

APPALTO INTEGRATO PER LA PROGETTAZIONE E LA REALIZZAZIONE

R.T.I.



R.T.P.



Legale rappresentante:
dott. ing. Francesco Viero



Legale rappresentante:
dott. ing. Gianfranco Marchi



Legale rappresentante
dott. ing. Roberto Tassinari

Responsabile generale
della progettazione:
dott. ing. Guido Zanollo



Responsabile delle
integrazioni specialistiche:
dott. ing. Fabrizio Parboni Arquati



Responsabile della
progettazione strutturale:
dott. ing. Francesco Viero



Co-responsabile della
progettazione strutturale:
dott. ing. Roberto Tassinari



Responsabile della
progettazione geotecnica:
dott. ing. Gianfranco Marchi



Relazione studi ed attività
inerenti la geologia:
dott. geol. Gianluca Benedetti



PROGETTO ESECUTIVO

3					
2	06/07/2016	CMC	CMC - M.B.	L.Z.	Revisione
1	20/04/2016	CMC	CMC - M.B.	L.Z.	Emissione Prog. Esec.
REV.	DATA (DATE)	REDATTO (DRWN)	CONTROL. (CHK'D)	APPROVATO (APPR'D)	DESCRIZIONE (DESCRIPTION)


FUNZIONE O SERVIZIO (DEPARTMENT)

INGEGNERIA ACQUA

PROGETTAZIONE IMPIANTI ACQUA

DENOMINAZIONE IMPIANTO O LAVORO (PLANT OR PROJECT DESCRIPTION)

PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA

IDENTIFICATIVO IMPIANTO (PLANT IDENTIFIER)		WBS R.2150.11.03.00065	CODICE CUP (CUP CODE) H97H14000700005	
		CODICE DOCUMENTO (CODE) C00RC07	N° COMMESSA (JOB N.) 11300273776	
		ID DOCUMENTO (DOCUMENT ID)	NOME FILE (FILE NAME) C00RC07_VER_ELEM_FIN	
<div><p>GRUPPO HERA</p><p>HERA S.p.A. Holding Energia Risorse Ambiente Viale Carlo Berti Pichat 2/4 40127 Bologna tel. 051.287.111 fax 051.287.525 www.gruppohera.it</p></div>		DENOMINAZIONE DOCUMENTO (DOCUMENT DESCRIPTION) VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE		
		SCALA (SCALE) --	N° FOGLIO (SHEET N°) 1	DI (LAST) 30

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	2
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

INDICE

1	OGGETTO E SCOPO	3
2	MODELLO GEOTECNICO.....	5
3	ELEMENTI STRUTTURALI/EDIFICI.....	7
3.1	DIAFRAMMI	7
3.2	SOLAIO DI CONTRASTO SOMMITALE.....	7
3.3	PLATEA IN CORRISPONDENZA DEL PRIMO LIVELLO DI SCAVO	7
3.4	PLATEA DI FONDAZIONE (A STRUTTURA COMPLETA)	7
3.5	ELEMENTI DI CONTROLLO DELLE SOTTOPRESSIONI.....	8
3.6	EDIFICI	8
4	MODELLO E FASI DI CALCOLO	9
4.1	SINTESI DEI RISULTATI PRINCIPALI	14
4.1.1	PERCORSO DI CARICO NR.1 – valutazione degli spostamenti.....	15
4.1.2	PERCORSO DI CARICO NR.2 – valutazione dello stato limite idraulico	19
5	EFFETTI DELLO SCAVO SUGLI EDIFICI ADIACENTI.....	24
5.1	EDIFICIO 10 PIANI – SCAVO DELLA VASCA.....	26
5.2	CONCLUSIONI.....	28

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	3
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

1 OGGETTO E SCOPO

La presente relazione ha per oggetto la simulazione, mediante analisi ad elementi finiti in regime di deformazione piana, degli stati tensionali e deformativi provocati dagli scavi per la realizzazione della vasca interrata nell'area di piazzale J. F. Kennedy di Rimini, con particolare riferimento a:

1. interazione con gli edifici contigui;
2. valutazione della portata all'interno della vasca in seguito a moti di filtrazione in regime stazionario;
3. valutazione del rischio di sifonamento.

Il programma ad elementi finiti non lineare utilizzato è Plaxis v.2015-02 della Plaxis BV di Delft (NL) (www.plaxis.com) che, ammettendo i processi per nascita e morte di elementi, permette la simulazione delle fasi di scavo e l'analisi accoppiata con i moti di filtrazione (in regime stazionario) conseguenti agli scavi. Il modello utilizzato è simmetrico e formato da una regione piana discretizzata con elementi triangolari a 15 nodi.

In accordo al progetto strutturale della vasca, è stata calcolata la sezione maggiormente critica:

1. Sezione trasversale con doppio livello di scavo: estradosso della platea di fondazione di primo livello alla -6.55m slm (spessore platea 60cm + 10cm magrone), estradosso della platea di fondazione di secondo livello alla -10.05m slm (spessore platea 100cm + 10cm magrone), diaframma avente spessore 110cm; il piano campagna è posizionato alla +2.80m slm.

Le sezione sopra descritta (Figura 1) vedi verrà utilizzata per la valutazione dei cedimenti indotti sull'edificio di 31.0m, per la valutazione della stabilità idraulica dell'opera e per quella della portata in vasca derivante dal moto di filtrazione in regime stazionario.

