



AIPO

Agenzia Interregionale per il fiume Po



COMUNE DI STAGNO LOMBARDO
Provincia di Cremona

SETTORE POLITICHE ENERGETICHE PATRIMONIO AMBIENTE SERVIZI LAVORI PUBBLICI

Commessa:

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 ESECUTIVO

STRALCIO 1



©I.S.I. Ingegneria e Ambiente
Ing. Gian Lorenzo Bernini - Ing. Rosaria Ragazzini
Via Martiri della Liberazione, 36 - 43126 Vicofertile (PR)
cod.fisc. e P.I. 02577010347
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
04	31.03.2021	Progetto Esecutivo	RR	RR	FA
05	25.05.2021	Validazione	RR	RR	FA

Tutti i diritti sono riservati a norma di legge, di questo elaborato è vietata la riproduzione e la cessione a terzi senza esplicita autorizzazione

Sommario

1	PREMESSA	3
2	STRUTTURA IDRAULICA PRINCIPALE	6
2.1	Verifiche a liquefazione degli orizzonti stratigrafici	8
2.2	Verifica sezionale dei diaframmi per sollecitazioni "ortogonali"	11
2.2.1.	Esplicitazione sollecitazioni sui diaframmi	13
2.2.2.	Verifiche a pressoflessione diaframmi di sezione 240 x 80 cm	17
2.2.3.	Verifiche a taglio diaframmi di sezione 240 x 80 cm	18
2.2.4.	Verifiche a pressoflessione diaframmi di sezione 240 x 60 cm	19
2.2.5.	Verifiche a taglio diaframmi di sezione 240 x 60 cm	20
2.3	Verifiche di capacità portante dei diaframmi	20
2.3.1.	Criteri di verifica	22
2.4	Compatibilità delle pressioni di contatto in platea	24
2.4.1.	Costante di Winkler ad intradosso platea	24
2.5	Verifica a paratia delle diaframature di sponda	26
2.5.1.	Caratterizzazione geotecnica e stratigrafia di calcolo	27
2.5.2.	Criteri generali di progettazione, analisi e verifica	27
2.5.3.	Condizione statica	28
2.5.4.	Spinta delle terre	28
2.5.5.	Sisma	30
2.5.6.	Criteri di verifica strutturali	31
2.5.7.	Rigidità della paratia	32
2.5.8.	Schematizzazione del modello di calcolo	32
2.5.9.	Metodo di analisi e software di calcolo impiegati	35
2.5.10.	Fasi costruttive e azioni agenti	35
2.5.11.	Carichi agenti	37
2.5.12.	Sollecitazioni	38
3	MANUFATTI ACCESSORI	43
3.1	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI	43
3.1.1.	Formulazione di Brinch-Hansen	44
3.1.2.	Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali	45
3.2	MANUFATTO DI RECAPITO DI VALLE	45
3.2.1.	Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali	45
3.2.2.	Sequenza stratigrafica	45
3.2.3.	Archivio terreni	46
3.2.4.	Costante di Winkler	46
3.2.5.	Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione	46
3.2.6.	Stima dei cedimenti della fondazione	48
3.3	MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO	50
3.3.1.	Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali	50
3.3.2.	Archivio stratigrafie	50
3.3.3.	Archivio terreni	50
3.3.4.	Costante di Winkler	51
3.3.5.	Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione	51
3.3.6.	Stima dei cedimenti della fondazione	54
3.4	EDIFICIO DI ALLOGGIAMENTO DEL GRUPPO ELETROGENO (2° ST)	54

3.4.1.	<i>Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali</i>	55
3.4.2.	<i>Archivio stratigrafie</i>	55
3.4.3.	<i>Archivio terreni.....</i>	55
3.4.4.	<i>Costante di Winkler</i>	55
3.4.5.	<i>Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione.....</i>	56
3.4.6.	<i>Stima dei cedimenti della fondazione.....</i>	58

ALLEGATO

ALL.STR6.1	Profilo geotecnico con ubicazione dei sondaggi e dei diaframmi oggetto di dimensionamento
-------------------	---

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

Si precisa che il fabbricato di alloggiamento del gruppo elettrogeno e delle dotazioni impiantistiche di controllo non è compreso nel 1° Stralcio funzionale dei lavori. Le verifiche geotecniche relative alle strutture esistenti non sono comprese nella presente relazione Geotecnica del Progetto Esecutivo di Primo Stralcio lavori.



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 provvisoriale (ove presenti) che definitive (con analisi dei cedimenti attesi per i casi in cui tale stima è necessaria per la operatività della infrastruttura idraulica).

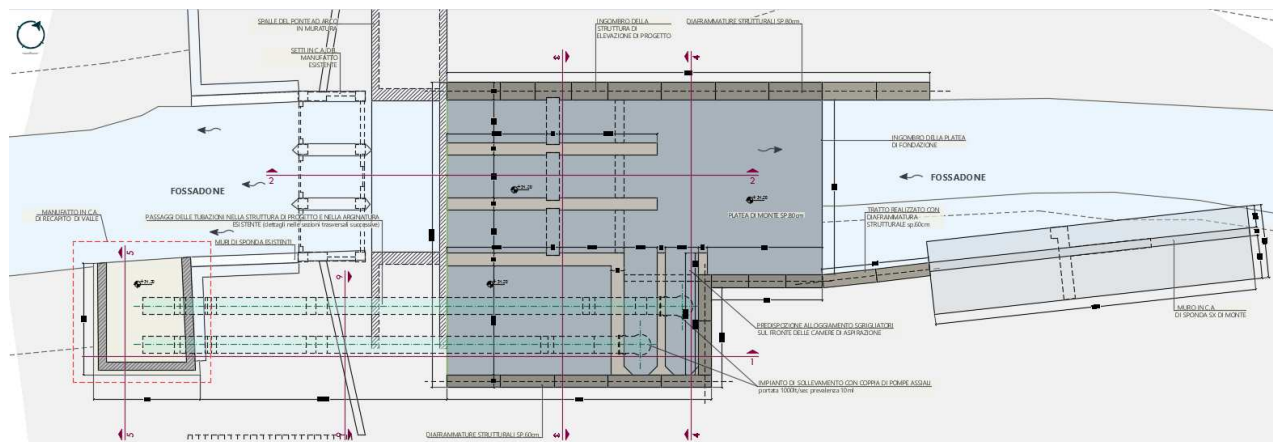


Figura 2: Organizzazione delle strutture di elevazione – Struttura principale di compartimentazione e regolazione

CORPO CHIAVICALE PRINCIPALE, COMPRESIVO 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. (si precisa che da quota +34.50m.s.l.m. l’elevazione delle pareti di sponda è realizzata mediante getti in opera entro casserature di parete).

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 provvisoriale (con quota sommitale pari a 34.5m.s.l.m.) 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 le pareti spondali poste a monte del manufatto chiavicale, caratterizzate da una quota sommitale massima pari a 39.10m.s.l.m. (con puntone in platea a quota +31.20m.s.l.m. e al piano di manovra a quota +39.15m.s.l.m.) e da massima quota “provvisoriale” con paratia a sbalzo e quota del cordolo sommitale pari a +34.50m.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 (quest'ultimo per altro previsto nel 2° Stralcio lavori) 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 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. Nella presente relazione geotecnica di Progetto Esecutivo della nuova infrastruttura idraulica non vengono comprese le verifiche di fondazione della esistente struttura di compartimentazione idraulica, comunque effettuate nell'ambito dell'attività di valutazione della sicurezza e vulnerabilità sismica (con risultati prodotti in elaborato 2020-815-CR-STR5 "Verifica di sicurezza e vulnerabilità sismica del fabbricato di regolazione esistente").

PONTE IN MURATURA DI ATTRAVERSAMENTO DEL CAVO FOSSADONE

Come per la struttura di compartimentazione idraulica esistente anche per il ponte in muratura è stata valutata la sua sicurezza statica e vulnerabilità sismica, considerando:

- 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 continuità arginale), consentita dalla soluzione progettuale adottata;
- L'esito favorevole della prova di carico effettuata in fase 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

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 $0,1 \text{ kg/cm}^3$.

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).

Come esposto in Relazione di Calcolo del Manufatto di Regolazione e Sollevamento (doc. 2020-815-CR-STR3) la interazione tra terreno e struttura profonda di fondazione verrà valutata considerando i diaframmi come appoggiati alla base (sostanziale vincolo rigido a traslazione verticale) ed immersi nel substrato, per una lunghezza pari a circa 8 m (ossia considerando solo gli strati non soggetti a liquefazione da quota +20m.s.l.m. a +28 m.s.l.m.). Questa seconda condizione, compresa tra quote 28m.s.l.m. e 20m.s.l.m. 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.

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 chiavicale, seppure con la presenza dei "punteroni" 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.

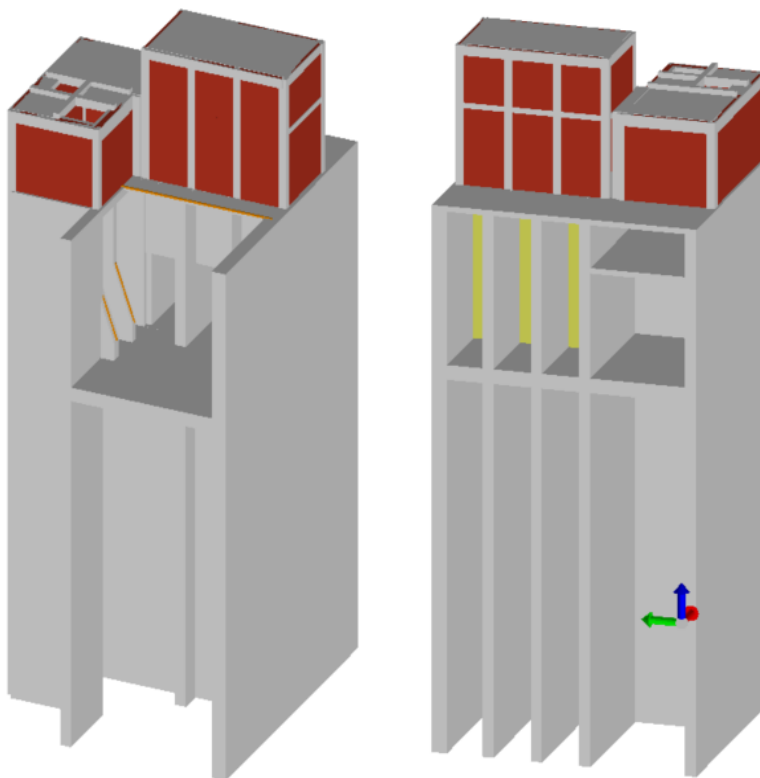


Figura 3: Viste solide della struttura principale – Modello globale

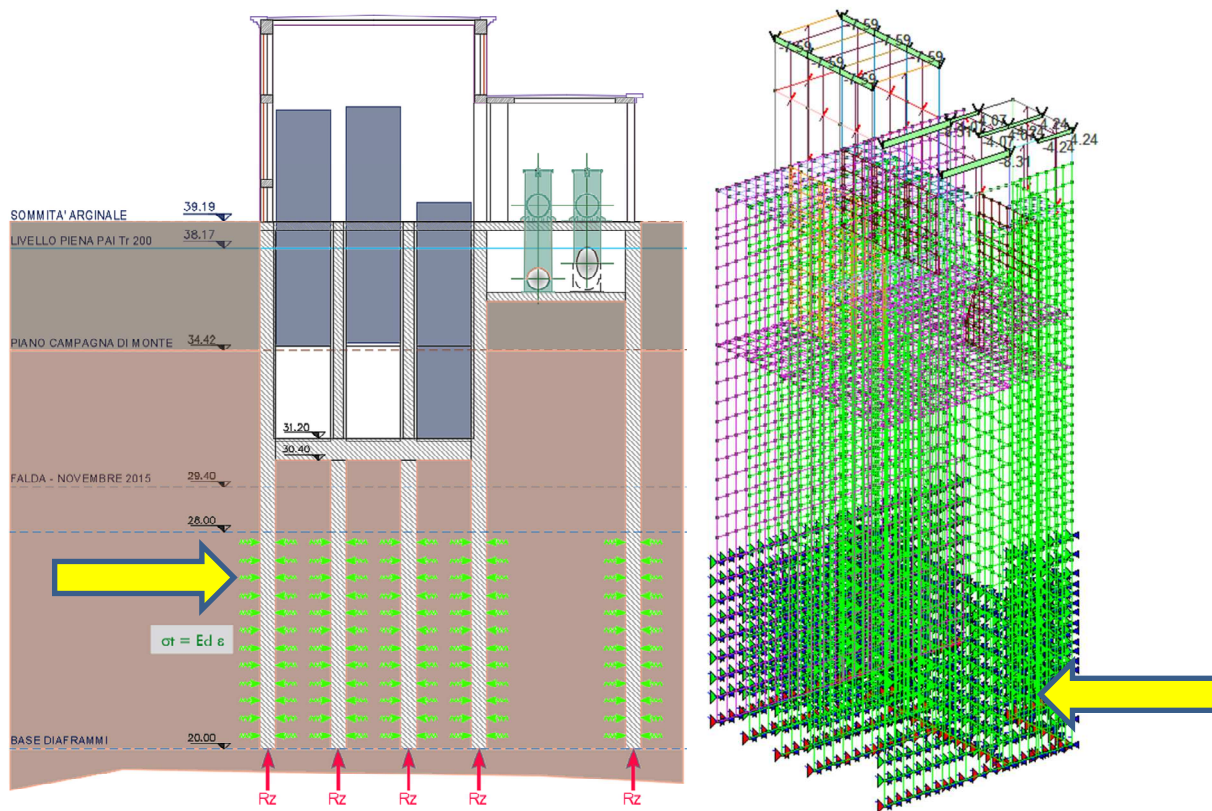


Figura 4: Schemi di modellazione della interazione tra terreno e diaframature

2.1 Verifiche a liquefazione degli orizzonti stratigrafici

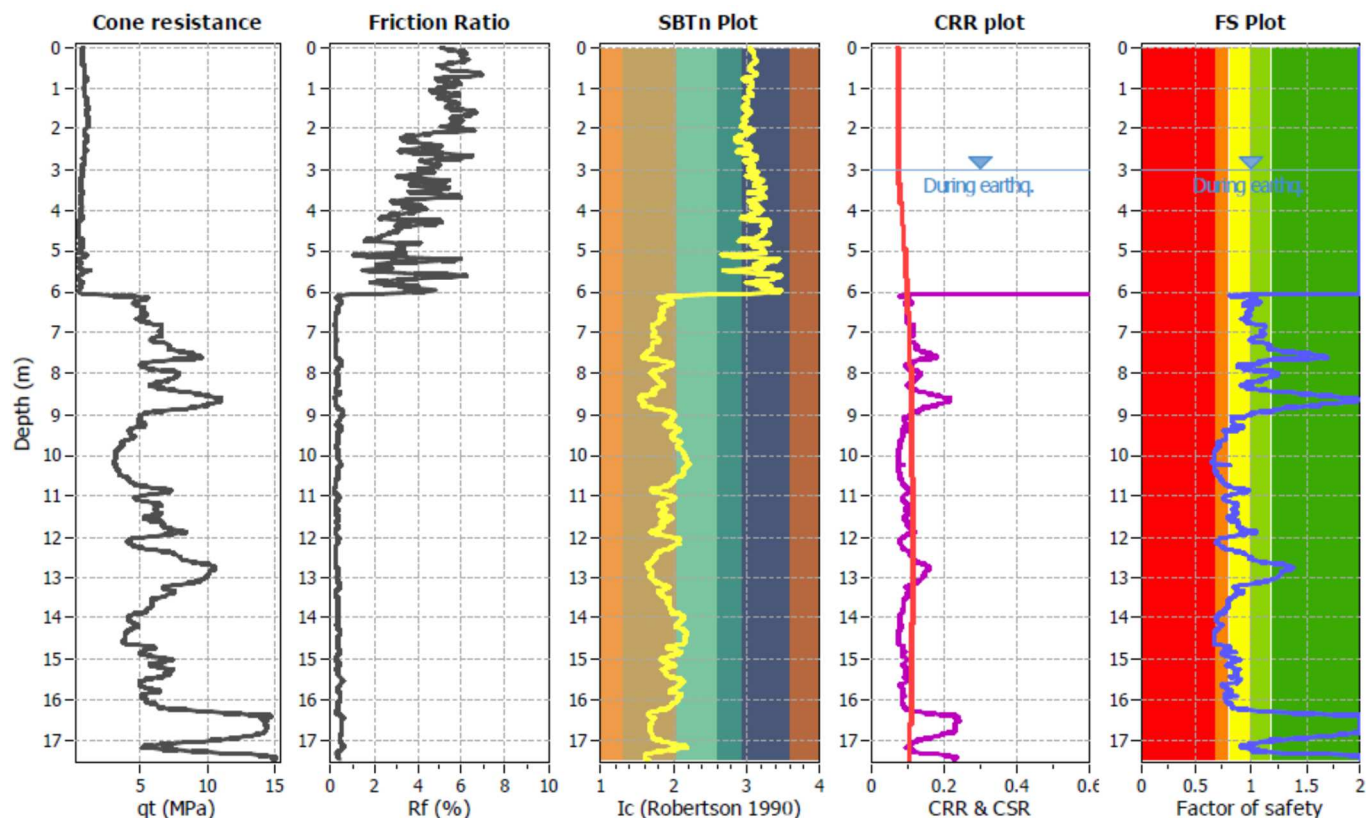
Considerata la prossimità del territorio comunale di Stagno Lombardo con zone sismogenetiche Nord (906-907), caratterizzate da una Magnitudo Massima M_w max pari a 6.60 e 6.14, si è provveduto ad elaborare una verifica alla liquefazione degli strati

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 ($ag_{max} = ag_{Sst}$) 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.

