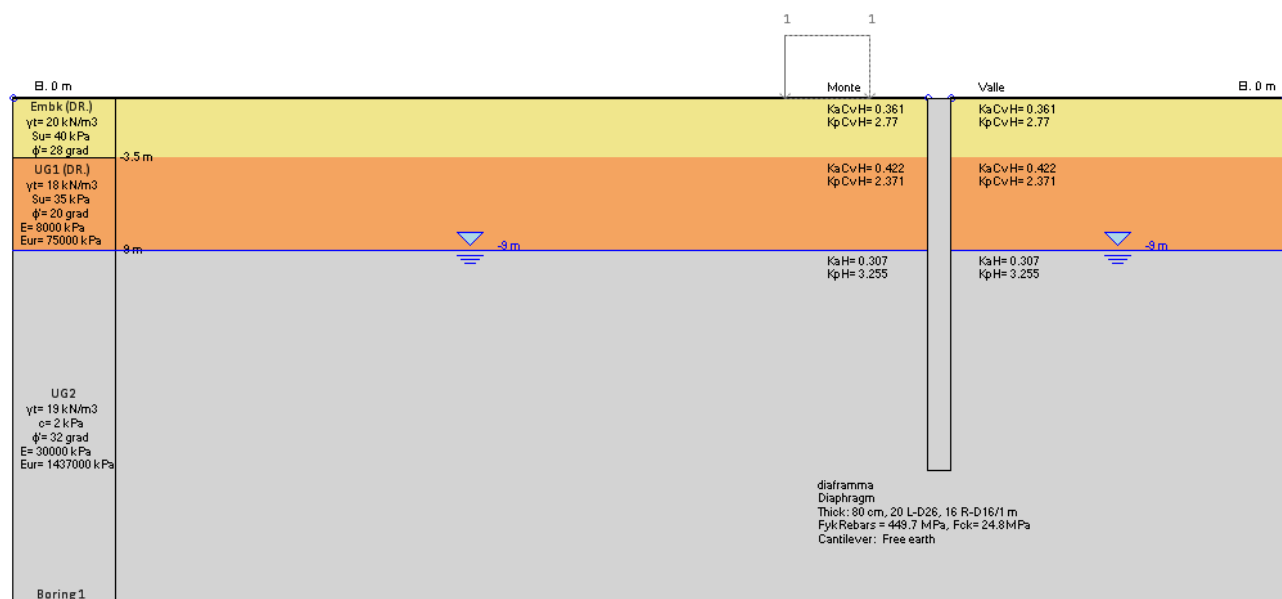
**Figura 18: Schema di modellazione per il dimensionamento "a paratia" – FASE 2B : realizzazione di platea**

Nel caso specifico la valutazione dell'interazione terreno-struttura della paratia di sostegno viene affrontata tramite l'impostazione di un modello matematico agli elementi finiti in campo non lineare, tenendo conto delle condizioni litostratigrafiche presenti di cui all'affinamento del modello geotecnico del sottosuolo e degli elementi strutturali resistenti installati durante le varie fasi esecutive.

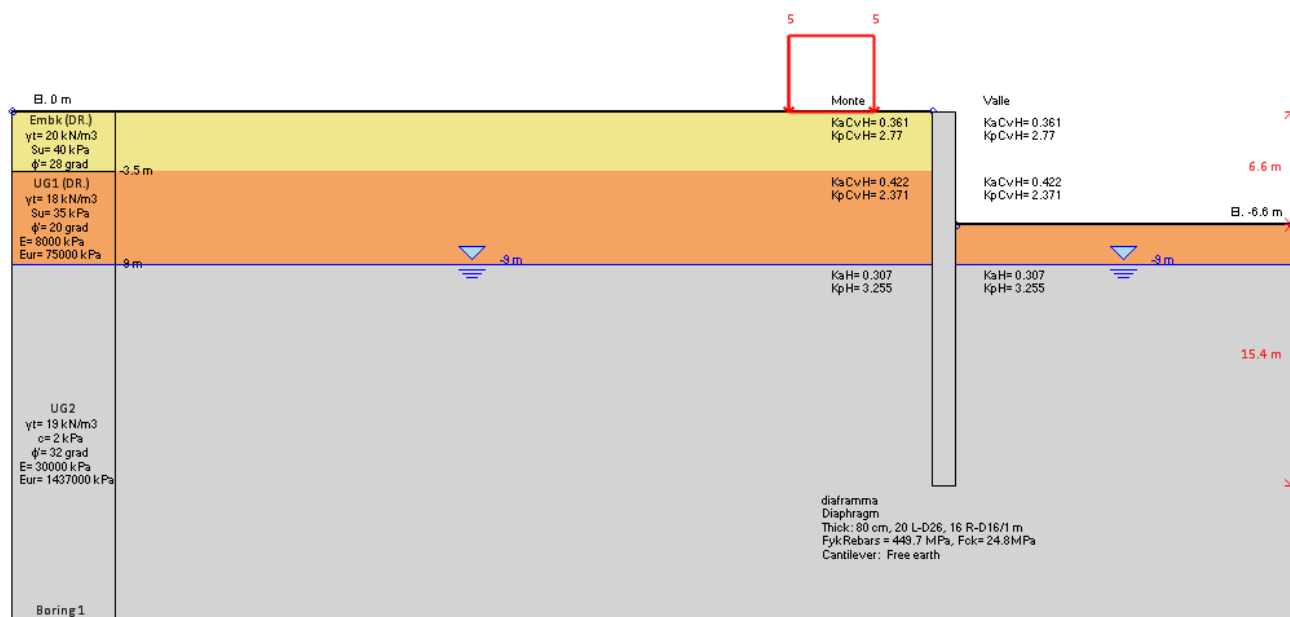
Nella modellazione:

- l'azione permanente è rappresentata dalle spinte del terreno e dell'acqua.
- sono state considerate nella simulazione delle fasi operative di scavo le condizioni drenate.
- Durante la fase di scavo si è considerato un sovraccarico accidentale pari a 5 kPa.
- Il valore caratteristico del carico agente sul terreno adiacente all'opera di sostegno è assunto pari a 5 kPa (SLE),
- Durante le fasi di lavoro (mezzi di cantiere) nella sezione dei diaframmi di monte e pari a 10 kPa.
- Il sisma è sempre stato considerato essere applicato in una fase finale di stato limite ultimo.
- La spinta sismica è stata calcolata separatamente con il software "Geo5- Earth pressure – v.13.28.0", sviluppato appositamente per il calcolo delle spinte statiche, idrauliche e sismiche su opere di sostegno. Tale spinta sismica è stata successivamente sommata alla forza inerziale agente sul diaframma ed applicata per punti al programma utilizzato.
- I carichi sismici sono stati valutati calcolando il coefficiente di spinta del terreno mediante la formulazione di *Mononobe* e *Okabe*. Nell'analisi pseudo - statica, l'azione sismica è rappresentata da un'insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.
- La componente verticale dell'azione sismica è stata posta uguale a 0 come indicato dalla Norma.

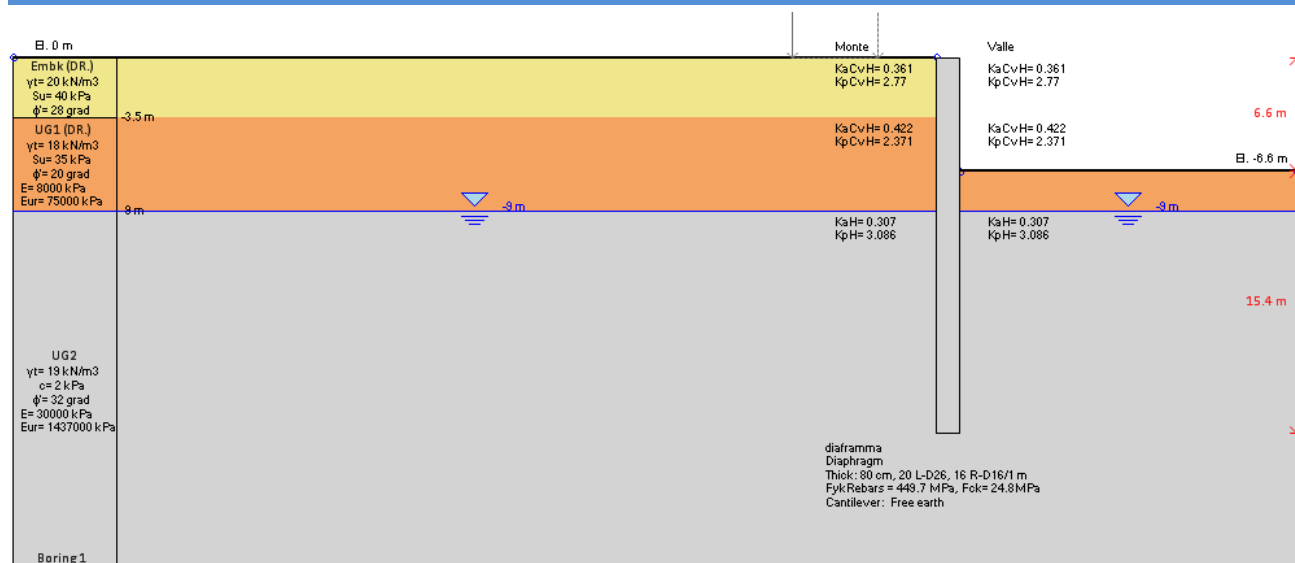
Nelle immagini seguenti vengono proposti gli schemi di modellazione delle sequenze costruttive di FASI 0-1-2°



**Figura 19: FASE 0 – geostatica**



**Figura 20: FASE 1 - Scavo**


**Figura 21: FASE 2A – Scavo con sisma**

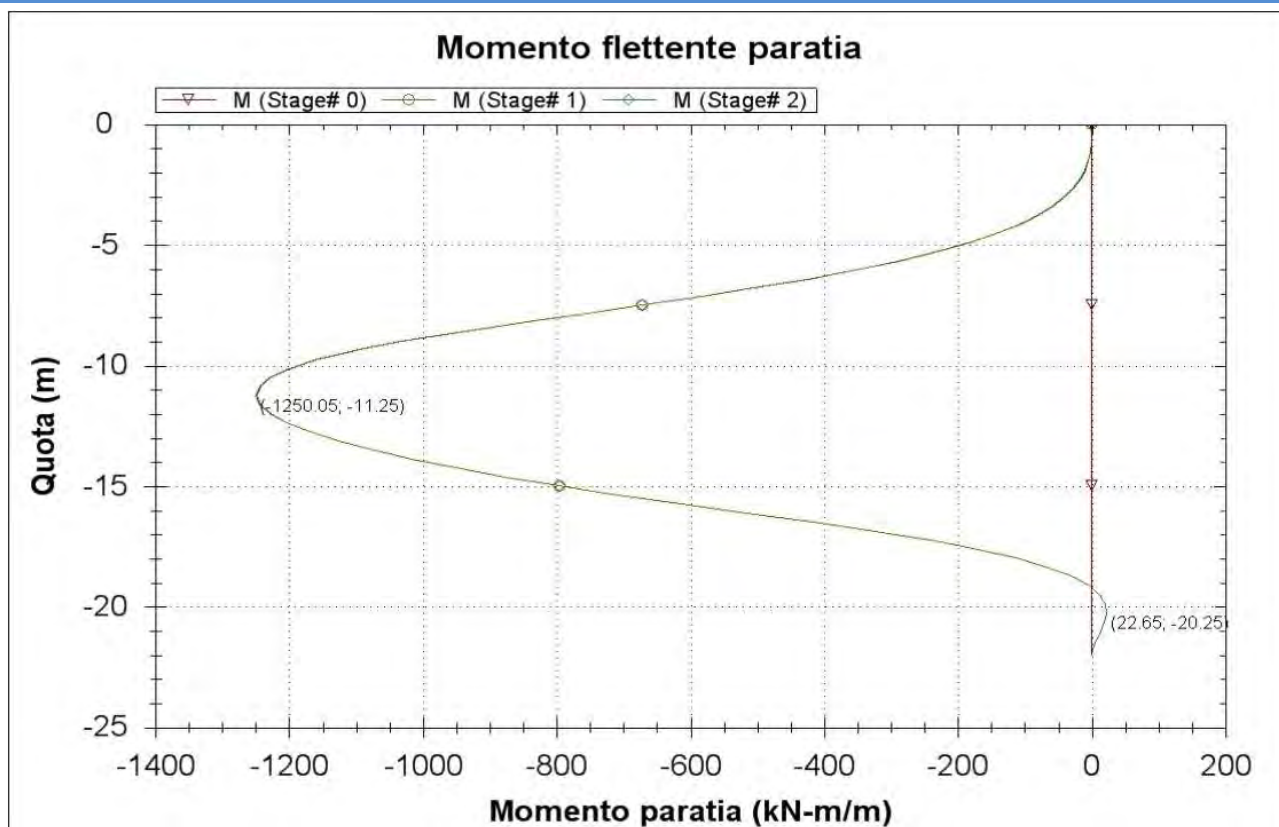
Si riporta di seguito in forma tabellare il riepilogo dei risultati nei singoli approcci di calcolo.  
 Tutte le principali verifiche geotecniche oggetto della presente sono soddisfatte.

Di seguito per completezza si riportano l'andamento delle sollecitazioni flettenti e taglianti lungo la paratia negli approcci di progetto.

- A1+M1;
- eqk-STR.

