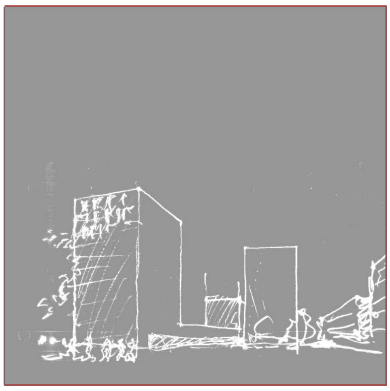
COMMITTENTE

Soc. VISTA MARE S.r.l.

Corso Barolo 48/A, 12051
Alba (Cn)



TITOLO

COMUNE DI ALBENGA (SV)
STRUMENTO URBANISTICO ATTUATIVO

Recupero dell'area dismessa in via Dalmazia già sede della cooperativa Ortofrutticola

PROGETTO ARCHITETTONICO cat. AR

Arch. Gonçalo Byrne

Rua da Escola Polltécnlca 285,1250-101 - Llsboa (PORTUGAL)
T. +351 213 804 190; F. +351 213 804 199; E. geral@byrnearq.com

Arch. Domenico Catrambone

CN Studio - C.so Alessandria 67, 14100 - Asti
T. +39 0141 321845; F. +39 0141 531833; E. elaborati@cnstudio.net

OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA (plazze, glardlnl) cat. OU1

Arch. Gonçalo Byrne

Rua da Escola Polltécnlca 285,1250-101 - Llsboa (PORTUGAL)
T. +351 213 804 190; F. +351 213 804 199; E. geral@byrnearq.com

Arch. Domenico Catrambone

CN Studio - C.so Alessandria 67, 14100 - Asti
T. +39 0141 321845; F. +39 0141 531833; E. elaborati@cnstudio.net

OPERE DI URBANIZZAZIONE SECONDARIA (scuola materna) cat. OU2

Arch. Domenico Catrambone

CN Studio - C.so Alessandria 67, 14100 - Asti
T. +39 0141 321845; F. +39 0141 531833; E. elaborati@cnstudio.net

OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA (sottoservizi) cat. OU1

Arch. Stefano Bianco

Studio Bianco - Via Duca d'Aosta 42, 14100 - Asti
T. +39 347 96 11 675; F. +39 0141 214 225; E. stefano@studio-bianco.it

CONSULENZA AMBIENTALE cat. CA

Arch. Giorgio Baldizzone

Studio Baldizzone - Via Della Colla 3, 17051 - Andora (SV)
T. +39 0182 87510; F. +39 0182 636908; E. studio.baldizzone@fastwebnet.it

CONSULENZA GEOLOGICA E GEOTECNICA cat. CA.g

Prof. Ing. Francesco Colleselli

Studio Colleselli - Via Vigonovese 115, 35127 - Padova
T. +39 049 8705204; F. +39 049 7628139;E. info@colleselligeotecnica.it

Dott. Geol. Roberto Macciò

Studio geologico Maccò - Via Bellò 4 - San Fedele, 17031 - Albenga (SV)
T. +39 0182 548404; F. +39 0182 548404; E. macclogeo@allce.lt

Revisioni

N.	Data	Aggiornamento
A	__/__/201_	-
B	__/__/201_	-
C	__/__/201_	-

OGGETTO

RELAZIONE DI FATTIBILITÀ

SULLE PROBLEMATICHE

IDROGEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Scala -

Data 06/02/2013

Fase	Cat.	N°	Rev.
U	CA.g	02	-

U: urbanistico
M: municipale
D: definitivo
E: esecutivo

STUDIO colleselli &P. INGEGNERIA GEOTECNICA

FRANCO BARBERIS IMPRESA COSTRUZIONI

COMUNE DI ALBENGA

(SV)

Recupero dell'area dismessa in via Dalmazia attualmente sede della cooperativa Ortofrutticola

Relazione di fattibilità sulle problematiche idrogeologiche e geotecniche

Data	6-2-2013	
Commessa	12-S032	
Codice	R3	
Rev.	Redatto	Approvato
1	GC	FC

Sistema di gestione della qualita' certificato

SYSTEM CERTIFICATION ISO 9001 SGS

Sommario

1 PREMESSE 2

1.1 INQUADRAMENTO GEOTECNICO 2

1.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO 5

2 ASPETTI IDROGEOLOGICI 7

3 OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI 15

3.1 MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA 17

4 OPERE DI FONDAZIONE 19

5 RISCHIO SISMICO 22

ALLEGATO A: MODELLO DI FLUSSO, IMPATTO SULLA FALDA 23

ALLEGATO B: STIMA CEDIMENTI FONDAZIONE DIRETTA 32

ALLEGATO C: VERIFICHE NEI CONFRONTI DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE 37

1 PREMESSE

L'area in oggetto, sita nel comune di Albenga in provincia di Savona ed attualmente sede dalla Cooperativa Ortofrutticola, si estende su una superfice di 10 000 m^2 circa ed, allo stato attuale, è occupata quasi totalmente da edifici di tipologia produttiva.

Il progetto di recupero dell'area prevede la realizzazione dei seguenti complessi strutturali:

- n.2 due edifici a tipologia edilizia multipiano da 10 piani fuori terra ciascuno;
- n.2 piani interrati su tutta l'impronta dell'area dell'ex ortofrutticola destinati a parcheggio;
- n.1 complesso edilizio di accorpamento delle strutture di vendita su due piani fuori terra con funzioni sia di tipo commerciale che pubbliche occupante il sedime dell'areale dell'ex ortofrutticola escluso il settore sud-ovest, destinato a funzione di piazza.

L'area in oggetto si trova ad una quota media di 2 m s.l.m.m. a 150 m circa dalla linea di costa.

Per definire la natura e le caratteristiche dei terreni di fondazione sono ad oggi disponibili i risultati della campagna di indagine geognostica preliminare, riportati nella relazione di fattibilità geologica del dott. geol. Macciò del marzo 2012, ed i risultati della campagna geognostica di dettaglio condotta in corrispondenza dell'area in oggetto nel gennaio 2013 e consistita nell'esecuzione di n.4 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino ad una profondità massima di 40 m dal piano campagna.

Nella presente relazione vengono indagate le problematiche idrogeologiche e geotecniche relative agli interventi previsti, con particolare attenzione alle potenziali criticità ed alle soluzioni tecnologiche più idonee ad ovviarle.

1.1 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le indagini integrative condotte, come già detto, nel gennaio 2013 hanno permesso di definire con buon dettaglio la natura e le caratteristiche dei terreni di fondazione nell'area in oggetto.

Nella seguente figura si riporta l'ubicazione di tali indagini.

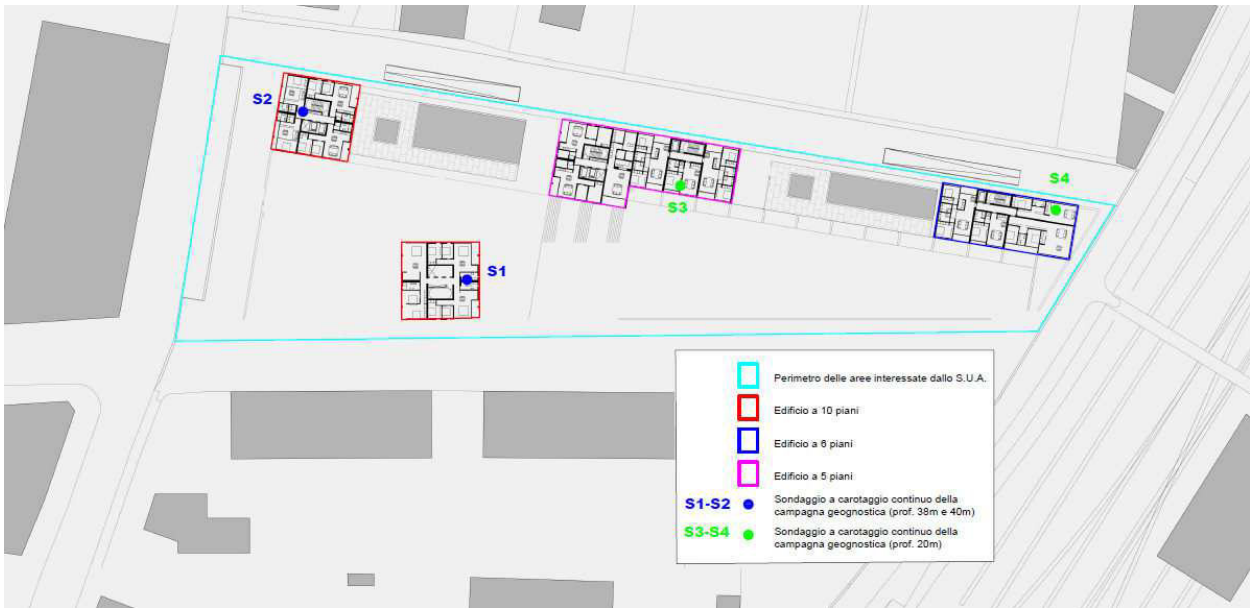


Figura 1 Pianta con ubicazione indagini integrative 2013

Nel corso dei sondaggi sono state condotte prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio tipo SPT (Standard Penetration Test), prove di permeabilità tipo Lefranc e prelevati campioni di terreno da sottoporre a prove di laboratorio.

Due fori di sondaggio sono stati attrezzati con piezometri per misurare il livello della falda, mentre gli altri due sono stati attrezzati per condurre prove sismiche tipo down hole.

I campioni di terreno sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio.

- prove di classificazione (granulometrie, limiti di Atterberg, contenuto naturale d'acqua, peso di volume);
- prove edometriche;
- prove di resistenza al taglio in cella triassiale (tipo UU e CU);
- prove di taglio diretto.

La stratigrafia nell'area in esame risulta sostanzialmente omogenea e viene di seguito descritta:

- a partire dal piano campagna e sino a una profondità di 15÷18 m si trovano in prevalenza terreni di natura incoerente principalmente sabbie fini e limose con presenza di livelli ghiaiosi o limosi di potenza massima pari a qualche metro. Si tratta di terreni con grado di addensamento medio (N_{SPT} = 12÷20) e di media permeabilità (coefficiente di permeabilità k determinato con prove tipo Lefranc in foro di

sondaggio pari a 5 x 10^{-5} m/s, con valori più bassi in corrispondenza dei livelli più limosi);

- successivamente e sino ad una profondità compresa tra 24 e 21 m si trovano terreni di natura coesiva in prevalenza limi argillosi di bassa permeabilità (k ≈ 10^{-8} m/s), la potenza di tale strato tende a ridursi da nord (spessore pari a 8 m circa) verso sud dove si trova lo spessore minimo pari a 2 m. La continuità di tale strato è confermata anche dalla stratigrafia del pozzo sito in via Dalmazia, 200 metri a monte dell'area di intervento, riportata nella relazione di fattibilità geologica del dott. geol. Macciò del marzo 2012;
- di seguito e sino alla massima profondità indagata si trovano terreni ghiaiosi con elevato grado di addensamento (N_{SPT} a rifiuto) con presenza di livelli di conglomerato cementati di potenza pari ad alcuni metri. Le prove di permeabilità condotte indicano terreni di buona permeabilità (k =1 x 10^{-4} m/s).

Nella seguente figura si riporta una sezione stratigrafica schematica.

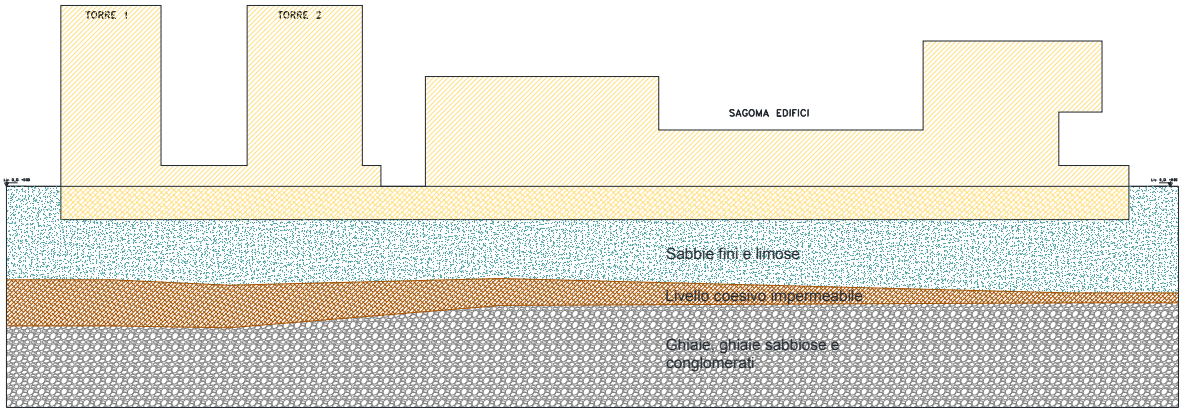


Figura 2 Sezione stratigrafica NORD-SUD

1.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

In base a quanto riportato nella relazione del dott. Macciò, nell'area in esame è presente una falda di tipo freatico, il cui livello è legato alle variazioni del pelo libero del vicino fiume Centa con un valor medio di -1÷-1.5 m di profondità dal piano campagna. La direzione principale di deflusso delle acque sotterranee nella zona in esame è pressoché ortogonale alla linea di costa. Nell'area in esame, nonostante la vicinanza alla linea di costa, la falda è di buona qualità chimica, grazie all'abbondante alimentazione da parte delle acque del fiume Centa.

L'ubicazione dell'intervento, come indicato nello stralcio della cartina idrogeologica redatta dal dott. Macciò e riportata nella seguente figura, è tale per cui si trova ad avere il lato minore in direzione perpendicolare alle linee di flusso, limitando in questo modo l'impatto sulla falda.

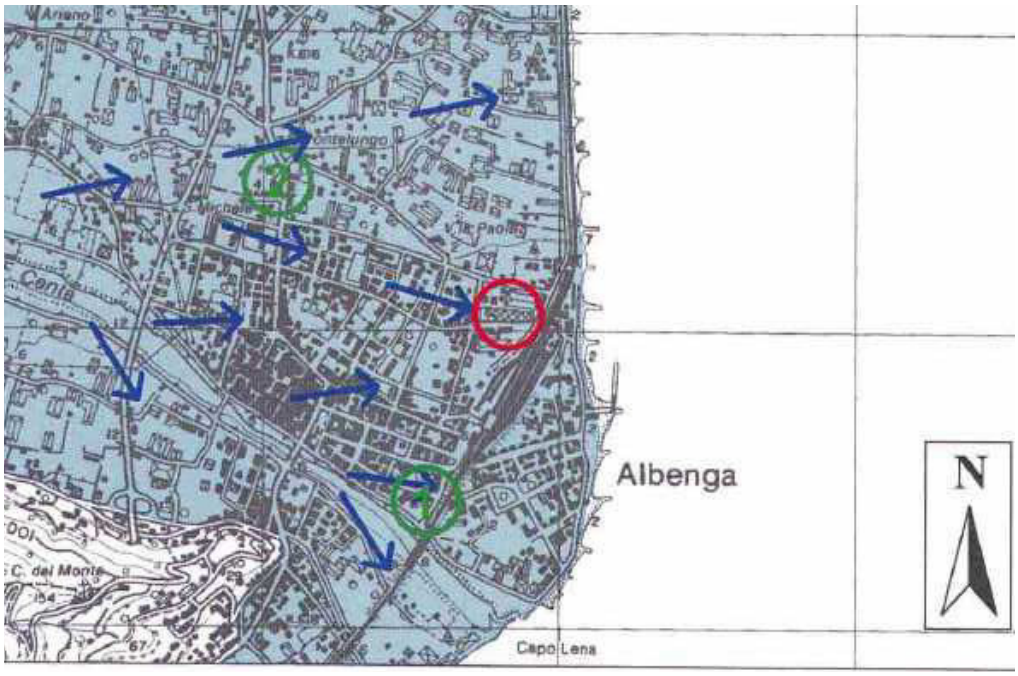


Figura 3 Estratto della carta idrogeologica riportata nella relazione del dott. geol. Macciò del marzo 2012 – l'area in oggetto è evidenziata dal cerchio rosso.

Nel corso della campagna di indagine integrativa del 2013 sono stati posti in opera n.2 piezometri per verificare il livello della falda nell'area in oggetto.

Il primo piezometro, in corrispondenza del sondaggio S3, è stato finestrato tra 1 e 15 m di profondità, ovvero nello strato permeabile più superficiale, mentre il secondo, in corrispondenza del sondaggio S4 , finestrato tra 21 e 22.5 m circa, ovvero nei terreni ghiaiosi al di sotto dello strato coesivo impermeabile continuo rilevato dalle indagini.