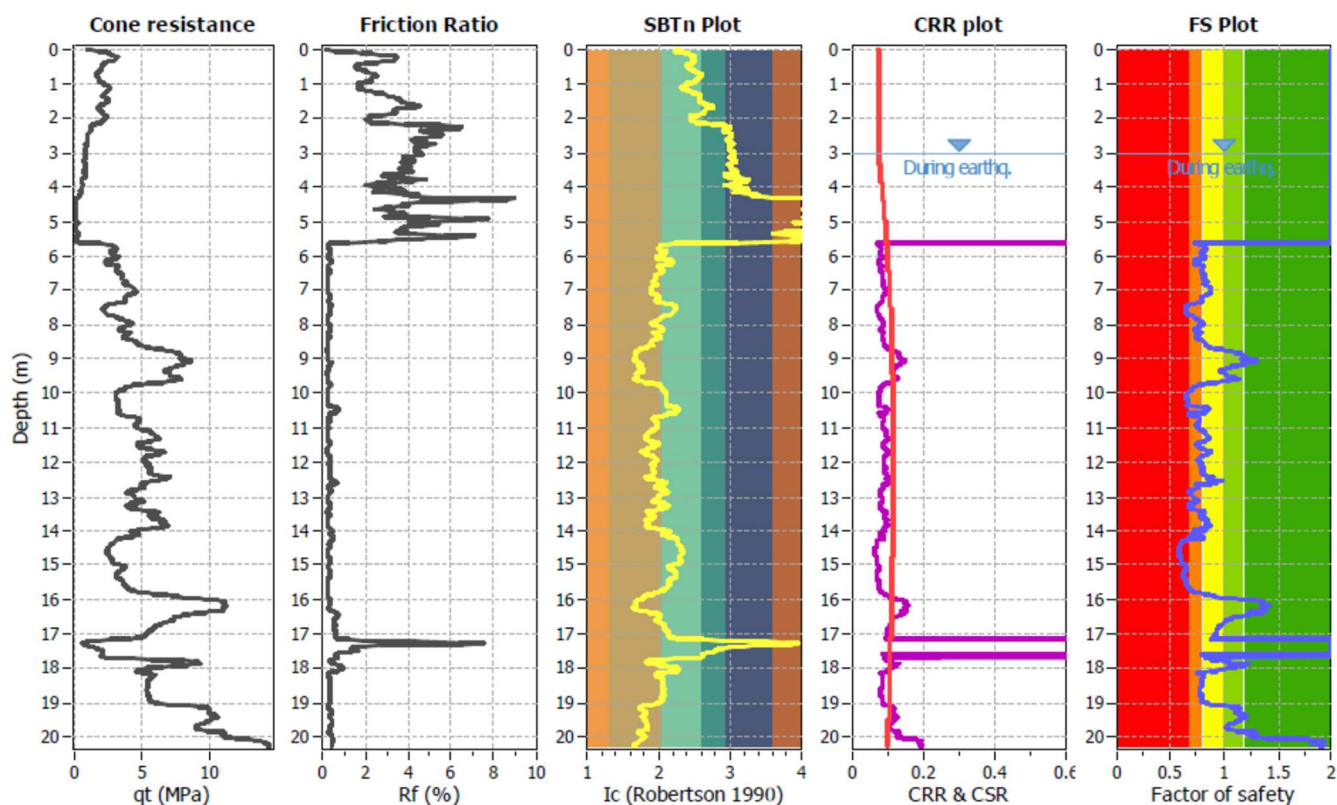
Per le elaborazioni si è utilizzato il software CLiq v.3.0.2.4 della Geologismiki Geotechnical Software utilizzando il metodo Boulanger & Idriss (2014); utilizzando nel software i dati di tutte le prove penetrometriche CPTu effettuate nell'area risulta che per i terreni costituenti i depositi nell'area 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):

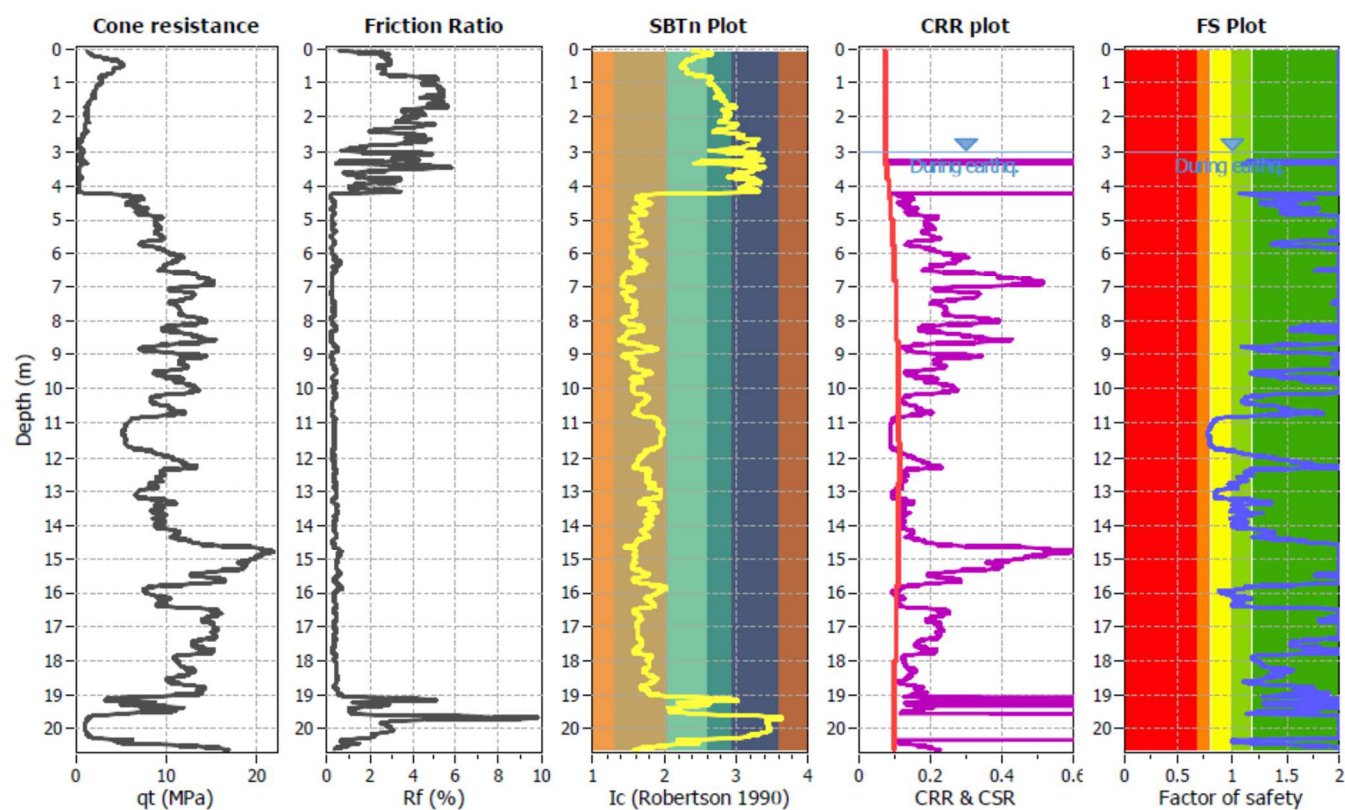
CPTU1	38.70m.s.l.m.
CPTU2	36.20 m.s.l.m.
CPTU3	34.00 m.s.l.m.
CPTU4	33.80 m.s.l.m.



. 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.

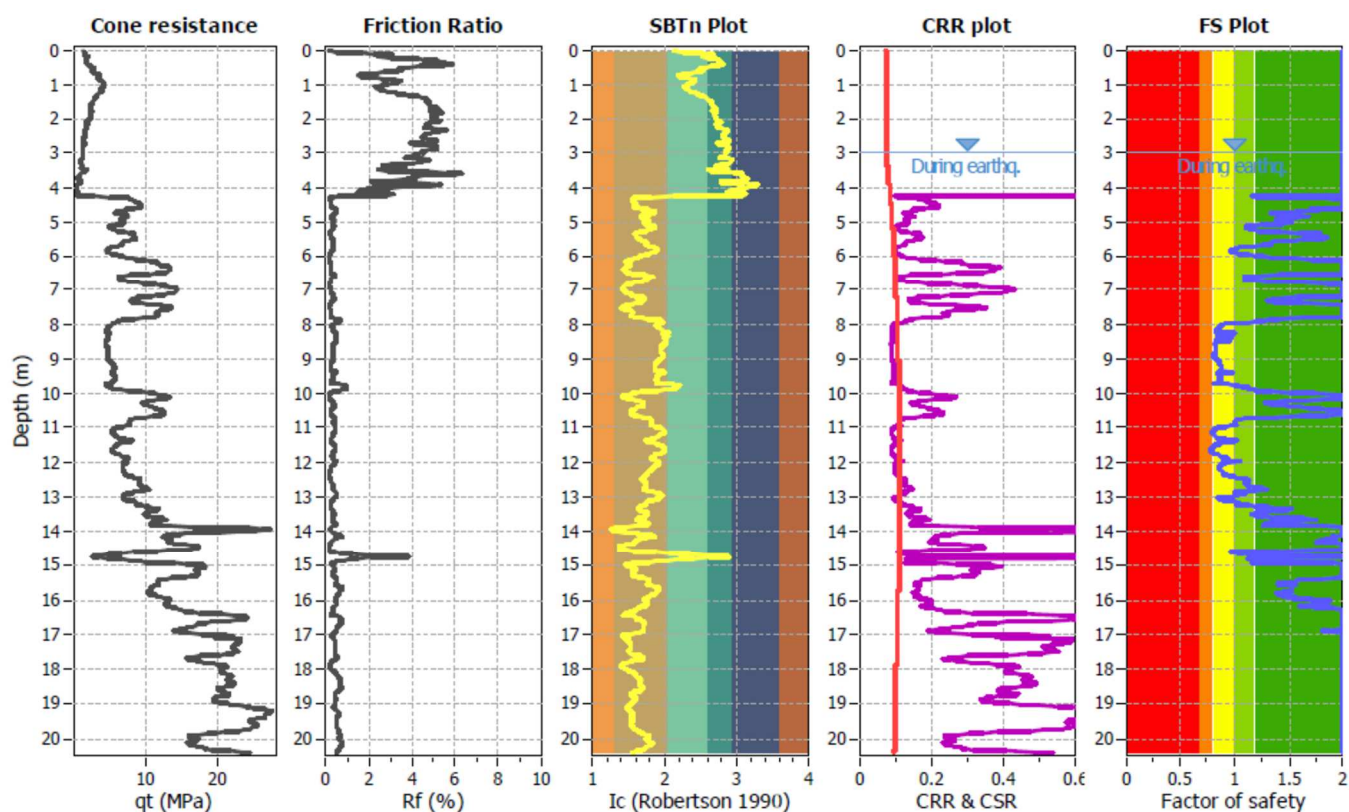


Figura 8: Verifica a liquefazione di CPTU4 – strati stabili a -13.80 da p.c. ossia 20.00m.s.l.m.

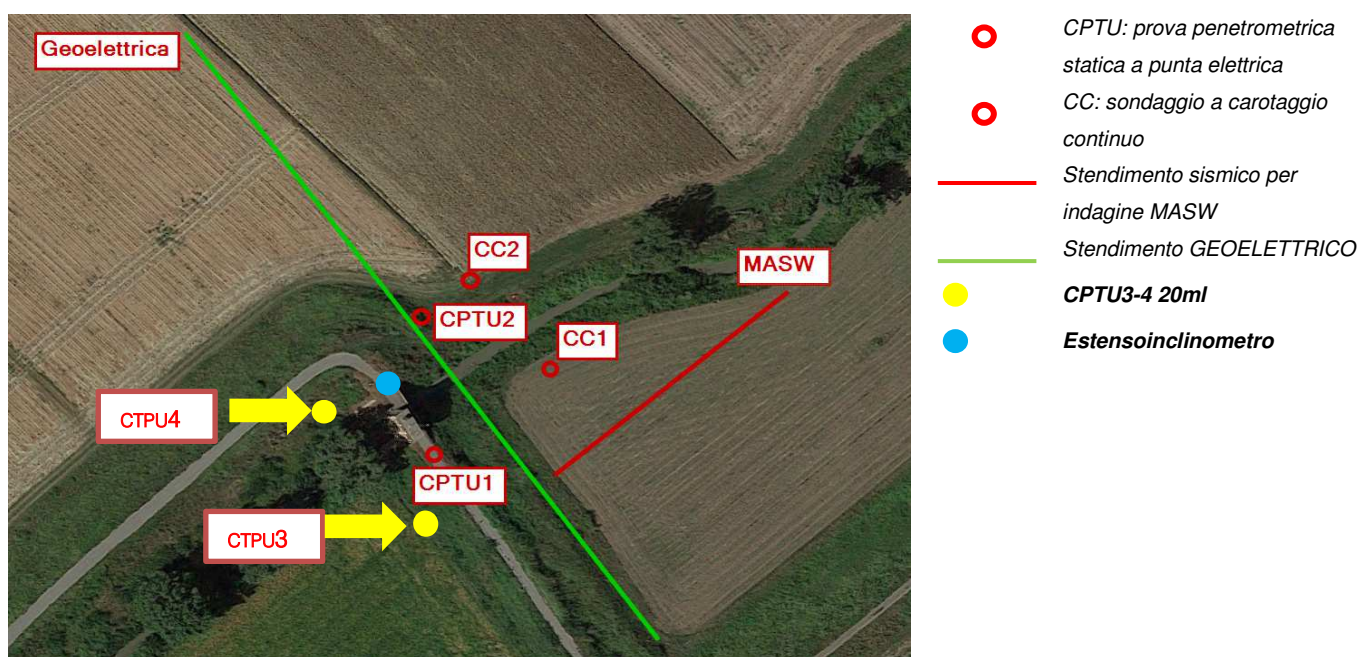


Figura 9: Schema ubicazione indicativa delle indagini geognostiche integrative (in giallo e azzurro)

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).

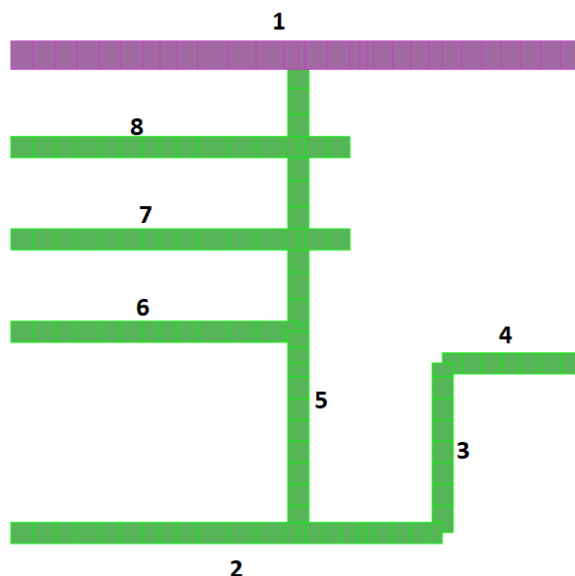


Figura 10: Numerazione macropareti

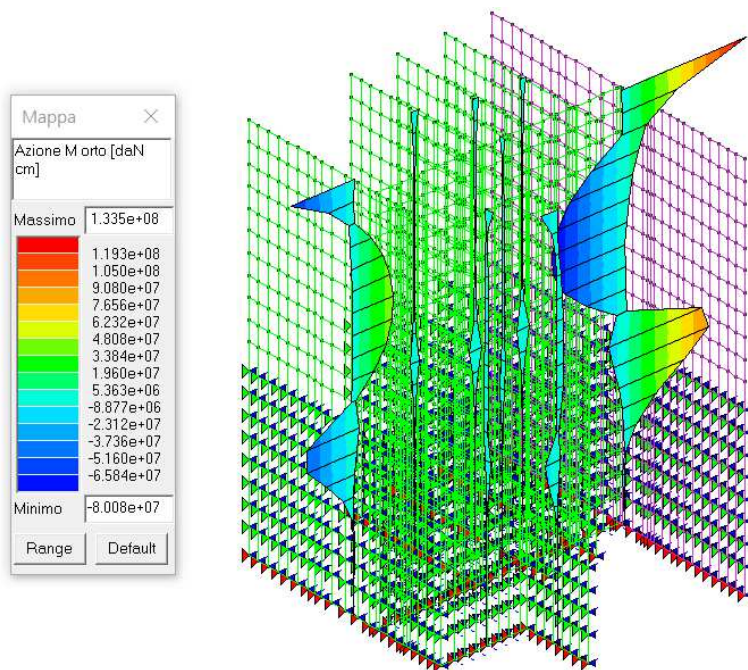


Figura 11: Involuppo momento ortogonale

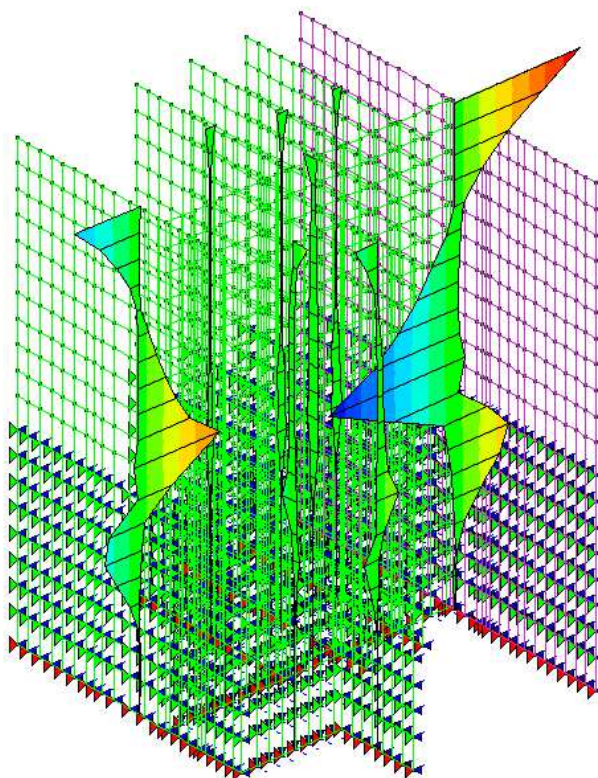
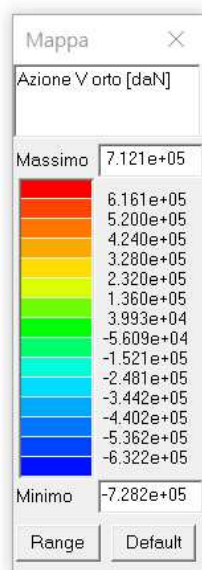