Al fine di ottimizzare il dimensionamento della platea è stato previsto un sistema di scarico delle sottopressioni che verrà realizzato facendo confluire le acque raccolte dal drenaggio sotto platea in due appositi pozzetti interni alla vasca. I pozzetti di raccolta delle acque di drenaggio sono isolati rispetto al volume di accumulo delle vasche; il volume di raccolta dell'acqua è dotato di una soglia posta alla quota -3.40m slm: superato livello l'acqua ricade in una seconda camera dove sono presenti gli impianti di sollevamento. Il livello idrostatico interno alla vasca risulta quindi pari a -3.40m slm.

Il valore totale della sottopressione agente all'intradosso dei due livelli di platea di fondazione vale:

PRIMO LIVELLO

- Quota falda artesianica: +2.80m slm;
- Quota intradosso magrone: -7.25m slm;
- Sottopressione totale con platea non filtrante: $(+2.80+7.25) \times 10.00 = 100.5\text{kPa}$;
- Sottopressione dissipata mediante pozzetti di sfiato: 38.5kPa.

L'altezza di colonna d'acqua che genera 38.5kPa è pari a $h = 38.5\text{kPa} / 10\text{kN/m}^3 = 3.85\text{m}$, pertanto è previsto un sistema di controllo delle sottopressioni per mantenere la quota idrostatica interna alle vasche al livello -3.40m slm.

SECONDO LIVELLO

- Quota falda artesianica: +2.80m slm;
- Quota intradosso magrone: -11.15m slm;
- Sottopressione totale con platea non filtrante: $(+2.80+11.15) \times 10.00 = 139.5\text{kPa}$;
- Sottopressione dissipata mediante pozzetti di sfiato: 77.5kPa.

L'altezza di colonna d'acqua che genera 38.5kPa è pari a $h = 38.5\text{kPa} / 10\text{kN/m}^3 = 3.85\text{m}$, pertanto è previsto un sistema di controllo delle sottopressioni per mantenere la quota idrostatica interna alle

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	5
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

2 MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico viene definito in Tabella 1 considerando la stratigrafia ed i parametri caratteristici che rappresentano ragionevolmente e cautelativamente i litotipi riscontrati durante l'esecuzione delle indagini in sito e le successive determinazioni di laboratorio.

Strato	da (m da pc)	a (m da pc)	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
Terreno tipo "S" (1)	0	13	13	19	0	30	0
Terreno tipo "A" (2)	13	19	6	19	8	27	0
Terreno tipo "S" (3)	19	21	2	19	0	30	0
Terreno tipo "A" (4)	21	29	8	19	8	27	0
Terreno tipo "G" (5)	29	32	3	20	0	33	3
Terreno tipo "A" (6)	32	38	6	19	8	27	0
Terreno tipo "G" (7)	38	-	-	20	0	33	3

Tabella 1 – caratterizzazione geotecnica delle unità stratigrafiche

Il piano campagna corrisponde alla quota assoluta +2.80m slm.

La stratigrafia e le caratteristiche meccaniche riportate in tabella sono congruenti con quelle utilizzate per il calcolo delle fondazioni (si faccia riferimento alla relazione di calcolo dedicata).

Il livello piezometrico globale di calcolo è posto alla quota +0.30m slm.

Nell'unità stratigrafica nr.5 è presente una falda artesianica in pressione, con livello piezometrico posto cautelativamente a piano campagna, ossia alla quota +2.80m slm.

Nelle fasi di scavo in top-down, la falda viene aggettata 50cm al di sotto del piano di esecuzione del magrone.

Il comportamento del terreno viene simulato con il modello non lineare Hardening Soil (Shanz et al., 1999)¹ implementato nel codice ad elementi finiti Plaxis v.2015-02. Per superficie di stato limite a rottura alla Mohr-Coulomb, il deviatore di tensione ultimo viene espresso mediante l'equazione:

$$q_f = [6\sin(\phi') / (3 - \sin(\phi'))] [p' + c' / \tan(\phi')]$$

la curva carico-deformazione, espressa in funzione del deviatore di tensione e della massima deformazione principale risulta dall'espressione:

$$\varepsilon_1 = (q_\alpha / 2E_{50}) \{ (\sigma_1 - \sigma_3) / [q_\alpha - (\sigma_1 - \sigma_3)] \} \quad \text{per } q < q_f \quad q_\alpha = q_f / R_f$$

Essendo R_f il rapporto di rottura, parametro definito per limitare l'andamento asintotico della curva carico deformazione ($R_f = 0.9$). Il modulo E_{50} corrisponde al modulo secante in fase di carico al 50% del carico di rottura q_f e viene definito dall'espressione:

$$E_{50} = E_{50,ref} [(\sigma'_3 + c \cot(\phi')) / (p_{ref} + c \cot(\phi'))]^m$$

Dove $E_{50,ref}$ rappresenta il modulo di riferimento in corrispondenza di una pressione principale minima (di confinamento) uguale alla pressione di riferimento ($p_{ref} = 100$ kPa), m è un esponente che varia tra 1 (argille) e 0.5 (sabbie-ghiaie).

¹ Shanz, T., Vermeer, PA., Bonnier, PG (1999) "The hardening soil model: Formulation and Verification". Beyond 2000 in Comp. Geot. – 10 years of PLAXIS. Balkema Edt, Rotterdam (NL)

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	6
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

Il modulo in scarico risulta dall'espressione:

$$E_{UR} = E_{UR,ref} [(\sigma'_3 + c \cot(\varphi')) / (p_{ref} + c \cot(\varphi'))]^m$$

Il modulo edometrico, analogamente, risulta (funzione della tensione principale massima):

$$E_{oed} = E_{oed,ref} [(\sigma'_1 + c \cot(\varphi')) / (p_{ref} + c \cot(\varphi'))]^m$$

I parametri di calcolo utilizzati nella simulazione FEM, sono riportati in Tabella 2.