La falda è stata rilevata a 1.8 m dal piano campagna nel primo piezometro e a 1.6 m nel secondo: tali valori confermano le indicazioni preliminari del dott. Macciò. La falda superficiale e quella profonda appaino tra di loro in equilibrio idrostatico.

2 ASPETTI IDROGEOLOGICI

In base al quadro idrogeologico locale delineato dal geol. Macciò il criterio fondamentale con il quale sono state previste le opere in oggetto è quello di non modificare il regime della falda né in fase provvisionale durante la realizzazione delle opere interrate né a lungo termine.

Durante lo scavo, per non utilizzare sistemi di aggottamento che possono generare abbassamenti localizzati della falda nell'intorno, è previsto il completo confinamento idraulico dell'area ottenuto, lateralmente, con paratia dotata di giunti a tenuta idraulica e, sul fondo, immorsando la paratia nello strato argilloso continuo e impermeabile presente a partire da 15÷16 m circa di profondità.

Operando con il completo confinamento idraulico dell'area e senza sistemi di aggottamento, viene garantita, anche in fase di costruzione, la piena funzionalità dei pozzi e viene esclusa qualsiasi interazione con fabbricati circostanti.

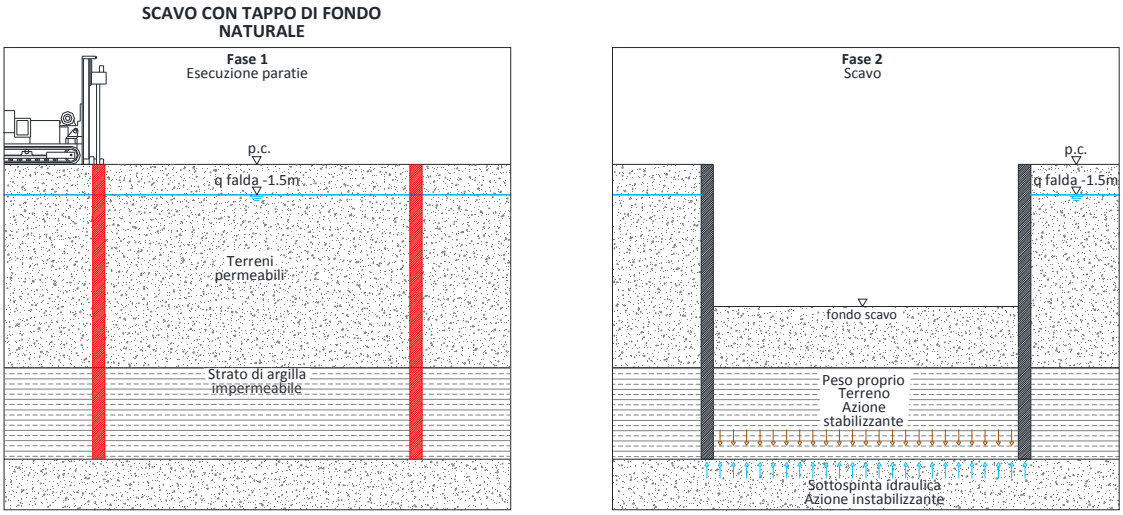


Figura 4 Schema scavo in presenza di tappo di fondo naturale in argilla

La verifica di stabilità del tappo di fondo naturale nei confronti del pericolo di sollevamento in fase di scavo provvisionale è soddisfatta, secondo le NTC 08, se il valore di progetto dell'azioni instabilizzante $V_{inst,d}$ è minore della somma delle azioni permanenti $G_{stb,d}$ e delle resistenze, ovvero:

$$V_{inst,d} \leq V_{stb,d} + R_d$$

I coefficienti parziali per determinare i valori di progetto sono riportati nella seguente tabella 6.2.III delle norme.

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel caso in esame l'azione in stabilizzante di progetto è data da:

$$V_{inst,d} = \gamma_{g1} \times (\gamma_w \times h_a)$$

dove $\gamma_{w \times ha}$ è la sottopressione idraulica agente alla base dello strato impermeabile.

Mentre l'azione stabilizzate è data dal solo peso proprio del terreno compreso tra il fondo scavo e la base dello strato impermeabile:

$$V_{stad,d} = \gamma_{g1} \times \sum_i H_{ti} \times \gamma_{ti}$$

dove H_{ti} e γ_{ti} indicano rispettivamente lo spessore e il peso di volume totale degli strati i-esimi di terreno presenti sotto il fondo scavo sino alla base dello strato coesivo impermeabile considerato.

Considerando le condizioni più gravose, ovvero la zona verso sud con base dello strato impermeabile a 21 m di profondità , fondo scavo 8 m, quota di falda a 1.5 m da p.c. e un peso di volume del terreno stabilizzante pari a 20 kN/m3 si ha:

$$V_{inst,d} = 1.1 \times (10kN/m^3 \times 19.5\text{m}) = 215kPa < V_{stab,d} = 0.9 \times (20kN/m^3 \times 13m) = 235kPa$$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

A lungo termine l'intervento in progetto si configura di fatto come una barriera impermeabile posta all'interno dell'ampio e vasto acquifero freatico alimentato a monte in via principale dal fiume Centa e con direzione di deflusso ortogonale alla linea di costa in direzione del mare: va però evidenziato, come già detto, che (vedi figura 3) che l'ubicazione dell'intervento è tale per cui si trova ad avere il lato minore in direzione perpendicolare alle linee di flusso, limitando in questo modo l'impatto sulla falda ed inoltre l'opera interferisce solo con la porzione più superficiale dell'acquifero, ovvero quella sostenuta dal livello coesivo impermeabile continuo (almeno nell'intorno dell'area in oggetto) presente a partire da 15 m di profondità dal p.c.

In via teorica la presenza di questa barriera impermeabile all'interno dell'acquifero limitando il campo di moto può avere i seguenti effetti:

- innalzamento del livello di falda a monte dell'area in oggetto a casa dell'effetto barriera;
- riduzione delle portate verso la linea di costa col rischio di favorire nell'area a valle della barriera la risalita del cuneo salino.

Per valutare in modo adeguato tali effetti è stato sviluppato un modello di filtrazione tridimensionale per determinare le modifiche al regime di deflusso delle acque sotterranee.

Il modello ha un'estensione di circa 650 m in direzione delle linee di flusso (ovvero dalla linea di costa verso monte) e di circa 500 in direzione perpendicolare alle stesse, in profondità è stato esteso sino alla base dello strato impermeabile che sostiene l'acquifero più superficiale. Le paratie perimetrali di sostegno dei fronti di scavo potranno avere profondità massima di 20 m circa tale da non interferire in alcun modo con lo strato permeabile profondo presente a partire da 21 m circa di profondità: nella seguente figura si riporta la mesh di calcolo.

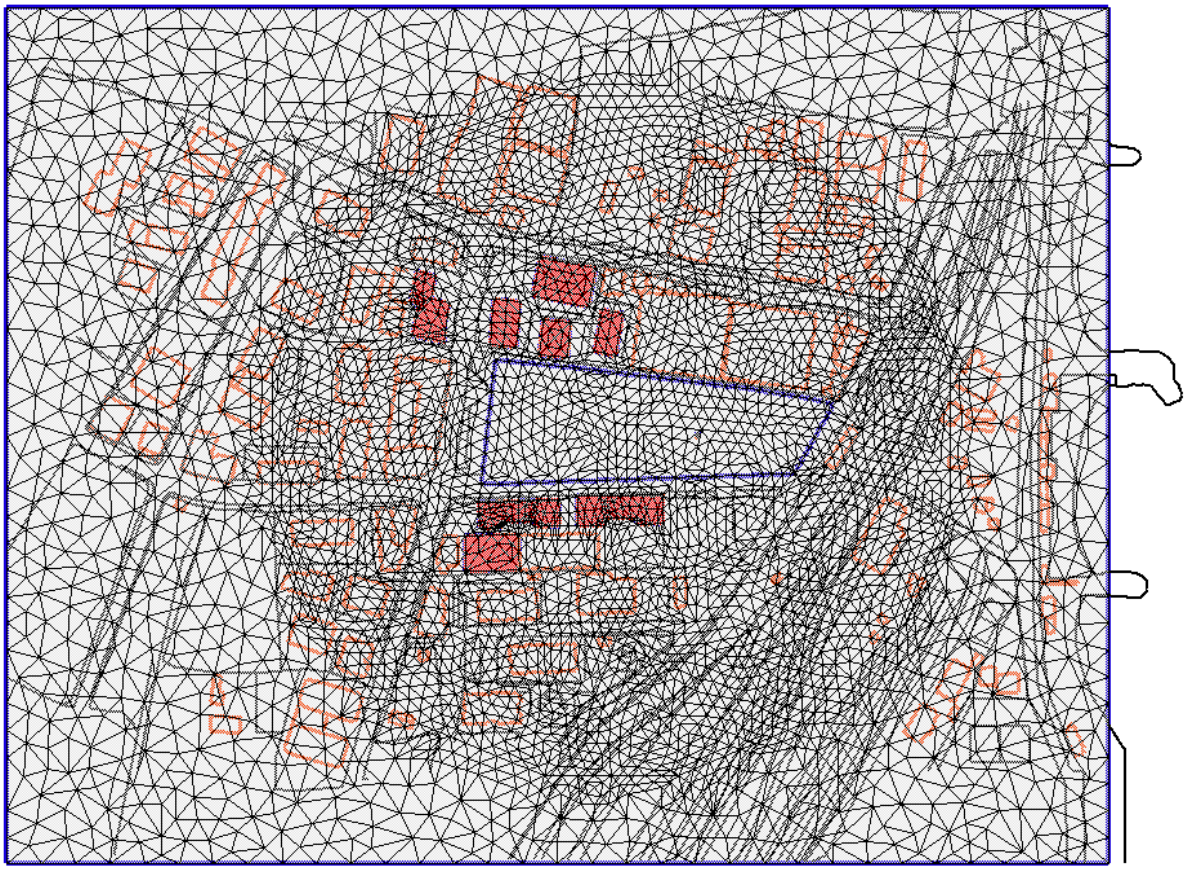


Figura 5 Mesh di calcolo modello

Le condizioni al contorno del modello sono state definite in base alle informazioni fornite dalla relazione geologica del dott. Macciò: in corrispondenza della linea di costa è stata imposta una quota di falda pari alla quota del medio marea (0 m.l.m.m.), mentre per quanto riguarda la quota imposta a monte sono state condotte differenti simulazioni considerando un gradiente del 0.1% ÷ 0.2%, valori he rappresentano le condizioni massime e minime in base ai rilievi piezometrici disponibili nell'area in esame.

Lungo i bordi del modello perpendicolari alla linea di costa ed alle linee di flusso sono state imposte condizioni di flusso nullo.

Nel modello è stata considerata anche la presenza dei vani interrati degli edifici rilevati dal dott. Maccio in prossimità dell'area in oggetto, come indicato nella figura seguente.

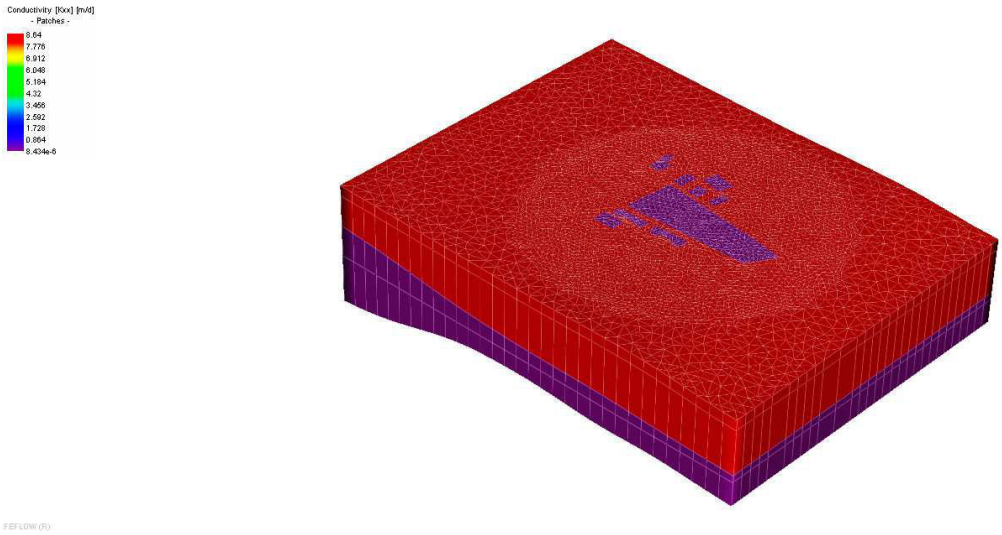


Figura 6 vista tridimensionale della mesh di calcolo con indicazione delle permeabilità associate alle diverse zone

Il modello è stato sviluppato per fornire un'analisi comparativa tra le condizioni attuali e le condizioni di progetto in cui i diaframmi intestati nello strato coesivo creano, sotto tutta l'area di intervento, un volume impermeabile che limita il deflusso delle acque sotterranee.

Le verifiche sono state condotte con le seguenti ipotesi:

	Gradiente	*Permeabilità* k_{sabbia} *[m/s]*	*Permeabilità* $k_{argilla}$ *[m/s]*	$k_{volumi\ impermeabili}$ *[m/s]*
ModelloA	*1 °/₀₀*	*1.0E-04*	*1.0E-08*	*1.0E-10*
ModelloB	*1 °/₀₀*	*1.0E-05*	*1.0E-08*	*1.0E-10*
ModelloC	*2 °/₀₀*	*1.0E-04*	*1.0E-07*	*1.0E-10*
ModelloD	*2 °/₀₀*	*1.0E-05*	*1.0E-07*	*1.0E-10*

I risultati delle analisi comparative condotte, riportati in dettaglio nell'allegato A, dimostrano che l'impatto delle opere previste risulta estremamente limitato, con un innalzamento massimo del livello della falda a monte della barriera stimato dell'ordine di 3 centimetri e una riduzione della portata verso mare non significativa. In ogni caso a valle dell'area in oggetto e sino alla linea di costa non sono presenti pozzi irrigui potabili domestici.

A valle il modello indica abbassamenti massimi di 7 cm, anche in questo caso di entità molto limitata e quindi di impatto molto modesto.

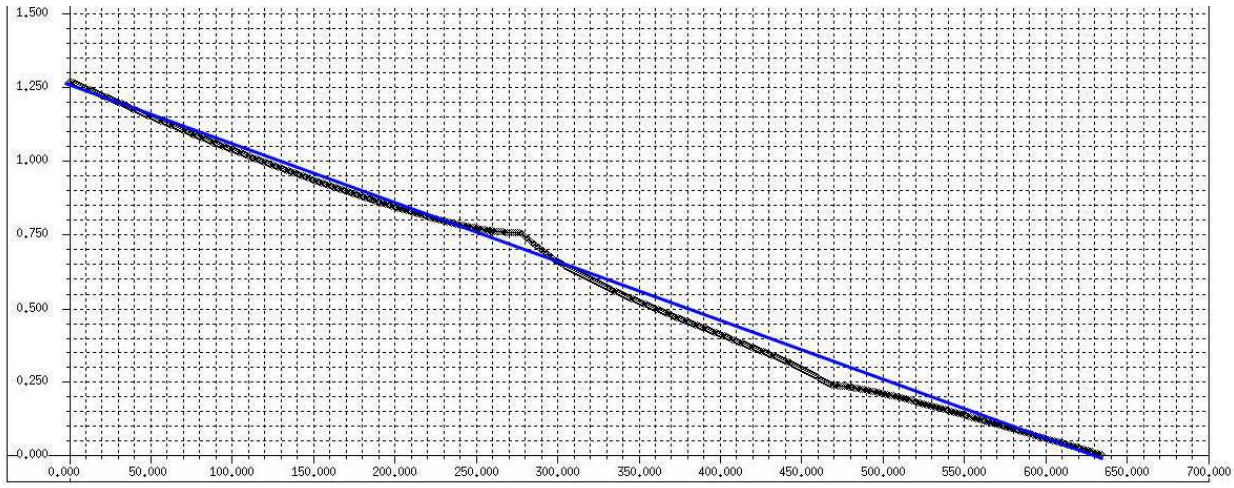


Figura 7 variazione massima quota piezometrica (Modello C) in corrispondenza dell'opera in progetto, (sezione longitudinale NORD SUD in corrispondenza della mezzeria dell'area)



Figura 8 Isofreatiche Modello C stato di fatto



Figura 9 Isofreatiche Modello C stato di fatto stato di progetto

Il modello ha permesso di stimare la riduzione di portata verso la linea di costa attraverso l'acquifero più con il quale interferiscono le opere in progetto:

	Q_{indist} [m^3/giorno]	$Q_{edifici}$ [m^3/giorno]	ΔQ %
ModelloA	57,8	55,1	5%
ModelloB	5,7	5,2	9%
ModelloC	118,7	112,9	5%
ModelloD	11,8	11,3	4%

Si tratta di riduzioni limitate che interessano solo l'acquifero superficiale e non quello principale e più ricco vvero quello più profondo presente a parte da 21 m circa di profondità dal p.c..