	Spostamen to X paratia (cm)	Momento paratia (kN- m/m)	Moment o paratia (kN-m)	FS passiva (eq. limite)	FS rotazione (eq. limite)	FS infissione (eq. limite)	Passiva/ Vera (analisi NL)	Vera/ Attiva (analisi NL)	Verifica sifonamento (FS)
Base model	8.33	1149.2	1149.2	3.56	2.274	1.94	3.091	1.17	2.232
0: DM18_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	6.71	1250.05	1250.05	2.947	1.934	1.772	3.295	1.17	1.545
0: DM18_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	11.61	1369.5	1369.5	2.506	1.679	1.633	2.345	1.067	1.545
0: DM18_ITA: EQK - GEO	11.51	1360.5	1360.5	2.316	1.514	1.46	2.348	1.068	1.545
0: DM18_ITA: EQK - STR	8.33	1149.2	1149.2	3.56	2.274	1.94	3.091	1.17	2.232
0: DM18_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	6.71	1250.05	1250.05	2.947	1.934	1.772	3.295	1.17	1.545
0: DM18_ITA: SLE: (RARA)	6.69	958.87	958.87	3.834	2.518	2.139	3.298	1.17	2.232





*Figura 22: A1+M1+R1 : Flettenti*

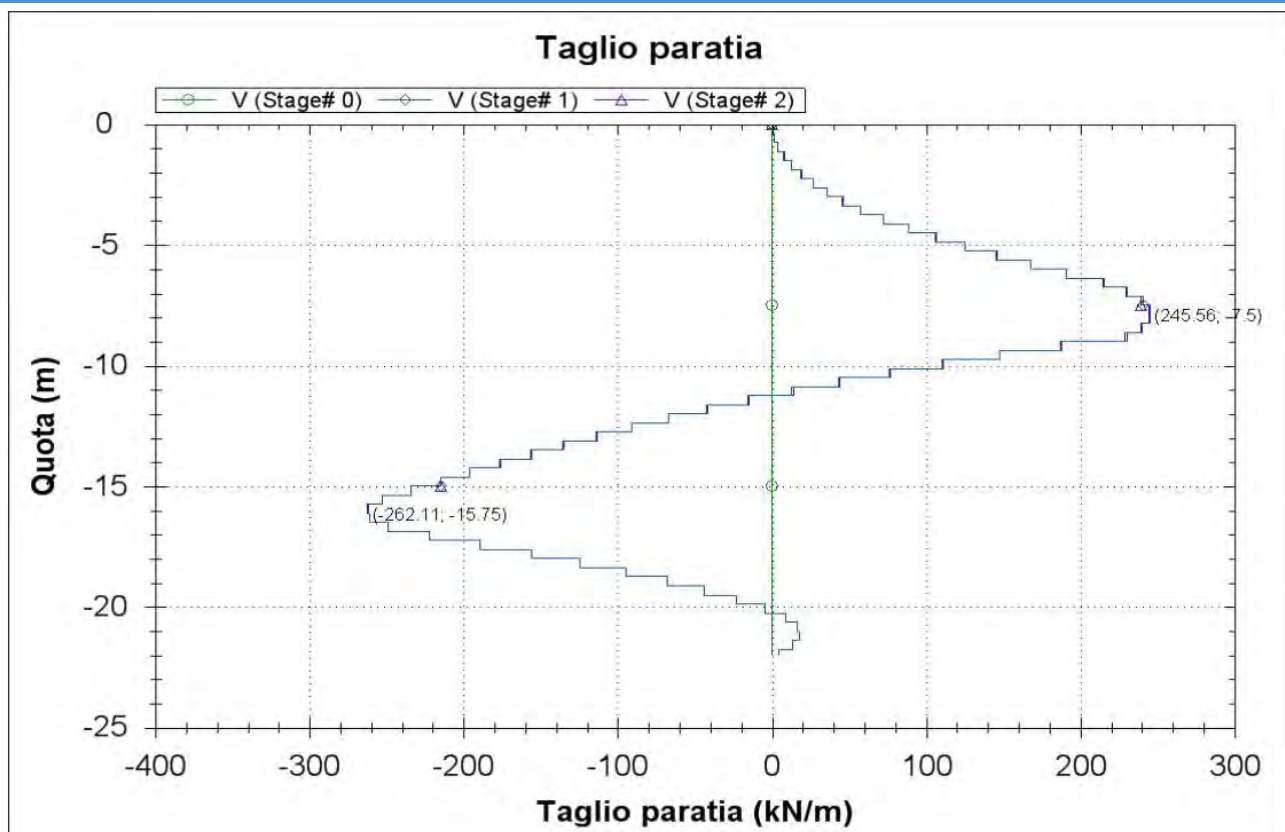


Figura 23: A1+M1+R1 : Tagli

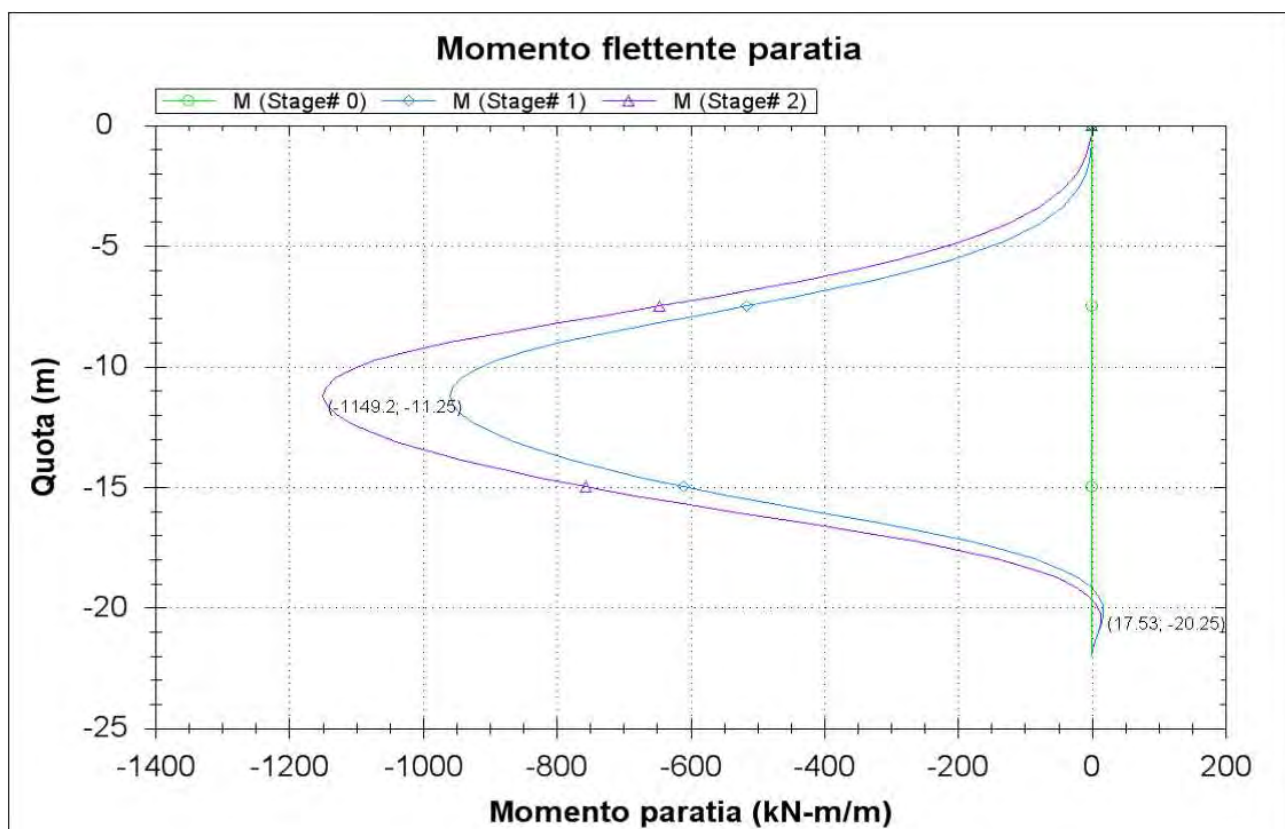


Figura 24: EQK-STR : Flettenti

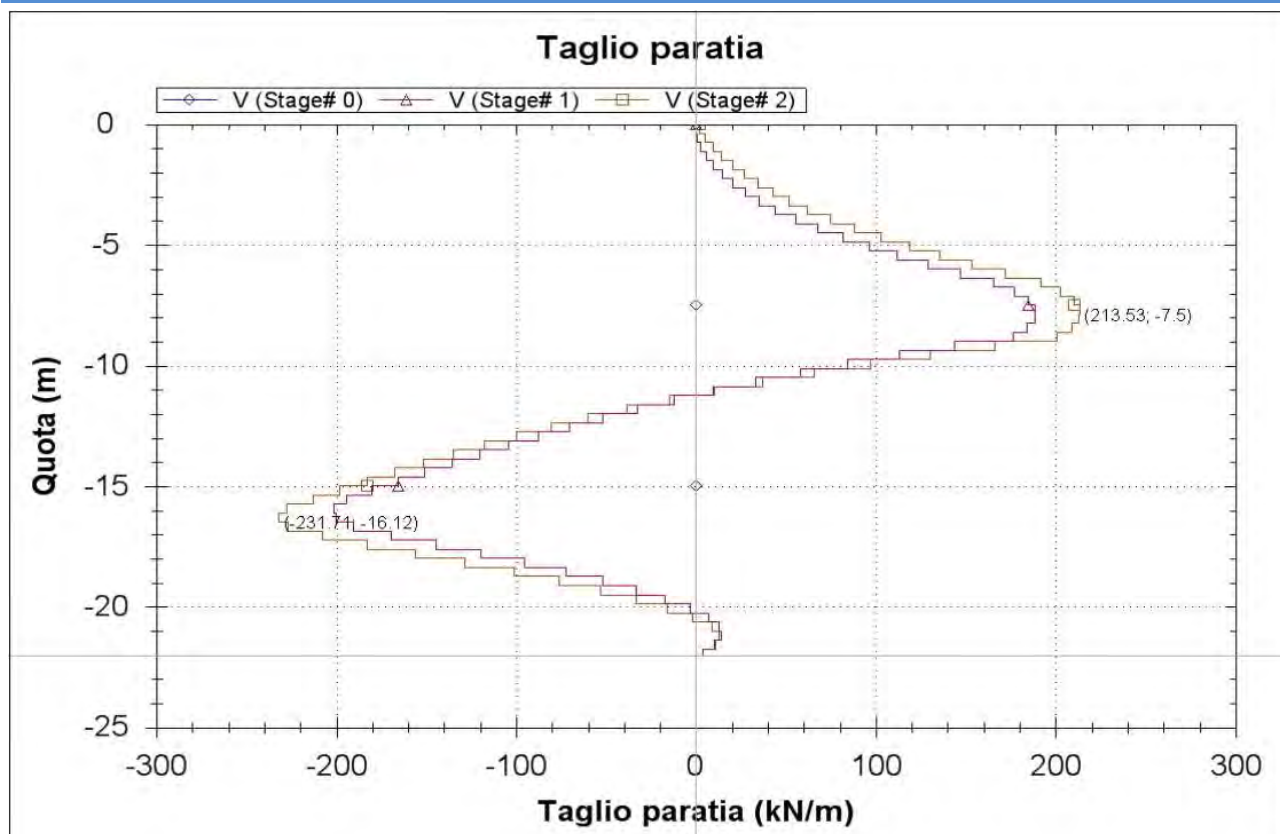


Figura 25: EQK-STR: Tagli

Ne derivano i seguenti valori massimi di sollecitazioni flettenti e taglianti:

<b>FLETTENTE</b>	<b>1250 KNm</b>	<b>3000 KNm</b>
<b>TAGLIO</b>	<b>262 KN</b>	<b>630 KN</b>

Entrambi riferiti, rispettivamente ad 1ml e 2,4ml di paratia dello spessore di 80cm.

A seguire si procede alla verifica sezionale del pannello sollecitato da un **flettente di 3000KNm** ed **azione assiale** pari a:  
 $N = 2.4 \times 0.8 \times 2500 \times 11 = 528 \text{ KN}$

Nella ipotesi di pannellatura armata con:

- **18+18  $\phi 28$  ossia  $110.8 \text{ cm}^2$**  ad estradosso ed intradosso, per pannelli sp.80cm, calcestruzzo C30/37
- **22+22  $\phi 28$  ossia  $135.4 \text{ cm}^2$**  ad estradosso ed intradosso, per pannelli sp.60cm, calcestruzzo C30/37

Per quanto invece riguarda la sollecitazione di taglio massima in paratia, pari a 630KN si rileva come questa sia compatibile con la capacità resistente della diaframmatura, caratterizzata da un valore resistente di taglio pari a 1345KN, nella ipotesi di:

- Spessore di paratia pari ad 80cm
- Area di staffatura  $A_{sw}$  pari a  $4.02 \text{ cm}^2$  (staffe  $\phi 16$ )
- Interasse delle staffature pari a 20cm

Condizione già prevista per i pannelli di diaframmatura dal dimensionamento nei riguardi delle sollecitazioni indotte dalla struttura nell'ambito della modellazione f.e.m. globale del fabbricato.

Il dimensionamento della diaframmatura a paratia anche in combinazione sismica nelle condizioni di FASE 2A, di fatto permanenti per gli elementi di sponda a monte del manufatto chiavicale e, soprattutto, della sua platea di fondazione, rendono verificati:

- I pannelli di diaframmatura di monte con funzione di sostegno spondale;
- I pannelli di diaframmatura "di bordo" del manufatto, "contrastati" dalla platea e dalla soletta di sommità.