Parametro	Terreno tipo "S"	Terreno tipo "A"	Terreno tipo "G"
γ_d (kN/m ³)	18	18	20
γ_n (kN/m ³)	19	19	20
c' (kPa)	0	15	0
φ' (°)	30	25	33
ψ' (°)	0	0	3
$E_{50,ref}$ (kPa)	20,000	10,000	50,000
$E_{oed,ref}$ (kPa)	20,000	10,000	50,000
$E_{UR,ref}$ (kPa)	60,000	30,000	150,000
m	0.50	1.00	0.50
K_0	0.500	0.500	1.000
K (m/s)	10^{-4}	$10^{-8} \div 10^{-9}$	10^{-3}
Coefficiente d'interfaccia	0.7	0.7	1.0

Tabella 2 – parametri di calcolo adottati nel modello agli elementi finiti

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	7
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

3 ELEMENTI STRUTTURALI/EDIFICI

Gli elementi strutturali sono individuati dai diaframmi, dai solai di contrasto e dagli edifici adiacenti agli scavi.

3.1 DIAFRAMMI

I diaframmi vengono simulati attraverso elementi trave di larghezza unitaria caratterizzati dai parametri di deformabilità: EJ e EA (E = modulo elastico, J = modulo di inerzia, A = area).

Nel modello FEM, l'elemento paratia è inserito all'interno di un cluster di materiale elastico lineare avente la dimensione in spessore e lunghezza della paratia stessa; al fine di non sovrastimare la rigidità della paratia, i parametri EJ, EA ed il peso, sono stati ridotti di un fattore 10^6 . Al cluster in questione è stato assegnato un materiale impermeabile avente modulo di elasticità pari a 20,000MPa. L'utilizzo dell'elemento plate all'interno del cluster si rende necessario al fine di poter leggere le sollecitazioni sulla paratia che dovranno, a valle dell'analisi, essere poi amplificate con lo stesso fattore di 10^6 .

I parametri EJ, EA ed il peso sono riportati in Tabella 3.

Diaframma	EJ (kNm ² /m)	EA (kN/m)	Peso (kN/m/m)
Spessore 1100 mm	2,218,333 x 10 ⁻⁶	22,000,000 x 10 ⁻⁶	27.50 x 10 ⁻⁶

Tabella 3 – parametri elastici utilizzati per la modellazione delle paratie

Tra diaframmi e terreno vengono inseriti degli elementi di contatto per simulare l'attrito parete/terreno.

3.2 SOLAIO DI CONTRASTO SOMMITALE

Il solaio di contrasto viene simulato mediante bielle (reagenti a compressione/trazione) di larghezza unitaria caratterizzate dal parametro elastico EA, L=45m.

Il parametro elastico del livello di contrasto assunto nei calcoli è riportato in Tabella 4.

Spessore Solaio	600 mm
EA (kN/m)	12,000,000

Tabella 4 – parametri elastici puntello di contrasto sommitale

3.3 PLATEA IN CORRISPONDENZA DEL PRIMO LIVELLO DI SCAVO

La platea realizzata al primo livello di scavo viene simulata mediante una biella reagente a trazione e compressione di larghezza unitaria caratterizzata dal parametro EA.

Il parametro elastico del livello di contrasto assunto nei calcoli è riportato in Tabella 4.

Spessore Platea	600 mm
EA (kN/m)	319,000

Tabella 5 - parametri elastici platea di fondazione al primo livello di scavo

3.4 PLATEA DI FONDAZIONE (A STRUTTURA COMPLETA)

La platea di fondazione di primo livello viene modellata con un cluster di materiale elastico lineare

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	8
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

dello spessore di 60cm+10cm avente modulo elastico $E=20,000\text{MPa}$, permeabile (per poter valutare le portate in seguito al moto di filtrazione in regime stazionario).

La platea di fondazione di secondo livello viene modellata con un cluster di materiale elastico lineare dello spessore di 100cm+10cm avente modulo elastico $E=20,000\text{MPa}$, permeabile (per poter valutare le portate in seguito al moto di filtrazione in regime stazionario).

3.5 ELEMENTI DI CONTROLLO DELLE SOTTOPRESSIONI

Al di sotto della platea di fondazione è prevista l'installazione di un sistema drenante e di pozzetti di controllo della sottospinta che permettano di ridurre il valore della sottoppressione fino a 77.5kPa, al fine di limitare il problema del sifonamento. Il valore totale della sottoppressione agente all'intradosso della platea di fondazione vale:

PRIMO LIVELLO

- Quota falda artesianica: +2.80m slm;
- Quota intradosso magrone: -7.25m slm;
- Sottoppressione totale con platea non filtrante: $(+2.80+7.25) \times 10.00 = 100.5\text{kPa}$;
- Sottoppressione dissipata mediante dispositivo di sfiato: 38.5kPa.

L'altezza di colonna d'acqua che genera 38.5kPa è pari a $h = 38.5\text{kPa} / 10\text{kN/m}^3 = 3.85\text{m}$, pertanto è previsto un sistema di controllo delle sottopressioni per mantenere la quota idrostatica interna alle vasche al livello -3.40m slm.

SECONDO LIVELLO

- Quota falda artesianica: +2.80m slm;
- Quota intradosso magrone: -11.15m slm;
- Sottoppressione totale con platea non filtrante: $(+2.80+11.15) \times 10.00 = 139.5\text{kPa}$;
- Sottoppressione dissipata mediante dispositivo di sfiato: 77.5kPa.