Figura 12: Inviluppo taglio ortogonale

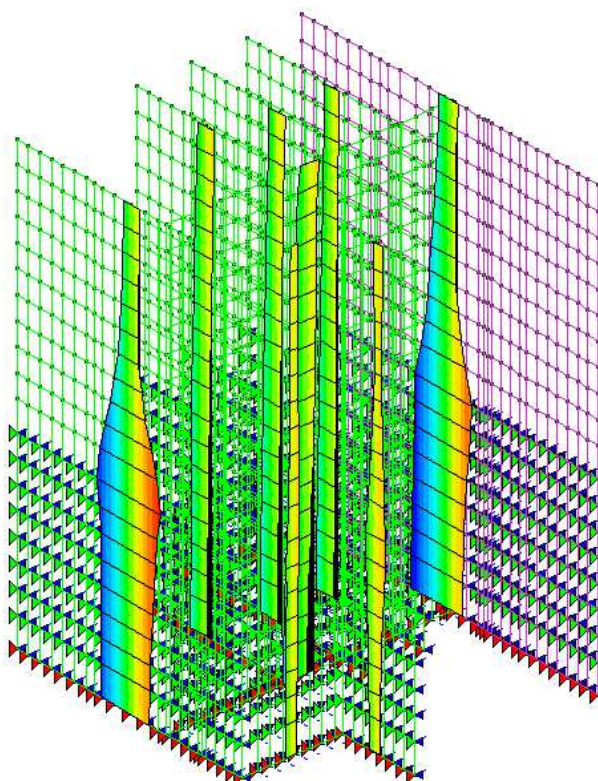
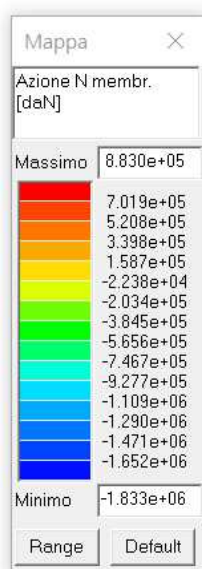


Figura 13: Inviluppo sforzo normale

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
M orto pannello (kgm) =	157.994
V orto macro (kg) =	49.354
N pannello (kg) =	275.812
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
M orto macro (kgm) =	800800
V orto macro (kg)	728200
N macro (kg) =	1019000
M orto pannello (kgm) =	120.497
V orto macro (kg) =	109.572
N pannello (kg) =	153.329
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
M orto macro (kgm) =	1335000
V orto macro (kg)	712100
N macro (kg) =	367100
M orto pannello (kgm) =	200.878
V orto macro (kg) =	107.150
N pannello (kg) =	55.238

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
M orto pannello (kgm) =	69.126
V orto macro (kg) =	29.793
N pannello (kg) =	231.574
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
M orto macro (kgm) =	441600
V orto macro (kg)	463000
N macro (kg) =	1673000
M orto pannello (kgm) =	66.448
V orto macro (kg) =	69.668
N pannello (kg) =	251.737
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
M orto macro (kgm) =	679000
V orto macro (kg)	366000
N macro (kg) =	638800
M orto pannello (kgm) =	102.169
V orto macro (kg) =	55.072
N pannello (kg) =	96.120

PARETE 3	
L tot diaframmi (m) =	4.75
L singolo diaframma (m) =	2.4
SOLLECITAZIONI ALLA BASE	
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
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
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
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
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

PARETE 4	
L tot diaframmi (m) =	3.85
L singolo diaframma (m) =	2.4
SOLLECITAZIONI ALLA BASE	
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
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
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
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
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

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

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

PARETE 7	
L tot diaframmi (m) =	9.5
L singolo diaframma (m) =	2.4
SOLLECITAZIONI ALLA BASE	
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
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
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
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
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

PARETE 8	
L tot diaframmi (m) =	9.5
L singolo diaframma (m) =	2.4
SOLLECITAZIONI ALLA BASE	
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
MAX SOLLECITAZIONI LUNGO IL FUSTO	
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
SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLATEA	
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

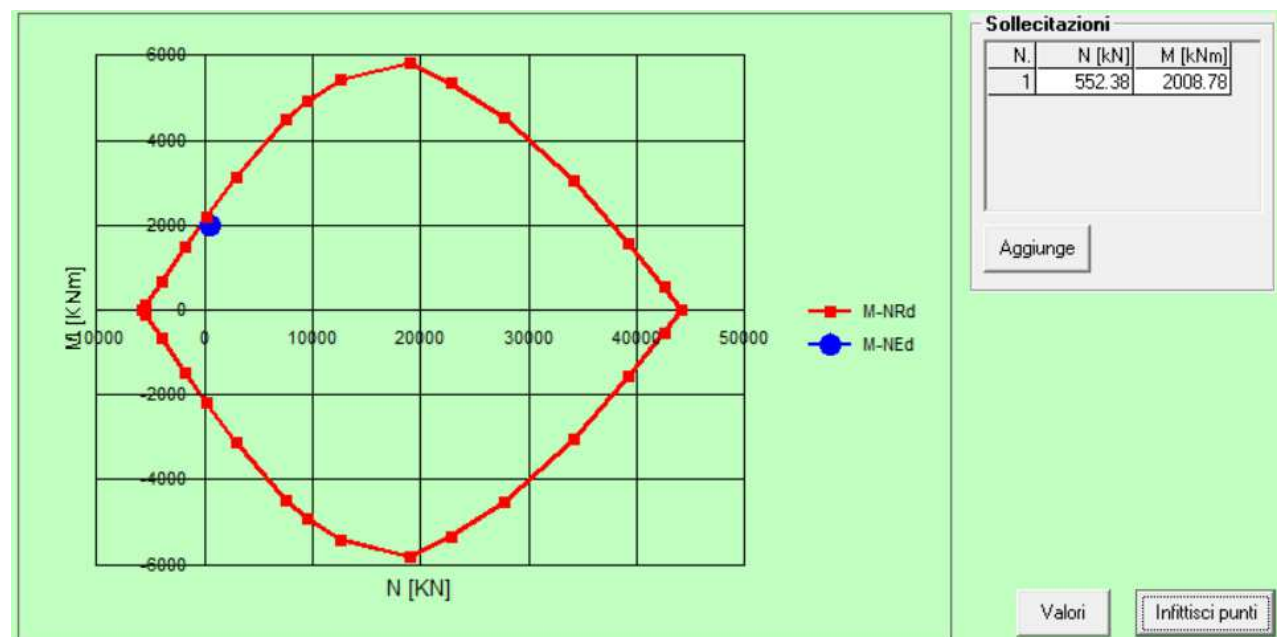
Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{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
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M M_{xRd} 2.317 kN m
 σ_c -20 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 45.79 ‰
 d 76 cm
 x 5.397 x/d 0.07102
 δ 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 ²)	30	
gamma c	1.50	
α _c	0.85	
f _c calcolo (N/mm ²)	17.00	
SEZIONE	b (mm)	2400
	h (mm)	800
	d (mm)	760
	Ac (mm ²)	1920000
Asw (mm ²)	402	
s (mm)	200	
f _{yk}	450	
FC	1	
gamma s	1.15	
f _{yd}	391.304	
alfa	90	
cot θ	2.5	
fck	30	
gamma c	1.50	
α _c	0.85	
f _{cd}	17.00	
VR _{Sd} (N)	1344952.17	
VR _{Sd} (kg)	134495.22	
VR _{Cd} (N)	4811586.21	
VR _{Cd} (kg)	481158.62	

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

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.

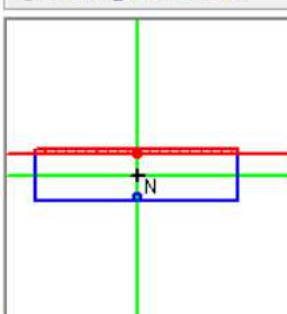
Titolo :

N° figure elementari **Zoom**
N° strati barre **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	M	N _{Ed}	M _{xEd}	M _{yEd}
961	1021.69	0	0	0

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

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ **cm** **Col. modello**

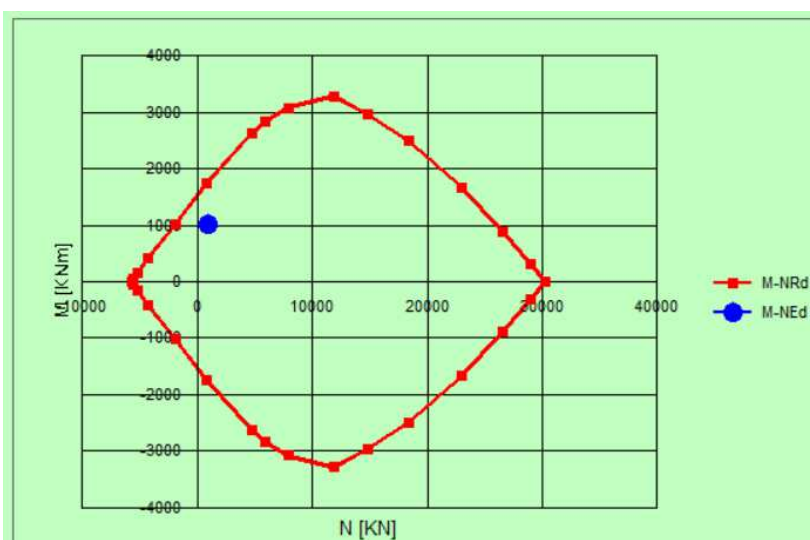
☐ Precompresso

Materiali
B450C **C30/37**

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

M_{xRd} **kN m**

σ_c -17 N/mm²	σ_s 391.3 N/mm²
ϵ_c 3.5 ‰	ϵ_s 28.32 ‰
d 56 cm	x 6.161 x/d 0.11
	δ 0.7



Sollecitazioni

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

Aggiunge

Valori **Innests 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 ²)	30	
gamma c	1.50	
αc	0.85	
fc calcolo (N/mm ²)	17.00	
SEZIONE	b (mm)	2400
	h (mm)	600
	d (mm)	560
	Ac (mm ²)	1440000
Asw (mm ²)	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 _d (N)	991017.39	
VRs _d (kg)	99101.74	
VRC _d (N)	3545379.31	
VRC _d (kg)	354537.93	

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

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

2.3 Verifiche di capacità portante dei diaframmi

Note le reazioni vincolari assiali di involucro "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 capacità portante delle diaframature (valutate, cautelativamente considerando il solo diaframma da 60cm di spessore).

Il massimo valore di involucro 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

La verifica di capacità portante è stata sviluppata in base alla seguente nota relazione che identifica la portata totale come somma dei contributi della portata di base e della portata laterale:

$$Q_u = Q_l + Q_b = \sum_i A_{si} \tau_{lim} + A_b q_b$$

in cui:

- Q_u = carico verticale limite;
- Q_l = aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del palo;
- Q_b = aliquota della portata limite relativa alla base del palo;
- A_{si} = area della superficie laterale del diaframma relativa al tronco i-esimo in cui si è suddiviso il diaframma ai fini del calcolo;
- τ_{lim} = aderenza limite media nel tratto i-esimo del diaframma;
- A_b = area di base del diaframma;
- q_b = pressione limite relativa alla base del diaframma.

Il carico assiale di progetto a compressione viene assunto pari a:

$$Q_{amm} = Q_u / F_s - W_{palo}$$

in cui:

- F_s = coefficiente riduttivo di portata
- W_{palo} = peso proprio del diaframma amplificato (*1,3) per SLU: la normativa vigente stabilisce che i pesi propri vengano amplificati di un coefficiente pari a 1,3.

Per la valutazione della pressione limite di base q_b si possono seguire i seguenti criteri relativi a terreni incoerenti in analogia alle formazioni geotecniche presenti. La pressione limite di base è data dalla espressione:

$$q_b = N_q \sigma'_v$$

in cui:

- N_q = coefficiente di capacità portante ridotto valutato secondo le indicazioni di Berezanzen: nel caso in esame si considera $N_q = 12$;
- σ'_v = pressione verticale efficace alla profondità della base del diaframma.

Per quanto riguarda la portata laterale limite si ha che:

$$Q_l = \sum_i A_{si} \tau_{lim}$$

dove l'aderenza τ_{lim} si ottiene dalla seguente espressione per terreni incoerenti:

$$\tau_{lim} = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi$$

In cui k per i pali trivellati assume i seguenti valori:

- $k = 0.5$

Per quanto riguarda la pressione litostatica, come suggerito nella letteratura tecnica, si deve considerare una z critica " Z_c " oltre la quale la pressione stessa rimane costante. La legge lega la z critica al diametro del palo ed è in relazione al grado di addensamento del materiale. Nel caso in esame si considera $Z_c/d=14$.

Nel caso in esame si considera un elemento di dimensioni $0,6\text{m} \times 1\text{m}$ in maniera da ottenere una portata di un pannello di diaframma $s_p=60\text{cm}$ al metro lineare di sviluppo.

2.3.1. Criteri di verifica

La verifica dei diaframmi è stata effettuata secondo gli Stati Limite, con riferimento a quanto indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2018 - Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Determinata la portata limite verticale e la resistenza limite alle azioni trasversali dei diaframmi, ad esse devono essere applicati, i coefficienti parziali γ_R in accordo con la tabella 6.4.II, 6.4.IV e 6.4.V.

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per carichi assiali:

Resistenza	Simbolo γ_R	R3 -pali trivellati
Base	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Totale	γ_t	1.3
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25

Si considera quindi:

- **portata laterale: γ_R :1.15 (compressione) – 1.25 (trazione)**
- **portata base: 1.35**

Alla portata limite assiale deve poi essere applicato il coefficiente parziale ξ che tiene in conto del numero di verticali d'indagini. Si considera cautelativamente:

- **$\xi=1.7$**

Di seguito sono riportate le verifiche nella condizione statica e sismica, svolte considerando una lunghezza di 10m (ossia quota di base +20 m.s.l.m. rispetto alla quota di intradosso fondazione a +30.40m.s.l.m),

Nella verifica in condizioni sismiche si considera la presenza di uno strato di spessore pari a 6 metri (da quota 30.4 a 24.4m s.l.m) di terreno liquefacibile e che pertanto non fornisce contributo in termini di portata.

Come esplicitato nelle tabelle seguenti, la portata verticale a compressione risulta **pari a 302 kN/ml e 284 kN/ml rispettivamente in caso SLU statico e in caso sismico SLV** (in quest'ultimo caso è stato annullato il contributo di portata per 6 metri e il peso del diaframma non è stato amplificato per 1,3). La verifica è pertanto soddisfatta.

Lavoro :Rifacimento chiave sulla Argine Maestro sinistro del fiume Po in Comune di Stagno Lombardo (CR)

Opera : Diaframmi 600mm

Progettazione :Progetto Esecutivo

DATI DI INGRESSO

D diametro del palo (m)

L lunghezza (m)

γ_{dis} peso specifico (kN)

z_w prof. falda

0.6

10

25

0

pressione a quota testa palo (kPa)

0

A punta (mq)

area laterale/m prof

0.60

2.00

ZC/D

ZC

14

8.4

Fattore di riduzione portata di base

fattore di riduzione portata laterale

fattore d'indagine

fattore di riduzione port.lat. in trazione

1.35

1.15

1.7

1.25

tipo di analisi

SLU-A1/M1

Ncomp SLU (kN)

Ntraz SLU (kN)

188

-

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Profondità strato	Tipo di terreno	Peso terreno (kN)	Peso terreno efficace (kN)	Altezza strato DH (m)	Angolo d'attrito (°)	Coesione non drenata (Cu) (kPa)/drenata (c')	Sforzo verticale efficace s'v(kPa) a fine strato	Sforzo verticale efficace s'v(kPa) LIMITE	Nq	Nc	Portata laterale limite (kN)	Portata laterale (kN)- FS	Portata limite base (kN)	Portata base (kN)- FS con effic.	Portata totale (kN)	Portata totale progetto (kN)	Portata totale progetto a compressione (kN)	Portata totale progetto a trazione (kN)	peso tot	
0.0	1.0	str1	19.5	9.5	1.0	0	0	9.5	9.5	12	0	0.00	0.00	68.40	50.7	50.7	29.8	20.8	9.0	9.0
1.0	2.0		19.5	9.5	1.0	0	0	19	19	12	0	0.00	0.00	136.80	101.3	101.3	59.6	41.6	18.0	18.0
2.0	3.0		19.5	9.5	1.0	0	0	28.5	28.5	12	0	0.00	0.00	205.20	152.0	152.0	89.4	62.4	27.0	27.0
3.0	4.0		19.5	9.5	1.0	0	0	38	38	12	0	0.00	0.00	273.60	202.7	202.7	119.2	83.2	36.0	36.0
4.0	5.0		19.5	9.5	1.0	0	0	47.5	47.5	12	0	0.00	0.00	342.00	253.3	253.3	149.0	104.0	45.0	45.0
5.0	6.0		19.5	9.5	1.0	0	0	57	57	12	0	0.00	0.00	410.40	304.0	304.0	178.8	124.8	54.0	54.0
6.0	7.0		19.5	9.5	1.0	27.5	0	66.5	66.5	12	0	32.15	27.95	478.80	354.7	382.6	225.1	162.1	78.1	63.0
7.0	8.0		19.5	9.5	1.0	27.5	0	76	76	12	0	69.24	60.20	547.20	405.3	465.5	273.8	201.8	104.6	72.0
8.0	9.0		19.5	9.5	1.0	27.5	0	85.5	76	12	0	108.80	94.61	615.60	456.0	550.6	323.9	242.9	132.2	81.0
9.0	10.0		19.5	9.5	1.0	27.5	0	95	76	12	0	148.36	129.01	684.00	506.7	635.7	373.9	283.9	159.8	90.0
10.0	11.0		19.5	9.5	1.0	27.5	0	104.5	76	12	0	187.92	163.41	752.40	557.3	720.7	424.0	325.0	187.4	99.0
11.0	12.0		19.5	9.5	1.0	27.5	0	114	76	12	0	227.49	197.82	820.80	608.0	805.8	474.0	366.0	215.1	108.0

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, è stata effettuata anche la 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^2 (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