**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	110,8	4
2	110,8	76

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

N Ed **528** kN  
M xEd **3000** kNm  
M yEd **0** kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN **0** yN **0**

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C30/37

$\epsilon_{su}$  **67,5** ‰  $\epsilon_{c2}$  **2** ‰  
 $f_{yd}$  **391,3** N/mm²  $\epsilon_{cu}$  **3,5** ‰  
 $E_s$  **200.000** N/mm²  $f_{cd}$  **17** N/mm²  
 $E_s/E_c$  **15**  $f_{cc}/f_{cd}$  **0,8** ?  
 $\epsilon_{syd}$  **1,957** ‰  $\sigma_{c,adm}$  **11,5** N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  **255** N/mm²  $\tau_{co}$  **0,6933** N/mm²  
 $\tau_{c1}$  **2,029** N/mm²

M xRd **3.340** kN m  
 $\sigma_c$  **-17** N/mm²  
 $\sigma_s$  **391,3** N/mm²  
 $\epsilon_c$  **3,5** ‰  
 $\epsilon_s$  **39,05** ‰  
d **76** cm  
x **6,251** x/d **0,08225**  
 $\delta$  **0,7**

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. **100**  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub> **0** cm Col. modello

☐ Precompresso

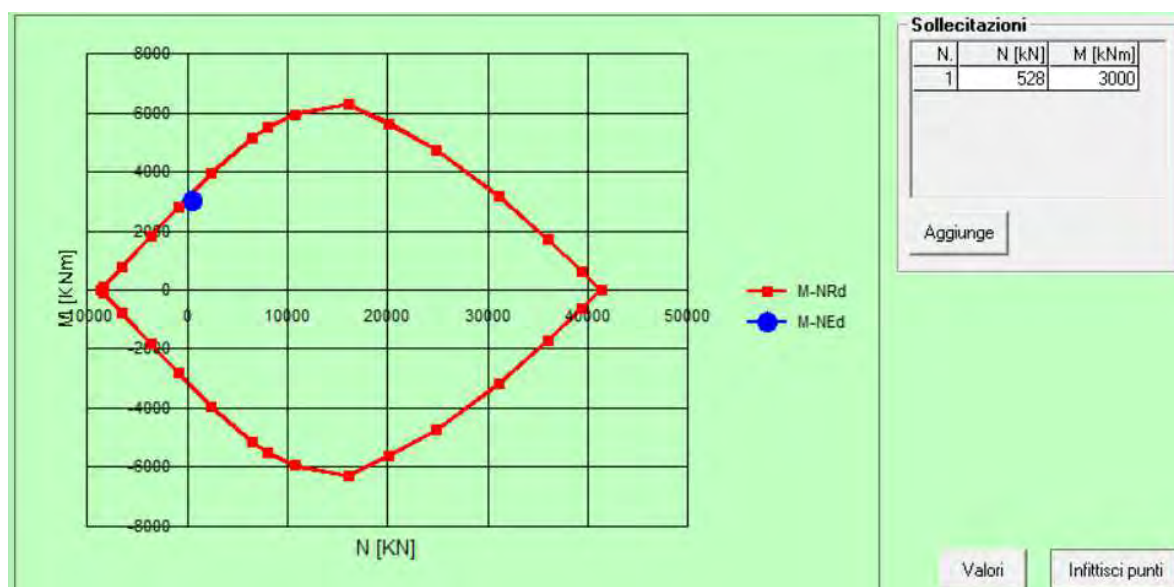


Figura 26: Verifica a Presso flessione del pannello di diaframmatura sp.80cm con funzione di paratia

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	135,4	4
2	135,4	56

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

N<sub>Ed</sub> 528 kN  
M<sub>xEd</sub> 3000 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C30/37  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
τ<sub>c1</sub> 2,029

M<sub>xRd</sub> 2.920 kNm  
σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 26,54 ‰  
d 56 cm  
x 6,525 x/d 0,1165  
ξ 0,7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

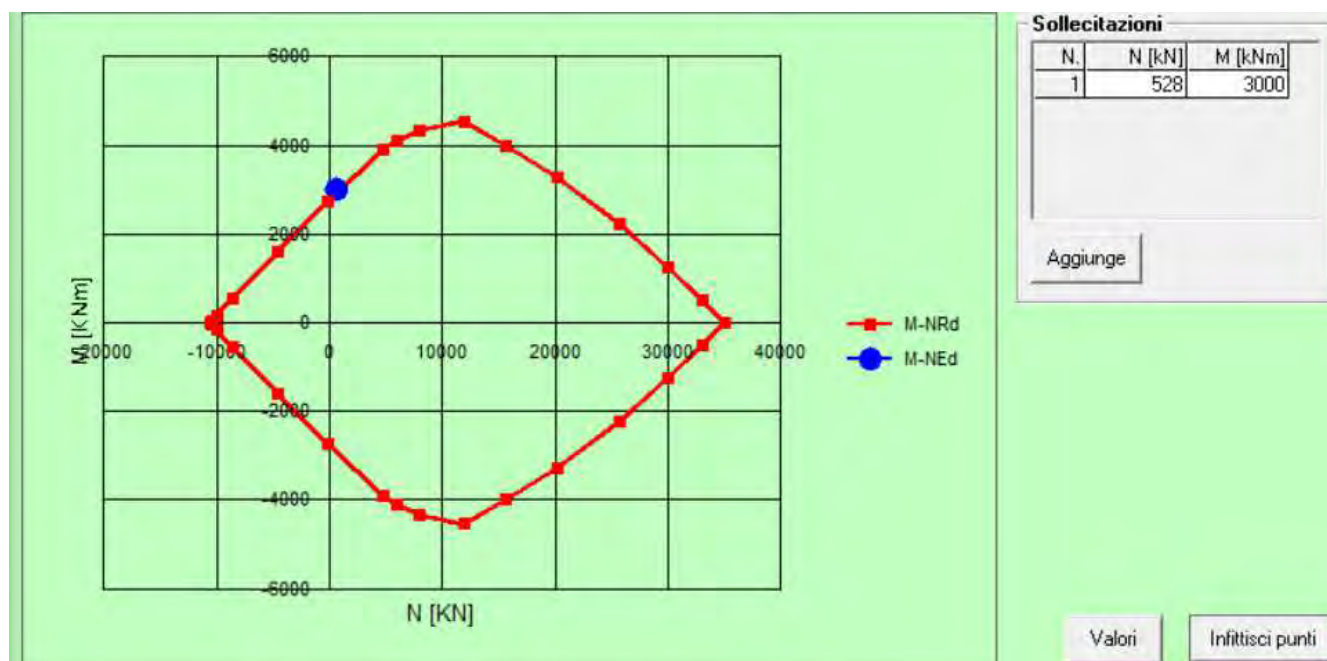


Figura 27: Verifica a Presso flessione del pannello di diaframmatura sp.60cm con funzione di paratia

### 3 MANUFATTI ACCESSORI

In premessa alle verifiche di compatibilità delle pressioni di contatto e dei cedimenti attesi per le strutture di fondazione superficiale "a platea" dei manufatti accessori, si riportano in via preliminare alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

#### 3.1 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " $I_r$ " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \tan\left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se  $I_r < I_{r,crit}$  si ha :

$$\begin{aligned} \Psi_\gamma &= \Psi_q = e^{\left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\varphi) \log_{10}(2 I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} & \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma &= \Psi_q = 1 \\ \Psi_c &= \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} & \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c &= 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r) \end{aligned}$$

- se  $I_r > I_{r,crit}$  si ha che  $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$ .

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- $E_{ed}$  modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- $\nu$  coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- $k_0$  coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- $\varphi$  angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- $c'$  coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- $\sigma'$  tensione litostatica effettiva a profondità  $D + B/2$
- $L$  luce delle singole travi di fondazione
- $D$  profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- $B$  larghezza della trave di fondazione



Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- $N_q, N_c, N_\gamma$  fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $\phi$  del terreno
- $s_q, s_c, s_\gamma$  coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- $d_q, d_c, d_\gamma$  coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- $i_q, i_c, i_\gamma$  coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- $\gamma_1$  peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- $\gamma_2$  peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left( \frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto ( $A_f$ ) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

### 3.1.1. Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

- se  $\phi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\phi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\phi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\phi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\phi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\phi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\phi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi) \cdot (1 - \text{sen}(\phi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg \left( \frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\phi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\phi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se  $\phi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

### 3.1.2. Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

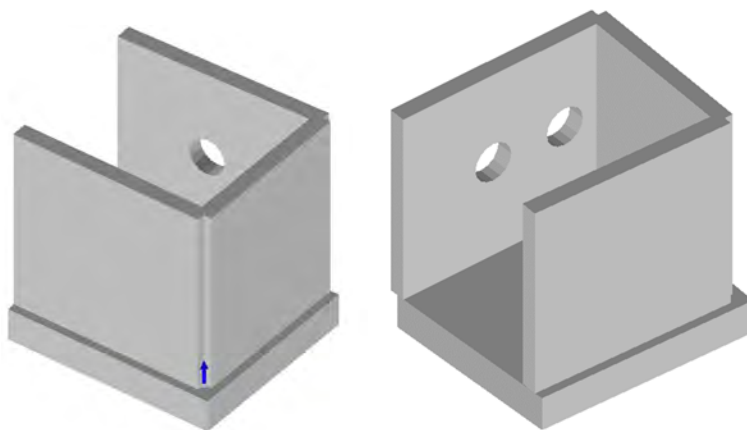
dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $T_{Sd}$  componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- $N_{Sd}$  componente verticale del carico agente sulla fondazione
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\delta$  angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $S_p$  spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- $f_{Sp}$  percentuale di partecipazione della spinta passiva
- $A_f$  superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

## 3.2 MANUFATTO DI RECAPITO DI VALLE

Il capitolo ripropone le verifiche geotecniche effettuate sulla fondazione superficiale a platea del manufatto, di spessore pari a 80cm, sviluppate nell'ambito della progettazione statica e sismica illustrata in elaborato 2020-815-CR-STR4.



**Figura 28: Vista solida del manufatto e della sua struttura di fondazione oggetto di verifica**

### 3.2.1. Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 4	Macro-Platea	001	300.000	443.398	80.000	532.030	532.030

### 3.2.2. Sequenza stratigrafica

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0.0 a -300.0 cm	300.0 cm	001 / Argille l.s. (B)	Assente
2	da -300.0 a -1450.0 cm	1150.0 cm	003 / Sabbie l.s. (C1)	Assente
3	da -1450.0 a -1900.0 cm	450.0 cm	004 / Sabbie l.s. (C2)	Assente

### 3.2.3. Archivio terreni

Indice / Descrizione terreno: **001 / Argille I.s. (B)**

Comportamento del terreno: coesivo

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.150 E-3	0.350	100.000	100.000	60.0	0.500	0.65

Indice / Descrizione terreno: **003 / Sabbie I.s. (C1)**

Comportamento del terreno: granulare

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	30.000	0.050	350.000	350.000	60.0	0.333	0.95

Indice / Descrizione terreno: **004 / Sabbie I.s. (C2)**

Comportamento del terreno: granulare

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	35.000	0.050	400.000	400.000	60.0	0.299	0.95

### 3.2.4. Costante di Winkler

La interazione tra struttura di fondazione e terreno è stata schematizzata con modello di suolo elastico alla Winkler con applicazione di un valore per la costante di sottofondo k.

$$k = q/d \text{ [daN/cm}^3\text{]}$$

dove q è la pressione esercitata e d è il cedimento.

Il calcolo più immediato si ottiene dalla formulazione proposta nel volume Fondazioni (Viggiani) sotto riportata:

$$k = E_{ed,k,med} / B \text{ min}$$

dove:

E<sub>ed,k</sub> = modulo edometrico

B<sub>min</sub> = Lato minore della platea

In considerazione del fatto che:

- ✓ i cedimenti, a cui è collegata la definizione della costante di winkler, interessano di norma una profondità che va da B<sub>min</sub> a 1.5 B<sub>min</sub> (quest'ultima per fondazioni nastriformi), visto il rapporto tra le dimensioni della fondazione che non sono mai maggiori del doppio una dell'altra, si può considerare la profondità interessata dai cedimenti fondali pari a B<sub>min</sub>;
- ✓ la maggior parte del bulbo pressorio è nel livello delle sabbie (C1) caratterizzate da modulo elastico minimo pari a 250 kg/cm<sup>2</sup> (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

COSTANTE WINKLER	
B min (cm)	452
E <sub>ed,k</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	250
k (daN/cmc) =	0.55

Nel caso in esame è stato adottato il valore di 0.55 daN/cm<sup>3</sup> per k

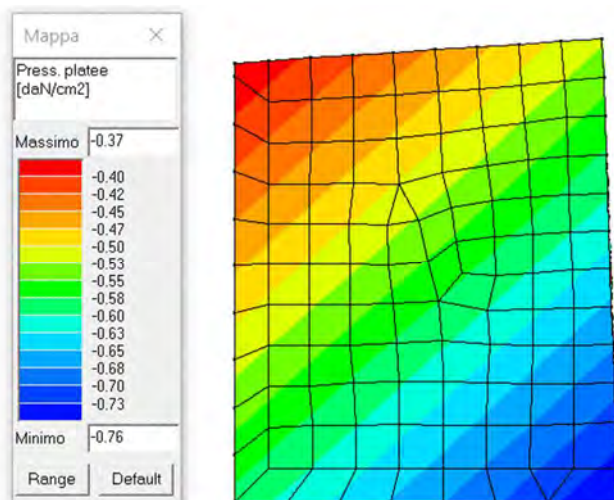
### 3.2.5. Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione

Le verifiche di tipo geotecnico vengono condotte mediante software PROSAP-G modulo applicativo del programma PROSAP. All'interno del modulo geotecnico viene inserita la stratigrafia del sottosuolo, così come estrapolabile dai contenuti della relazione geologica, e a ciascuno orizzonte vengono assegnati i relativi parametri geomeccanici.