Si tratta di variazioni minime e trascurabili se confrontate con le naturali oscillazioni dei livelli di falda legate alle stagioni e alle precipitazioni meteoriche: non è quindi ipotizzabile che

l'intervento in oggetto possa interferire con la funzionalità dei pozzi presenti nell'area o alterare l'andamento delle falda naturale e della sua interazione con del cuneo salino.

Allo stesso modo, con variazioni del livello della falda indotte dall'intervento inferiori di almeno un ordine di grandezza rispetto a quelle naturali, non vi sono modifiche dell'attuale regime in corrispondenza dei fabbricati circostanti l'area di intervento ed in particolare di quelli dotati di vano interrato.

In fase di costruzione verrà comunque messo in opera un sistema di monitoraggio della falda, delle opere di sostegno e degli edifici come di seguito descritto.

Il sistema di monitoraggio della falda verrà lasciato in opera anche successivamente alla fase provvisionale di costruzione, in questo modo potranno essere confermate le analisi e le ipotesi progettuali sull'impatto nel lungo termine.

3 OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI

Il progetto prevede scavi di entità importante sino a 8 m circa dal p.c. da eseguire al di sotto del livello della falda indisturbata in un contesto fortemente urbanizzato; per eseguire gli scavi in condizioni di sicurezza in tali condizioni è necessario:

1) realizzare opere di sostegno sufficientemente rigide in grado di garantire spostamenti orizzontali ridotti che limitino i cedimenti del terreno a tergo e l'interferenza con le strutture in prossimità dell'area di scavo;
2) operare, come già detto, in modo da non interferire con la falda durante le fasi provvisionali, così da evitare abbassamenti localizzati della falda nell'intorno dell'area di scavo.

Per il sostegno dei fronti di scavo è prevista una paratia con panelli di diaframma in c.a. gettati in opera che potranno essere realizzati con il tradizionale metodo di scavo con benna, per mezzo di idrofresa o con le più recenti tecnologie tipo CSM (cutter soil mixing), e dotati di almeno due ordini di vincoli alle traslazioni orizzontali: nelle zone dove non sono presenti edifici a tergo dell'area di scavo tali vincoli potranno essere realizzati con tiranti di ancoraggio provvisionali, secondo uno schema classico ripotato nella seguente figura.

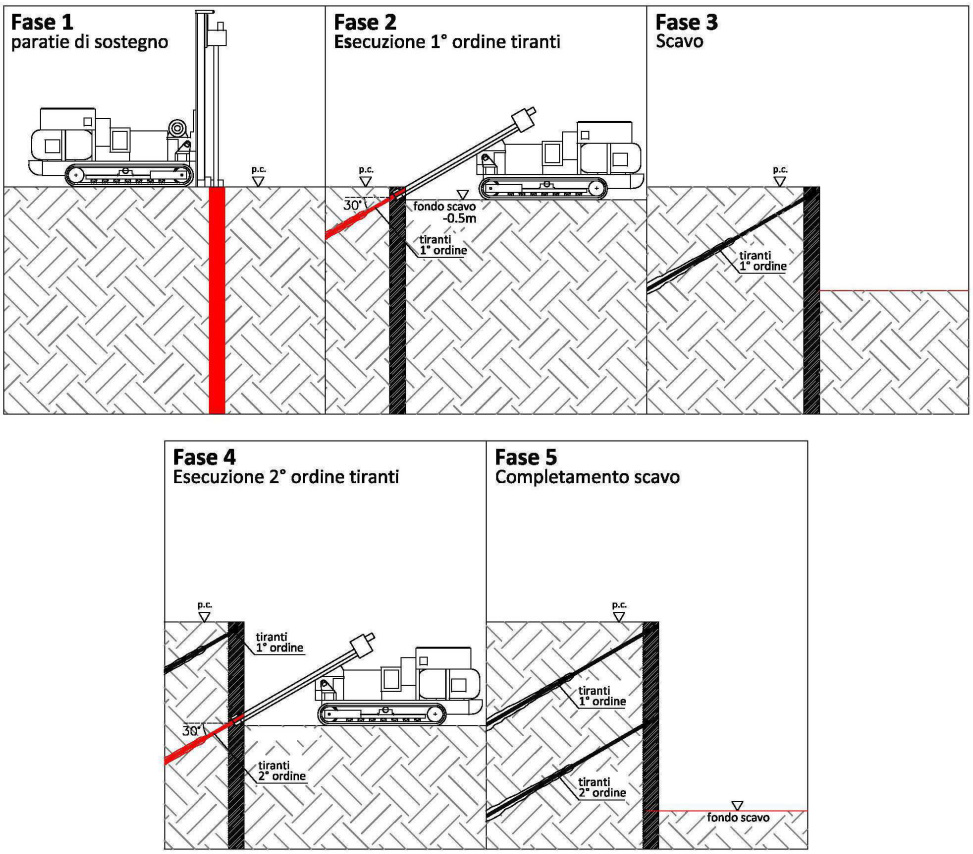


Figura 10: Schema fasi di scavo con paratia tirantata

Nella zone in cui non sarà possibile eseguire i tiranti di ancoraggio provvisionali (causa non ottenimento dei permessi o presenza di edifici nelle immediate vicinanze dell'area di scavo) è previsto di utilizzare la cosiddetta tecnica di scavo top-downwards, illustrata nella figura seguente, che prevede le seguenti fasi:

- messa in opera delle paratie di sostegno laterali dei fronti di scavo;
- prescavo di un metro circa;
- messa in opera del solaio di copertura (o di una porzione dello stesso), sostenuto da pali stampella, con funzione di vincolo alle traslazioni orizzontali della paratia di sostegno;
- scavo al di sotto del solaio sino alla quota del successivo solaio;
- messa in opera dell'ulteriore solaio, e proseguo dello scavo ripetendo la sequenza sino alla quota di fondo scavo.

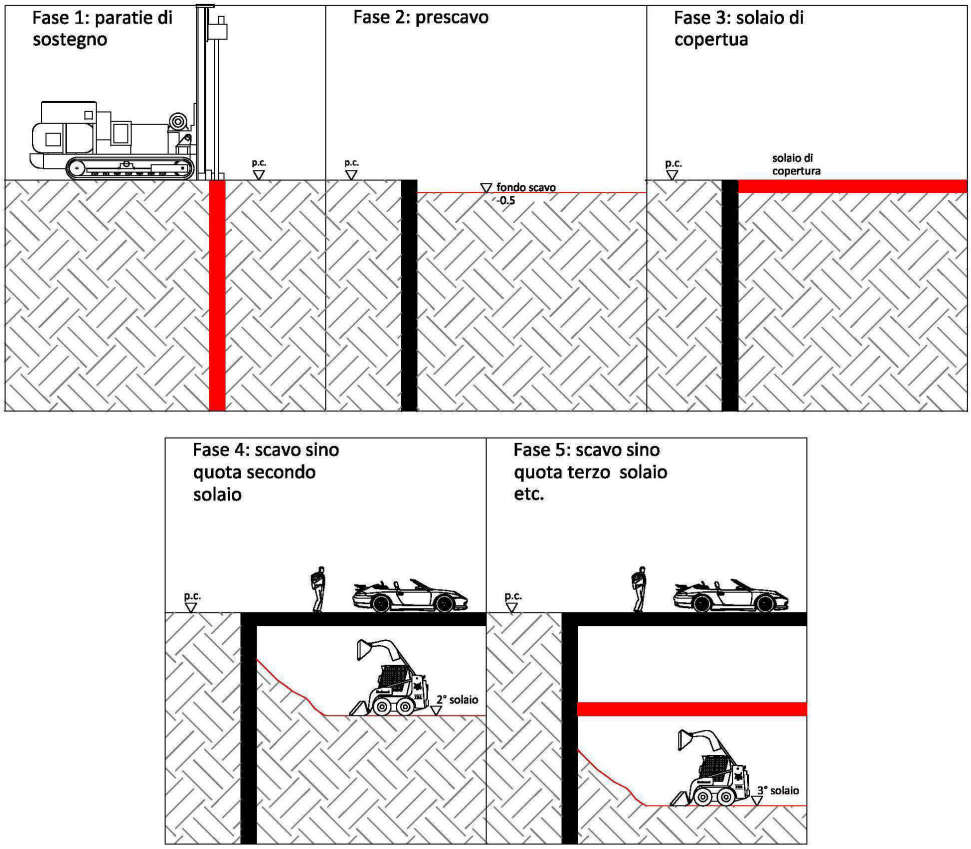


Figura 11 Schema fasi di scavo tecnologia top-downwards

I pannelli di diaframma saranno inoltre dotati di giunti a tenuta idraulica in modo da garantire il confinamento idraulico laterale dell'area di scavo.

Le tecnologie per realizzare i giunti sono molteplici e consolidate nel tempo: nella seguente figura si riporta sia un esempio di giunti nel caso di pannelli realizzati con scavo con benna (a) che nel caso di pannelli realizzati con idrofresa o CSM (b).

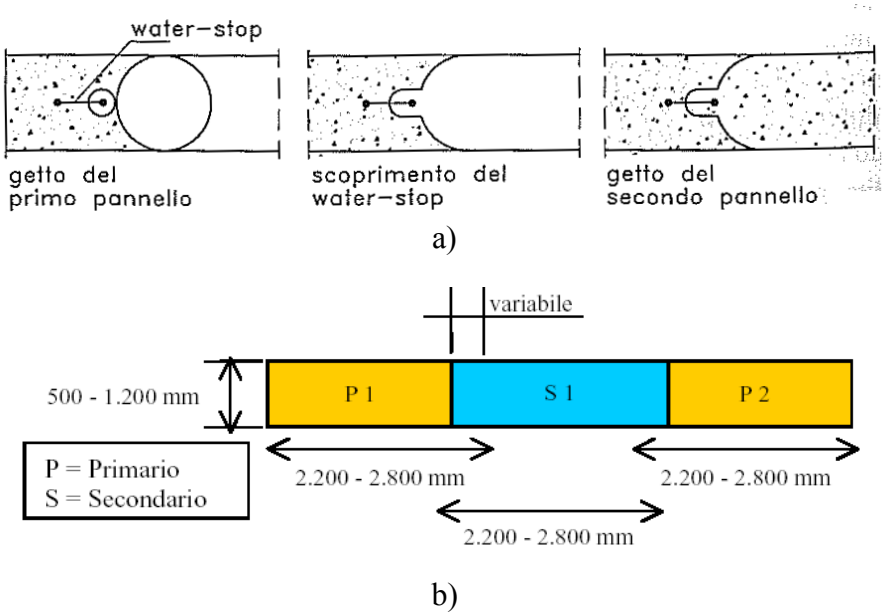


Figura 12 Tipologie di giunti per pannelli di diaframma

3.1 MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA

Durante le fasi di scavo e sino al completamento delle strutture definitive, verrà predisposto un accurato sistema di monitoraggio consistente nei seguenti elementi.

1) Monitoraggio della falda: verranno messi in opera una serie di piezometri per il sia all'interno e all'esterno dell'area di scavo.

2) Monitoraggio dei movimenti della paratia: oltre all'usuale controllo topografico della trave di collegamento dei setti di diaframma mediante mire appositamente poste in opera, si prevede l'installazione di inclinometri su tutta lunghezza, uno per ciascun fronte, che consentiranno di valutare l'effettiva deformata durante la sequenza operativa dello scavo.

3) Monitoraggio degli edifici e delle strutture adiacenti all'area di scavo: l'implementazione del monitoraggio si articolerà secondo i seguenti provvedimenti:
   - rilievo topografico attraverso stazioni totali motorizzate di alcuni punti di mira disposti sulle facciate lato scavo e anche lato interno, al fine di valutare il comportamento dell'edificio nel suo complesso. Tale sistema di monitoraggio verrà strutturato in modo da consentire misure ripetute della posizione di diversi punti di mira posizionati sulle facciate dell'edificio. Il grado di precisione delle letture e la loro frequenza dovranno consentire di apprezzare spostamenti dei caposaldi dell'ordine del millimetro in modo da poter valutare non solo l'entità degli spostamenti assoluti e relativi, ma anche la dinamica della loro evoluzione nel tempo, ed in particolare durante le lavorazioni di esecuzione delle paratie e le successive fasi provvisionali di scavo;
   - i punti di misura andranno predisposti a diverse quote, ovvero a livello fondazionale e dei diversi piani, in modo da verificare se gli spostamenti sono costanti, ad esempio a causa di un cedimento uniforme in direzione verticale, oppure se variano lungo l'altezza come succede, ad esempio, in presenza di una rotazione rigida dell'edificio;
   - installazione di alcuni "fessurimetri elettronici" collegati ad una centralina che rileva in tempo reale eventuali scostamenti riconducibili alle lavorazioni in corso, in corrispondenza di alcune sezioni significative degli edifici, ad esempio in corrispondenza di giunti strutturali.

L'installazione della strumentazione sopradefinita è prevista almeno un mese prima dell'inizio delle lavorazioni, al fine di poter tarare l'intero sistema e accertare la presenza di eventuali movimenti naturali dei fabbricati dovuti alle azioni esterne già presenti, quali ad esempio le oscillazioni naturali dei livelli delle falde.

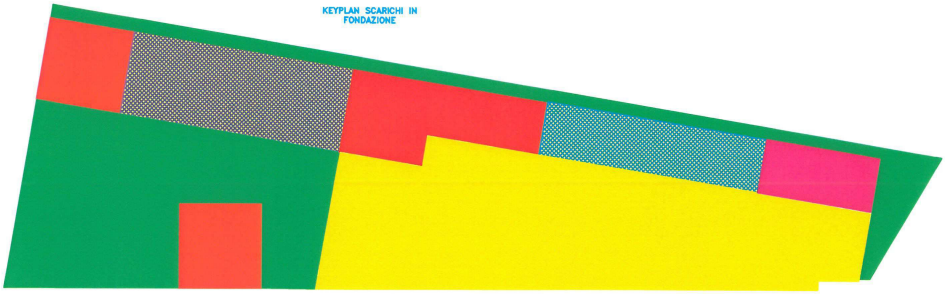
Figura 13 Stazione totale



4 OPERE DI FONDAZIONE

Come già detto, il nuovo complesso è previsto con piani interrati impostato a circa 8 m di di profondità dal piano campagna attuale e due piani fuori terra.

Nella figura seguente si riporta uno schema preliminare dei carichi trasmessi dalle strutture in elevazione con riferimento allo Stato Limite di Esercizio in corrispondenza delle varie zone all'interno dell'area in oggetto: tali carichi sono stati stimati dal progettista delle strutture senza considerare il peso delle opere di fondazione.