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

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

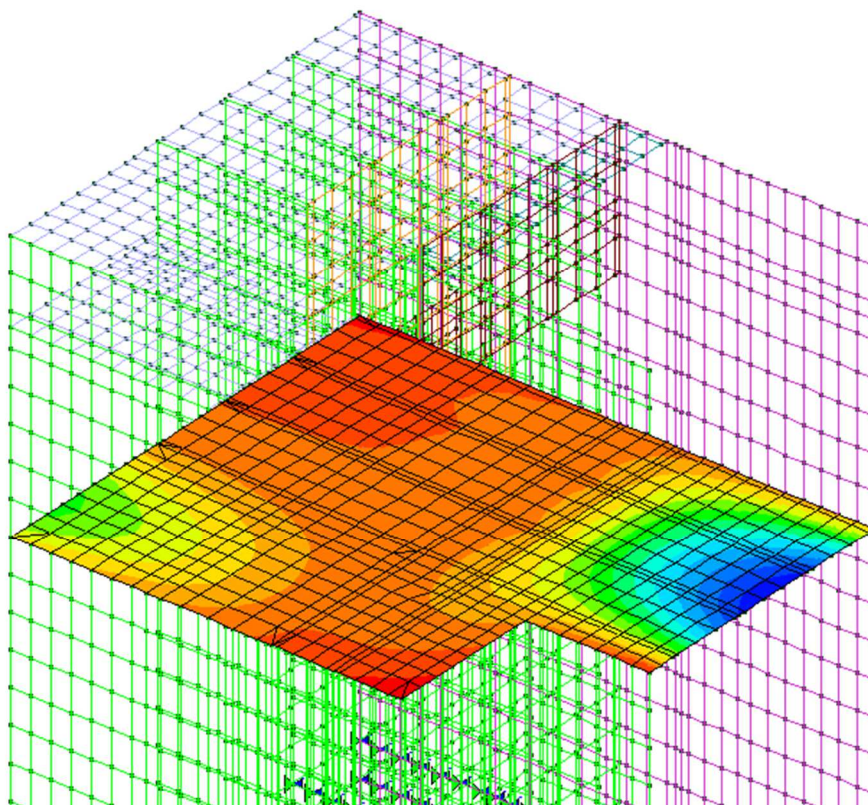
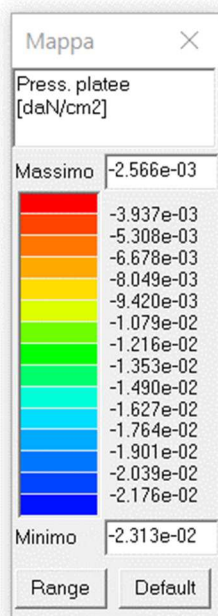


Figura 14: Pressioni massime in combinazione SLU

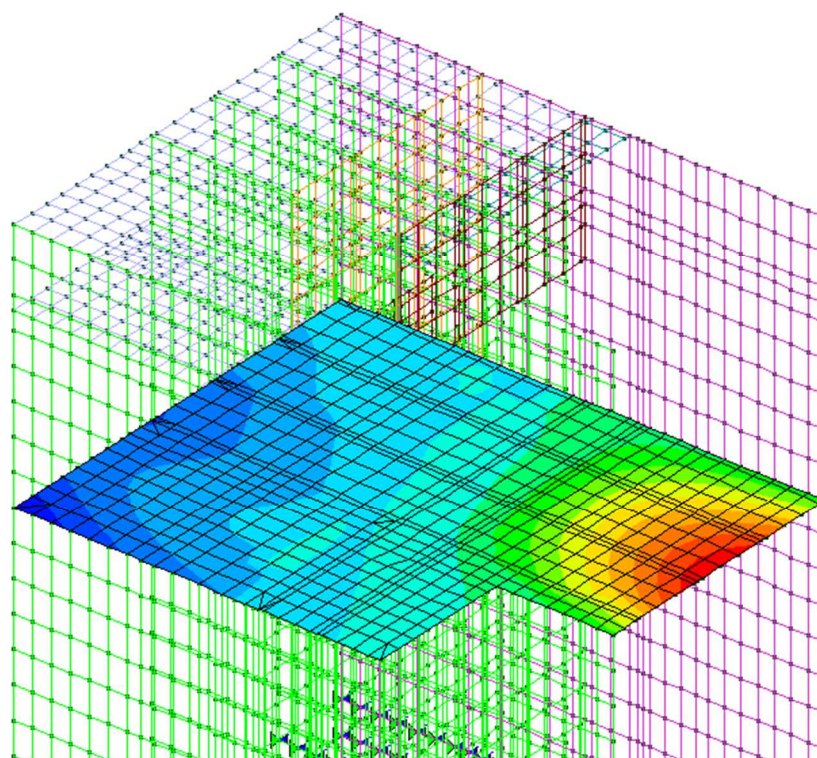
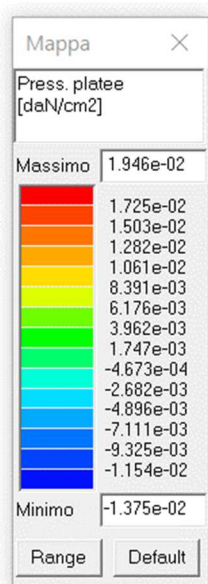


Figura 15: Pressioni massime in combinazione SLV

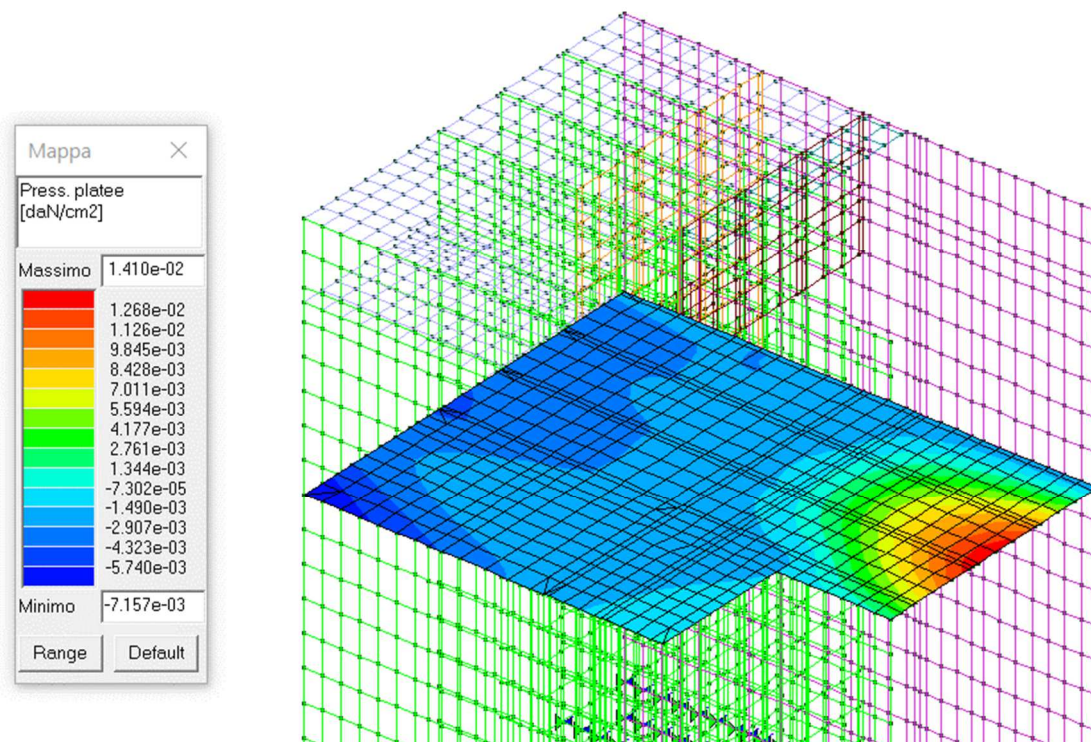


Figura 16: Pressioni massime in combinazione SLE rara

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 34.50m s.l.m. e quota di fondo costante di 20.00m s.l.m., con completamento dell'altezza della diaframmatura mediante correa in opera ad altezza variabile o soletta di impalcato (con quota massima di estradosso di quest'ultima pari a 39.19 m s.l.m.)

Oltre all'analisi della struttura in fase definitiva è stata valutata anche la fase provvisoria di scavo in cui i diaframmi laterali sono sottoposti all'azione delle spinte delle terre e dei sovraccarichi agenti. Per fare questo è stato scelto l'impiego del software **Paratie Plus Deep Excavatio (lic. 1478)** ed anche **Geo5-Earth Pressure (lic. 9023)**

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

Si riporta di seguito il modello geotecnico assunto.

A Rilevato Arginale –embk (sopra la p.c.)

γ : peso specifico	= 19.5kN/m ³ ;
c' : coesione	= 10 kPa;
ϕ' : angolo di attrito	= 11°
C_u : coesione non drenata	= 35kPa
E	= 11MPa.

B UGB - unità coesiva (da p.c. a 5.5m da p.c.)

γ : peso specifico	= 19.5kN/m ³ ;
c' : coesione	= 8.5 kPa;
ϕ' : angolo di attrito	= 8.5°
C_u : coesione non drenata	= 30kPa
E	= 8.5MPa.

C UGC1 - unità incoerente (da 5.5 da p.c. a 15.5m da p.c.)

γ : peso specifico	= 19.5kN/m ³ ;
c' : coesione	= 0 kPa;
ϕ' : angolo di attrito	= 27.5°
E :	= 25MPa.

C UGC2 - unità incoerente (da 15.5 da p.c.)

γ : peso specifico	= 19.5kN/m ³ ;
c' : coesione	= 0 kPa;
ϕ' : angolo di attrito	= 32.5°
E :	= 35MPa.

Il piano di lavoro per la realizzazione dei diaframmi mediante benna mordente è posto a 35m slm.

Si precisa che prima della realizzazione dei diaframmi laterali deve essere sostituito il terreno naturale per un'altezza pari a 3,8 e 3m dalla quota 35m slm a tergo dei diaframmi rispettivamente per quelli di spessore 600mm e 800mm. Il materiale apportato sarà materiale da rilevato, arido e adeguatamente compattato. Nello specifico sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

UGR – rilevato da costruzione (in sostituzione del materiale coesivo UGB)

γ : peso specifico	= 19kN/m ³ ;
c' : coesione	= 0 kPa;
ϕ' : angolo di attrito	= 30°
E :	= 20MPa.

La falda è considerata a 5m dal p.c.

Nelle analisi la stratigrafia è stata rapportata alla quota della testa della paratia rispetto al piano delle indagini geologiche.

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 (γ_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			EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole		0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole	γ_{G1}	1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole		0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	γ_{G2}	1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole		0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	$\gamma_{Q,i}$	1.5	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	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Coesione non drenata	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso di unità di volume	γ_γ	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 γ , 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:

ϕ : è l'angolo d'attrito del terreno,

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

δ : è l'angolo d'attrito terreno-parete,

β : è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete ϕ 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 σ_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 di 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 γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot (1 \pm k_v) \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

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 θ 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

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

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

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

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 σ_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";
G ₁ , G ₂	azioni permanenti con il loro valore caratteristico;
E	azione sismica di progetto;
ψ_{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*h³/12) h=0.60 m.

K_{fless} = 360.000 kNm²/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 diaframmatrice 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 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. La quota del piano di lavoro è posta a 35m.s.l.m.
- **FASE1:** scavo a sbalzo a circa 4,6m dalla sommità della paratia.
La quota di fondo scavo è posta a +30.40m.s.l.m. Si considera inoltre un sovraccarico in sommità pari a 10kPa ed un livello di falda alla quota intercettata dalle indagini (ossia 9.0m dalla sommità arginale);
- **FASE2:** Realizzazione della platea di fondazione sp.80cm alla base della paratia quota +30.80m.s.l.m.
- **FASE3:** Paratia in fase definitiva, puntonata

Di fatto la FASE 1 e 2 sono fasi provvisorie e provvisoriale mentre FASE 3 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 suotenements 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.

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

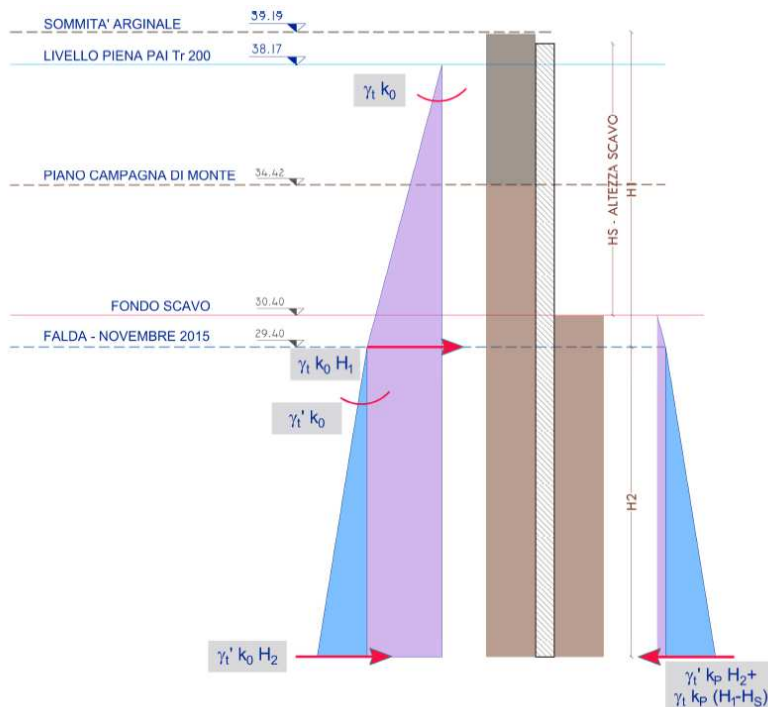


Figura 17: Schema di modellazione per il dimensionamento "a paratia" dei diaframmi – FASE 1 : scavo

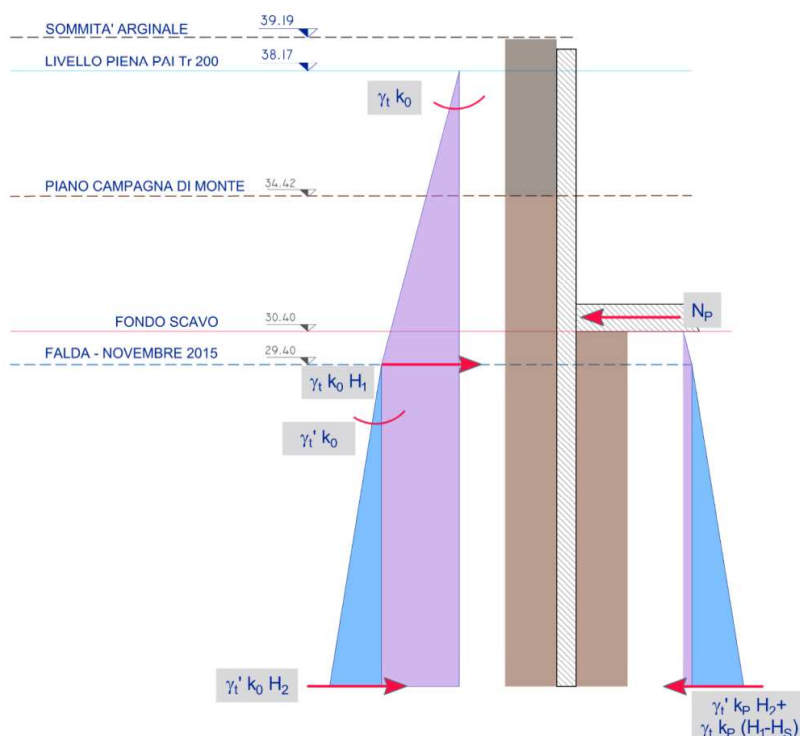


Figura 18: Schema di modellazione per il dimensionamento “a paratia” – FASE 2 : realizzazione di platea

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 5kPa.
- 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. Le verifiche delle paratie in condizioni provvisionali a sbalzo hanno omesso le azioni sismiche
- **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.

Sulla affidabilità dei programmi di calcolo utilizzati serve evidenziare come sia stata formulata dai produttori una serie completa di problemi e esempi progettati per testare i vari elementi e le funzionalità di analisi del programma. La documentazione è a corredo del programma di calcolo

2.5.9. Metodo di analisi e software di calcolo impiegati

Il progetto e la verifica delle sollecitazioni della paratia, conseguenti all'interazione dell'opera con il terreno, sono stati determinati con l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus-Deep excavation (CEAS, Milano) – licenza 1478.

PARATIE Plus Deep Excavation è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da pareti flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

La schematizzazione del fenomeno fisico avviene nel modo più semplice fra quelli attualmente consentiti dal metodo degli elementi finiti, cioè con una schematizzazione del tipo "trave su suolo elastico" o, come spesso si usa dire, su terreno alla Winkler. La paratia viene rappresentata con elementi trave il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ, dove E è il modulo di elasticità e J il momento d'inerzia della sezione, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi della paratia: ad ogni nodo competono uno o al massimo due elementi di terreno e non è possibile definire, attraverso questi tipi di elementi, una connessione fra più nodi. Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidezza flessionale della parete.

Mediante il programma la realizzazione dello scavo sostenuto eventualmente da tiranti o puntoni viene seguita in tutte le varie fasi.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996))

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria)

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo.
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+ terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

2.5.10. Fasi costruttive e azioni agenti

Come esposto nei paragrafi precedenti, la realizzazione dell'opera di sostegno prevede le seguenti fasi costruttive:

Fase 0: condizione geostatica e realizzazione dei diaframmi. La quota piano di lavoro è posta a 34.50 m slm

Fase 1: scavo a circa 4,1m di profondità dalla sommità della paratia. La quota di fondo scavo è a 30.40m slm

Fase 2: realizzazione della soletta alla base della paratia

Fase 3: paratia in fase definitiva, puntonata

Si consideri infine se in sede di verifica della paratia il modello geometrico adottato ha tenuto conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle di paramento rispetto ai valori nominati (rif. par. 6.5.2.2 NTC2018). Per tale ragione nel calcolo l'altezza del terreno da sostenere è stata incrementata di 0.5ml e quindi le verifiche di emersione sono state condotte su una altezza di 4.6ml, con incremento di 0.5ml superiore al 10% dell'altezza del terreno da sostenere, previsto per le opere a sbalzo, coerenti con lo schema strutturale dell'opera in questione.