L'altezza di colonna d'acqua che genera 77.5kPa è pari a $h = 77.5\text{kPa} / 10\text{kN/m}^3 = 7.75\text{m}$, pertanto è previsto un sistema di controllo delle sottopressioni per mantenere la quota idrostatica interna alle vasche al livello -3.40m slm.

Nella modellazione agli elementi finiti, per quanto riguarda la verifica al sifonamento, verrà considerato un volume di invaso fino alla -3.40m slm all'interno della vasca che coincide con la quota della soglia dei pozzetti di controllo della sottospinta.

Tale volume di invaso non viene considerato per la valutazione dei cedimenti degli edifici adiacenti alla vasca.

3.6 EDIFICI

Gli edifici adiacenti sono stati simulati mediante carichi di superficie, considerando la sola porzione interrata, di peso complessivo uguale a quello dell'edificio stimando un peso di 8 kPa/livello.

La pressione complessiva dell'edificio di maggiore elevazione (10 livelli fuori terra), ripartito su 3 metri di spessore dell'interrato, determina un peso di volume di 32 kN/m^3 per una pressione media di 96 kPa.

La pressione complessiva dell'edificio di minore elevazione (3 livelli fuori terra), ripartito su 1.5 metri di spessore dell'interrato, determina un peso di volume di 27 kN/m^3 per una pressione media di 40.5 kPa.

In questo calcolo vengono valutati solamente i cedimenti dell'edificio avente 10 livelli fuori terra poiché rappresentativo dello scenario peggiore.

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	9
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

Per il modulo di deformazione della porzione di interrato si è tenuto conto di una rigidezza relativa edificio/terreno di 10 ed una condizione idraulica di perfetta impermeabilità.

4 MODELLO E FASI DI CALCOLO

Come già accennato, il modello geotecnico è stato assunto volutamente cautelativo in quanto, trattandosi di un intervento da realizzarsi in un contesto urbano, presenta fabbricati nelle aree adiacenti, anche se ad una distanza dalle opere di sostegno paragonabile alle profondità di scavo. Le cautele principali sono descritte nei seguenti punti:

- Modellazione piana. Il modello rappresenta una sezione trasversale della vasca e non tiene conto dell'effetto "bordo" che si avrà nella realtà, in particolare in prossimità degli angoli.
- Strutture di fondazione. Il modello è stato realizzato trascurando la presenza delle barrette di fondazione che costituiscono un irrigidimento del terreno all'interno del perimetro dei diaframmi. Il comportamento reale presenterà una minore deformabilità del terreno.

Il modello prevede la modellazione del fabbricato alto circa 31 metri (96kPa). Il calcolo per la stima dei cedimenti è stato eseguito considerando le fasi della costruzione e il comportamento non drenato a breve termine delle unità coesive: la transizione tra condizioni non drenate e drenate avviene mediante una fase in cui vengono dissipate tutte le sovrappressioni neutre.

Nel modello FEM sono stati impostati due differenti percorsi di carico.

PERCORSO DI CARICO NR.1

Il percorso di carico nr.1 è finalizzato alla valutazione dei cedimenti differenziali e distorsioni in corrispondenza dell'edificio posto a 15.0m dall'asse dei diaframmi e alto 31.0m.

In questo percorso di carico non verrà eseguito il calcolo di filtrazione.

Le fasi di calcolo del percorso di carico nr.1 sono elencate nel seguito:

1. Fase iniziale;
2. Fase plastica di assestamento;
3. Installazione dell'edificio che scarica 96kPa;
4. Esecuzione del diaframma e del puntello sommitale;
5. Traffico veicolare 22kPa;
6. Esecuzione dello scavo in top-down fino a quota di scavo di primo livello (-7.25m slm), con abbassamento della falda a 50cm al di sotto del piano di esecuzione del magrone;
7. Realizzazione del primo segmento della platea di fondazione, la falda rimane 50cm al di sotto del magrone;
8. Esecuzione dello scavo in top-down fino a quota di scavo di secondo livello (-11.15m slm), con abbassamento della falda a 50cm al di sotto del piano di esecuzione del magrone;
9. Completamento della platea di fondazione, la falda rimane 50cm al di sotto del magrone;
10. Consolidazione fino alla completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nelle unità coesive.

Le condizioni di falda considerate nell'analisi sono illustrate in Figura 2, Figura 3, Figura 4 e Figura 5.