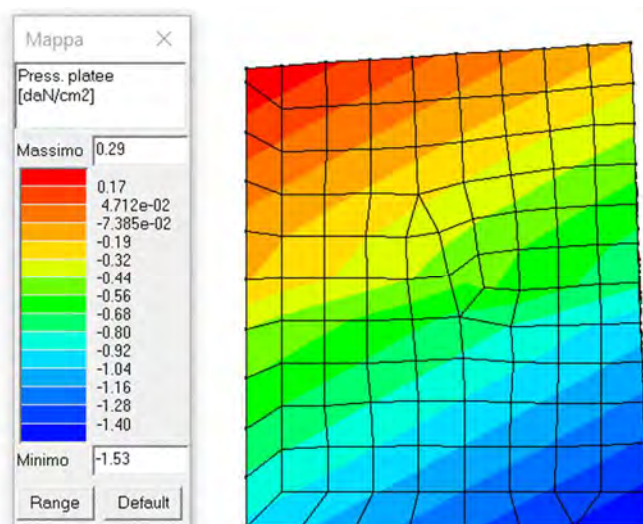
Il software PROSAP-G recepisce le pressioni agenti in fondazione dall'analisi tridimensionale del modello globale effettuato con Prosap ed effettua le verifiche di capacità portante verticale e le verifiche a scorrimento (longitudinale e trasversale). Infine è possibile effettuare il calcolo dei cedimenti.

Nel seguito si riportano le pressioni massime agenti sulla platea di fondazione.

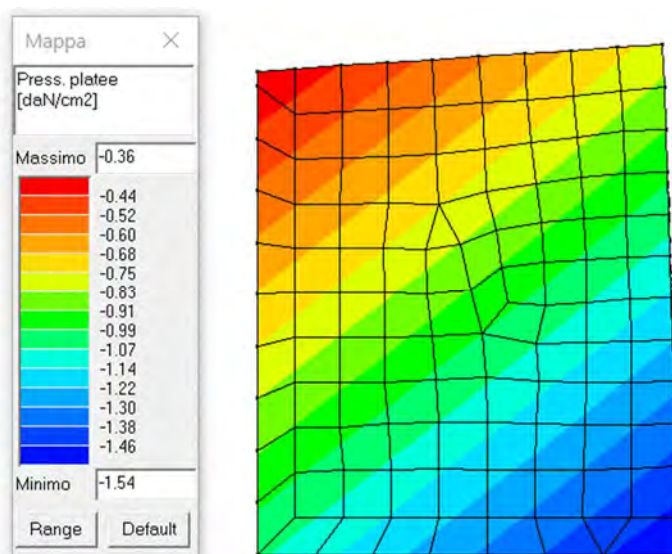




**Figura 29: Pressione terreno massima – Comb. SLU**

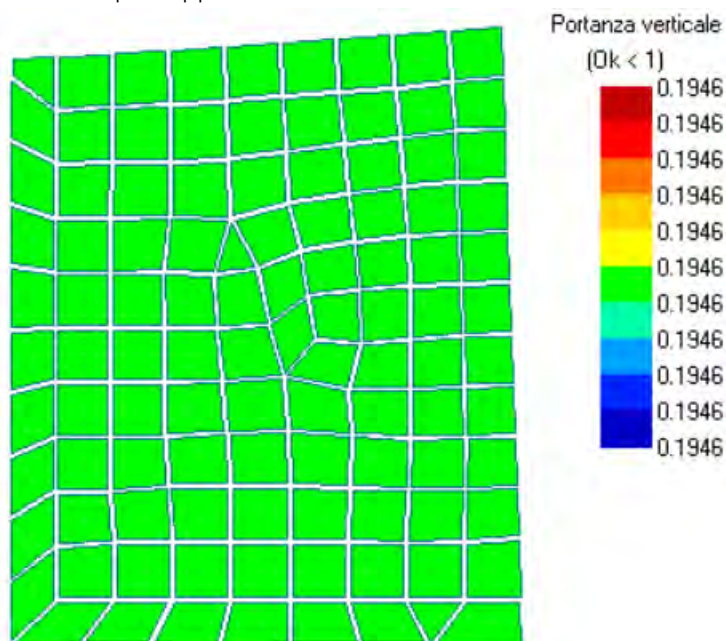


**Figura 30: Pressione terreno massima – Comb. SLV**



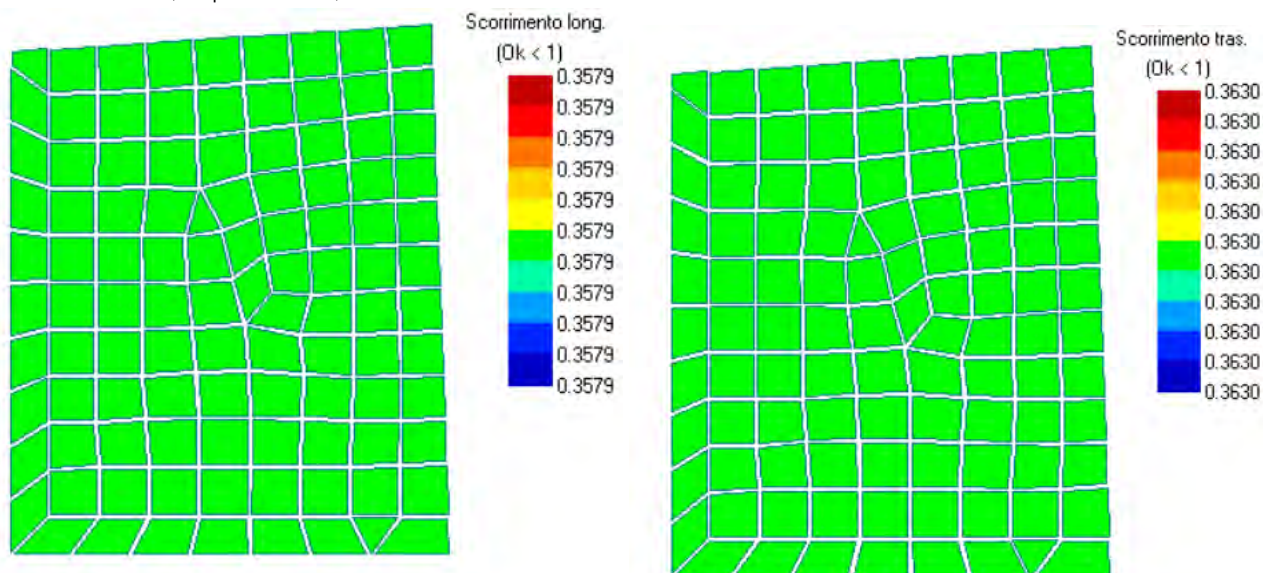
**Figura 31: Pressione terreno massima – Comb. SLE Rara**

Note le pressioni di contatto si procede alla verifica della loro compatibilità con la capacità portate del terreno di strato. Di seguito si riportano gli esiti di verifica che mostrano sempre il rapporto tra azione agente ed azione resistente ( $E_d/R_d$ ). Le verifiche risultano quindi soddisfatte per rapporti inferiori all'unità.



**Figura 32: Verifica capacità portante verticale**

Le verifiche a capacità portante sono quindi associate a verifiche di stabilità globale a scorrimento trasversale e longitudinale ricavate, in particolare, dalla analisi sismica SLV del manufatto



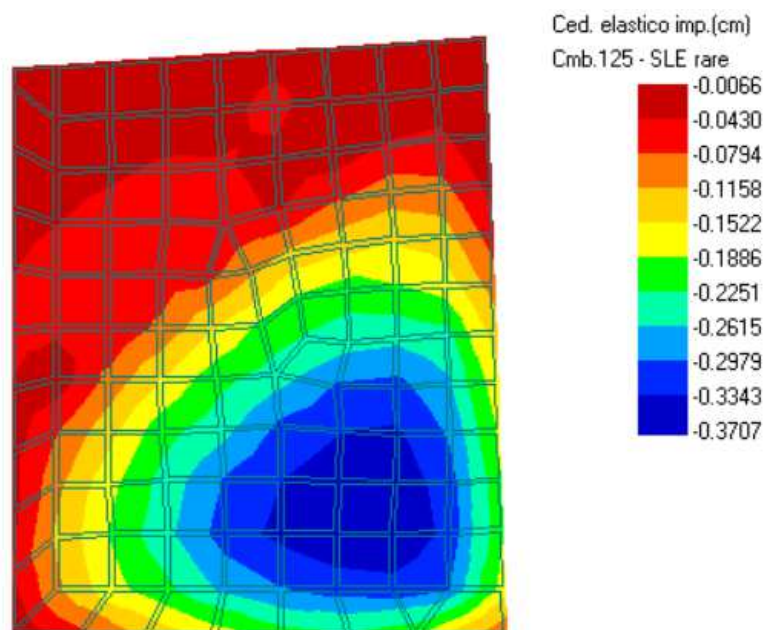
**Figura 33: Verifica a scorrimento longitudinale e trasversale**

### 3.2.6. Stima dei cedimenti della fondazione

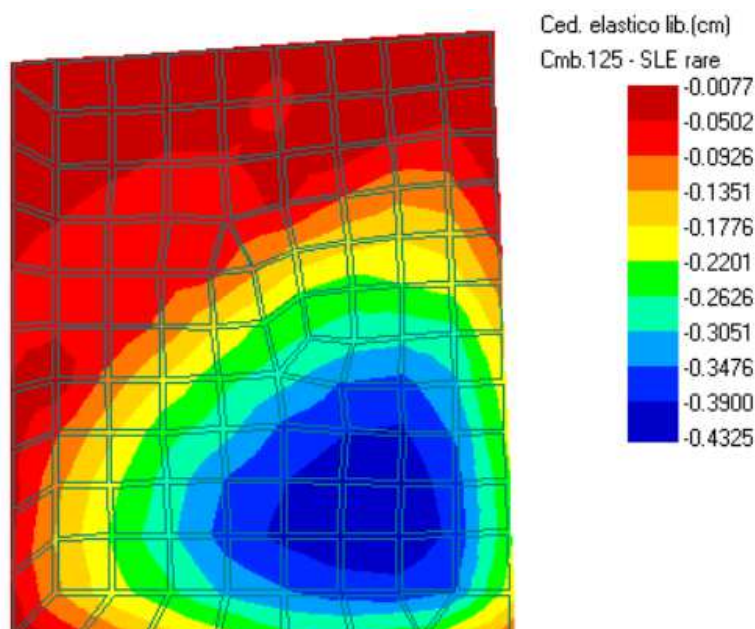
La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni



elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi.



**Figura 34: Mappa cedimenti con espansione laterale impedita massimi (Comb. SLE Rara)**



**Figura 35: Mappa cedimenti con espansione laterale libera massimi (Comb. SLE Rara)**

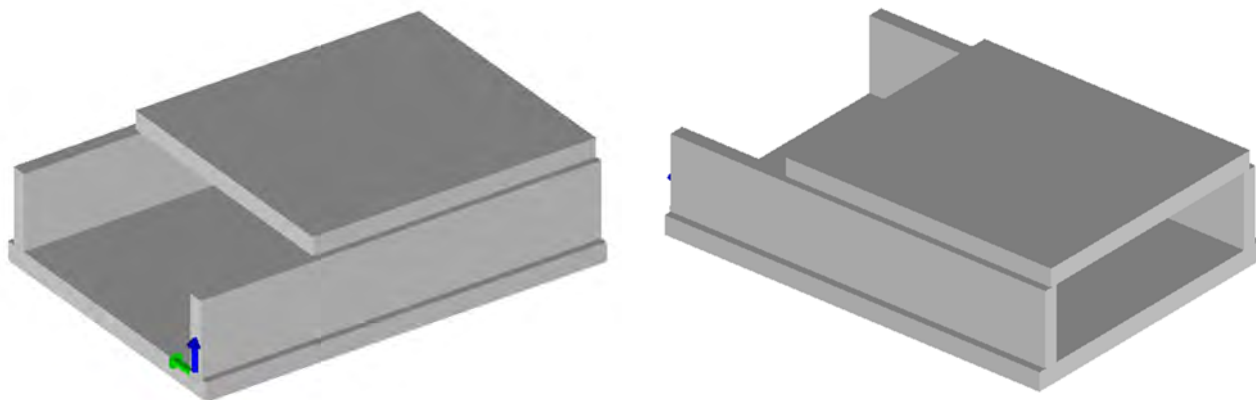
I cedimenti massimi stimati (pari a circa 4,3 mm), così come quelli differenziali, risultano essere ampiamente compatibili con le funzionalità della struttura in esercizio e con il terreno rilevato in sito.



### 3.3 MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO

Il capitolo ripropone le verifiche geotecniche effettuate sulla fondazione superficiale a platea del manufatto, sviluppate nell'ambito della progettazione statica e sismica illustrata in elaborato 2020-815-CR-STR4.