Si rimanda agli schemi di tav. SPS 4.1

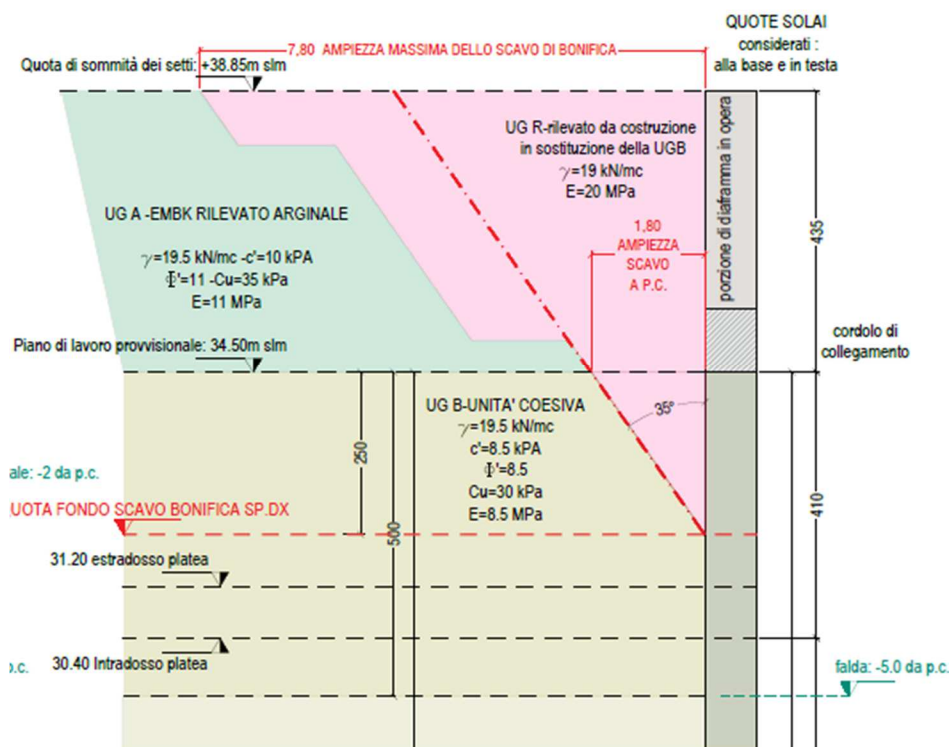


Figura 19: Da tav. SPS.4.1

Di seguito è riportata la configurazione finale dello scavo con l'opera di sostegno rispettivamente per diaframmi spessore 600mm e 800mm.

Si considera anche il passaggio da condizioni non drenate (a breve termine) a drenate, prima dell'applicazione della soletta di base.

Si precisa che prima della realizzazione dell'opera di sostegno deve essere sostituito il terreno naturale per un'altezza pari a 3,8 e 3m dalla quota 35m slm a tergo dell'allineamento dei diaframmi rispettivamente per quelli di spessore 600mm e 800mm. Il materiale apportato sarà materiale da rilevato, arido e adeguatamente compattato.

Si allega alla presente relazione un profilo geotecnico con la rappresentazione del modello geotecnico utilizzato, l'ubicazione dei sondaggi e delle opere (ALL STR6.1)

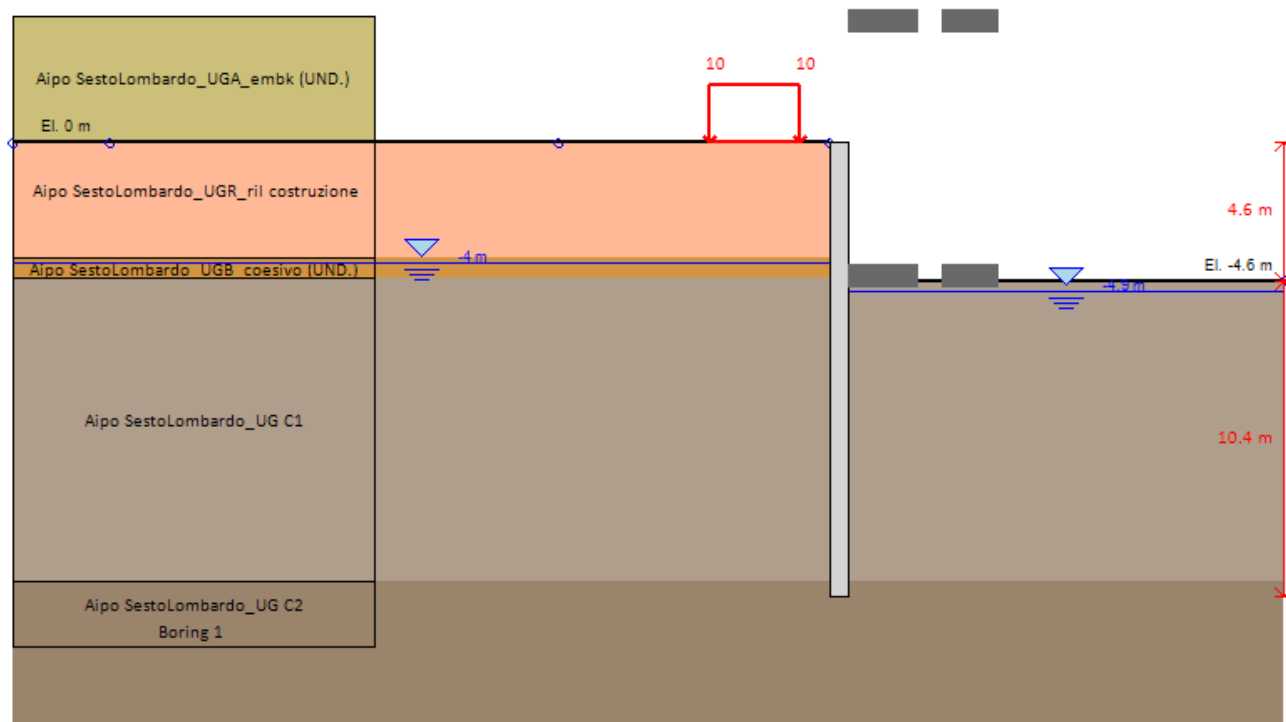


Figura 20: modello diaframmi spessore 600mm

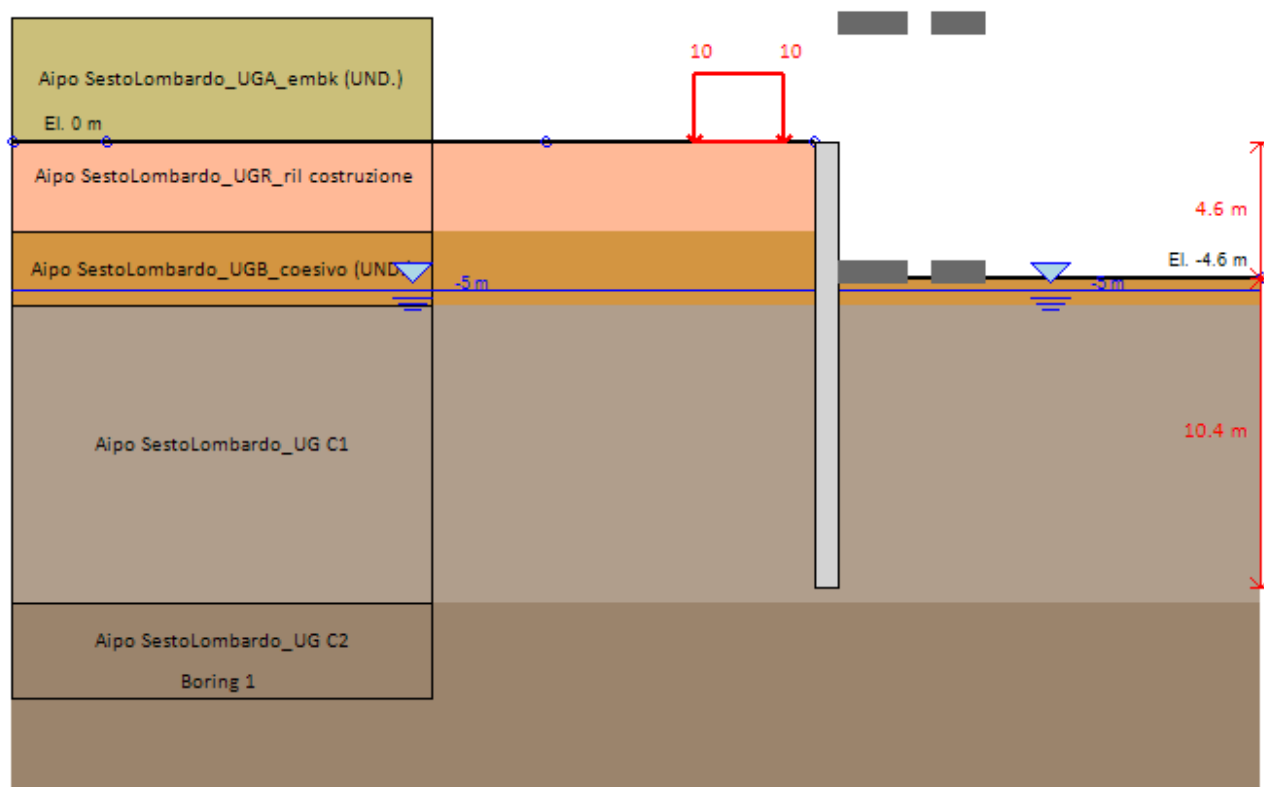


Figura 21: modello diaframmi spessore 800mm

2.5.11. Carichi agenti

I carichi dovuti al terreno e alla falda sono calcolati direttamente dal codice di calcolo.

I coefficienti di spinta attiva sono stati valutati in base alla teoria di Coulomb mentre per i coefficienti di spinta passiva è stata adottata la soluzione di Caquot e Kerisel. I valori sono stati determinati considerando un angolo di attrito terra-muro pari a $1/2$ l'angolo di attrito

Nelle analisi la stratigrafia è stata rapportata alla quota della testa della paratia rispetto al piano delle indagini geologiche. Nel modello è stato considerato anche il carico variabile dovuto ai mezzi di cantiere pari a 10 kPa.

2.5.12. Sollecitazioni

Si riassumono di seguito le sollecitazioni agenti sulla paratia (fase provvisoria) così come definita nei paragrafi precedenti. Sono riportati il valore del momento flettente, del taglio sia agli Stati Limite di Esercizio sia agli Stati Limite Ultimi statici, espressi in kN/ml di sviluppo della paratia.

Il codice di calcolo ha permesso di valutare il regime deformativo corrispondente ad ogni step di calcolo (e quindi di lavorazione). Di seguito sono riportati i risultati delle analisi condotte (azioni, spostamenti).

PARATIA DI DIAFRAMMI SPESSORE 600mm – AZIONI AL METRO DI PARATIA

Stato limite	Momento max fase provv (kNm/m)	Taglio fase provv (kN/m)	Spostamenti in testa d (cm) fase provv
SLE	346.0	-	4.5
SLU A1/M1	455.0	130.0	-
SLU A2/M2	591.0	163.0	-

Di seguito si riporta il momento massimo allo SLE

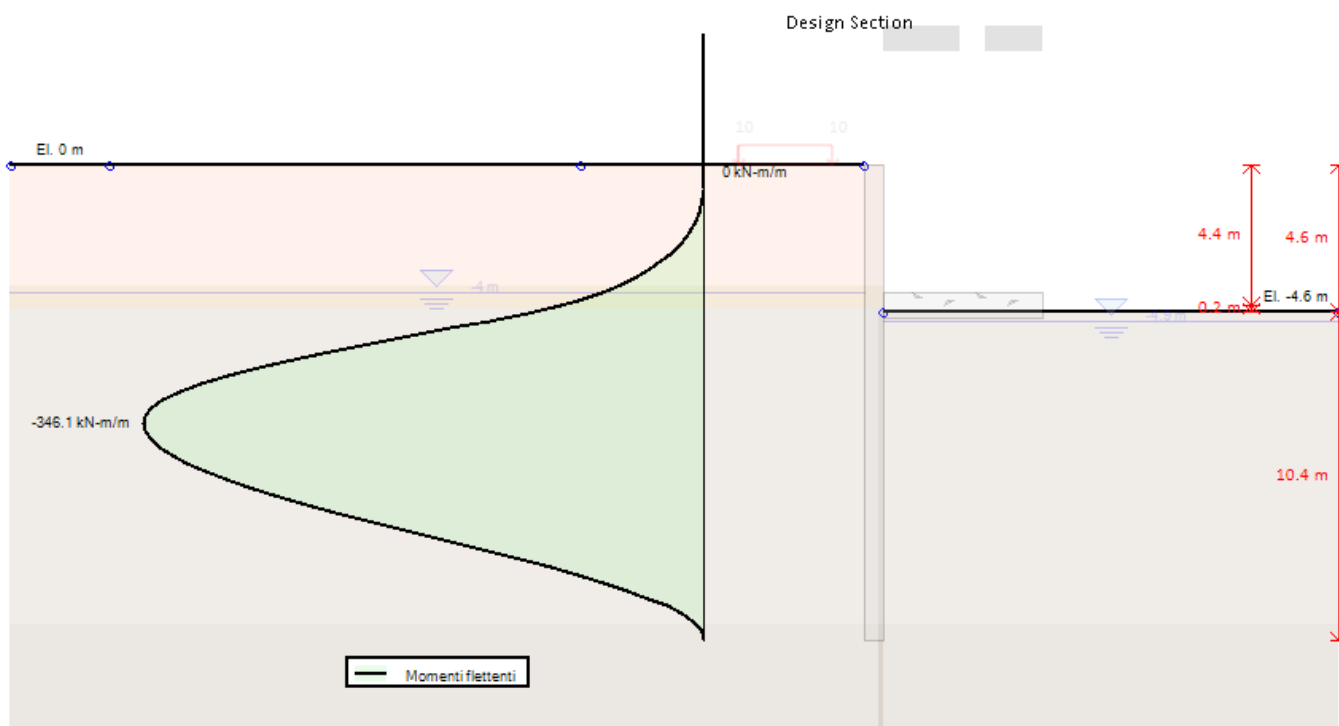


Figura 22: D600 - M max SLE fase provvisoria

La verifica di stabilità globale in combinazione A2/M2 è soddisfatta con $FS = 2.6$

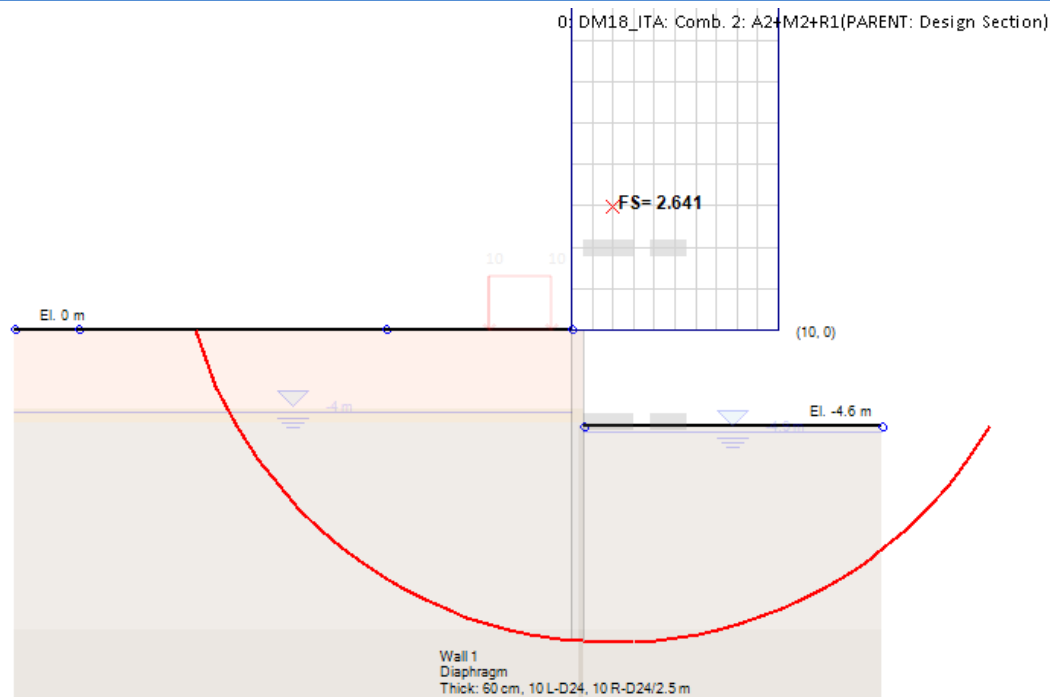


Figura 23: D600 - Fs min stabilità globale

PARATIA DI DIAFRAMMI SPESSORE 800mm – AZIONI AL METRO DI PARATIA

Stato limite	Momento max fase provv (kNm/m)	Taglio fase provv (kN/m)	Spostamenti in testa d (cm) fase provv
SLE	586.0	-	5.2
SLU A1/M1	771.0	226.0	-
SLU A2/M2	879.0	282.0	-

Di seguito si riporta il momento massimo allo SLE

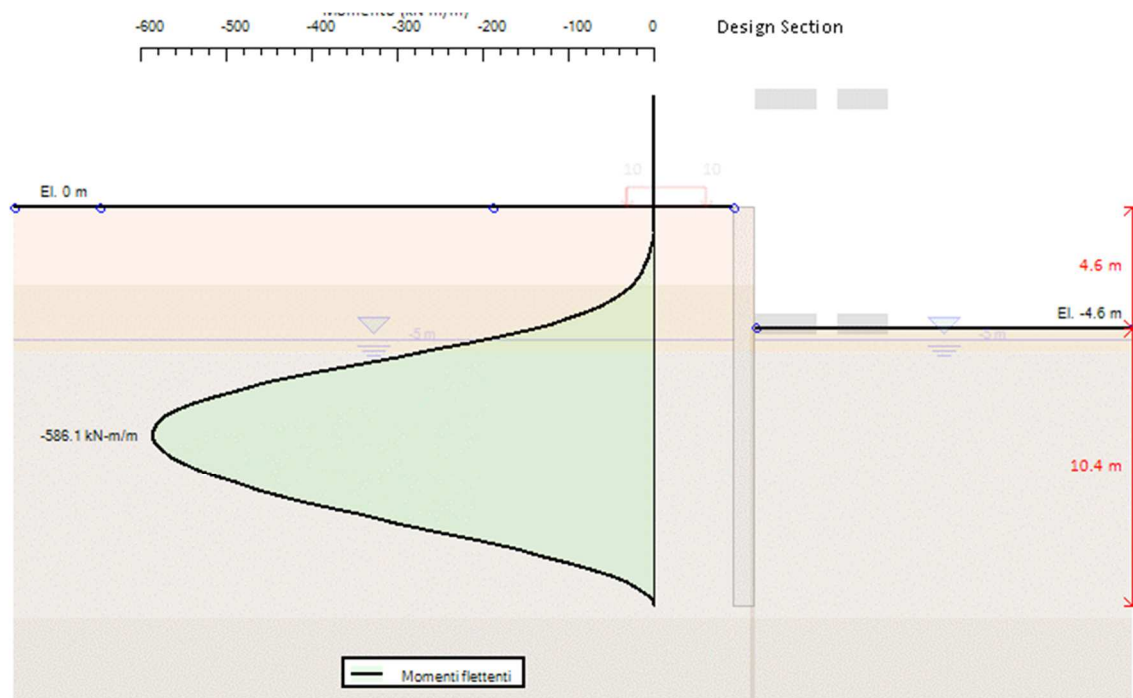


Figura 24: D800 - M max sle fase provvisoria

La verifica di stabilità globale in combinazione A2/M2 è soddisfatta con FS= 2.56

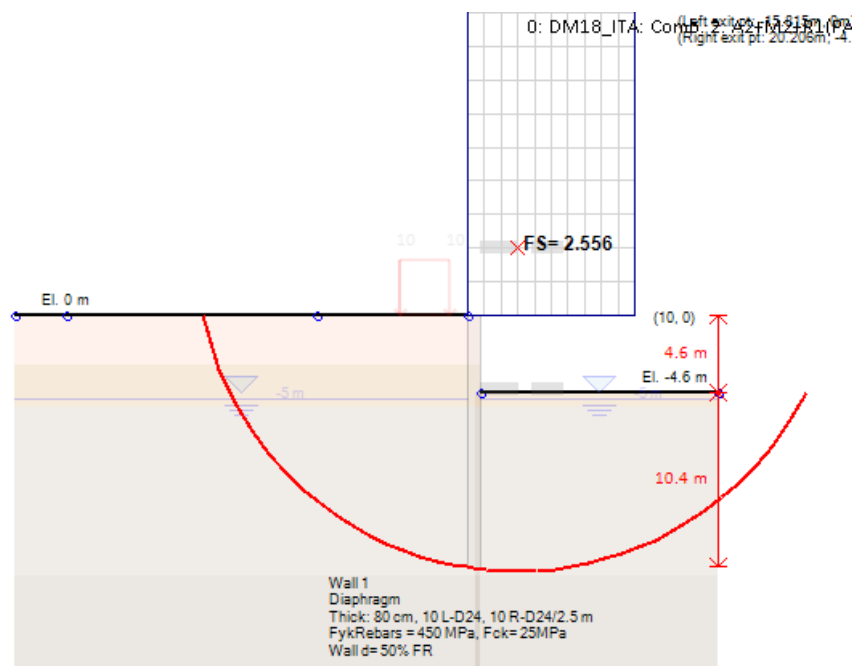


Figura 25: D800 - Fs min stabilità globale

Le azioni sopra indicate sono le azioni massime in fase provvisoria, espresse in KN/ml di sviluppo della paratia.