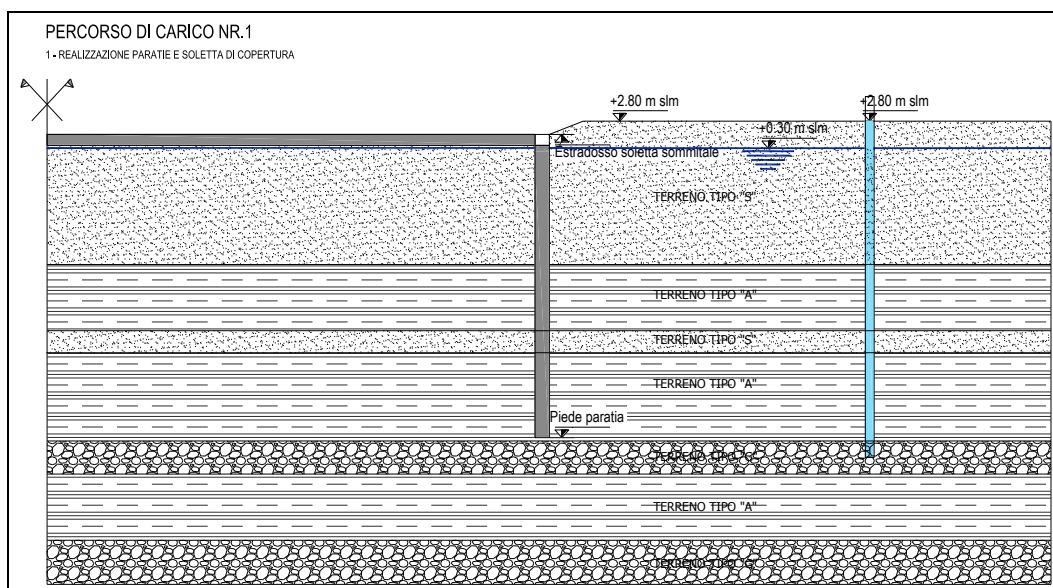


Figura 2 – Percorso di carico nr. 1, condizioni di falda per le fasi 1÷5

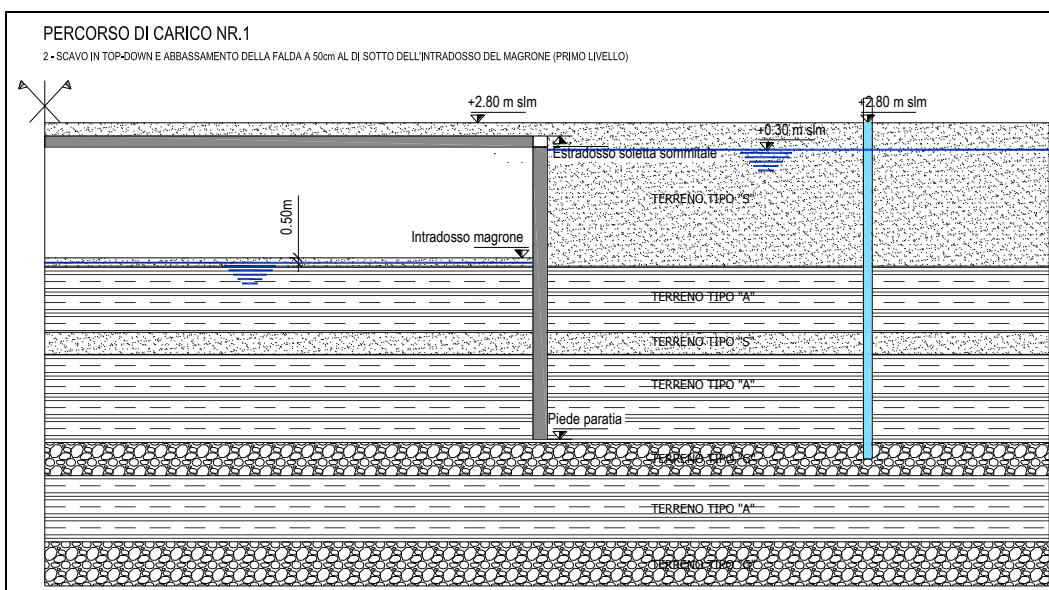
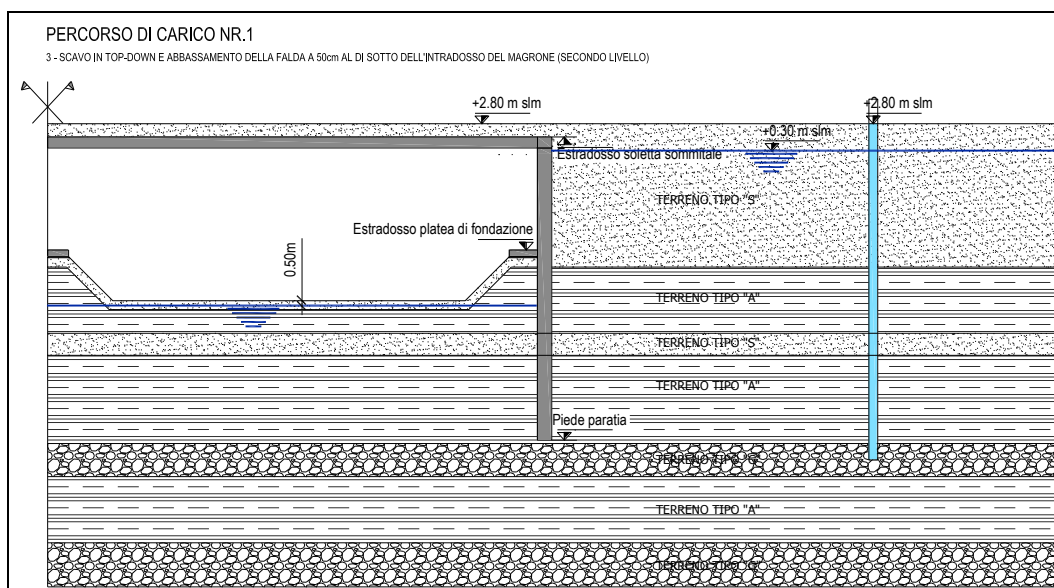
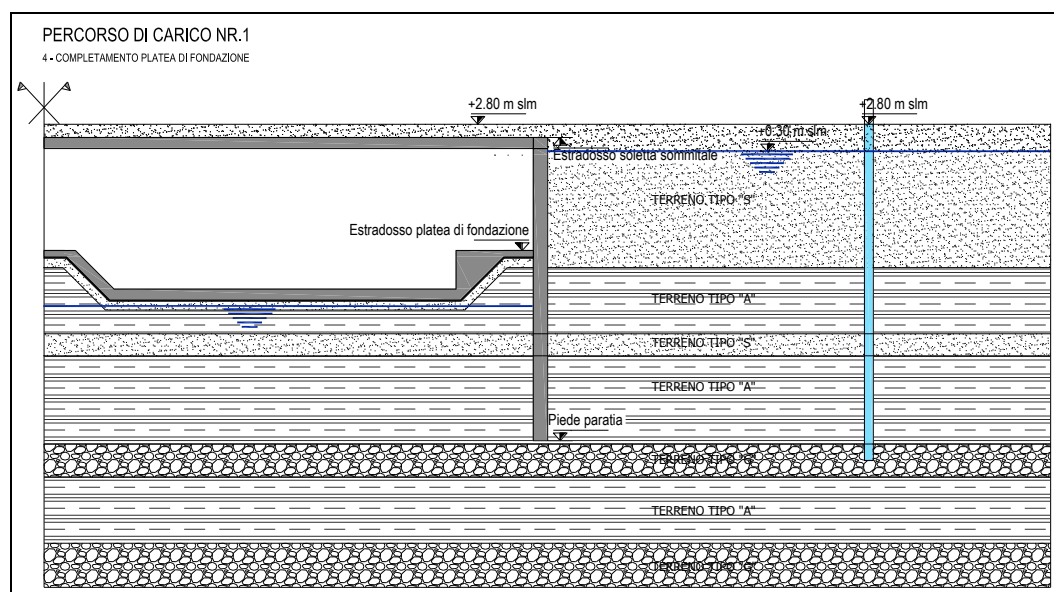