A - Area verde

PIANO	PP pil kN/m²	PP sol kN/m²	G2k kN/m²	Qk kN/m²	TOT PIANO kN/m²
P-2			4,05	2,5	6,6
P-1	0,5	7,5	4,05	2,5	14,6
P0	0,5	8,75	3,9	20	33,2
TOT	1	16,25	7,95	22,5	47,7

B- Centro commerciale

PIANO	PP pil kN/m²	PP sol kN/m²	G2k kN/m²	Qk kN/m²	TOT PIANO kN/m²
P-2			4,05	2,5	6,6
P-1	0,5	7,5	4,05	2,5	14,6
P0	0,5	8,75	3,9	8	21,2
COP	0,25	6,25	4,5	1,3	12,3
TOT	1,25	22,5	12,45	11,8	48,0

C- TORRE

PIANO	PP pil kN/m²	PP sol kN/m²	G2k kN/m²	Qk kN/m²	TOT PIANO kN/m²
P-2			3,58	2	5,6
P-1	3	6,25	5,36	2	16,6
P0	3	6,25	5,36	2	16,6
P1	3	6,25	5,36	2	16,6
P2	3	6,25	5,36	2	16,6
P3	3	6,25	5,36	2	16,6
P4	3	6,25	5,36	2	16,6
P5	3	6,25	5,36	2	16,6
P6	3	6,25	5,36	2	16,6
P7	2,5	6,25	5,36	2	16,1
P8	2,5	6,25	5,36	2	16,1
P9	2,5	6,25	5,36	2	16,1
COP	2,5	6,25	4,5	1,3	14,6
TOT	34	75	63,46	23,3	195,8

D- COMM+RESIDENZE

PIANO	PP pil kN/m²	PP sol kN/m²	G2k kN/m²	Qk kN/m²	TOT PIANO kN/m²
P-2			4,05	2,5	6,6
P-1	2,5	7,5	4,05	2,5	16,6
P0	2,5	8,75	3,9	8	23,2
P1	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P2	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P3	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P4	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P5	2,5	6,25	4,83	2	15,6
COP	2,5	6,25	4,5	1,3	14,6
TOT	20	53,75	36,6	21,8	132,2

E- COMM+RESIDENZE+PISCINA

PIANO	PP pil kN/m²	PP sol kN/m²	G2k kN/m²	Qk kN/m²	TOT PIANO kN/m²
P-2			4,05	2,5	6,6
P-1	2,5	7,5	4,05	2,5	16,6
P0	2,5	8,75	3,9	8	23,2
P1	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P2	2,5	6,25	4,83	2	15,6
COP	2,5	8,75	18	2	31,3
TOT	12,5	37,5	35,61	16,5	102,1

F- COMM+RESIDENZE

PIANO	PP pil kN/m²	PP sol kN/m²	G2k kN/m²	Qk kN/m²	TOT PIANO kN/m²
P-2			4,05	2,5	6,6
P-1	2,5	7,5	4,05	2,5	16,6
P0	2,5	8,75	3,9	8	23,2
P1	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P2	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P3	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P4	2,5	6,25	4,83	2	15,6
P5	2,5	6,25	4,83	2	15,6
COP	2,5	6,25	4,5	1,3	14,6
TOT	20	53,75	36,6	21,8	132,2

E- COMMERICALE+PISCINA

PIANO	PP pil kN/m²	PP sol kN/m²	G2k kN/m²	Qk kN/m²	TOT PIANO kN/m²
P-2			4,05	2,5	6,6
P-1	1	7,5	4,05	2,5	15,1
P0	1	8,75	3,9	8	21,7
COP	1	8,75	18	2	29,8
TOT	3	25	25,95	12,5	66,5

Figura 14 Distribuzione scarichi in fondazione

In base a tali carichi e alla luce dei risultati delle indagini integrative condotte è ammissibile per le strutture in oggetto una fondazione di tipo diretto con una platea generale alla base del secondo piano interrato.

Si tratta di una fondazione di tipo "compensato", ovvero con un carico medio trasmesso dalle strutture inferiore al carico litostatico antecedente lo scavo, in grado perciò di garantire cedimenti totali e differenziali limitati.

Solo in corrispondenza dei due edifici a 10 piani i carichi i carichi trasmessi al terreno di fondazione sono di poco maggiori di quelli litostatici.

La stima dei cedimenti del terreno di fondazione è stata condotta in via preliminare con un modello di calcolo tridimensionale in base alle seguenti ipotesi:

- in via cautelativa per la stima dei cedimenti è stata considerata una falda a -3 dal piano campagna;
- sono stati trascurati i cedimenti di ricompressione, poiché gli incrementi di tensione efficace sono modesti, e considerati i soli cedimenti di compressione vergine;
- spessore minimo della platea di fondazione in cls 1.5m;
- platea impostata a 8 m dal p.c.
- nel calcolo dei cedimenti si è tenuto conto di tutti i sovraccarichi accidentali
- i carichi netti trasmessi al terreno di fondazione sotto la platea sono stati definiti sommando quelli riportati in figura 12 al peso della platea e sottraendo sia il peso di terreno asportato (pari a circa 95kPa) che la sottospinta idraulica (40kPa).

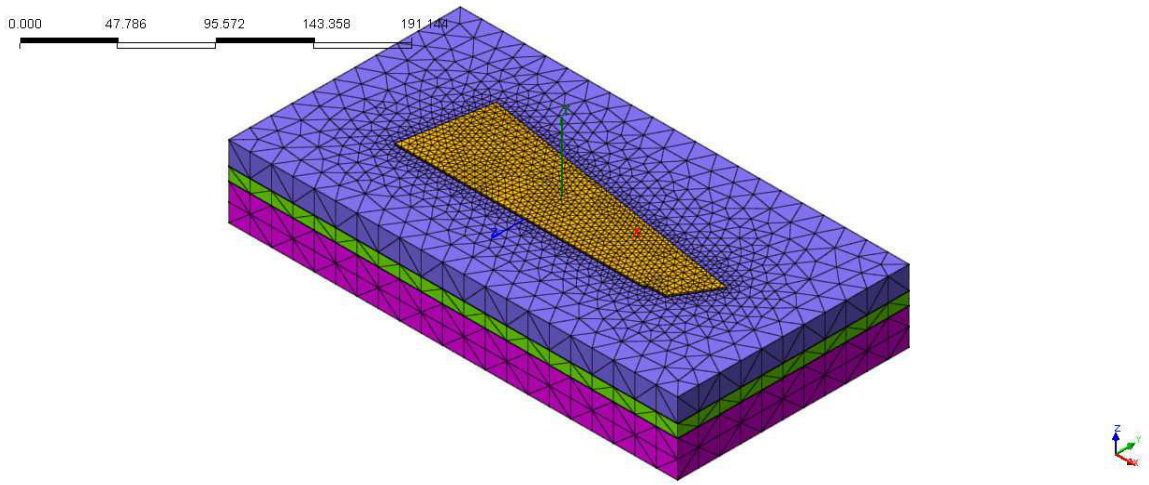


Figura 15 ***geometria e mesh di calcolo del modello di calcolo realizzato con Midas$_{GTS}$***

I risultati di tale analisi, come riportato in dettaglio nell'allegato B, hanno portato a stimare cedimenti massima dell'ordine di 3 cm con cedimenti differenziali ridotti che portano a distorsioni angolari massime superiori a 1 su 1000. Si tratta di valori che si ritengono più che accettabili sia per le ipotesi cautelative si per il fatto che si tratta di cedimenti che in buona parte maturano in fase di realizzazione delle opere.

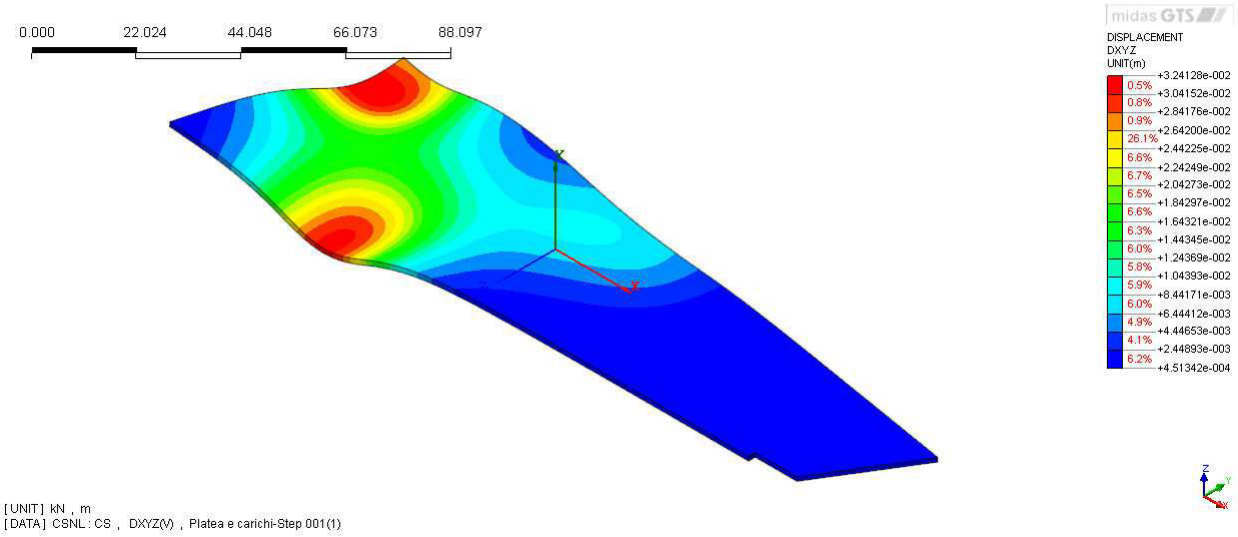


Figura 16 andamento dei cedimenti della platea con mesh deformata

La scelta di realizzare una fondazione di tipo diretto non comporta opere di fondazione di tipo profondo limitando così le interferenze con la falda naturale ed il regime idrogeologico locale.

In fase di progettazione esecutiva verrà valutato con opportuni modelli il comportamento dell'intero complesso, considerando anche la presenza dei diaframmi, nei confronti del rischio di sollevamento di porzioni di edifici a causa delle sottopressioni agenti alla base della platea, prevedendo, se necessario, un appesantimento della stessa in alcune limitate zone evitando così il ricorso a pali o diaframmi di ancoraggio.

5 RISCHIO SISMICO

In conformità a quanto indicato dall'OPCM 3274 con D.G.R. n.1362 del 2010 la Regione Liguria ha classificato il comune di Albenga in classe sismica 3; i valori delle massime accelerazioni orizzontali nel periodo di riferimento sono quelli indicati nell'allegato B delle NTC 08.

Nella relazione di fattibilità geologica il geol. Macciò del maezo 2012 non esclude la possibilità di fenomeni di liquefazione del terreno vista la presenza di un terreno sabbioso superficiale con quota di falda in prossimità del p.c..

In base ai risultati delle indagini integrative condotte sono state condotte le verifiche nei confronti del rischio di liquefazione dei terreni di fondazione. Tali verifiche, riportate in dettaglio nell'allegato C, hanno escluso che tale fenomeno possa verificarsi.

I sondaggi S1 e S2 sono stati attrezzati per condurre indagini geognostiche tipo Down Hole per la determinazione in via diretta della velocità equivalente $V_{s,30}$ delle onde di taglio entro i primi 30 metri rispetto al piano di imposta delle fondazioni.

I valori $V_{s,30,}$ determinati con riferimento al piano campagna, risultano 330 e 400 m/s, cui corrispondono rispettivamente le categorie di sottosuolo definitive dal NTC 08 C e B, mentre i valori $V_{s,30,}$ determinati con riferimento alla quota di imposta della platea di fondazione, risultano superiori a 400 m/s ovvero corrispondenti alla categoria di sottosuolo B.



Prof. Ing. Francesco Colleselli

Ing. Giuseppe Colleselli



ALLEGATO A: MODELLO DI FLUSSO, IMPATTO SULLA FALDA

Per valutare l'impatto dell'opera sul regime della falda e sulla circolazione idrica sotterranea, è stato implementato un modello di calcolo agli elementi finiti con il software FEFLOW, appositamente studiato per l'analisi dei moti di filtrazione ed in grado di tener conto della stratificazione del terreno (con caratteristiche di permeabilità variabili da strato a strato e con strati di qualsivoglia forma e penedenza), consentendo di modellare la presenza di barriere impermeabili.

La geometria del modello predisposto è raffigurata nelle seguenti figure.

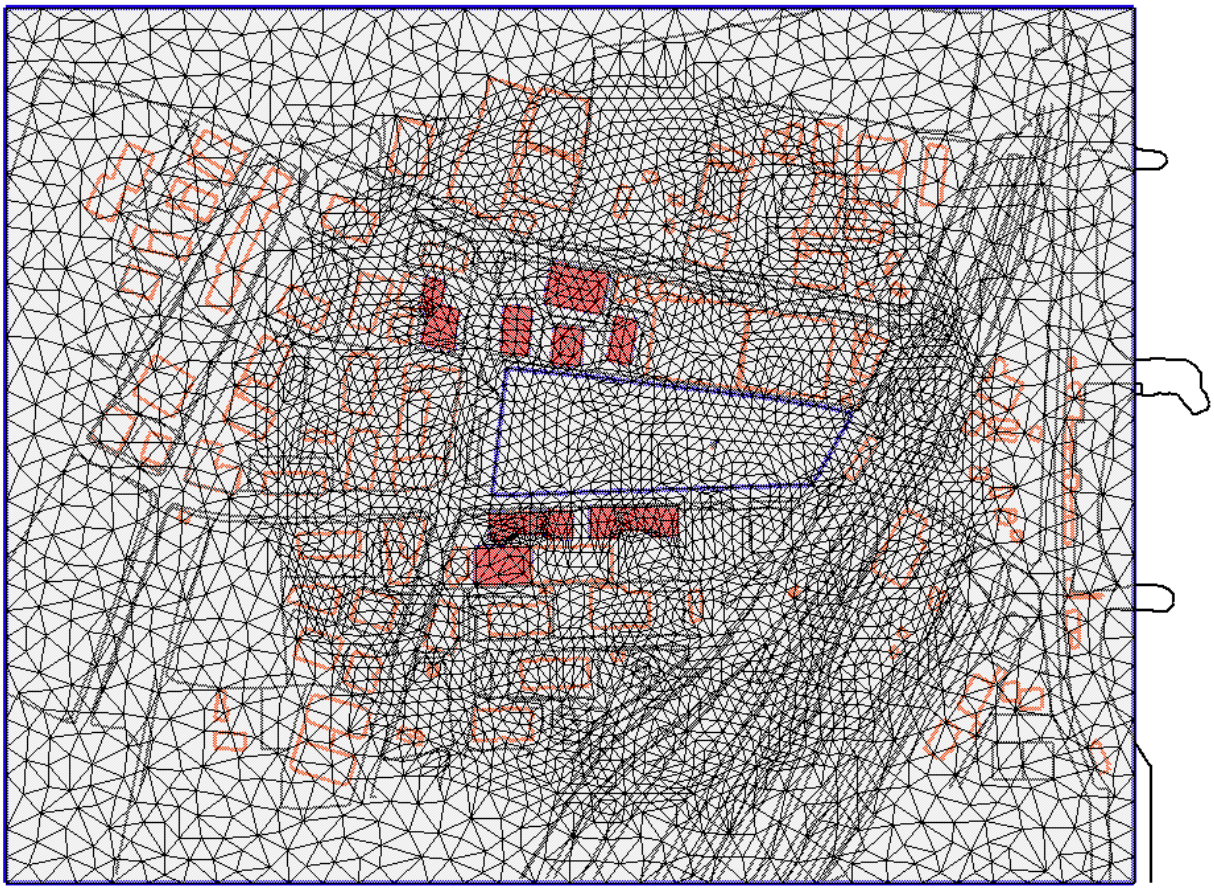


Figura1: vista dall'alto del modello numerico con mesh di calcolo ed ubicazione area di intervento e strutture adiacenti