Le verifiche strutturali dei pannelli sono eseguite considerando le azioni più gravose tra la fase provvisoria e la fase definitiva.

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

FLETTENTE	879 KNm	2110 KNm
TAGLIO	282 KN	677 KN

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

FLETTENTE	591 KNm	1418 KNm
TAGLIO	163 KN	391 KN

Si procede alla verifica sezionale

1. del pannello SP.80cm sollecitato da un **flettente di 2110KNm** ed **azione assiale** pari a **N= 2.4 x 0.8 x 2500 x 9 = 432 KN** nella ipotesi di pannellatura armata con:
 - **12+12 $\phi 28$ ossia 73.85cm²** ad estradosso ed intradosso, per pannelli sp.80cm, calcestruzzo C30/37
2. del pannello SP.60cm sollecitato da un **flettente di 1418KNm** ed **azione assiale** pari a **N= 2.4 x 0.6 x 2500 x 9 = 324 KN** nella ipotesi di pannellatura armata con:
 - **12+12 $\phi 28$ ossia 73.85cm²** ad estradosso ed intradosso, per pannelli sp.60cm, calcestruzzo C30/37

Per quanto invece riguarda la sollecitazione di taglio massima in paratia, pari a 677KN e 391KN, rispettivamente per i pannelli di diaframmatura di spessore pari a 80cm e 60cm, si rileva come i valori “provvisionali” a paratia siano compatibili con la capacità resistente della diaframmatura, caratterizzata da un valore resistente di taglio di 1345KN, nella ipotesi di:

- Spessore di paratia pari ad 80cm
- Area di staffatura A_{sw} pari a 4,02 cm² (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.

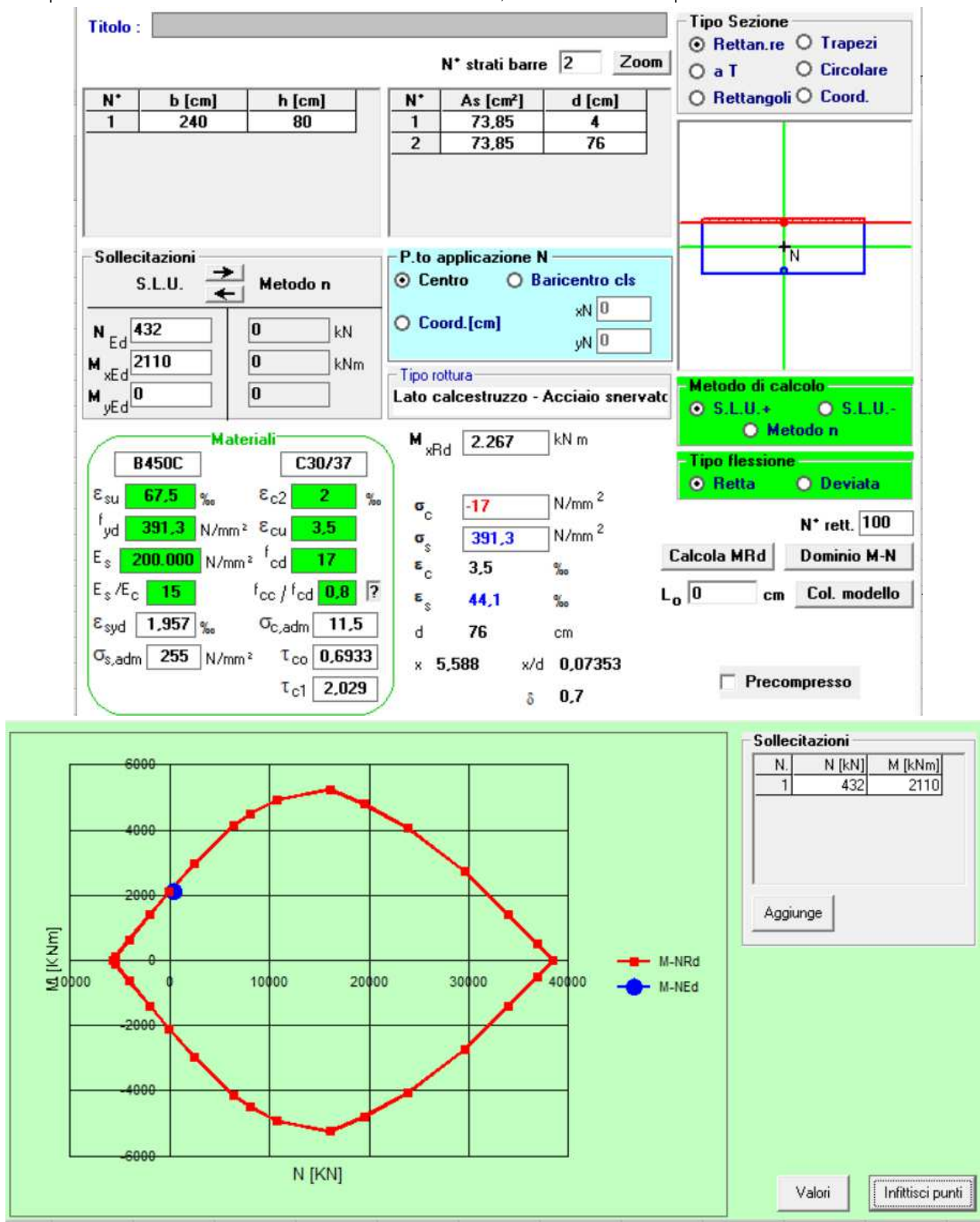


Figura 26: Verifica a Presso flessione del pannello di diaframmatura sp.80cm con funzione di paratia

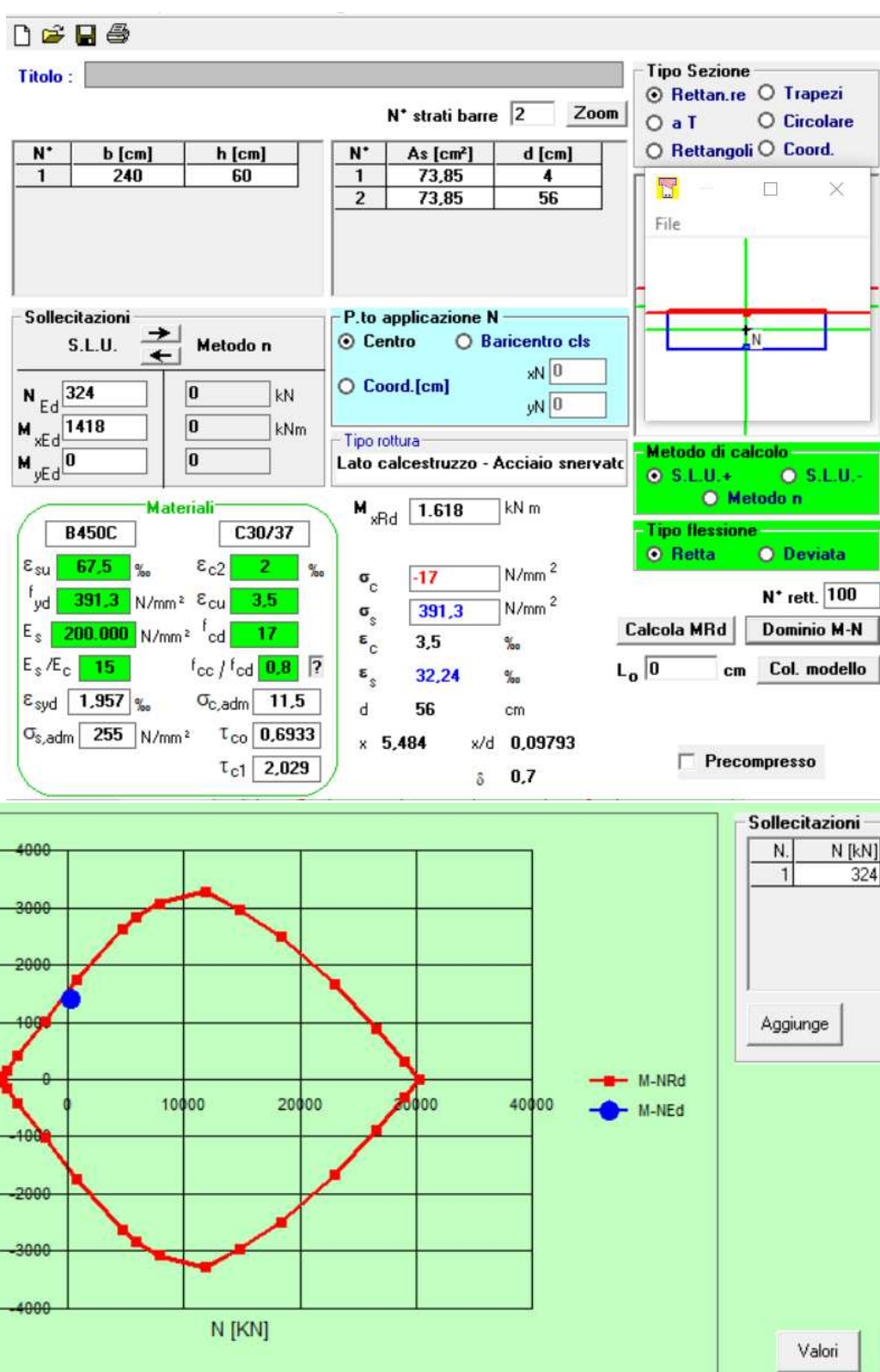


Figura 27: Verifica a Presso flessione del pannello di diaframmatura sp.60cm con funzione di paratia

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 :

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

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- 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
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' 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_γ fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_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

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\varphi)$$

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

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

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

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

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

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

- se $\varphi = 0$ 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)
- δ 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.

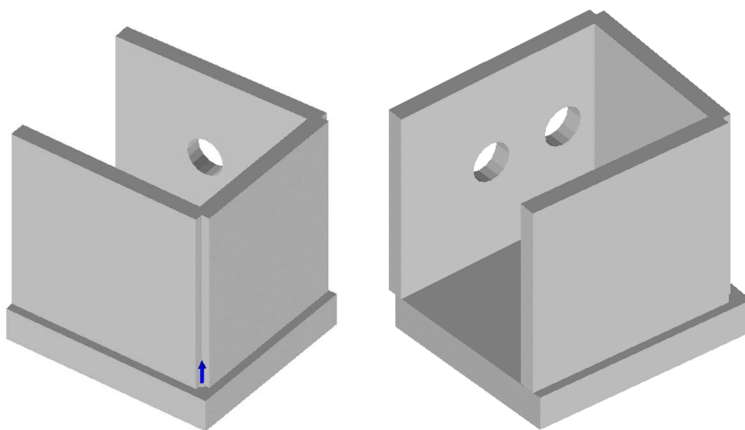


Figura 28: Vista solida del manufatto e della sua struttura di fondazione oggetto di verifica

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 ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
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 ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
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 ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
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:

$E_{ed,k}$ = 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 250 kg/cm² (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

COSTANTE WINKLER	
B_{min} (cm)	452
$E_{ed,k}$ (kg/cm ²)	250
k (daN/cmc) =	0.55

Nel caso in esame è stato adottato il valore di 0.55 daN/cm³ 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.

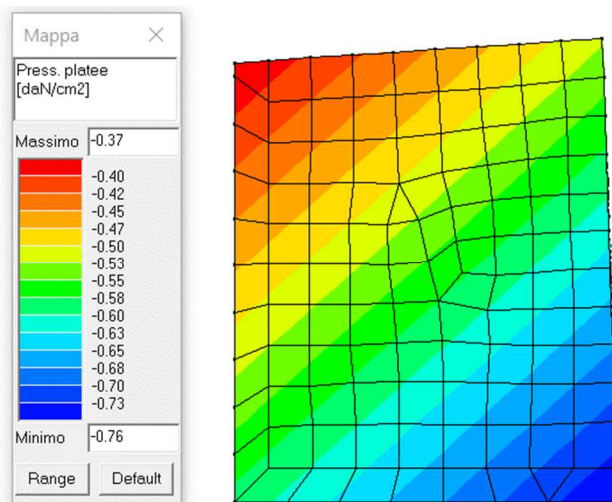


Figura 29: Pressione terreno massima – Comb. SLU

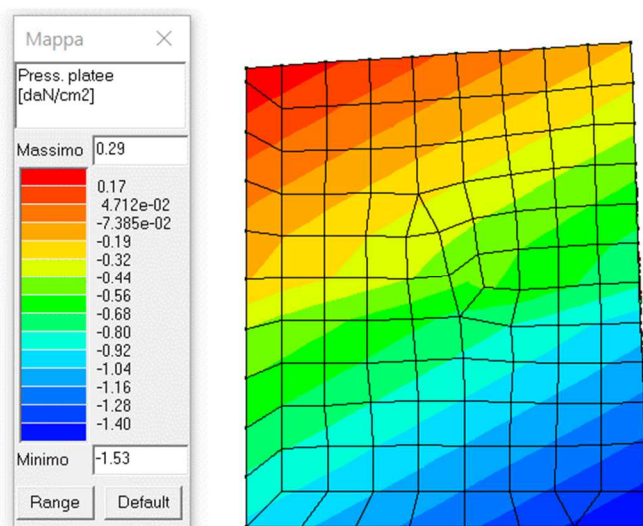


Figura 30: Pressione terreno massima – Comb. SLV

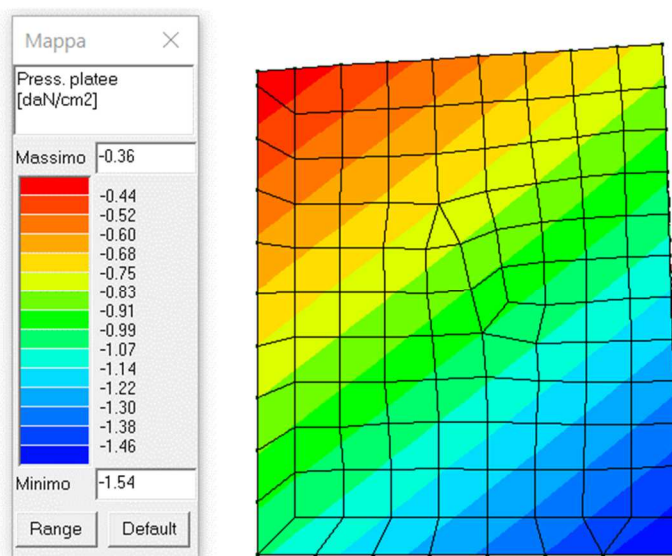


Figura 31: Pressione terreno massima – Comb. SLE Rara

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.

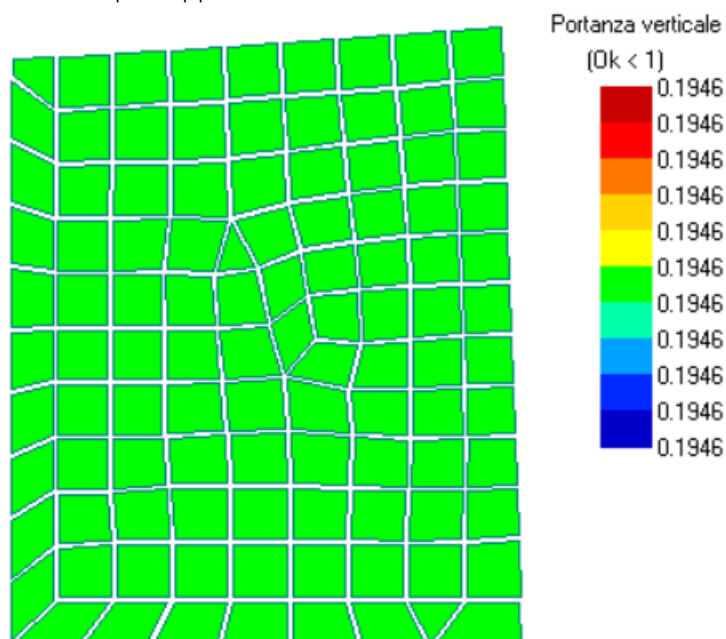


Figura 32: Verifica capacità portante verticale

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

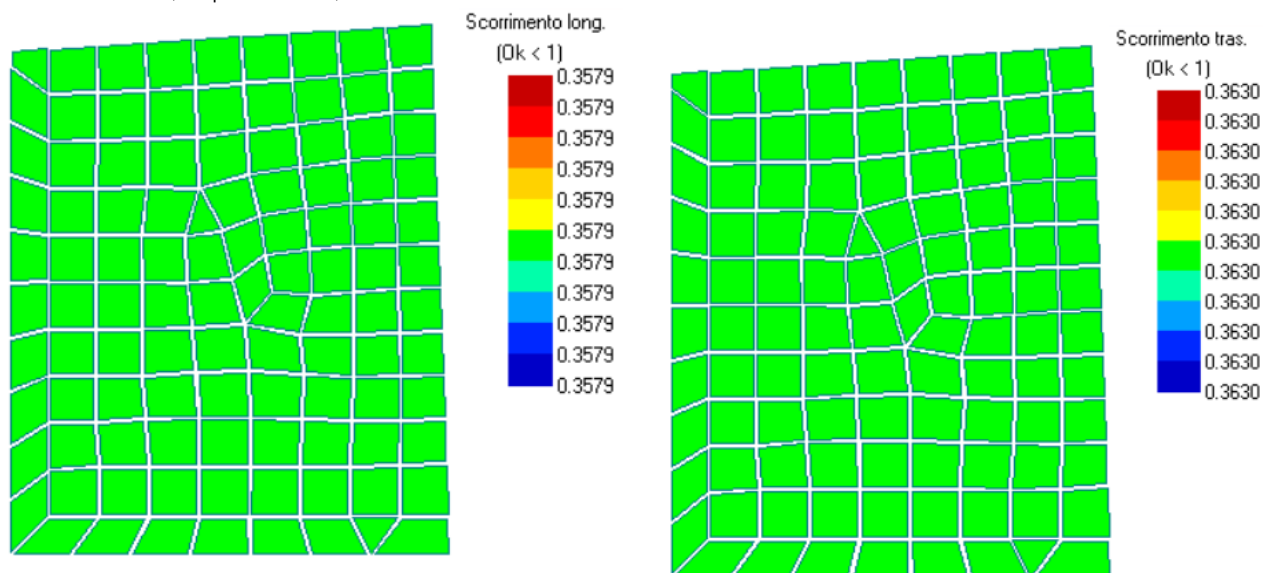


Figura 33: Verifica a scorrimento longitudinale e trasversale

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.