Figura 3 - Percorso di carico nr. 1, condizioni di falda per la fase 6-7


Figura 4 - Percorso di carico nr. 1, condizioni di falda per le fasi 8

Figura 5 - Percorso di carico nr. 1, condizioni di falda per le fasi 9-10

PERCORSO DI CARICO NR.2

Il percorso di carico nr.2 è finalizzato alla valutazione della sicurezza nei confronti della stabilità globale, del sifonamento e della portata di acqua che viene raccolta all'interno della vasca in seguito ad un moto di filtrazione in regime stazionario.

La portata in efflusso viene valutata a lungo termine in quanto le unità coesive impediscono, a breve termine, l'instaurarsi di un moto di filtrazione stazionario.

Le fasi di calcolo del percorso di carico nr.2 sono elencate nel seguito:

1. Fase iniziale;
2. Fase plastica di assestamento;
3. Installazione dell'edificio che scarica 96kPa;

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	12
DI (LAST)				
30				
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

4. Esecuzione del diaframma e del puntello sommitale;
5. Traffico veicolare 22kPa;
6. Esecuzione dello scavo in top-down fino a quota di scavo di primo livello (-7.25m slm), con abbassamento della falda a 50cm al di sotto del piano di esecuzione del magrone;
7. Realizzazione del primo segmento della platea di fondazione, la falda rimane 50cm al di sotto del magrone;
8. Esecuzione dello scavo in top-down fino a quota di scavo di secondo livello (-11.15m slm), con abbassamento della falda a 50cm al di sotto del piano di esecuzione del magrone;
9. Completamento della platea di fondazione, la falda rimane 50cm al di sotto del magrone;
10. Messa in funzione del sistema di controllo delle sottopressioni;
11. Consolidazione fino alla completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nelle unità coesive.
12. Moto di filtrazione in regime stazionario;
13. Riduzione del peso del volume di terreno γ delle unità 1-2-3 al di sopra del piede della paratia lato scavo con un coefficiente pari a 0.90/1.30 per cautelarsi nei confronti del rischio di sifonamento. Tale rapporto corrisponde al fattore di sicurezza globale richiesto dalla norma (vedi tab.6.2.IV riportata nella NTC2008);
14. C-phi reduction per valutazione del fattore di sicurezza nei confronti della stabilità globale e del possibile meccanismo di collasso.

Le condizioni di falda considerate nell'analisi sono illustrate in Figura 6, Figura 7, Figura 8, Figura 9 e Figura 10.