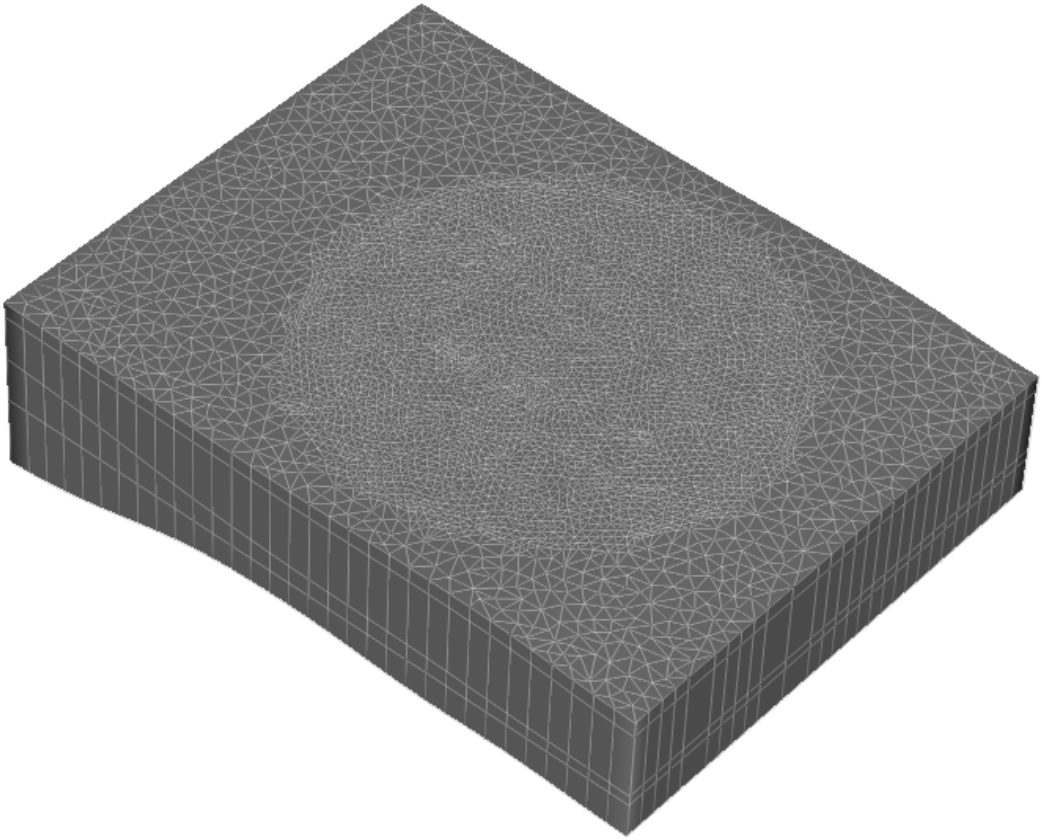


Figura2: vista tridimensionale della mesh di calcolo

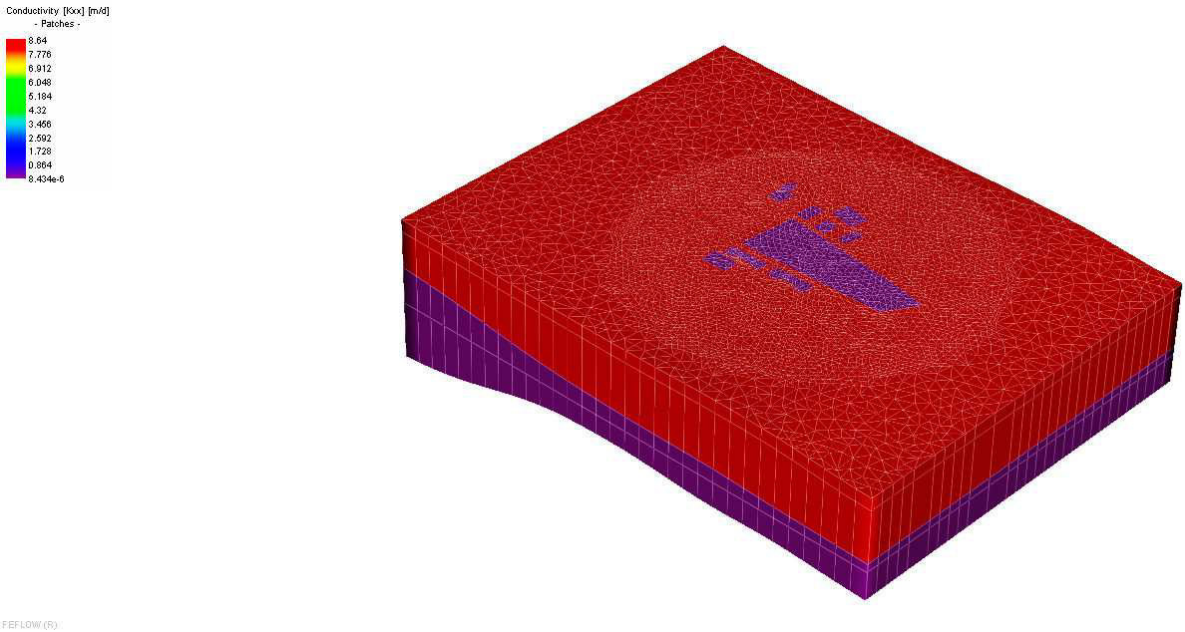


Figura3: vista tridimensionale della mesh di calcolo con indicazione delle permeabilità associate alle diverse zone

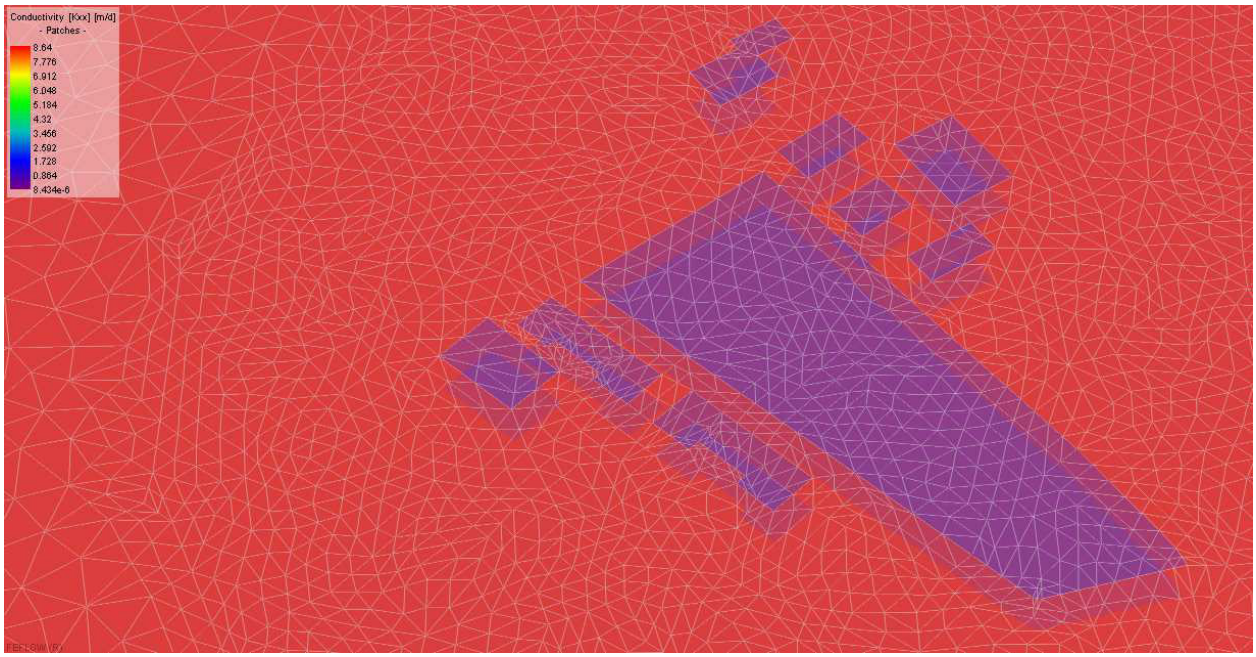


Figura4: zone impermeabili (area di scavo confinata dai diaframmi ed interrati) da piano campagna a 3m di profondità

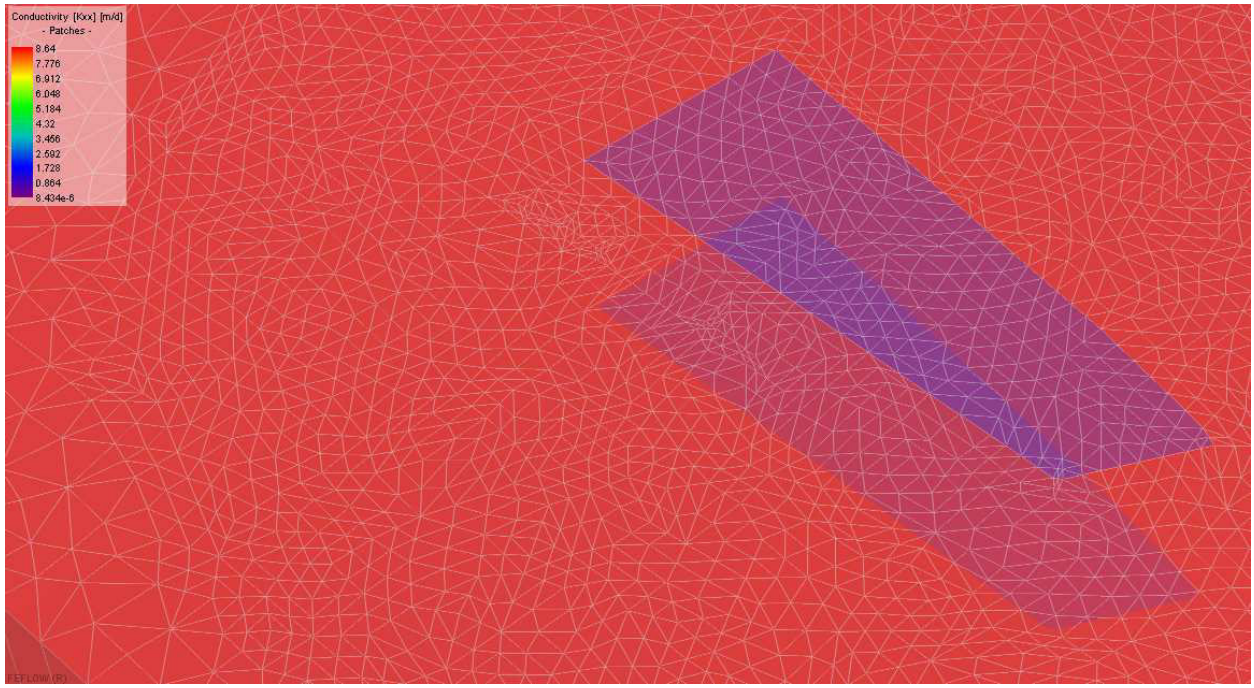


Figura5: zona impermeabile (area di scavo confinata dai diaframmi) da piano da 3m di profondità fino al tetto dello strato argilloso

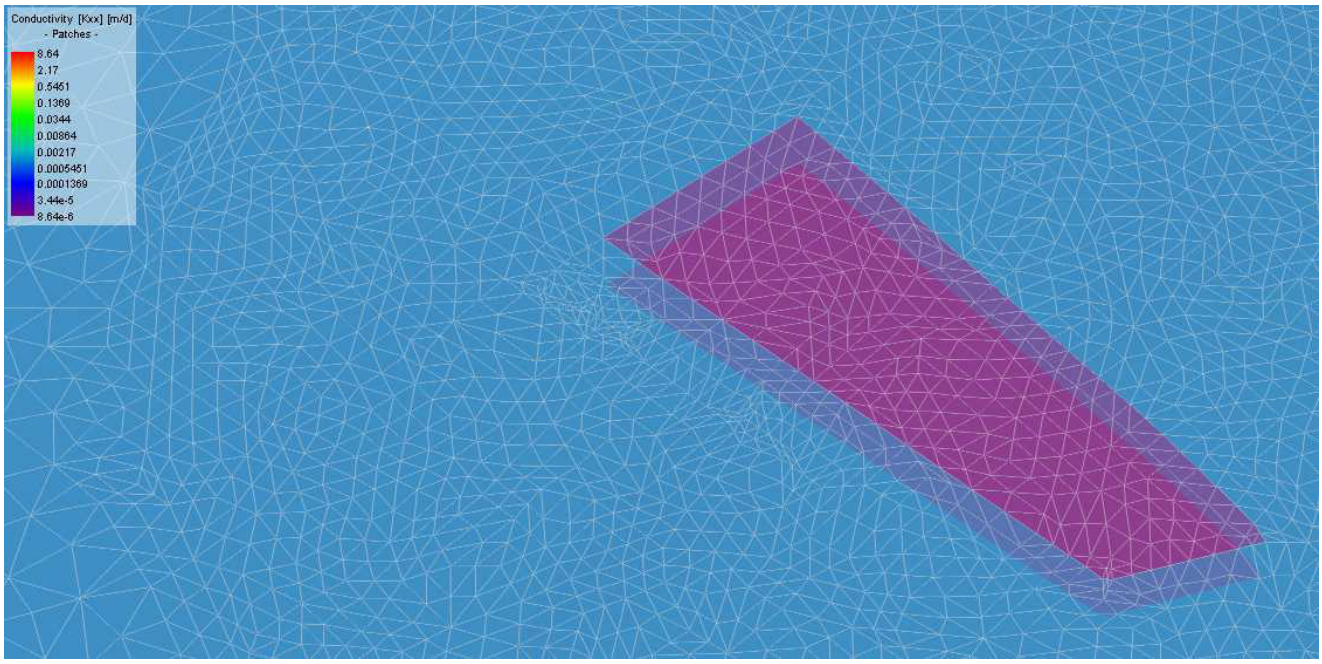


Figura6: zona impermeabile (area di scavo confinata dai diaframmi) da piano dal tetto dello strato argilloso alla base dei diaframmi

Le analisi, finalizzate a valutare l'impatto dell'opera sulla circolazione idrica sotterranea, sono state svolte in condizioni di moto permanente, nella duplice ipotesi di gradiente idraulico fra monte e valle i=1$^0/_{00}$ ed i=2$^0/_{00}$: nel modello di calcolo il gradiente idraulico è stato modellato imponendo in corrispondenza della linea di costa la quota piezometrica assoluta pari a 0.0m l.m.m., ed associando al bordo di monte del modello numerico la quota piezometrica assoluta 0.64m l.m.m. (che sullo sviluppo longitudinale del modello di 640m implica i=1$^0/_{00}$) o 1.28 (i=2$^0/_{00}$).

Per ciascuno dei due gradienti è stato studiato un doppio set di permeabilità, per un totale di n°4 analisi numeriche (*Tabella1*).

La stima del coefficiente di permeabilità k è stata condotta sulla base dei risultati delle prove Lefranc a disposizione: in particolare si è fatto riferimento ai risultati delle due prove lefranc S1-1 e S1-2 che si ritengono più significative, con un valore del coefficiente di permeabilità k tipico di una sabbia pari a 3-4 x 10^{-5} m/s.

Non sono invece stati considerati i risultati delle altre prove Lefranc (S2 1, S3 1 e S4 1) che forniscono valori di permeabilità dell'ordine di 1 x 10^{-8} m/s, eseguite in corrispondenza di lenti localizzate e di spessore limitato di terreno con frazione fine importante.

Sono stati quindi sviluppati due modelli: uno con permeabilità dell'acquifero di 10^{-4} m/s e l'altro di 10^{-5} m/s in modo da considerare un più ampio range di permeabilità.

	Gradiente	*Permeabilità* k_{sabbia} *[m/s]*	*Permeabilità* $k_{argilla}$ *[m/s]*	$k_{volumi\ impermeabili}$ *[m/s]*
ModelloA	$1\ ^0/_{00}$	***1.0E-04***	*1.0E-08*	*1.0E-10*
ModelloB	$1\ ^0/_{00}$	***1.0E-05***	*1.0E-08*	*1.0E-10*
ModelloC	$2\ ^0/_{00}$	***1.0E-04***	*1.0E-07*	*1.0E-10*
ModelloD	$2\ ^0/_{00}$	***1.0E-05***	*1.0E-07*	*1.0E-10*

Tabella1: modelli numerici predisposti

Dalle analisi svolte risulta che l'andamento della quota piezometrica fra monte e valle dell'opera, viene perturbato, rispetto alla condizione indisturbata, in modo limitato a causa della presenza del volume impermeabile delimitato dai diaframmi in c.a..

Nei due modelli con i=$1^0/_{00}$, la quota piezometrica a monte dell'opera aumenta rispetto all'indisturbata di circa 15mm. La quota di valle diminuisce rispetto all'indisturbata di circa 40mm (*Figura7, Figura8, Figura9* per ModelloA*, Figura10, Figura11, figura12* per ModelloB).

Nei due modelli con i=$2^0/_{00}$, la quota piezometrica a monte dell'opera aumenta di 30mm, quella di valle diminuisce di circa 70mm (*Figura13, Figura14, Figura15* per ModelloC*, Figura16, figura17, Figura18* per ModelloD).