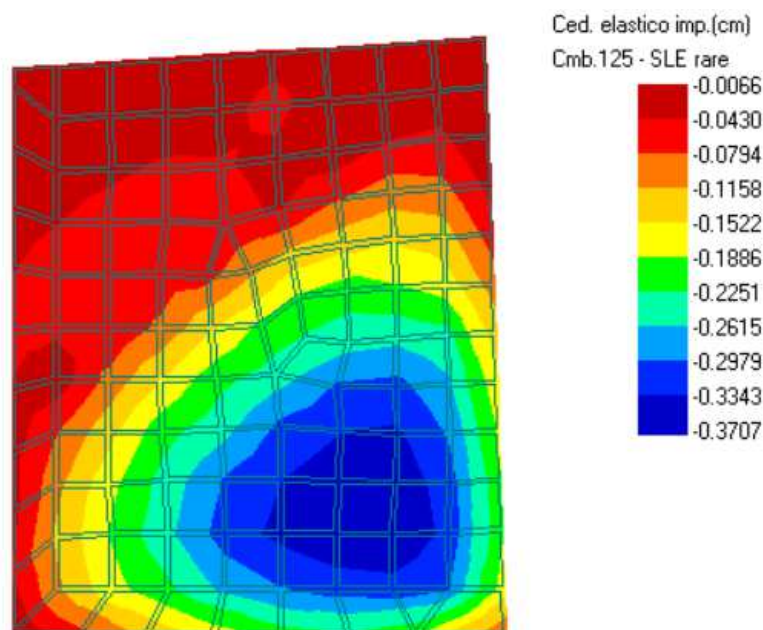


Figura 34: Mappa cedimenti con espansione laterale impedita massimi (Comb. SLE Rara)

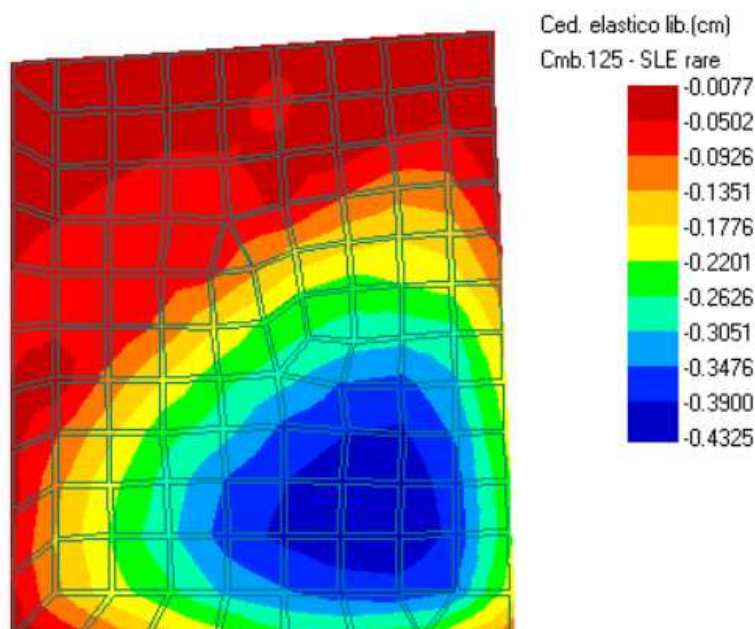


Figura 35: Mappa cedimenti con espansione laterale libera massimi (Comb. SLE Rara)

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).

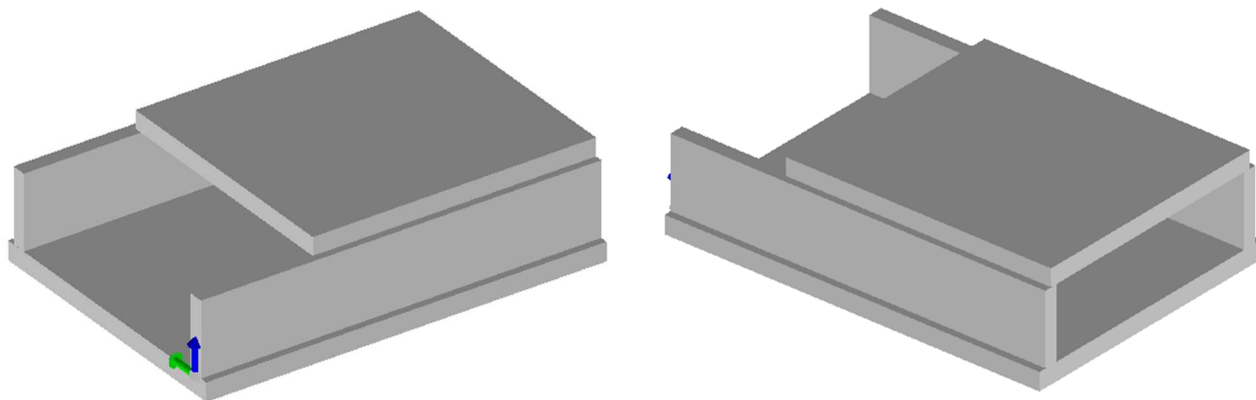


Figura 36: Viste solide della struttura

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/cmq	daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	%	%	
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/cmq	daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	%	%	
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/cmq	daN/cmq	Gradi°	daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	%	%	
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:

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

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/cm² (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

COSTANTE WINKLER	
B min (cm)	380
E,k (kg/cm ²)	75
k (daN/cm ³) =	0.20

Nel caso in esame è stato adottato il valore di 0.20_daN/cm³ per k

3.3.5. Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione

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

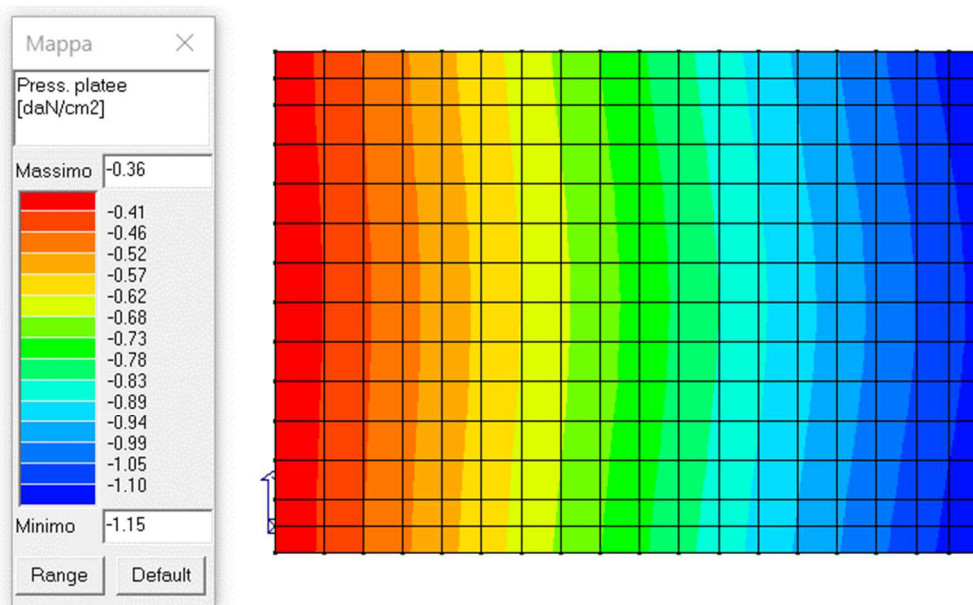


Figura 37: Pressione terreno massima – Comb. SLU

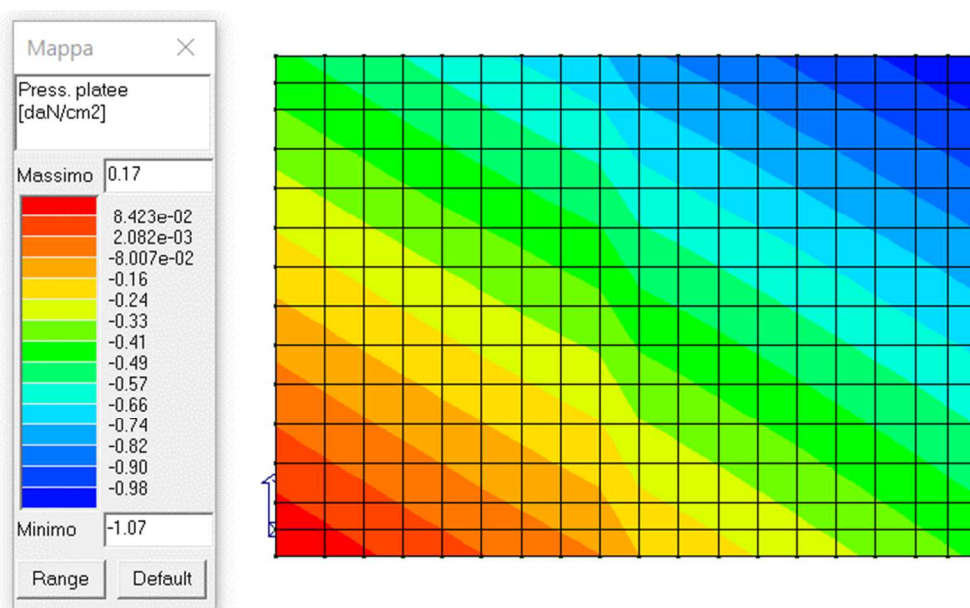


Figura 38: Pressione terreno massima – Comb. SLV

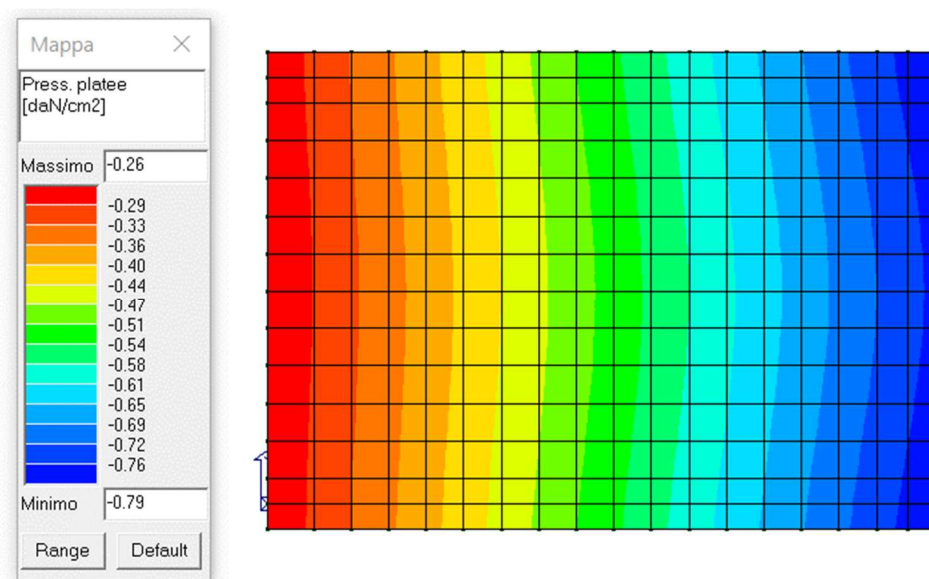


Figura 39: Pressione terreno massima – Comb. SLE Rara

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.

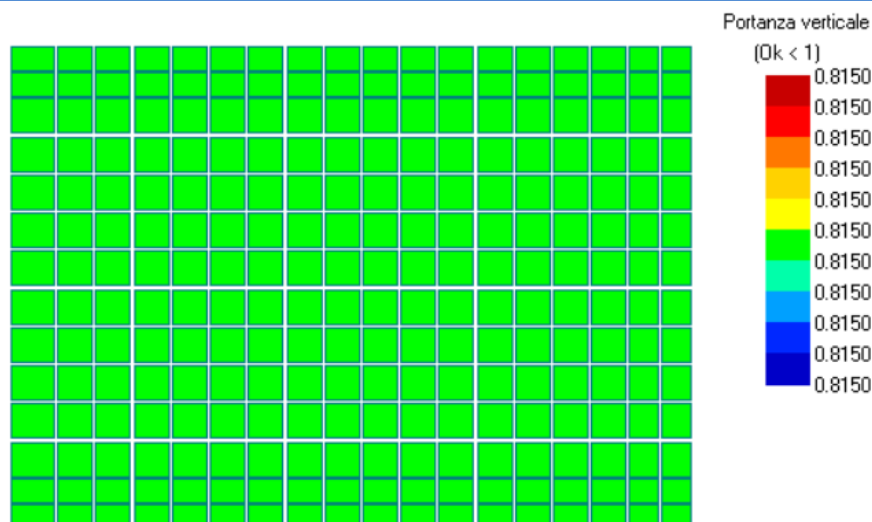


Figura 40: Verifica capacità portante verticale

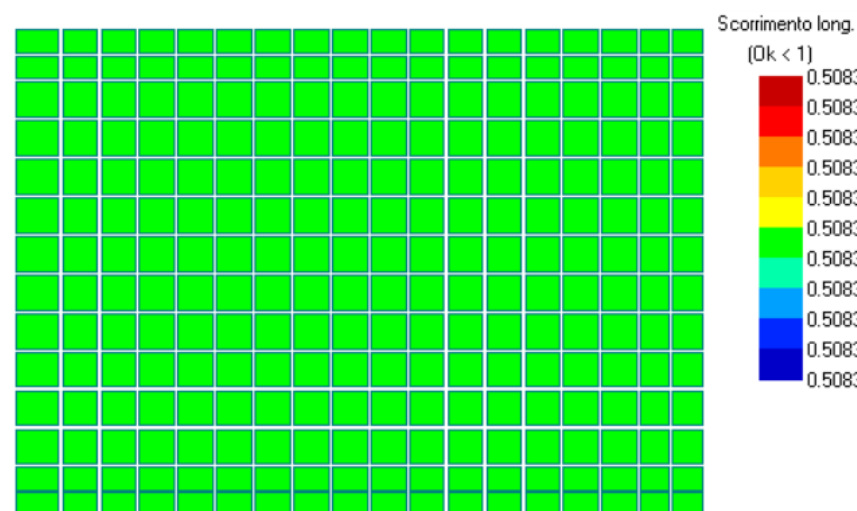


Figura 41: Verifica a scorrimento longitudinale

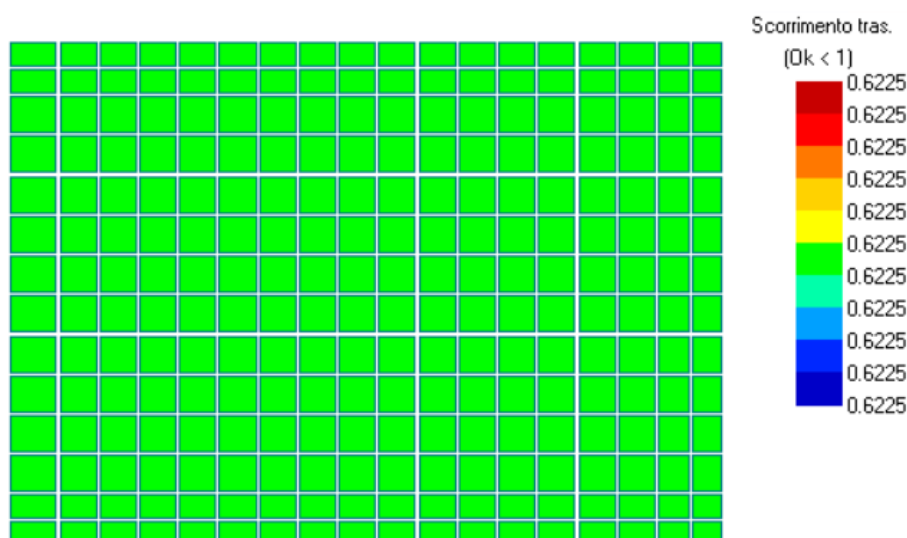


Figura 42: Verifica a scorrimento trasversale

3.3.6. Stima dei cedimenti della fondazione

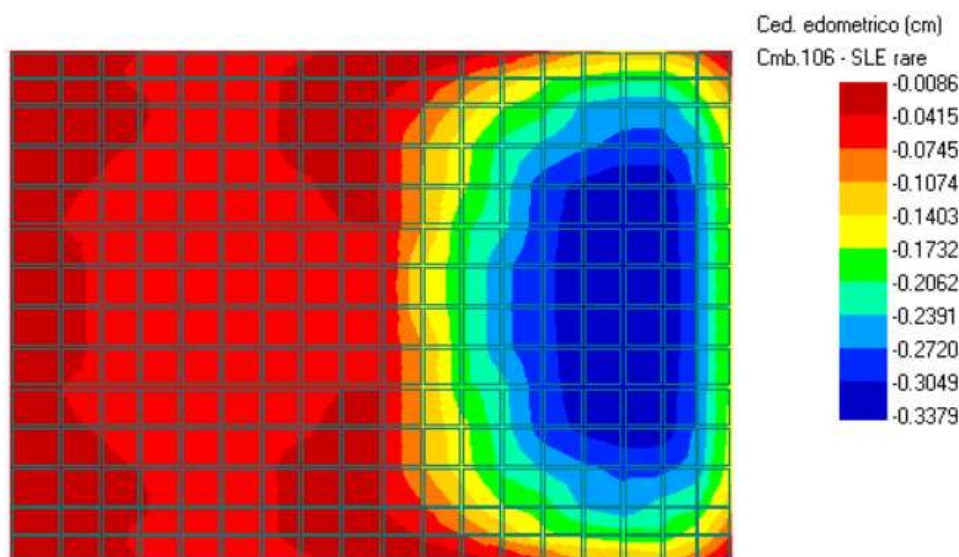


Figura 43: Mappa cedimenti edometrici (Comb. SLE Rara)

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 (2° ST)

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..