La struttura si compone di una platea di fondazione avente spessore pari a 25 cm, due pareti parallele di altezza netta pari a 98,5 cm e spessore 20 cm a sostegno del solaio in lastre prefabbricate completate da un getto in calcestruzzo armato di spessore 24 cm. Il corpo occupa un ingombro di pianta con geometria rettangolare, avente lati di dimensioni pari a circa 5,38 x 3,60 m, e presenta un'altezza massima di 1,335 m (quota assoluta estradosso platea pari a 36.55 m s.l.m.). Il basamento deve ospitare le quattro selle metalliche che garantiscono il corretto alloggiamento delle due condotte; in corrispondenza di tali elementi saranno applicati i carichi concentrati derivanti dalle tubazioni (carichi permanenti) e dal passaggio dell'acqua (carichi variabili).



**Figura 36: Viste solide della struttura**

#### 3.3.1. Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	195.000	380.000	25.000	537.500	537.500

#### 3.3.2. Archivio stratigrafie

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0.0 a -265.0 cm	265.0 cm	001 / Riporto (A)	Assente
2	da -265.0 a -815.0 cm	550.0 cm	002 / Argille l.s. (B)	Assente
3	da -815.0 a -1815.0 cm	1000.0 cm	003 / Sabbie l.s. (C1)	Assente

#### 3.3.3. Archivio terreni

Indice / Descrizione terreno: **001 / Riporto (A)**

Comportamento del terreno: coesivo

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>3</sup>	daN/cm <sup>3</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.150 E-3	0.400	125.000	125.000	60.0	0.500	0.60

Indice / Descrizione terreno: **002 / Argille l.s. (B)**

Comportamento del terreno: coesivo

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>3</sup>	daN/cm <sup>3</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.150 E-3	0.350	100.000	100.000	60.0	0.500	0.65

Indice / Descrizione terreno: **003 / Sabbie l.s. (C1)**

Comportamento del terreno: granulare

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>3</sup>	daN/cm <sup>3</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	30.000	0.050	350.000	350.000	60.0	0.333	0.95

### 3.3.4. Costante di Winkler

La interazione tra struttura di fondazione e terreno è stata schematizzata con modello di suolo elastico alla Winkler con applicazione di un valore per la costante di sottofondo k.

$$k = q/d \text{ [daN/cm}^3\text{]}$$

dove q è la pressione esercitata e d è il cedimento.

Il calcolo più immediato si ottiene dalla formulazione proposta nel volume Fondazioni (Viggiani) sotto riportata:

$$k = E_{ed,k,med} / B_{min}$$

dove:

$E_{ed,k}$  = modulo edometrico

$B_{min}$  = Lato minore della platea

In considerazione del fatto che:

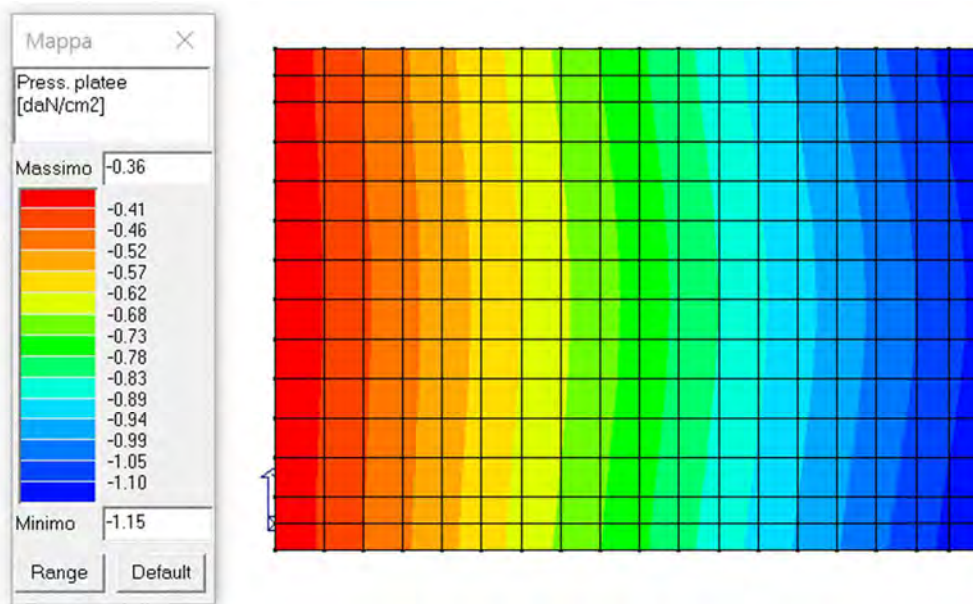
i cedimenti, a cui è collegata la definizione della costante di winkler, interessano di norma una profondità che va da  $B_{min}$  a  $1.5 B_{min}$  (quest'ultima per fondazioni nastriformi), visto il rapporto tra le dimensioni della fondazione che non sono mai maggiori del doppio una dell'altra, si può considerare la profondità interessata dai cedimenti fondali pari a  $B_{min}$ ; la maggior parte del bulbo pressorio è nel livello delle argille caratterizzate da modulo elastico minimo pari a  $75 \text{ kg/cm}^2$  (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

COSTANTE WINKLER	
B min (cm)	380
E,k (kg/cmq)	75
k (daN/cmc) =	0.20

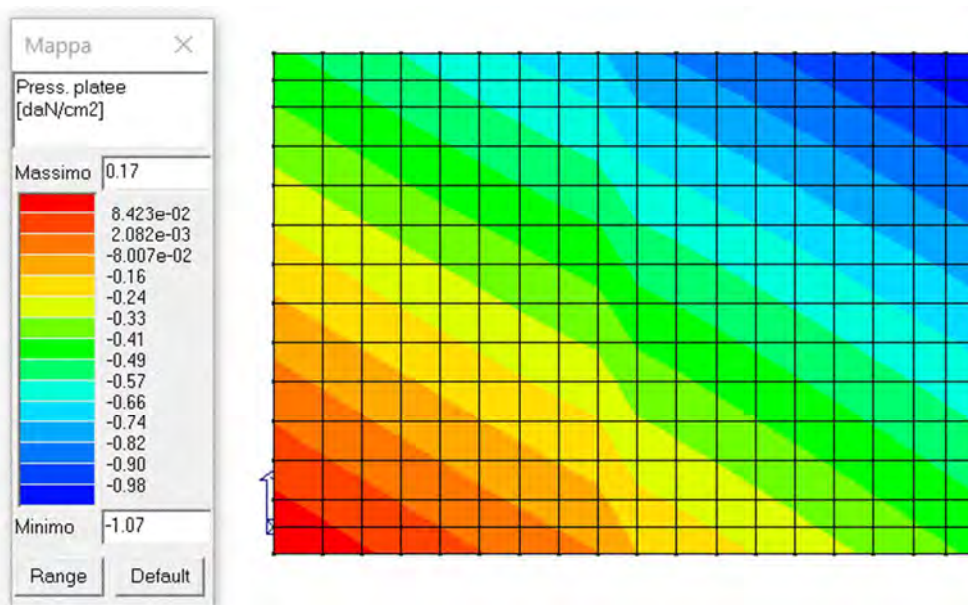
Nel caso in esame è stato adottato il valore di  $0.20 \text{ daN/cm}^3$  per k

### 3.3.5. Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione

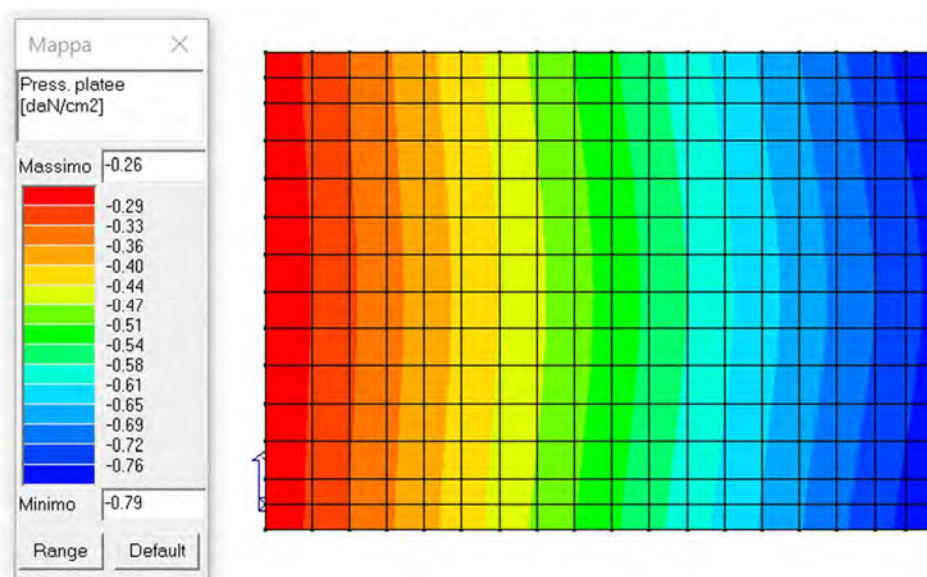
Nel seguito si riportano le pressioni massime agenti sulla platea di fondazione.



**Figura 37: Pressione terreno massima – Comb. SLU**



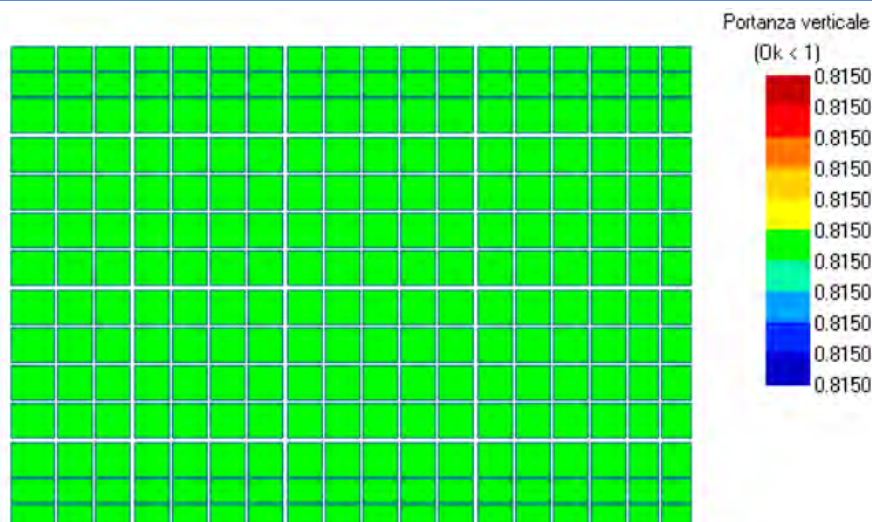
**Figura 38: Pressione terreno massima – Comb. SLV**



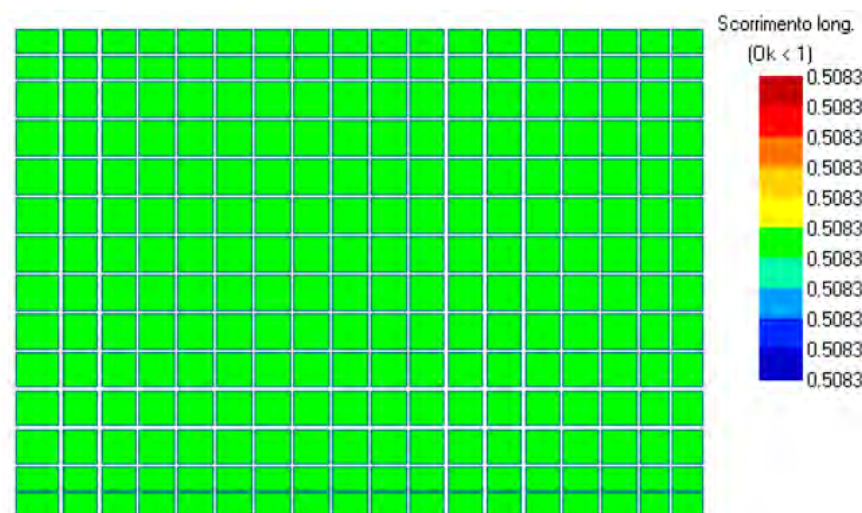
**Figura 39: Pressione terreno massima – Comb. SLE Rara**

Note le pressioni di contatto si procede alla verifica della loro compatibilità con la capacità portate del terreno di strato. Di seguito si riportano gli esiti di verifica che mostrano sempre il rapporto tra azione agente ed azione resistente ( $E_d/R_d$ ). Le verifiche risultano quindi soddisfatte per rapporti inferiori all'unità.