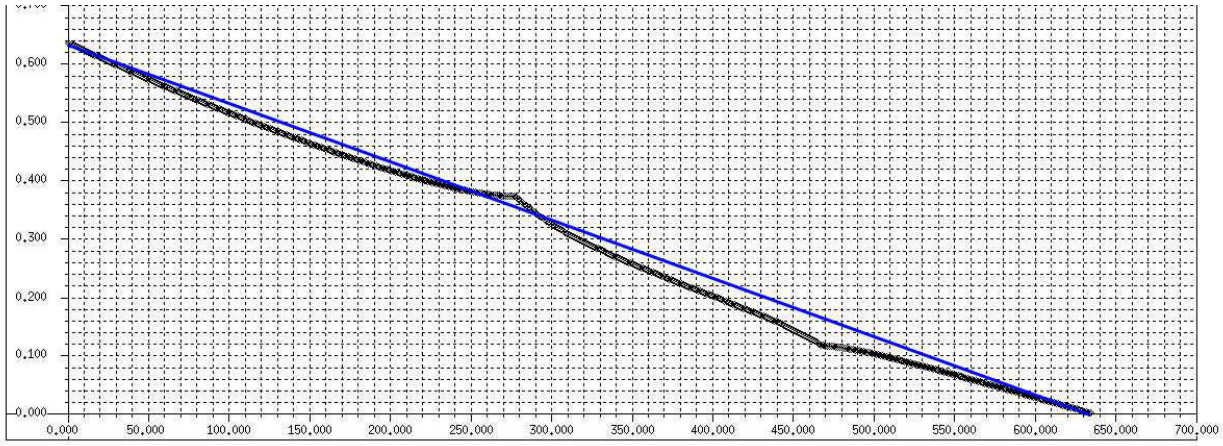


Figura7: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloA

(sezione longitudinale in corrispondenza della mezzeria dell'area)

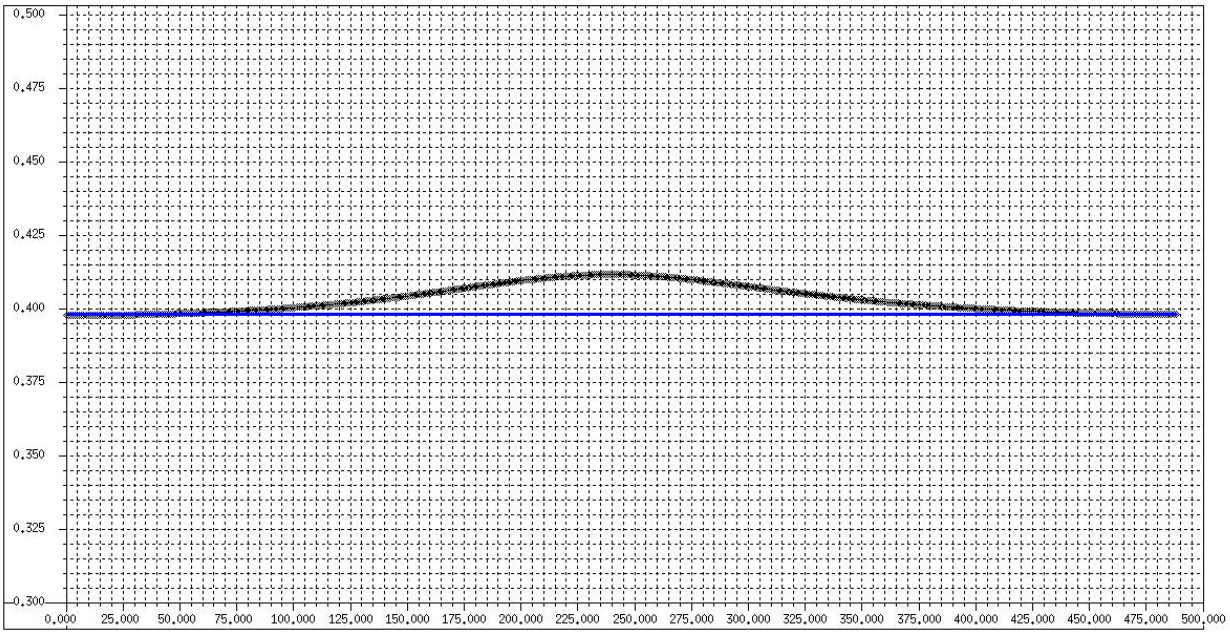


Figura8: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloA

(sezione trasversale a monte dell'area)

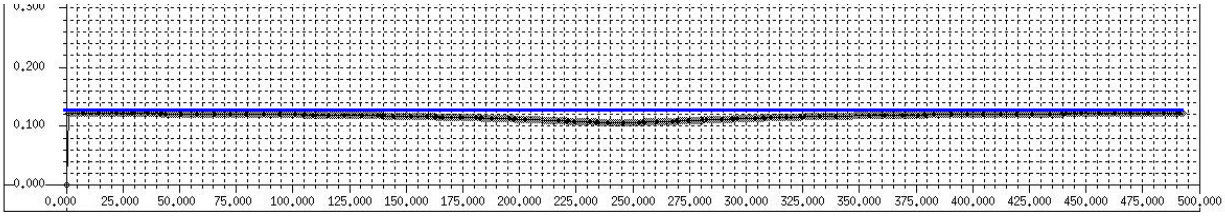


Figura9: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloA

(sezione trasversale a valle dell'area)

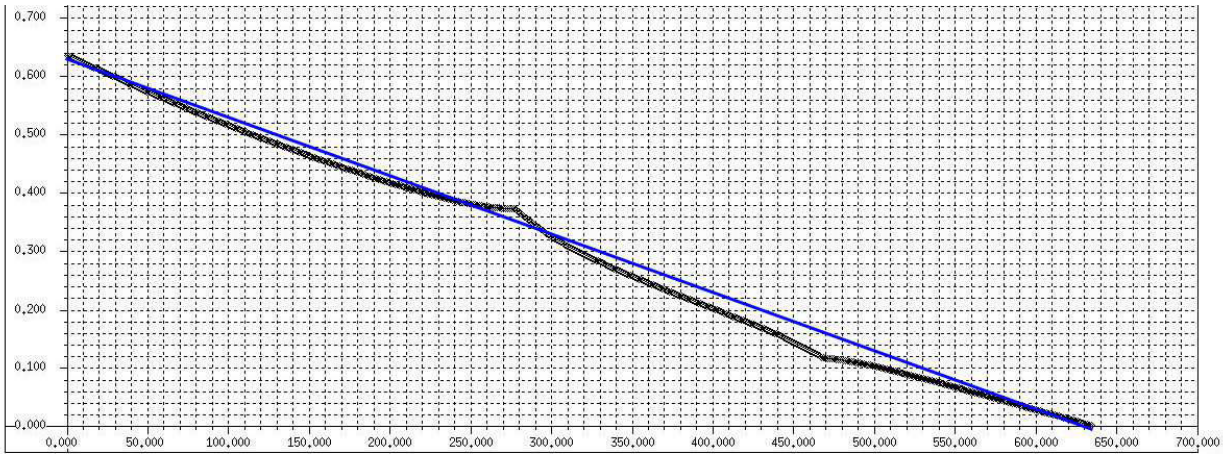


Figura10: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloB

(sezione longitudinale in corrispondenza della mezzeria dell'area)

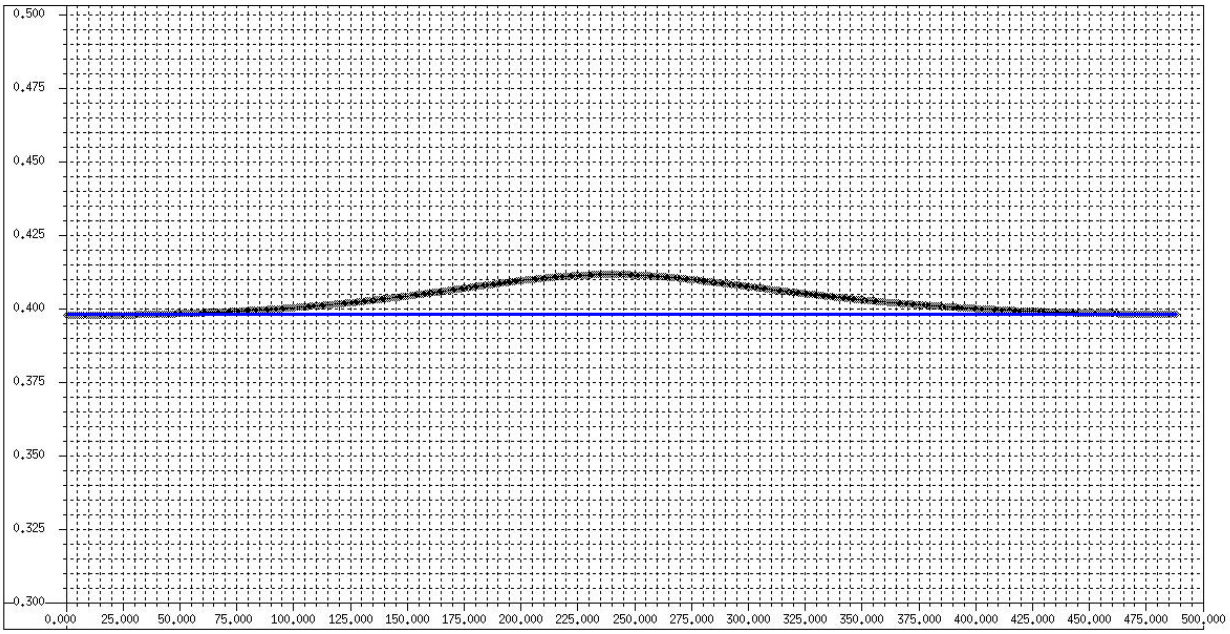


Figura11: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloB

(sezione trasversale a monte dell'area)

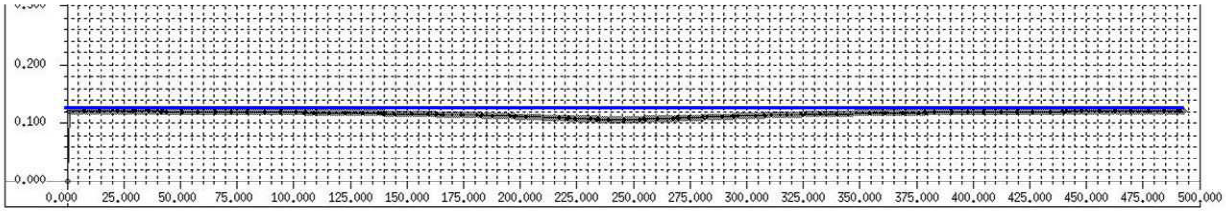


Figura12: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloB

(sezione trasversale a valle dell'area)

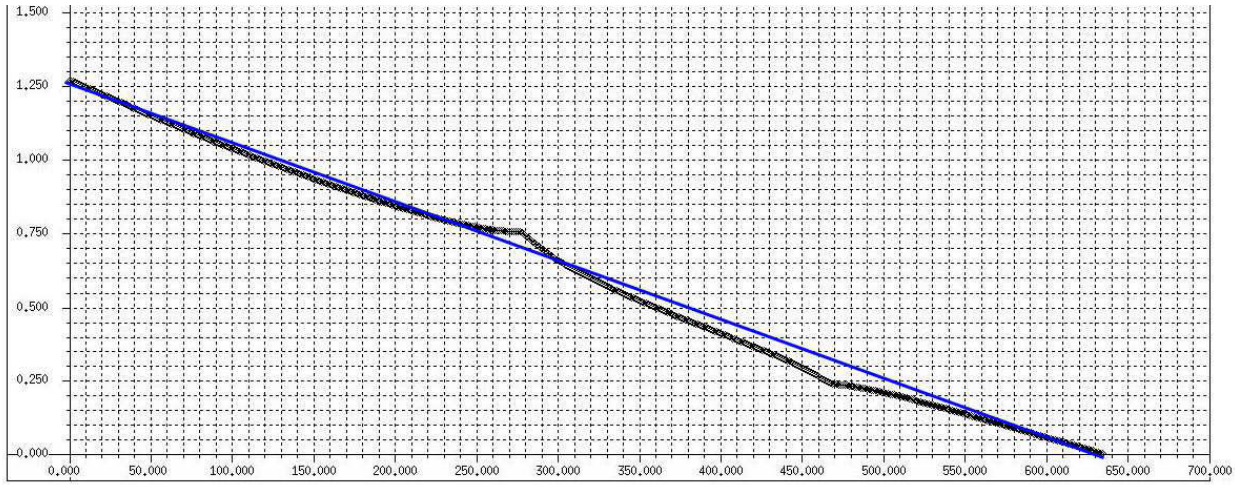


Figura13: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloC

(sezione longitudinale in corrispondenza della mezzeria dell'area)

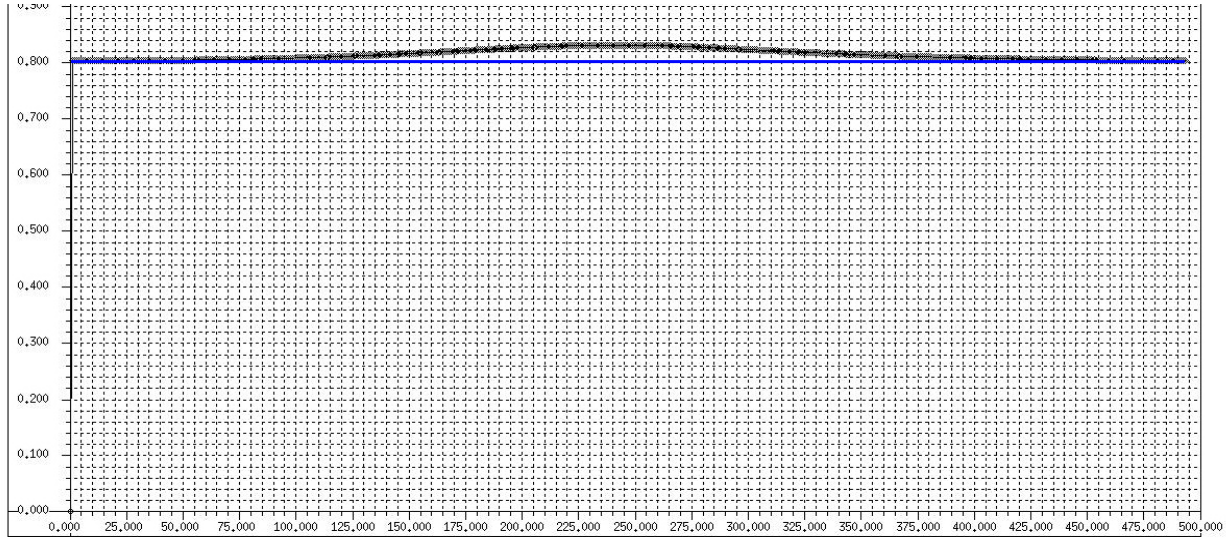


Figura14: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloC

(sezione trasversale a monte dell'area)

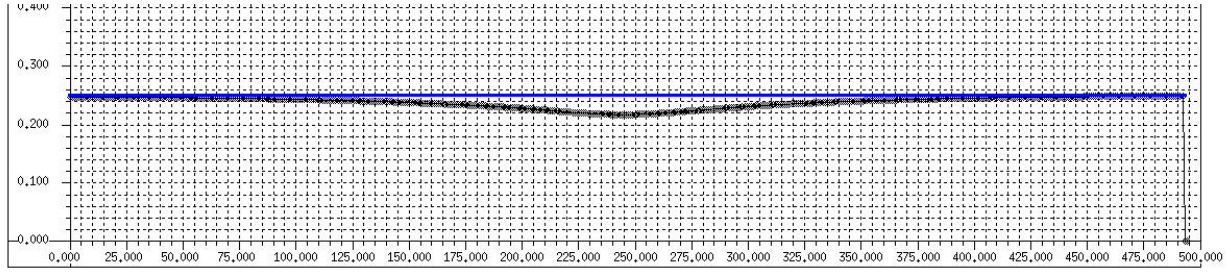


Figura15: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloC

(sezione trasversale a valle dell'area)

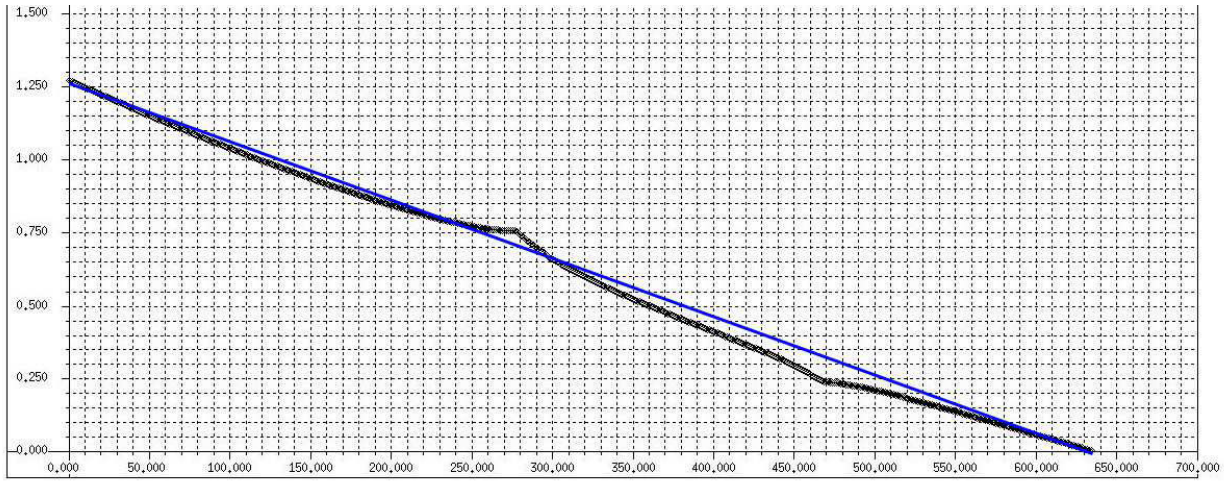


Figura16: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloD

(sezione longitudinale in corrispondenza della mezzeria dell'area)