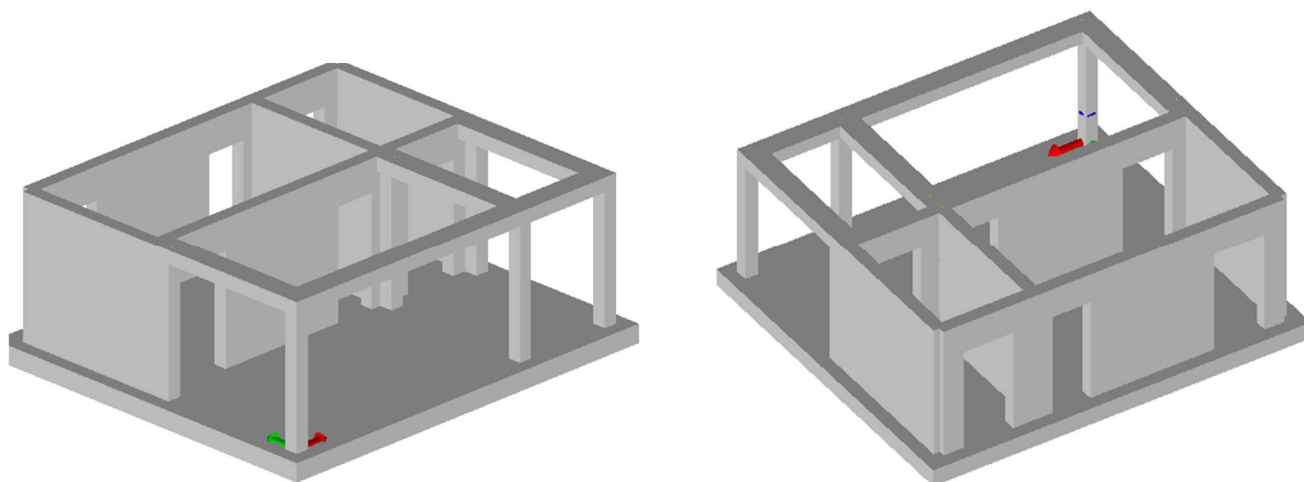


Figura 44: Viste solide della struttura (telaio)

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. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Coes.non dren. daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
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. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Coes.non dren. daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
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. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Angolo Res. Gradi°	Coesione daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
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. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Angolo Res. Gradi°	Coesione daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
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

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 kg/cm^2 (valore minimo del range individuato in relazione geologica).

COSTANTE WINKLER	
$B \text{ min (cm)}$	740
$E_{ed,k} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	75
$k \text{ (daN/cm}^3\text{)} =$	0.11

Nel caso in esame è stato adottato il valore di 0.11 daN/cm^3 per k

3.4.5. Pressioni di contatto platea-terreno di fondazione

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

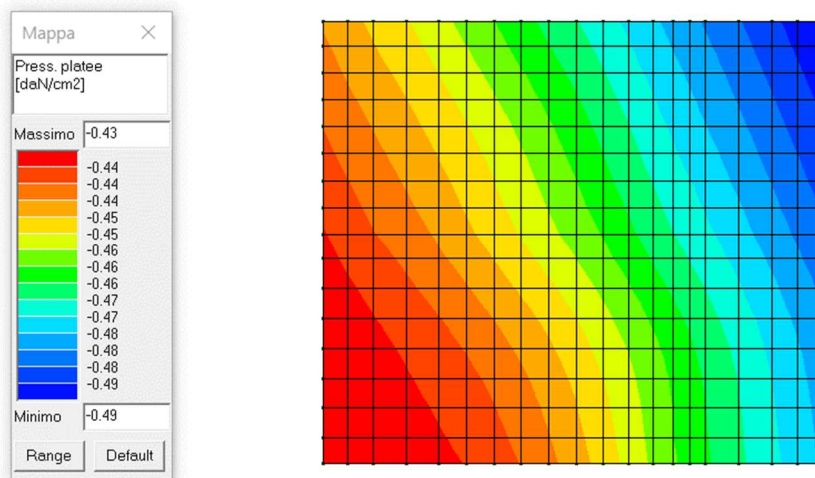


Figura 45: Pressione terreno massima – Comb. SLU

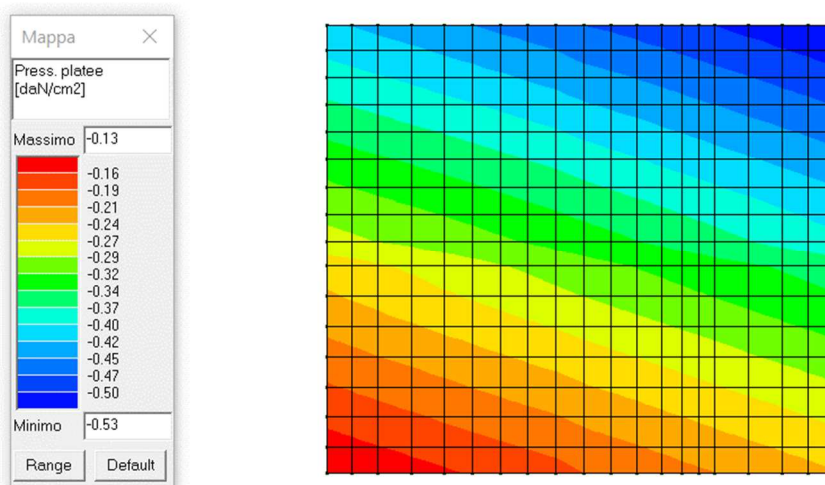


Figura 46: Pressione terreno massima – Comb. SLV

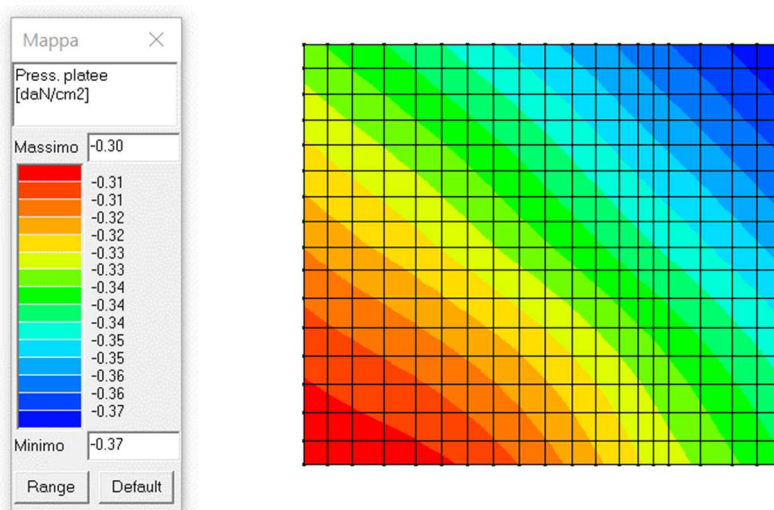


Figura 47: Pressione terreno massima – Comb. SLE Rara

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.

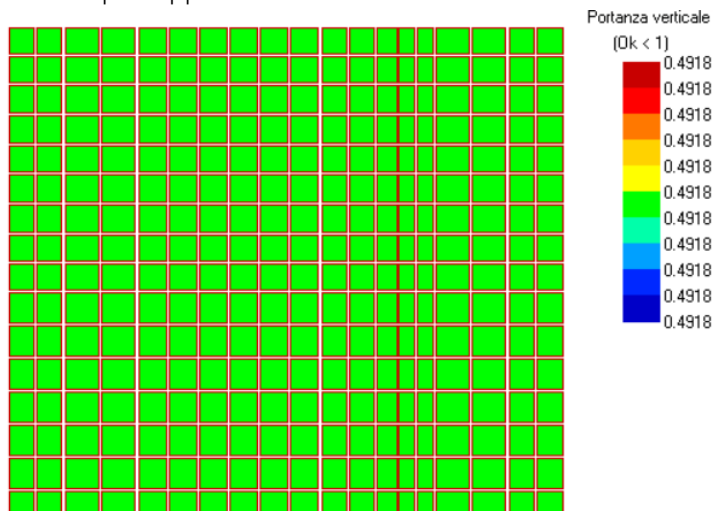


Figura 48: Verifica capacità portante verticale

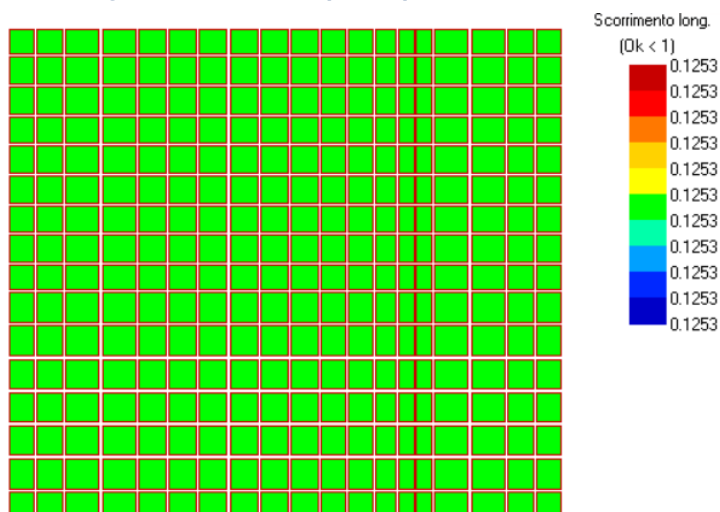


Figura 49: Verifica a scorrimento longitudinale

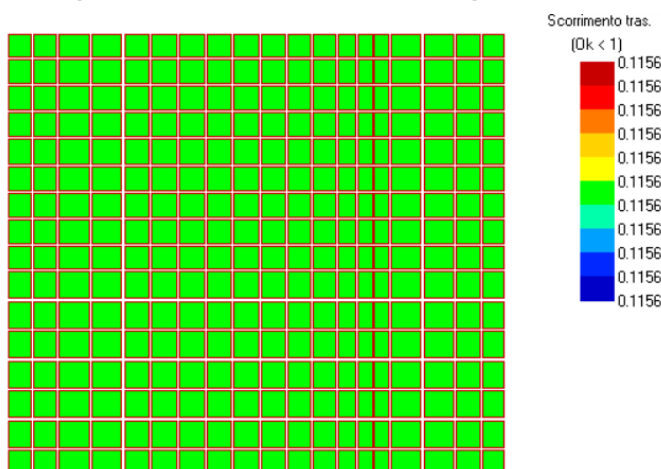


Figura 50: Verifica a scorrimento trasversale

3.4.6. Stima dei cedimenti della fondazione

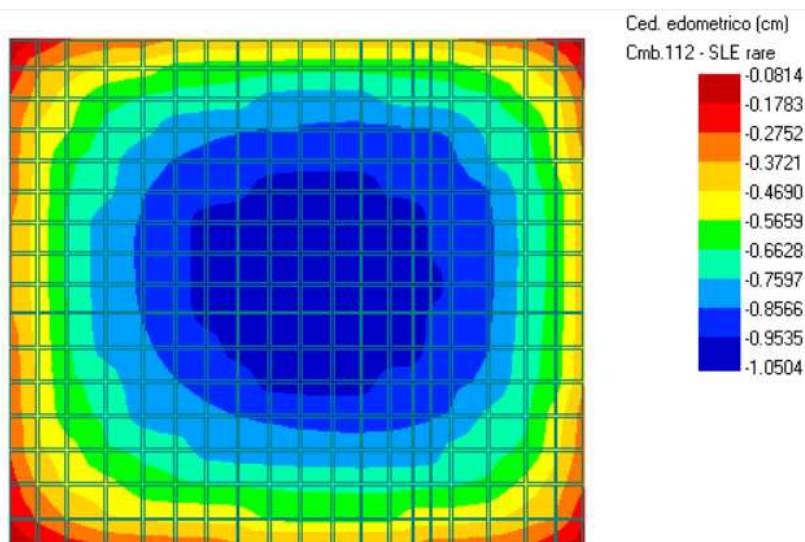


Figura 51: Mapa cedimenti edometrici (Comb. SLE Rara)

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 NOTA SUL CEDIMENTO POST SISMICO DEI MANUFATTI ACCESSORI

L'entità dei cedimenti post sismici è espressa in relazione geologica GEO1 pag. 65.

Il manufatto principale, progettato su strutture profonde, non è affetto da tale cedimento.

I manufatti accessori invece sono stati progettati su fondazioni superficiali in ragione della non rilevanza del cedimento sulla funzionalità degli stessi e anche della entità del danno arrecato dall'eventuale cedimento post sismico.

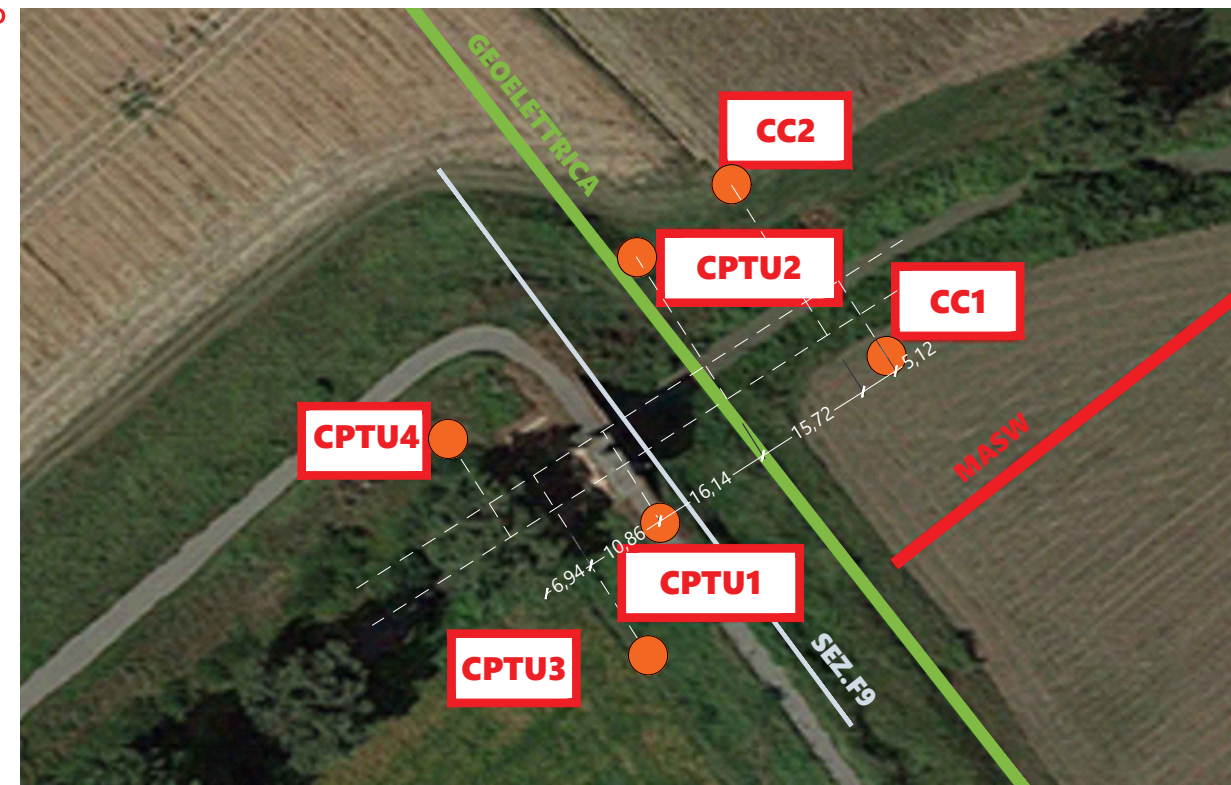
Tale approccio è giustificato dalle considerazioni seguenti:

- Il manufatto secondario di recapito di valle non perde la propria funzionalità anche a fronte di cedimenti post-sismici anche rilevanti
- Il muro di monte è in cl.II e pertanto non è stato ritenuto giustificato un maggior costo per approntamento di fondazioni profonde sul manufatto stesso. Il cedimento o la rotazione del muro comporterebbe infatti unicamente un avvallamento dei terreni agricoli a monte, senza rischi per pubblica incolumità, perdita di funzionalità o compromissione della funzionalità del manufatto principale
- L'eventuale cedimento post sismico del manufatto di attraversamento determinerebbe una perdita di funzionalità del sistema di attraversamento tuttavia ripristinabile con la sola registrazione delle selle di appoggio delle tubazioni di recapito (intervento caratterizzato per altro da rapidi tempi di ripristino), quindi con costi nettamente inferiori rispetto alla soluzione progettuale di realizzazione di fondazioni profonde per il manufatto in questione.
- Il rilevato in affiancamento, previsto a progetto, non essendo un rilevato arginale, può subire cedimenti senza compromettere la funzionalità idraulica del rilevato arginale.
- Il rilevato arginale del resto può a sua volta ammettere cedimenti dell'ordine di 20-30cm senza compromettere la sua funzionalità idraulica (sussiste infatti 1ml di franco tra sommità arginale e quota TR200 Po).
- Il manufatto di alloggiamento dei contatori è stato progettato su platea in modo da potere gestire un cedimento rigido del piano fondale con possibilità di adeguamento delle connessioni impiantistiche (cavi elettrici) con il manufatto principale, quindi con un rapporto costi-benefici a sfavore dell'approntamento di un sistema fondale di tipo profondo.

5 ALLEGATI

ALL.STR6.1 Profilo geotecnico con ubicazione dei sondaggi e dei diaframmi oggetto di dimensionamento

PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO



PROFILO GEOTECNICO CON UBICAZIONE DEI SONDAGGI

SEZIONE F9 - FOSSADONE - Scala 1:200