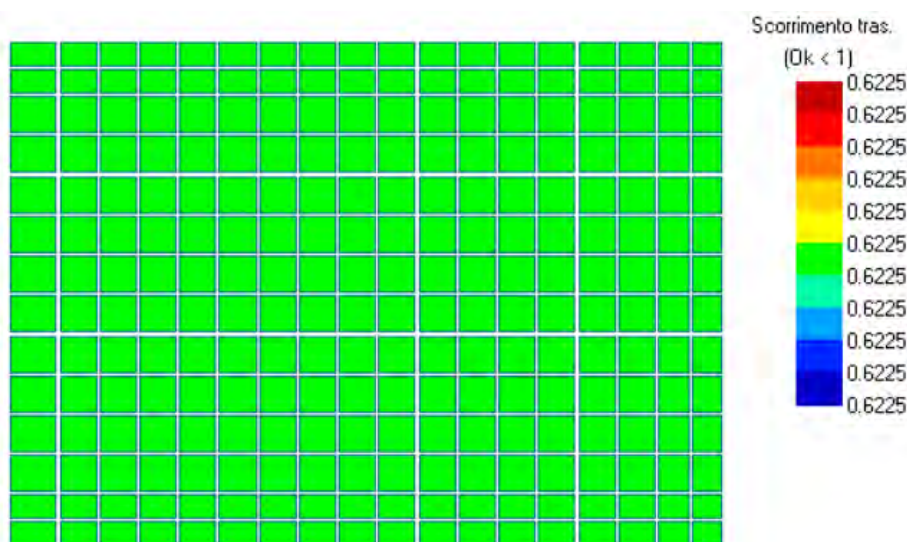




**Figura 40: Verifica capacità portante verticale**

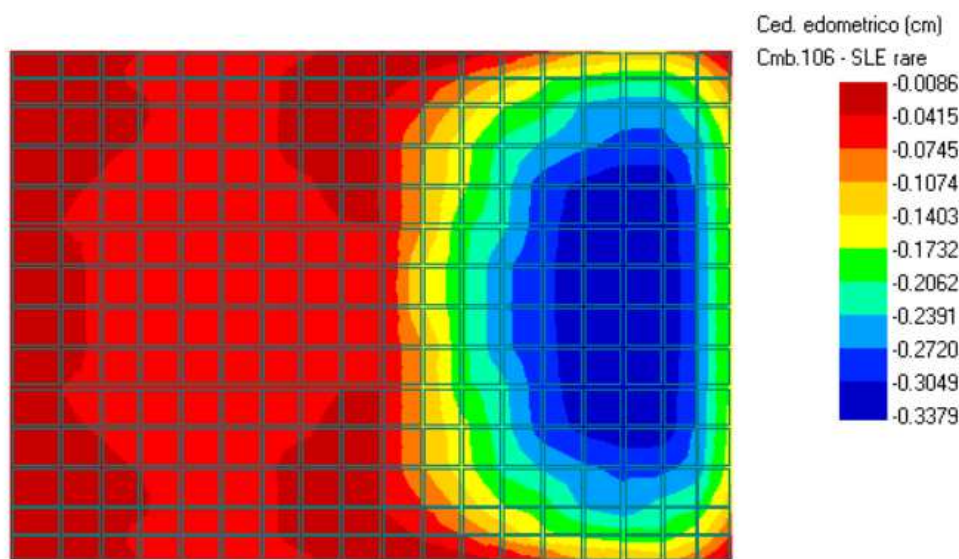


**Figura 41: Verifica a scorrimento longitudinale**



**Figura 42: Verifica a scorrimento trasversale**

### 3.3.6. Stima dei cedimenti della fondazione



**Figura 43: Mappa cedimenti edometrici (Comb. SLE Rara)**

I **cedimenti massimi stimati (pari a circa 3,4 mm)**, così come quelli differenziali, risultano essere ampiamente compatibili con le funzionalità della struttura in esercizio e con il terreno rilevato in sito.

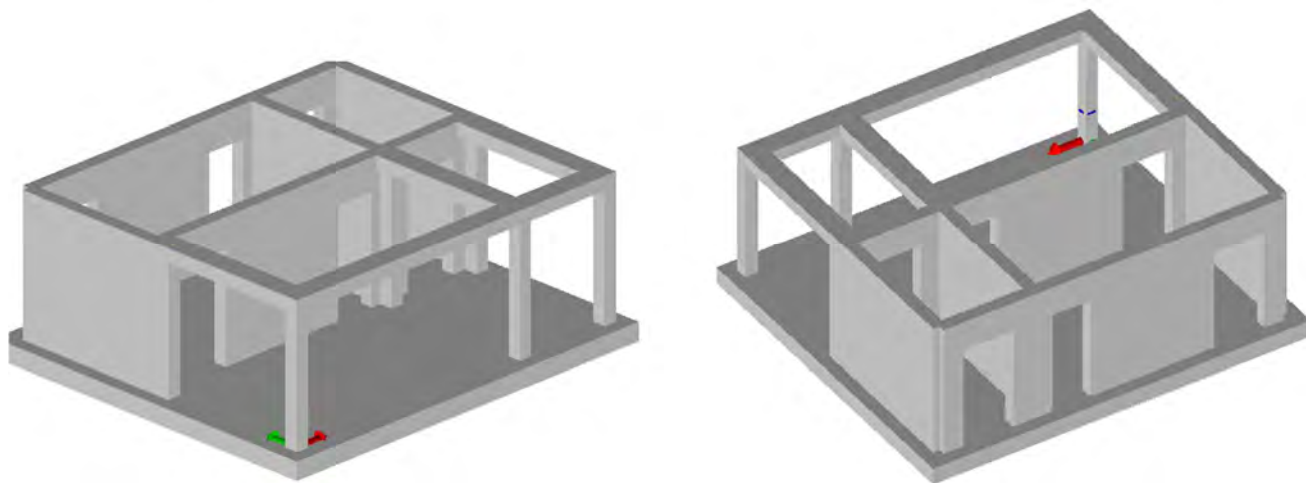
## 3.4 EDIFICIO DI ALLOGGIAMENTO DEL GRUPPO ELETTROGENO

Il manufatto ospitante i locali cabina M/T e gruppo elettrogeno risulta sostanzialmente essere un fabbricato monopiano interamente fuori terra e con comportamento autonomo.

La struttura è prevista con pareti (spessore 30 cm) e pilastri in cemento armato (sezione 30x30 cm) a sostegno di travature di solaio, sempre in calcestruzzo armato, sulle quali poggia l'impalcato di copertura in lastre tipo Predalles.

Il sistema di fondazione superficiale è costituito da una platea in cemento armato avente spessore pari a 40 cm.

Il corpo occupa un ingombro di pianta rettangolare, con lati di dimensioni pari a 7,40 x 8,52 m, e raggiunge un'altezza pari a circa 3,10 m. Il piano finito interno deve risultare ad una quota assoluta di 39,22 m s.l.m..



**Figura 44: Viste solide della struttura (telaio)**

### 3.4.1. Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 6	Macro-Platea	001	20.000	800.000	40.000	905.979	905.979

### 3.4.2. Archivio stratigrafie

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0.0 a -350.0 cm	350.0 cm	001 / Riporto (A)	Assente
2	da -350.0 a -900.0 cm	550.0 cm	004 / Argille l.s. (B)	Assente
3	da -900.0 a -1550.0 cm	650.0 cm	002 / Sabbie l.s. (C1)	Assente
4	da -1550.0 a -2000.0 cm	450.0 cm	003 / Sabbie l.s. (C2)	Assente

### 3.4.3. Archivio terreni

Indice / Descrizione terreno: **001 / Riporto (A)**

Comportamento del terreno: coesivo

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.150 E-3	0.400	125.000	125.000	60.0	0.500	0.60

Indice / Descrizione terreno: **004 / Argille l.s. (B)**

Comportamento del terreno: coesivo

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.150 E-3	0.350	100.000	100.000	60.0	0.500	0.65

Indice / Descrizione terreno: **002 / Sabbie l.s. (C1)**

Comportamento del terreno: granulare

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	30.000	0.050	350.000	350.000	60.0	0.333	0.95

Indice / Descrizione terreno: **003 / Sabbie l.s. (C2)**

Comportamento del terreno: granulare

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	35.000	0.050	400.000	400.000	60.0	0.299	0.95

### 3.4.4. Costante di Winkler

La interazione tra struttura di fondazione e terreno è stata schematizzata con modello di suolo elastico alla Winkler con applicazione di un valore per la costante di sottofondo k.

$$k = q/d \text{ [daN/cm}^3\text{]}$$

dove q è la pressione esercitata e d è il cedimento.

Il calcolo più immediato si ottiene dalla formulazione proposta nel volume Fondazioni (Viggiani) sotto riportata:

$$k = E_{ed,k,med} / B \text{ min}$$

dove:

$E_{ed,k}$  = modulo edometrico

Bmin = Lato minore della platea

In considerazione del fatto che:

i cedimenti, a cui è collegata la definizione della costante di winkler, interessano di norma una profondità che va da Bmin a 1.5 Bmin (quest'ultima per fondazioni nastriformi), visto il rapporto tra le dimensioni della fondazione che non sono mai maggiori del doppio una dell'altra, si può considerare la profondità interessata dai cedimenti fondali pari a Bmin; la maggior parte del bulbo pressorio è nel livello delle argille caratterizzate da modulo elastico minimo pari a 75 kg/cm<sup>2</sup> (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

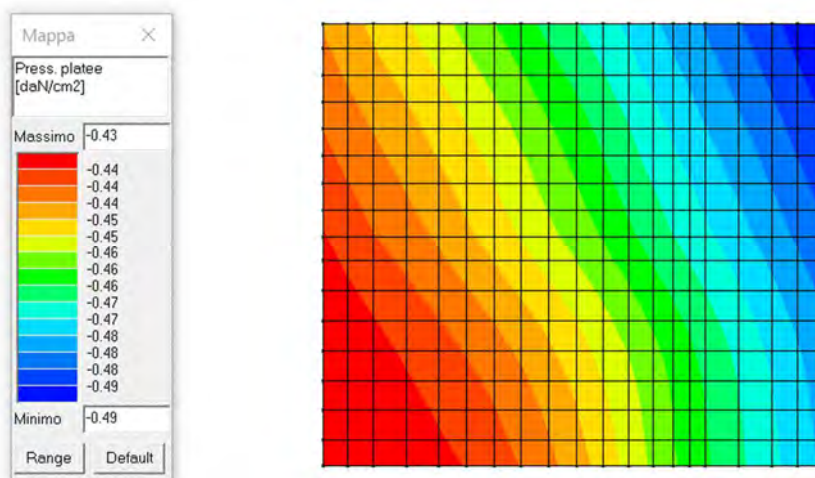
COSTANTE WINKLER	
B min (cm)	740
$E_{ed,k}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	75
k (daN/cm <sup>3</sup> ) =	0.11

**Nel caso in esame è stato adottato il valore di 0.11 daN/cm<sup>3</sup> per k**

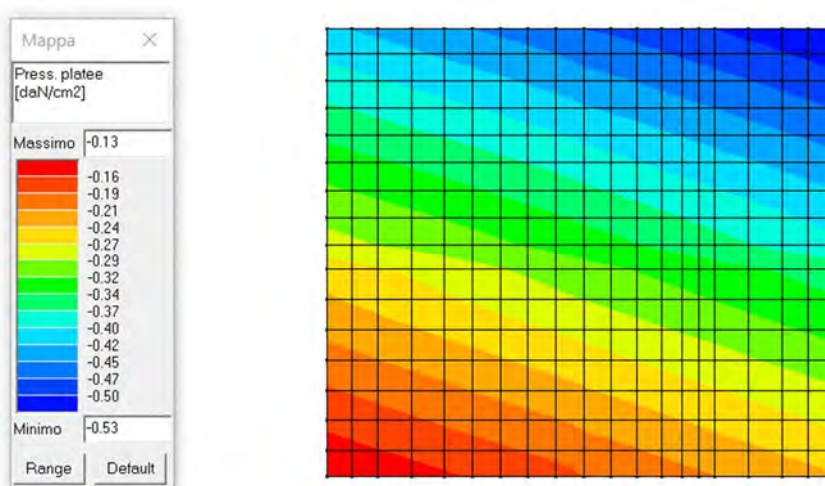


### 3.4.5. Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione

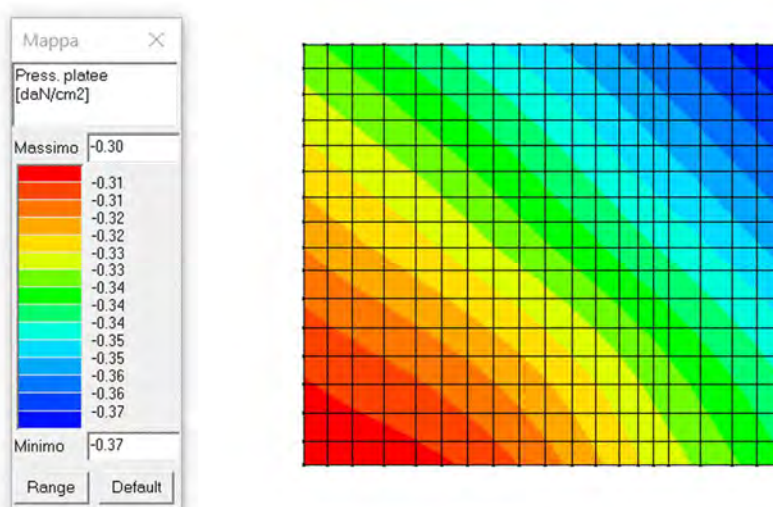
Nel seguito si riportano le pressioni massime agenti sulla platea di fondazione.