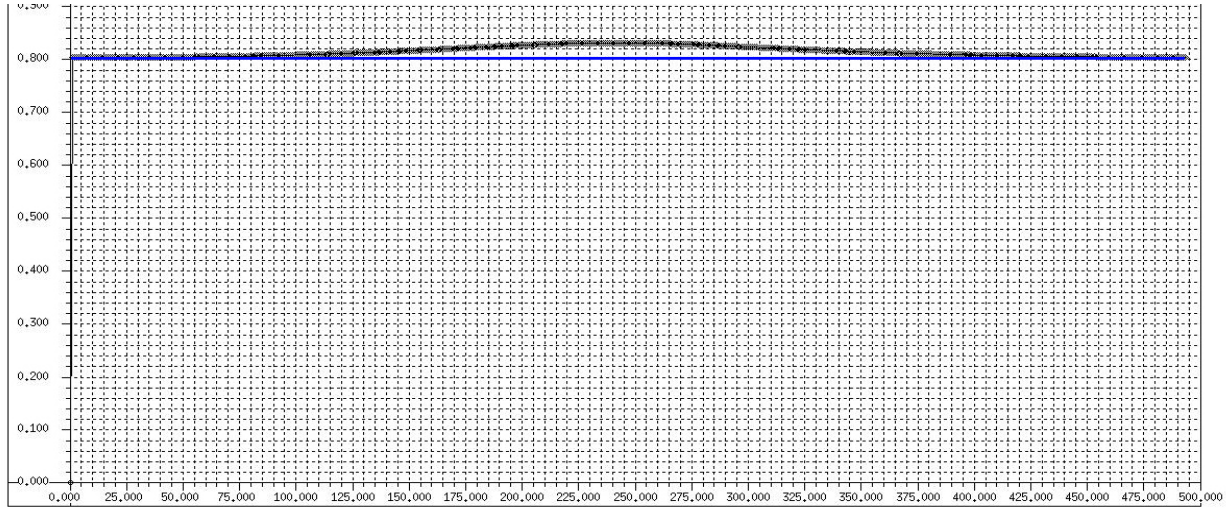


Figura17: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloD

(sezione trasversale a monte dell'area)

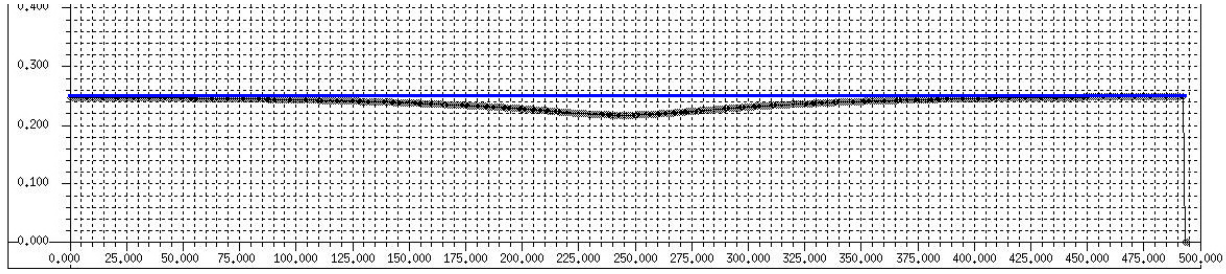


Figura18: variazione quota piezometrica in corrispondenza dell'opera in progetto, ModelloD

(sezione trasversale a valle dell'area)

ALLEGATO B: STIMA CEDIMENTI FONDAZIONE DIRETTA

Data la complessità della geometria e la disuniformità dei carichi agenti in fondazione, per valutare i cedimenti delle strutture in progetto è stato realizzato un modello numerico utilizzando il codice tridimensionale MIDAS$_{GTS}$ (v.1.2 - 2010).

MIDAS$_{GTS}$ è un software tridimensionale ad elementi finiti sviluppato per l'analisi della meccanica dei terreni, che integra tutte le funzionalità necessarie all'analisi strutturale per i più svariati problemi tipici dell'ingegneria geotecnica: scavi, stabilità dei pendii, paratie, fondazioni superficiali o profonde, gallerie, interazione terreno struttura, moti di filtrazione in regime stazionario o transitorio, consolidazione, analisi dinamiche e sismiche etc..

MIDAS$_{GTS}$ è stato sviluppato in joint venture con TNO-DIANA (Delft University of Technology), collaborazione fondamentale per la validazione di modelli e solutori: il codice oltre a consentire la generazione di geometrie di qualsivoglia complessità e rappresentative della realtà, permette di seguire fedelmente le fasi costruttive attivando, disattivando gli elementi finiti o modificandone le proprietà.

L'analisi è stata svolta con riferimento alla stratigrafia ed ai parametri geotecnici caratteristici riportati in *Tabella1*.

Ai terreni è stato assegnato il modello costitutivo lineare elastico: per la caratterizzazione del suolo il modello richiede i seguenti parametri:

- il modulo elastico di Young E;
- il modulo di Poisson ν;
- il peso di volume del terreno γ.

PROFILO STRATIGRAFICO							
	Tipo [-]	Spess. [m]	Da [m]	A [m]	γ [kN/m^3]	E [MPa]	ν [-]
Strato1	Sabbia	16.0	0.0	-16.0	20.0	30	0.30
Strato2	Argilla	9.0	-16.0	-25.0	19.0	8	0.30
Strato3	Ghiaia addensata	25.0	-25.0	-50.0	20.0	60	0.20

Tabella1: profilo stratigrafico e parametri geotecnici

Nel modello lo strato di terreno coesivo, che dalle indagini risulta avere andamento decrescente da monte verso valle (Est→Ovest) con spessore massimo di 8÷9m circa al di sotto del lato Est dell'opera, è stato cautelativamente modellato di spessore costante pari a 9m. Il

modulo elastico considerato per tale strato tiene conto anche dei livelli incoerenti di spessore inferiore al metro presenti.

Il calcolo dei cedimenti è stato svolto attribuendo ai terreni moduli elastici di "compressione vergine", trascurando il limitato cedimento legato ai modesti incrementi di tensione efficacie di ricompressione e considerando agente alla base della platea un battente d'acqua cautelativamente di soli 4m.

Per questo motivo alle tensioni SLE che le diverse parti della struttura e la platea trasmettono al terreno di fondazione (*Figura2*), sono stati tolti sia del peso di terreno asportato (pari a circa 95kPa) che la sottospinta idraulica (cautelativamente ridotta a soli 40kPa).

La geometria e la mesh di calcolo predisposta sono riportate nella seguente *Figura 1*.

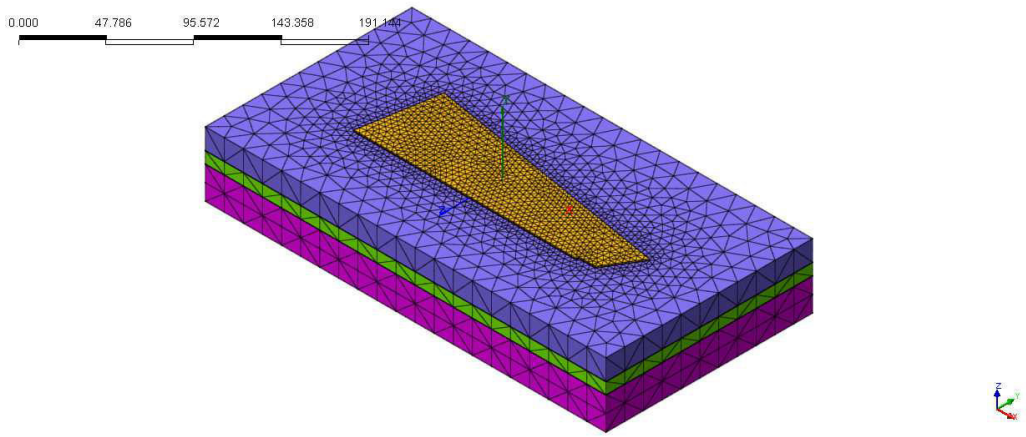


Figura 1: geometria e mesh di calcolo del modello di calcolo realizzato con Midas$_{GTS}$

La platea, di spessore 1.5m, è stata modellata come indicato in *Figura 2*, in cui sono indicati i carichi applicati al suo estradosso.

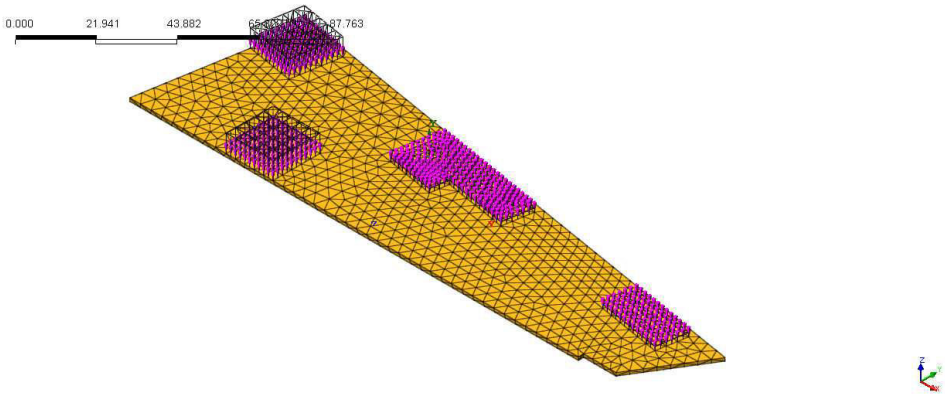


Figura 2: platea modellata e carichi agenti

L'andamento dei cedimenti risultanti viene riassunto nelle seguenti figure.

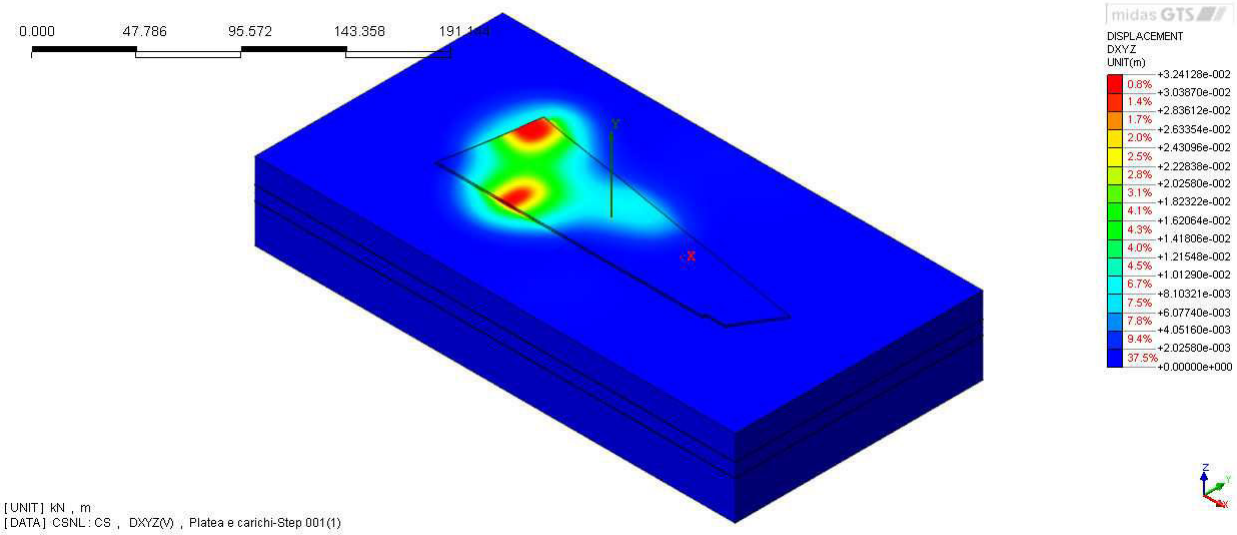


Figura 3: cedimenti massimi della platea

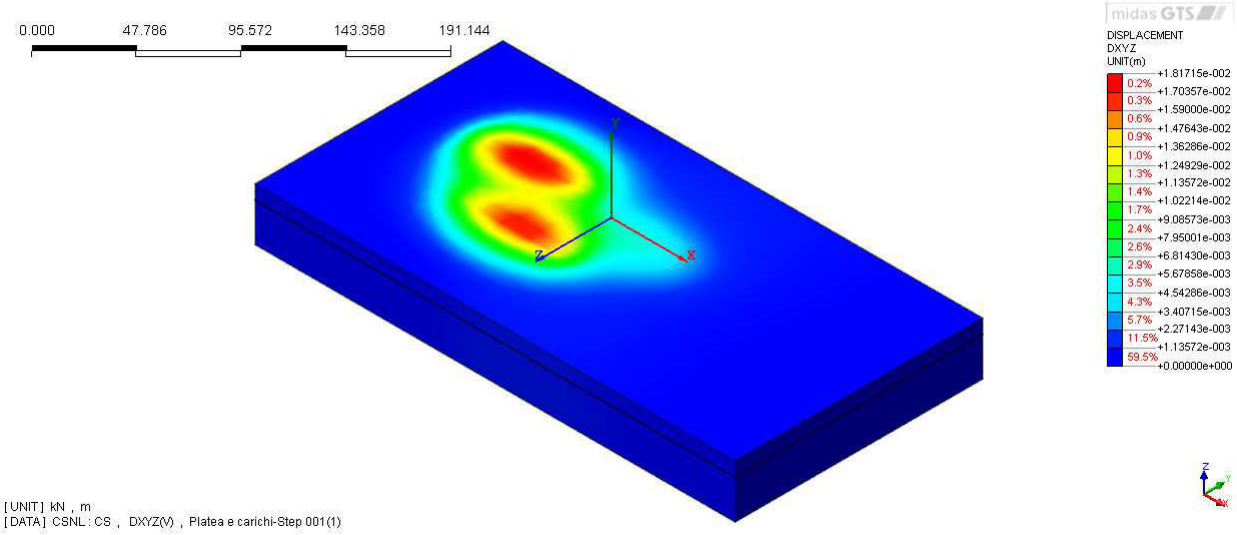


Figura 4: andamento dei cedimenti sulla superficie dello strato coesivo

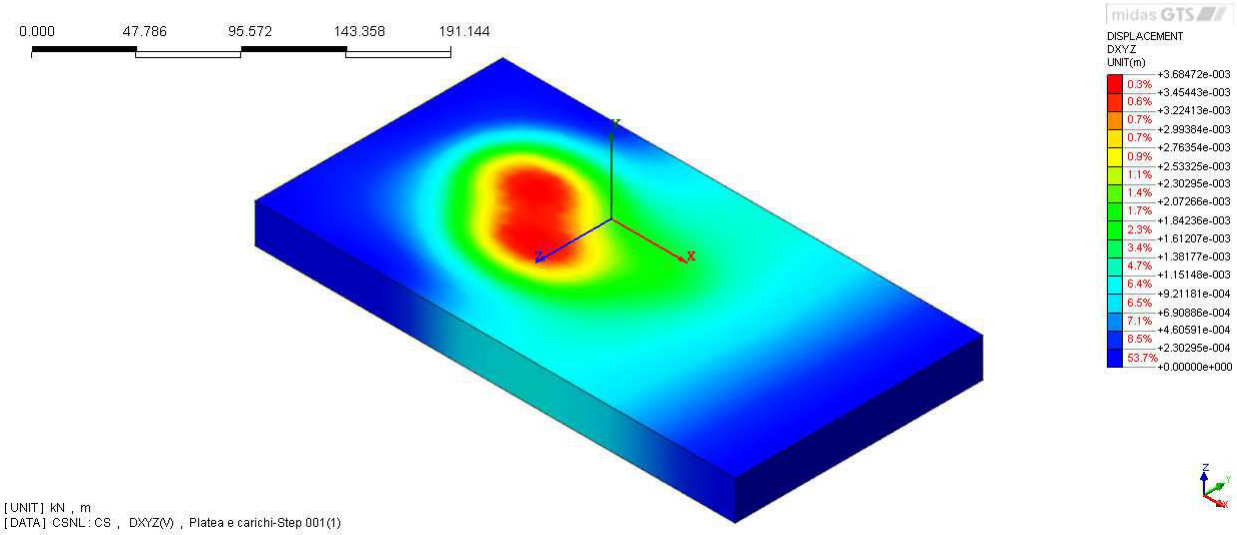


Figura 5: andamento dei cedimenti sulla superficie dello strato di ghiaia addensata