**Figura 45: Pressione terreno massima – Comb. SLU**



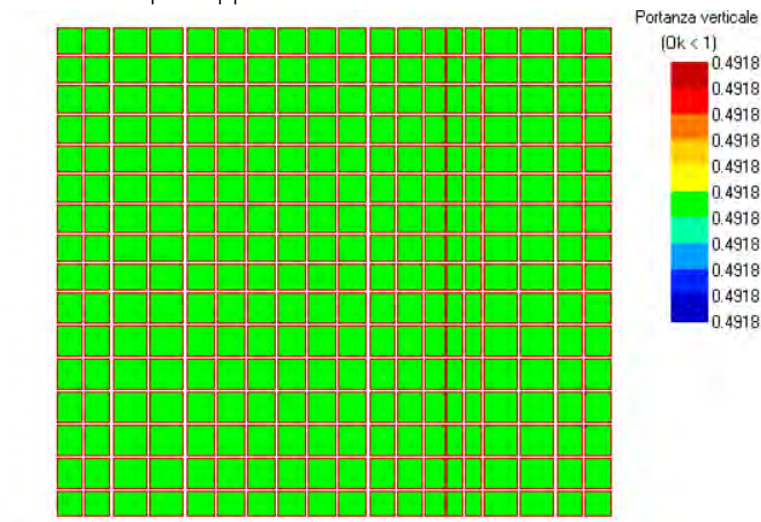
**Figura 46: Pressione terreno massima – Comb. SLV**



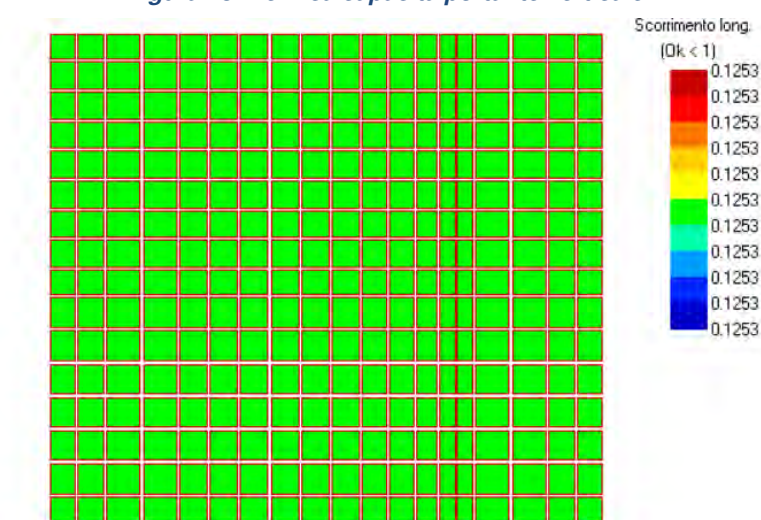
**Figura 47: Pressione terreno massima – Comb. SLE Rara**



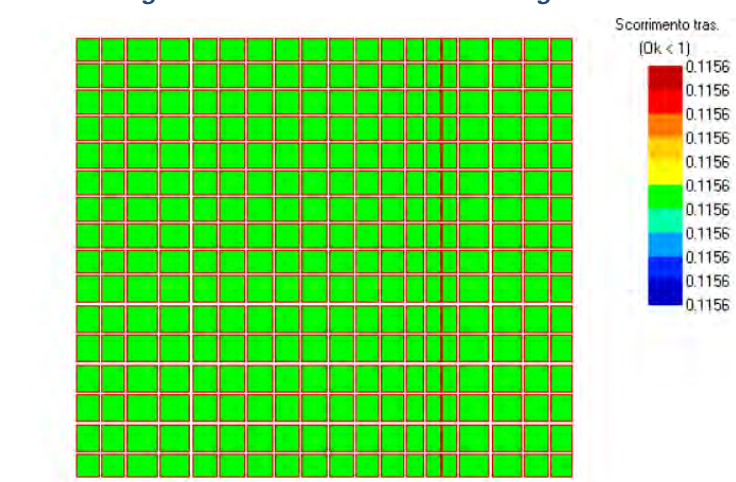
Di seguito si riportano gli esiti di verifica che mostrano sempre il rapporto tra azione agente ed azione resistente ( $E_d/R_d$ ).  
Le verifiche risultano quindi soddisfatte per rapporti inferiori all'unità.



**Figura 48: Verifica capacità portante verticale**

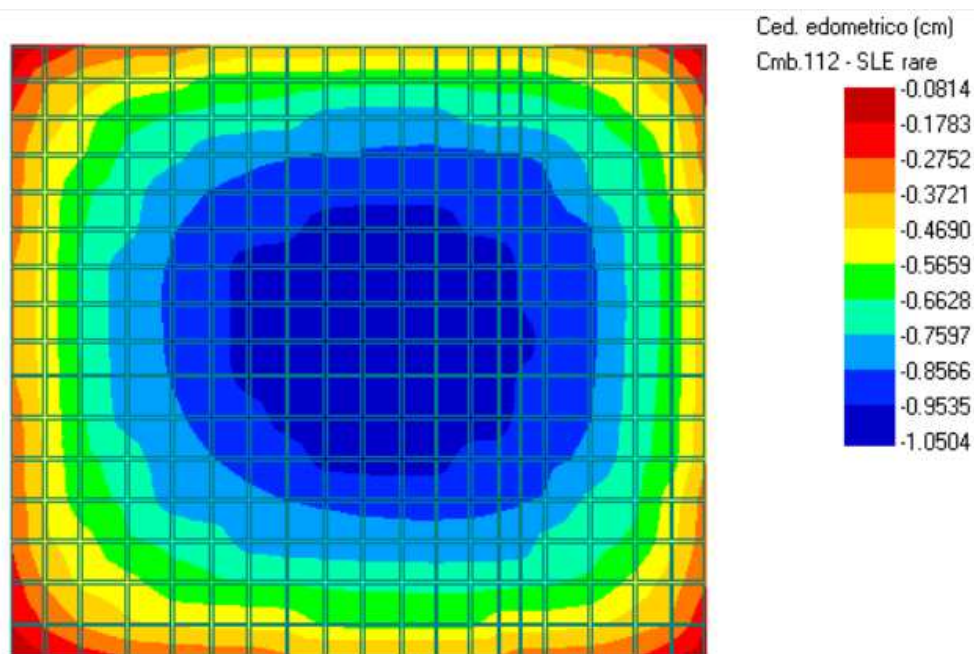


**Figura 49: Verifica a scorrimento longitudinale**



**Figura 50: Verifica a scorrimento trasversale**

### 3.4.6. Stima dei cedimenti della fondazione



**Figura 51: Mappa cedimenti edometrici (Comb. SLE Rara)**

I cedimenti massimi stimati (pari a circa 10,5 mm), così come quelli differenziali, risultano essere ampiamente compatibili con le funzionalità della struttura in esercizio e con il terreno rilevato in sito.

## 4 STRUTTURA DI REGOLAZIONE IDRAULICA ESISTENTE

L'edificio esistente, che ospita l'alloggiamento di numero tre paratoie, è impostato su fondazione a platea in cemento armato, con spessore stimato pari a circa 120 cm, da cui si elevano quattro setti verticali di spessore pari a 58 cm ciascuno. L'estradosso della platea è posto alla quota +31.20 m.s.l.m..

L'altezza dei setti è compresa tra le quote di 31.20 e di 37.68 m s.l.m. quest'ultima coincidente con l'estradosso dell'impalcato formato da una soletta in cemento armato di spessore pari a 40 cm. L'orizzontamento concretizza di fatto il piano di manovra delle attuali paratoie. Sull'impronta dei setti sottostanti si eleva il fabbricato di alloggiamento delle paratoie costituito da un telaio in cemento armato composto da otto pilastri e orditure di travi perimetrali poste a due differenti livelli altimetrici. La copertura risulta essere costituita da una struttura in laterocemento.

Le specchiature perimetrali del telaio sono completate da tamponamenti costituiti in parte da laterizio pieno ed in parte da laterizio forato. Il manufatto in elevazione raggiunge una quota massima pari a +45.08 m.

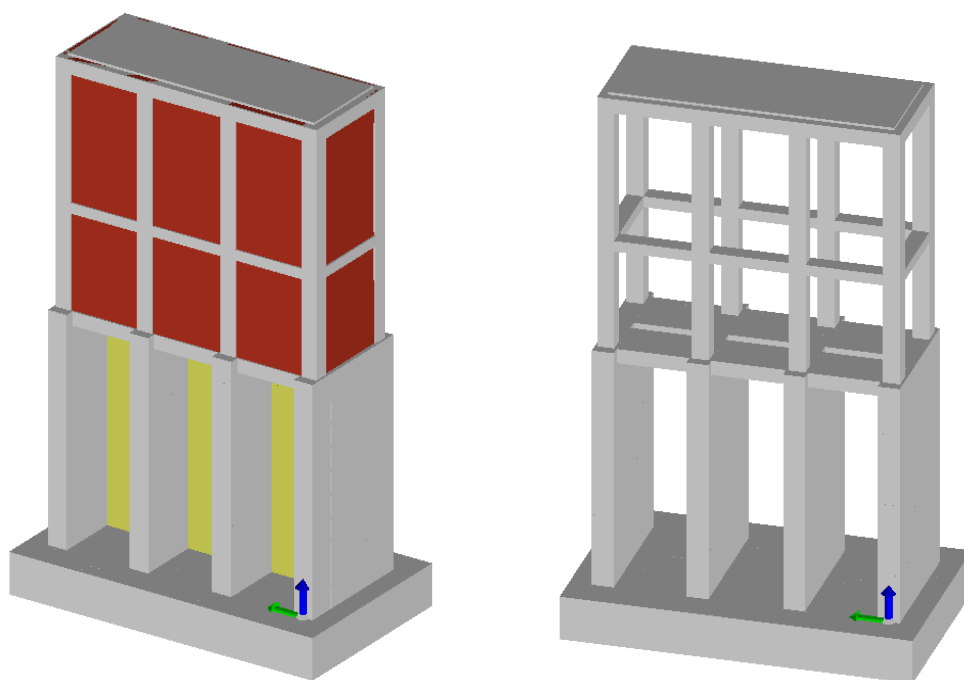
In sede di analisi non si è tenuto in alcun conto della presenza di eventuali diaframature strutturali sia ad intradosso platea che ad immersione spondale, ritenendo, a favore di sicurezza, i nodi di connessione tra strutture profonde e strutture superficiali, compromessi.

L'analisi storico critica del fabbricato, nella totale assenza di elaborati progettuali del manufatto esistente, ha tenuto conto:

- Del rilievo geometrico strutturale
- Delle tecnologie costruttive applicate durante il periodo di costruzione del manufatto
- Delle indagini sui materiali effettuate sia in sede di progettazione preliminare che definitiva (per dettagli di rimanda all'elaborato progettuale 2020-815-CR-GEO3: Caratterizzazione dei materiali delle strutture esistenti).

Le verifiche statiche e sismiche sono quindi state condotte sulla base di un progetto simulato delle armature, considerando un approccio alle tensioni ammissibili. In sede di elaborazione progettuale esecutiva verranno quindi attivate ulteriori indagini di verifica delle assunzioni progettuali ricavate dalla modellazione simulata, a conforto dei risultati prestazionali di analisi ricavati per le combinazioni statiche e dinamiche.

L'analisi è stata quindi condotta nell'ambito di un livello di conoscenza LC1.



**Figura 52: Viste solide della struttura**

#### 4.1.1. Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 4	Macro-Platea	001	0.000	542.000	120.000	926.526	926.526

#### 4.1.2. Archivio stratigrafie

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0.0 a -1176.0 cm	1176.0 cm	001 / SABBIE (C1)	Assente
2	da -1176.0 a -1626.0 cm	450.0 cm	002 / SABBIE (C2)	Assente

#### 4.1.3. Archivio terreni

Indice / Descrizione terreno: **001 / SABBIE (C1)**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	30.000	0.050	350.000	350.000	60.0	0.333	0.95

Indice / Descrizione terreno: **002 / SABBIE (C2)**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	35.000	0.050	400.000	400.000	60.0	0.299	0.95

#### 4.1.4. Costante di Winkler

La interazione tra struttura di fondazione e terreno è stata schematizzata con modello di suolo elastico alla Winkler con applicazione di un valore per la costante di sottofondo k.

$$k = q/d \text{ [daN/cm}^3\text{]}$$

dove q è la pressione esercitata e d è il cedimento.

Il calcolo più immediato si ottiene dalla formulazione proposta nel volume Fondazioni (Viggiani) sotto riportata:

$$k = E_{ed,k,med} / B \text{ min}$$

dove:

$E_{ed,k}$  = modulo edometrico

$B_{min}$  = Lato minore della platea

In considerazione del fatto che:

- ✓ i cedimenti, a cui è collegata la definizione della costante di winkler, interessano di norma una profondità che va da  $B_{min}$  a  $1.5 B_{min}$  (quest'ultima per fondazioni nastriformi), visto il rapporto tra le dimensioni della fondazione che non sono mai maggiori del doppio una dell'altra, si può considerare la profondità interessata dai cedimenti fondali pari a  $B_{min}$ ;
- ✓ la maggior parte del bulbo pressorio è nel livello delle sabbie (C1) caratterizzate da modulo elastico minimo pari a  $350 \text{ kg/cm}^2$ .

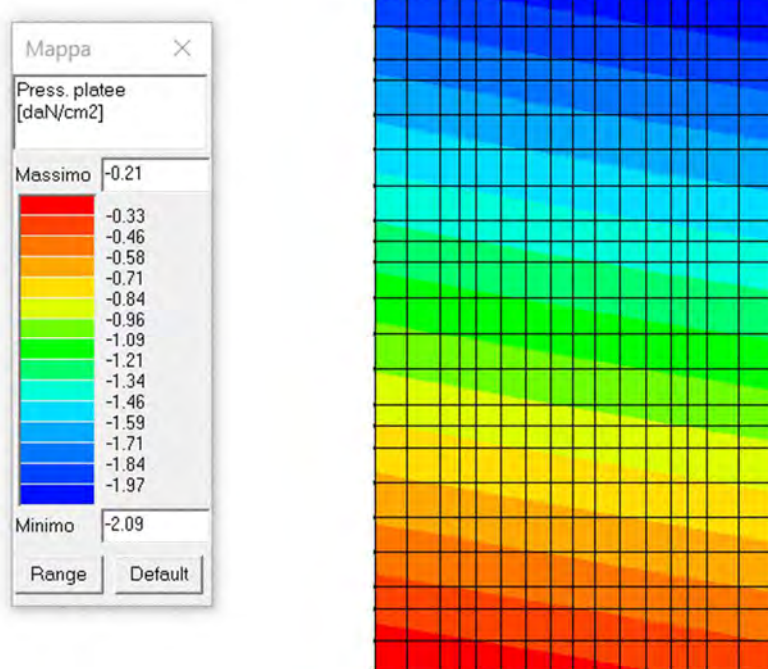
COSTANTE WINKLER	
$B \text{ min (cm)}$	320
$E_{ed,k} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	350
$k \text{ (daN/cmc)} =$	1.09

Nel caso in esame è stato adottato il valore di  $1.09 \text{ daN/cm}^3$  per k

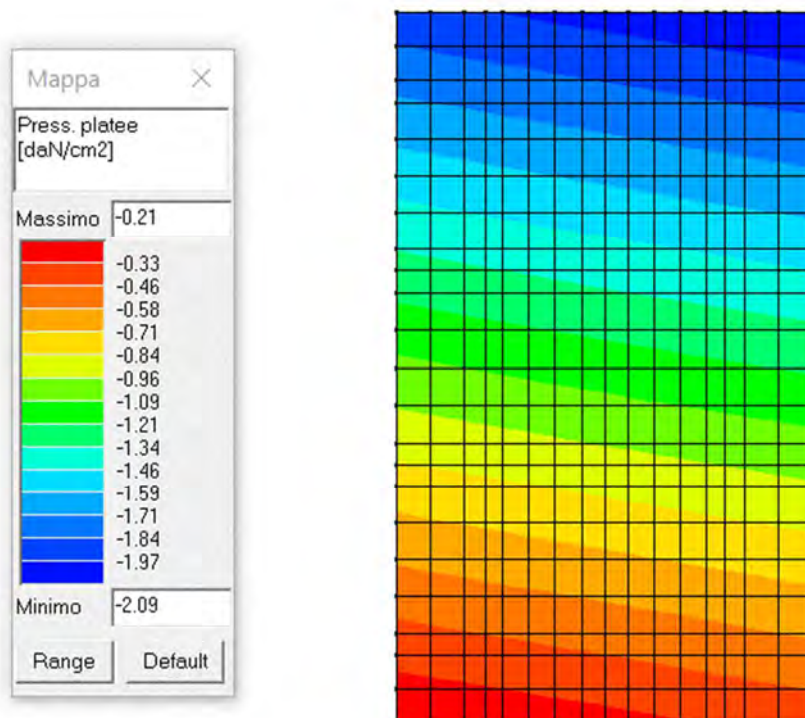


#### 4.1.5. Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione

Si seguito si riportano le pressioni massime agenti sulla platea di fondazione.



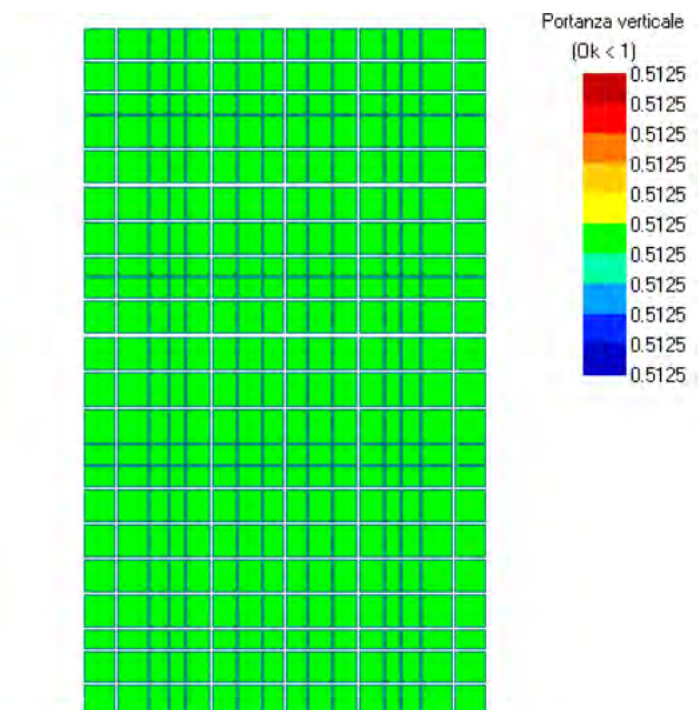
**Figura 53: Pressioni massime in combinazione SLU**



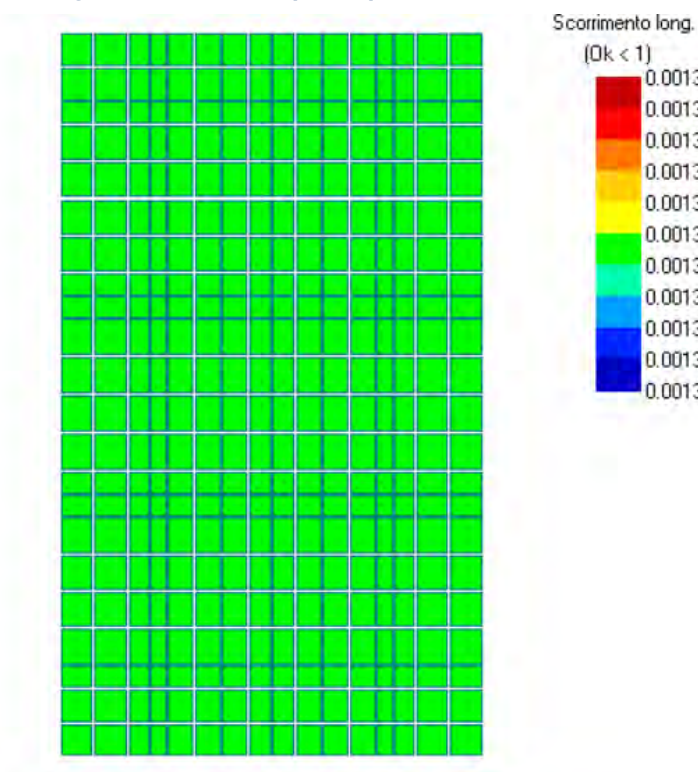
**Figura 54: Pressioni massime in combinazione SLV**

#### 4.1.6. Verifiche geotecniche agli SLU – condizioni statiche

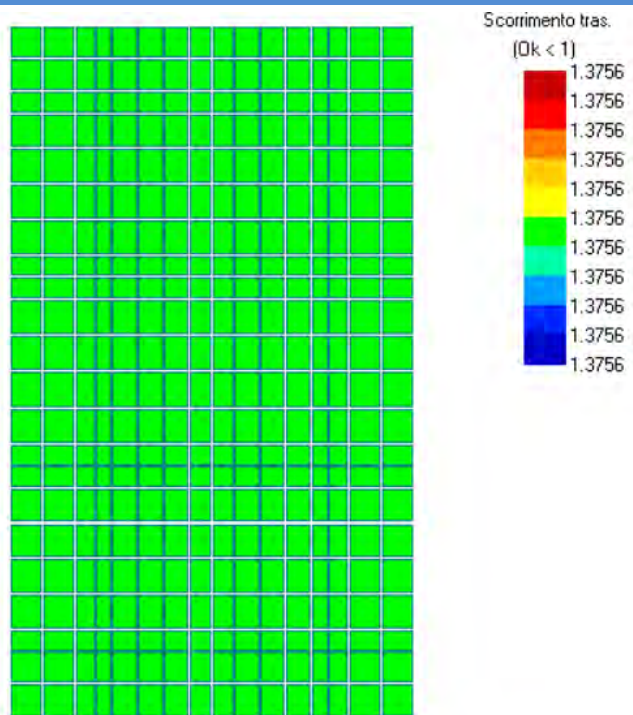
Il paragrafo riporta gli esiti di verifica in ambito statico che mostrano sempre il rapporto tra azione agente ed azione resistente ( $E_d/R_d$ ). Le verifiche sono da intendersi quindi soddisfatte per rapporti inferiori all'unità.



**Figura 55: Verifica capacità portante verticale**



**Figura 56: Verifica a scorrimento longitudinale**



**Figura 57: Verifica a scorrimento trasversale**

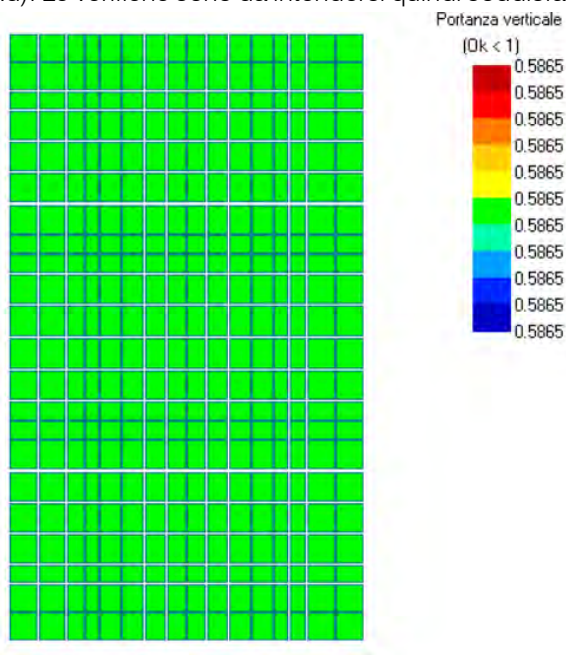
Le verifiche di capacità portante verticale ed a scorrimento longitudinale risultano soddisfatte.

**Le verifiche a scorrimento trasversale, in direzione parallela al Canale Fossadone, non producono esito positivo.**

In merito a tale ultima verifica deve tuttavia essere tenuto in conto l'effetto stabilizzante indotto dal ponte in muratura adiacente oltre che dal nuovo manufatto idraulico in progetto.

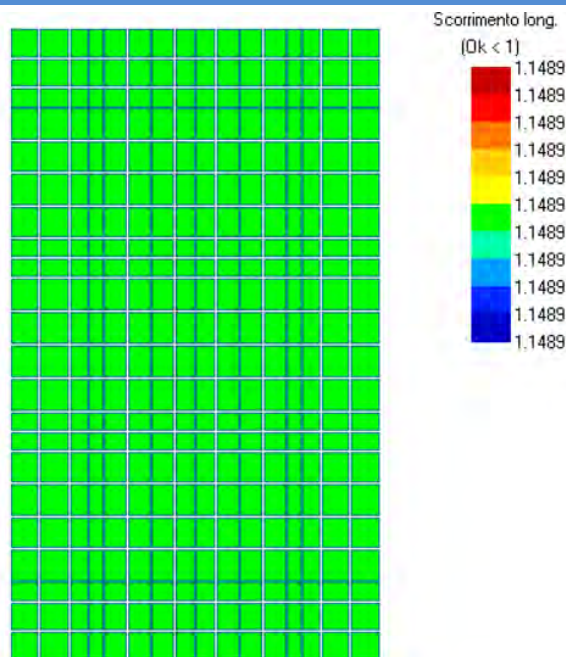
#### **4.1.7. Verifiche geotecniche agli SLV – condizioni sismiche**

Di seguito si riportano gli esiti di verifica in ambito sismico (intensità pari al 60%) che mostrano sempre il rapporto tra azione agente ed azione resistente ( $E_d/R_d$ ). Le verifiche sono da intendersi quindi soddisfatte per rapporti inferiori all'unità.

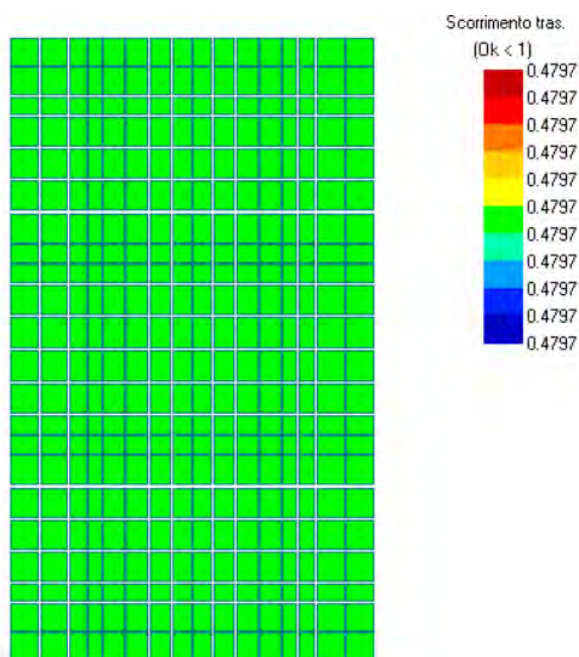


**Figura 58: Verifica capacità portante verticale**





**Figura 59: Verifica a scorrimento longitudinale**



**Figura 60: Verifica a scorrimento trasversale**

Le verifiche di capacità portante verticale ed a scorrimento trasversale risultano soddisfatte.

**Le verifiche a scorrimento longitudinale, in direzione perpendicolare al Canale Fossadone, non producono esito positivo.**

In merito a tale ultima verifica a scorrimento non favorevole in condizione sismica dovrà essere accertata in sito la presenza e natura di eventuali setti laterali di ammassamento. In caso di assenza o inadeguatezza di tali strutture, dovranno essere considerati interventi di ammassamento della platea di fondazione a strati profondi, tali da garantire maggiore resistenza a scorrimento trasversale.