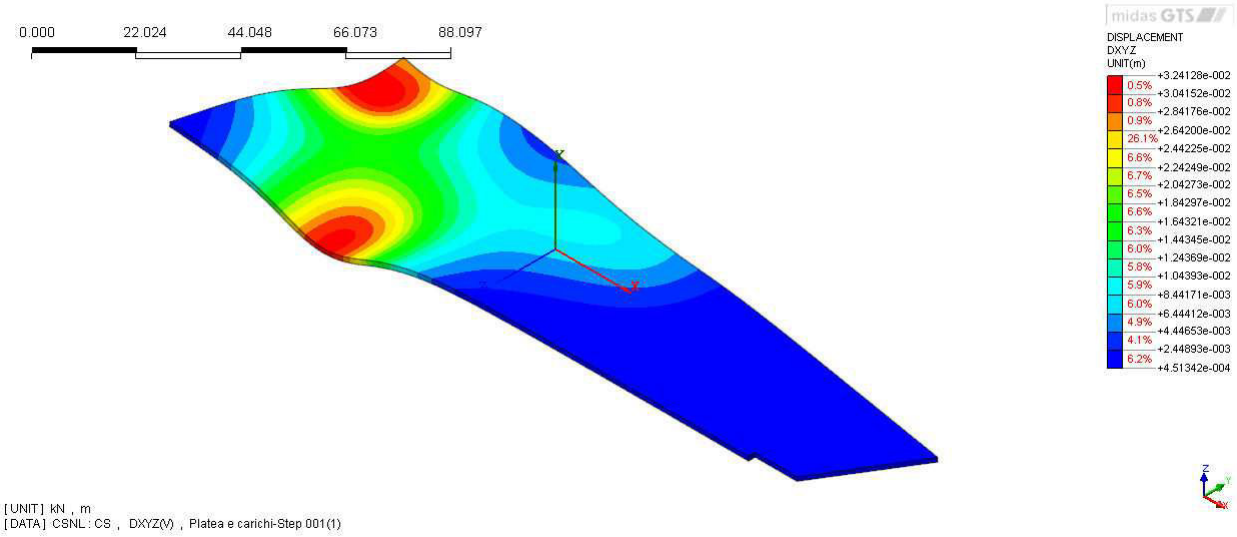


Figura 6: andamento dei cedimenti della platea con mesh deformata

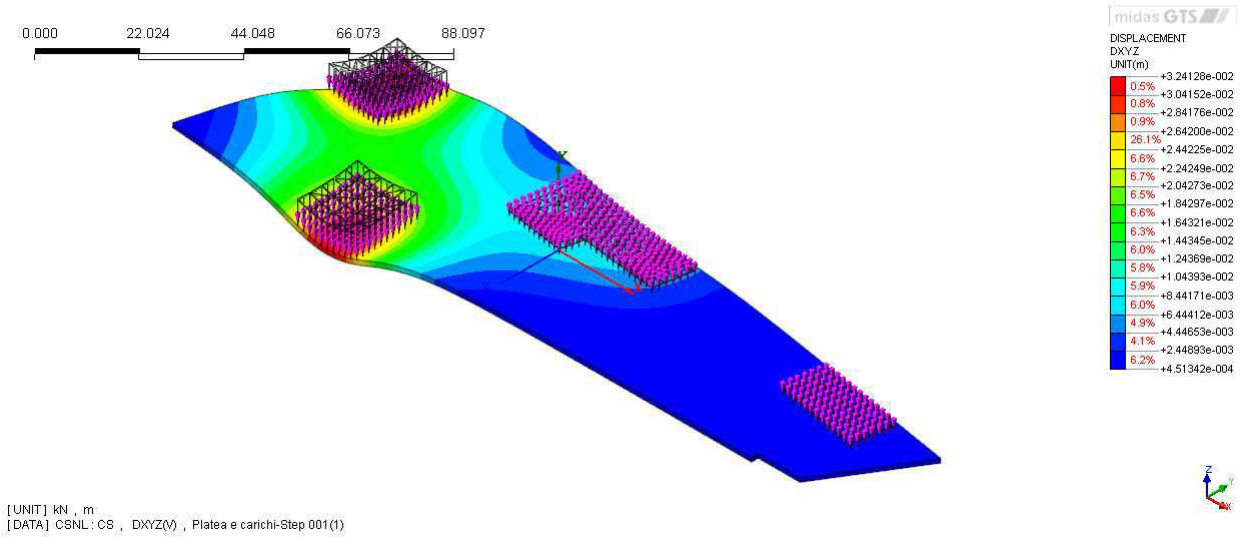


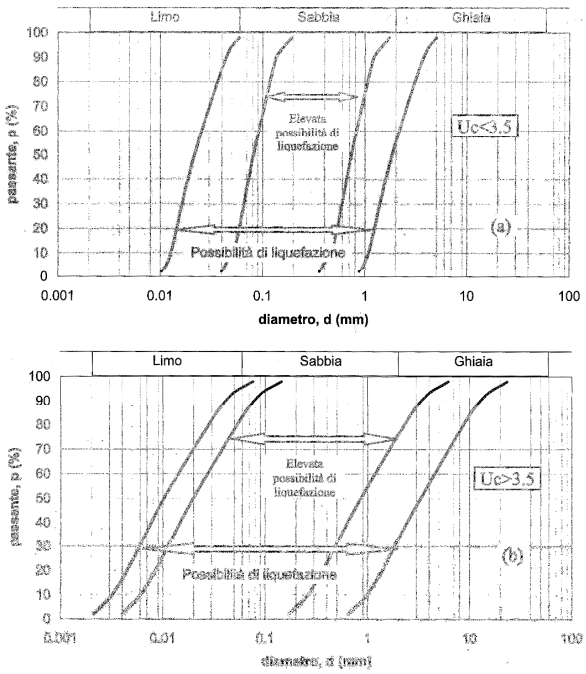
Figura 7: andamento dei cedimenti della platea con mesh deformata e carichi agenti

Dal calcolo risultano cedimenti massimi dell'ordine di 30÷35mm al di sotto delle due torri di maggiore altezza (vertice Nord-Ovest e lato Sud), con distorsioni angolari massime minori di 1/1000.

ALLEGATO C: VERIFICHE NEI CONFRONTI DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

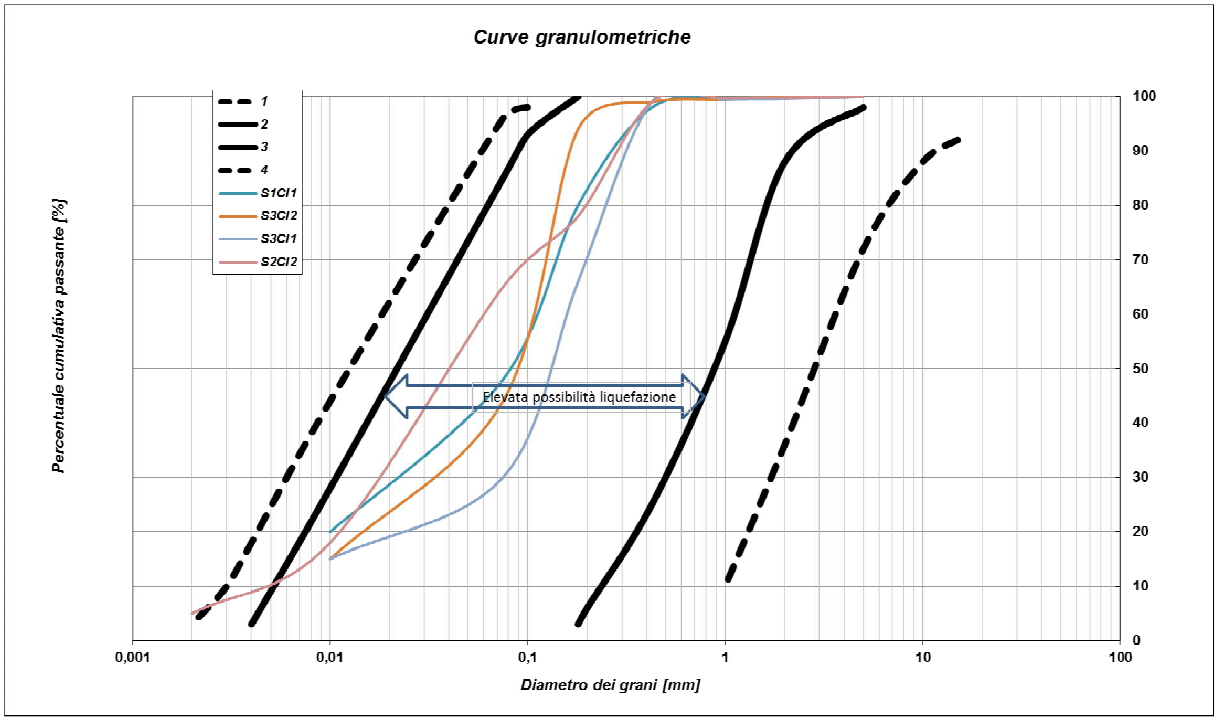
Secondo quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/08, la valutazione della suscettibilità alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}>30$ oppure $q_{c1N}>180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella *figura* riportata in seguito.



Nella situazione in esame si trovano le seguenti condizioni:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 6.37[1];
- accelerazione massima attesa (vita nominale 50 anni, classe uso 2, categoria sottosuolo assunta in via cautelativa pari a C) a_{max} = 0.189 g
- profondità media falda 1.5 m;
- depositi costituiti da sabbie sino a 14÷16m di profondità da piano campagna caratterizzati da N_{SPT}<30;
- distribuzione granulometrica riportata nel seguente grafico



In base a quanto prescritto dalle NTC 08 è dunque necessario condurre le verifiche nei confronti del rischio di liquefazione: a tale scopo è stato utilizzato un metodo di tipo storico-empirico, nel quale il coefficiente di sicurezza F_L alla liquefazione viene espresso dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (rapporto di resistenza ciclica CRR) e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto (rapporto di tensione ciclica CSR) (si veda

[1] Gruppo di lavoro (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dell'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il dipartimento della protezione civile, INGV, Milano-Roma aprile 2004.

Associazione Geotecnica Italiana: Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, linee guida Marzo 2005).

Anche se non viene fissato un valore minimo per F_L, il valore al quale si fa usualmente riferimento è 1.2.

Con riferimento a tale situazione, è stato innanzitutto determinato il rapporto di tensione ciclica CSR, attraverso la seguente relazione:

$$CSR = 0.65\left(\frac{a_{\max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v^{'}}\right)r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione massima al piano campagna del terremoto di progetto;
- g l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v rispettivamente la tensione verticale totale ed efficace alla profondità considerata;
- r_d coefficiente riduttivo dell'azione sismica (Idriss e Boulanger, 2004), che porta in conto la deformabilità del suolo dato dalla seguente(dove z è la profondità dal piano campagna in metri e M la magnitudo dell'evento sismico atteso):

$$r_d = \exp\left[\left(-1.012 - 1.126\sin(\frac{z}{11.73} + 5.133)\right) + \left(0.106 + 0.118\sin(\frac{z}{11.28} + 5.142)\right)M\right]$$

Poiché la suddetta proceduta è stata elaborata per terremoti di magnitudo pari a 7.5, con la seguente relazione si può ricondurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5 $(CRS)_{M=7.5}$:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CRS}{MSF}$$

dove MSF (Idriss e Boulanger, 2004):

$$MSF = 6.9\exp(\frac{-M}{4}) - 0{,}058 \le 1.8$$

Per la determinazione del rapporto di resistenza ciclica CRR si è fatto invece riferimento alle relazioni di Idriss & Boulanger (2004), ottenuta per eventi sismici di M=7.5:

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + (\frac{(N_1)_{60cs}}{126})^2 - (\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6})^3 + (\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4})^4 - 2.8\right]$$

dove $(N_1)_{60cs}$ è il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ riportata ad un'equivalente per le sabbie pulite in funzione della frazione fine FC in base alla seguente:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp\left[1.63 + \frac{9.7}{FC} - (\frac{15.7}{FC})^2\right]$$

A sua volta il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ viene derivato dal valore N_{SPT} in base alla seguente correlazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove:

- C_N è un fattore correttivo che tiene conto della pressione verticale pari:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma_v'}\right)^{0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}}}$$

- C_E è un fattore correttivo per ricondurre le misure ad un rendimento energetico del 60% pari al rendimento medio del campionatore diviso per 60;
- C_B fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggi; C_s per il tipo di attrezzo e C_R per la lunghezza delle aste, definiti in base alla seguente tabella.

Fattore correttivo	Variabile	Valore del fattore correttivo
Diametro del foro di sondaggio, C_B	65 ÷ 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Lunghezza delle aste, C_R	3 ÷ 4 m	0.75
	4 ÷ 6 m	0.85
	6 ÷ 10 m	0.95
	10 ÷ 30 m	1.0
	> 30 m	> 1.0
Tipo di fustella, C_S	Campionatore standard	1.0
	Campionatore senza astuccio	1.1 ÷ 1.3

Dal calcolo risulta sempre F_L >1.2. la verifica alla liquefazione risulta dunque soddisfatta. Solo in corrispondenza della prova condotta a 15 m di profondità nel sondaggio S2 si è

determinato un valore di F_L minore e pari a 1 si tratta però di un livello isolato di natura limosa e quindi difficilmente suscettibile quindi a liquefazione.

Acc. max	a_{max}
	0,189 g

Magnitudo	M
	6,37

Valutazione del fattore di sicurezza nei confronti della LIQUEFAZIONE utilizzando i risultati di prove SPT (*"Metodo di analisi dinamica semplificata in termini di tensioni totali"* Linee guida AGI, Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica)

Sondaggio S1										Il tipo di terreno entra in gioco tramite il coefficiente FC											
Profondità	Peso di volume γ	Tensione totale σ_v	Peso di volume γ'	Tensione efficace σ'_v	r_d	$CSR_{M=7,5}$	MSF	MSF	CSR	N_{SPT}	C_N	ER_m	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	FC	$(N_1)_{60cs}$	CRR	F_L
[m]	[kN/m^3]	[kPa]	[kN/m^3]	[kPa]								%						%			
	Sovracc.	0	Sovracc.	0																	
1,4	20	28	20	28																	
7,5	**20**	150	**10**	89	0,877	0,182	1,346	1,346	0,135	**13**	1,06	**60**	1	**1**	**0,95**	**1**	13,1	40,0	18,7	0,191	**1,41**
10,5	**20**	210	**10**	119	0,811	0,176	1,346	1,346	0,131	**19**	0,92	**60**	1	**1**	**1**	**1**	17,5	40,0	23,1	0,251	**1,92**
13,5	**20**	270	**10**	149	0,744	0,166	1,346	1,346	0,123	**14**	0,81	**60**	1	**1**	**1**	**1**	11,4	40,0	16,9	0,173	**1,41**
16,5	**20**	330	**10**	179	0,681	0,154	1,346	1,346	0,115	**12**	0,72	**60**	1	**1**	**1**	**1**	8,7	20,0	13,1	0,141	**1,23**

Sondaggio S2										Il tipo di terreno entra in gioco tramite il coefficiente FC											
Profondità	Peso di volume γ	Tensione totale σ_v	Peso di volume γ'	Tensione efficace σ'_v	r_d	$CSR_{M=7,5}$	MSF	MSF	CSR	N_{SPT}	C_N	ER_m	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	FC	$(N_1)_{60cs}$	CRR	F_L
[m]	[kN/m^3]	[kPa]	[kN/m^3]	[kPa]								%						%			
	Sovracc.	0	Sovracc.	0																	
1,3	20	26	20	26																	
8,0	**20**	160	**10**	93	0,866	0,183	1,346	1,346	0,136	**23**	1,03	**60**	1	**1**	**0,95**	**1**	22,5	40,0	28,1	0,388	**2,85**
9,0	**20**	180	**10**	103	0,844	0,181	1,346	1,346	0,135	**20**	0,99	**60**	1	**1**	**0,95**	**1**	18,7	40,0	24,3	0,275	**2,04**
12,5	**20**	250	**10**	138	0,766	0,170	1,346	1,346	0,127	**11**	0,84	**60**	1	**1**	**1**	**1**	9,2	40,0	14,8	0,154	**1,22**
15,0	**20**	300	**10**	163	0,712	0,161	1,346	1,346	0,120	**6**	0,74	**60**	1	**1**	**1**	**1**	4,4	65,0	10,0	0,118	**1,00**

Sondaggio S3										Il tipo di terreno entra in gioco tramite il coefficiente FC											
Profondità	Peso di volume γ	Tensione totale σ_v	Peso di volume γ'	Tensione efficace σ'_v	r_d	$CSR_{M=7,5}$	MSF	MSF	CSR	N_{SPT}	C_N	ER_m	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	FC	$(N_1)_{60cs}$	CRR	F_L
[m]	[kN/m^3]	[kPa]	[kN/m^3]	[kPa]								%						%			
	Sovracc.	0	Sovracc.	0																	
2,0	20	40	20	40																	
7,5	**20**	150	**10**	95	0,877	0,170	1,346	1,346	0,126	**12**	1,03	**60**	1	**1**	**0,95**	**1**	11,7	30,0	17,1	0,175	**1,38**
10,5	**20**	210	**10**	125	0,811	0,167	1,346	1,346	0,124	**13**	0,89	**60**	1	**1**	**1**	**1**	11,6	30,0	16,9	0,173	**1,39**
13,5	**20**	270	**10**	155	0,744	0,159	1,346	1,346	0,118	**14**	0,79	**60**	1	**1**	**1**	**1**	11,1	40,0	16,7	0,171	**1,44**
16,5	**20**	330	**10**	185	0,681	0,149	1,346	1,346	0,111	**18**	0,73	**60**	1	**1**	**1**	**1**	13,2	40,0	18,8	0,192	**1,73**