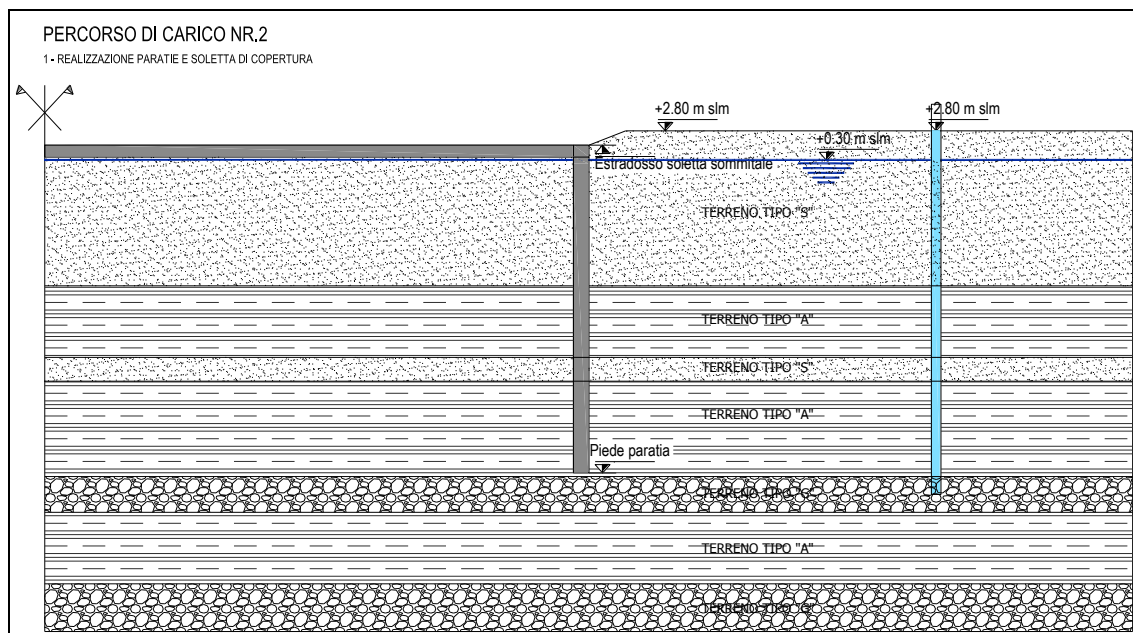


Figura 6 – Percorso di carico nr. 2, condizioni di falda per le fasi 1÷5

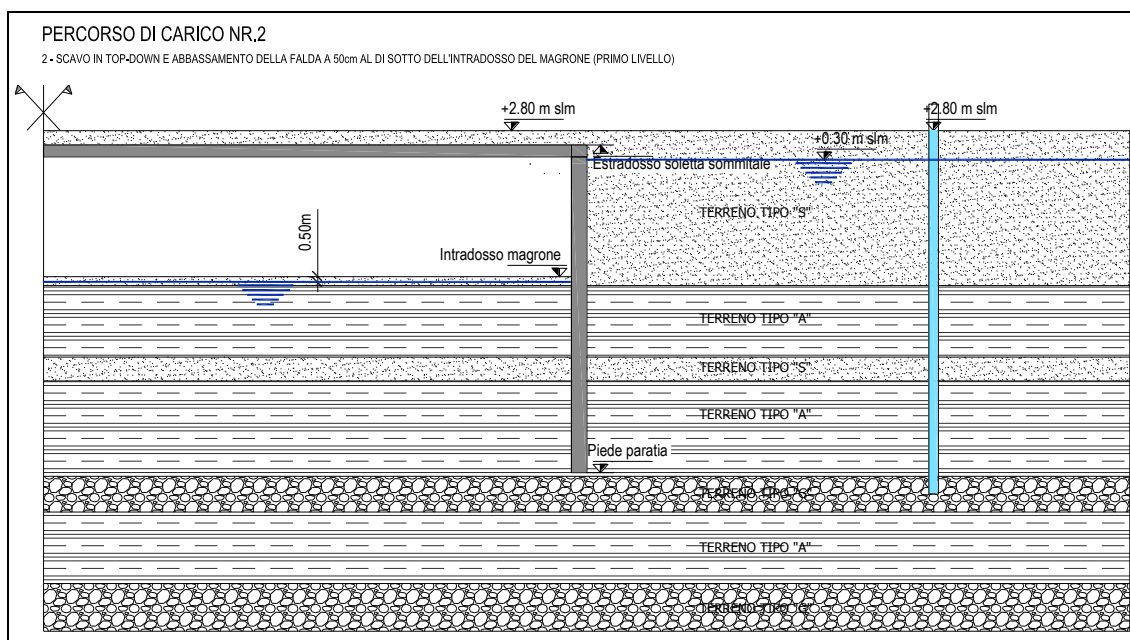


Figura 7 – Percorso di carico nr. 2, condizioni di falda per la fase 6-7

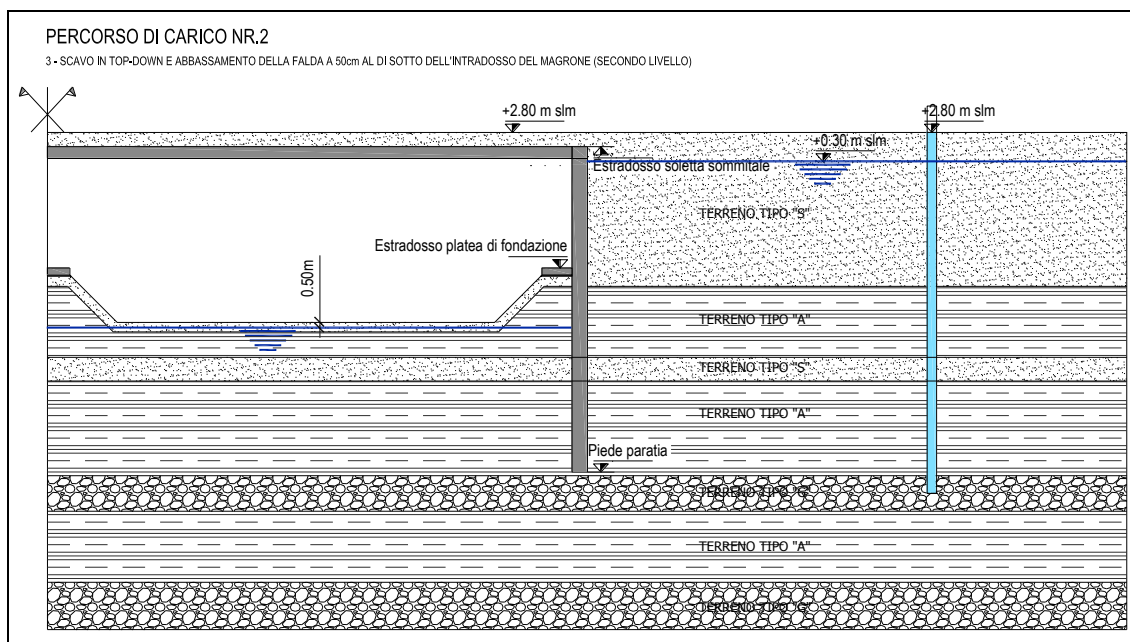
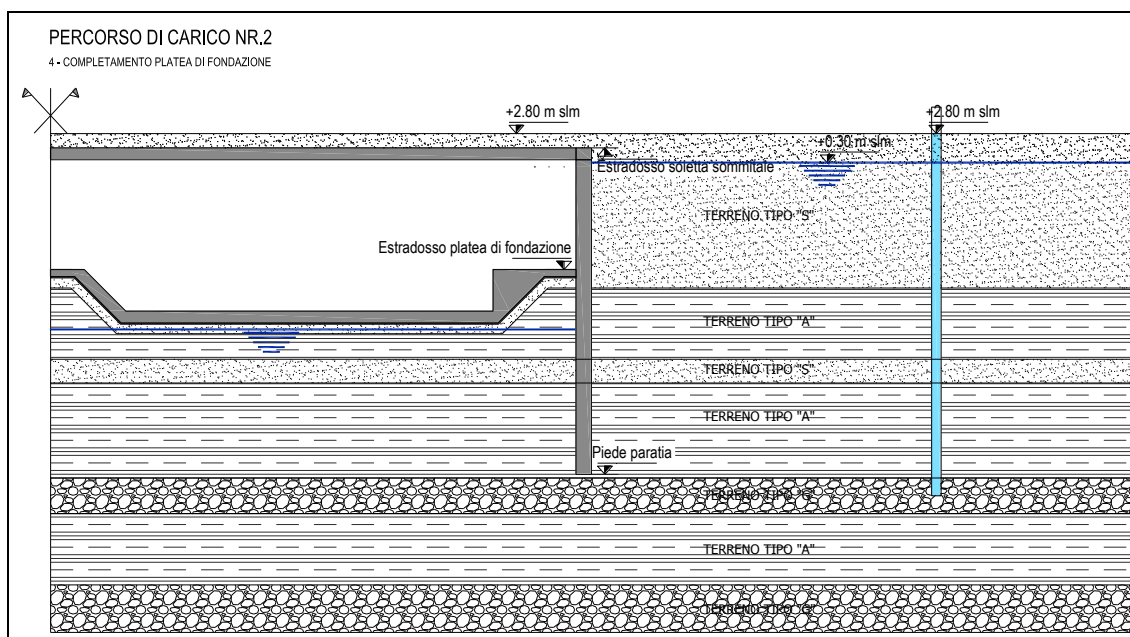
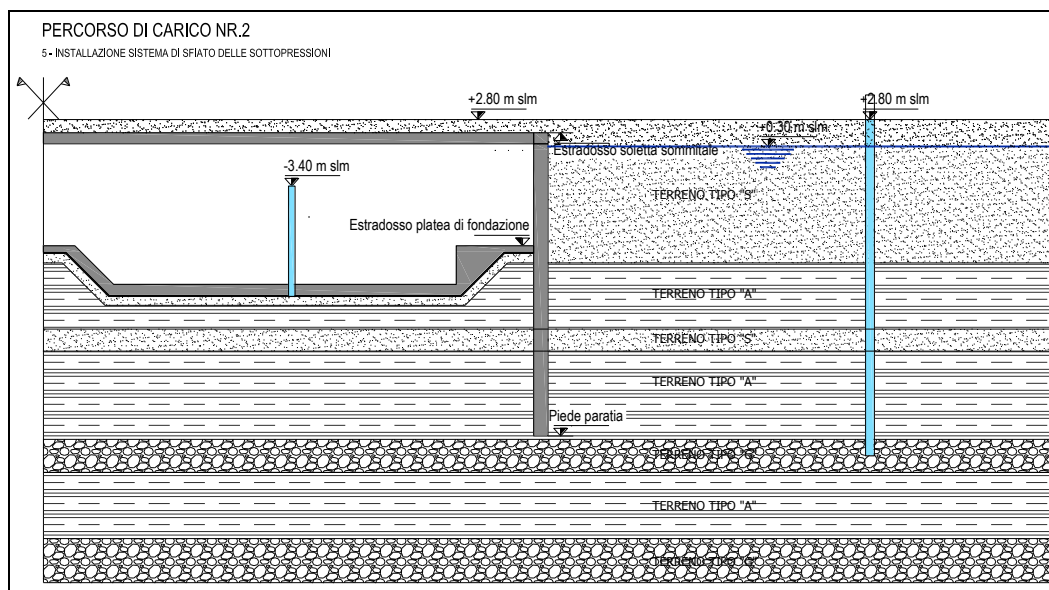


Figura 8 - Percorso di carico nr. 2, condizioni di falda per la fase 8


Figura 9 - Percorso di carico nr. 2, condizioni di falda per la fase 9

Figura 10 - Percorso di carico nr. 2, condizioni di falda per le fasi 10+14

Come già descritto nel capitolo 1, il fattore di stabilità globale ottenuto con la C-phi reduction verrà decurtato con il coefficiente $M2=1.25$ (vedi tab. 6.2. Il riportata nella NTC2008) per tener conto del fatto che in tale analisi numerica entrano in gioco anche le resistenze a taglio delle varie unità stratigrafiche, in particolare la coesione dell'argilla alla base del diaframma.

4.1 SINTESI DEI RISULTATI PRINCIPALI

Riassunto delle principali caratteristiche geometriche:

- Paratia con spessore 1.10m;
- Piede della paratia alla -23.40m slm;
- Platea di contrasto sommitale con asse alla quota +1.30m slm;
- Quota dello scavo di primo livello alla -7.25m slm;
- Quota di estradosso della platea di fondazione di primo livello alla -6.55m slm;

- Quota dello scavo di secondo livello alla -11.15m slm;
- Quota di estradosso della platea di fondazione di secondo livello alla -10.05m slm;

4.1.1 PERCORSO DI CARICO NR.1 – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Il modello ad elementi finiti viene riportato in Figura 11 evidenziando lo stato delle tensioni verticali in fase iniziale (compressive delle geostatiche) che individuano la presenza dell'edificio.

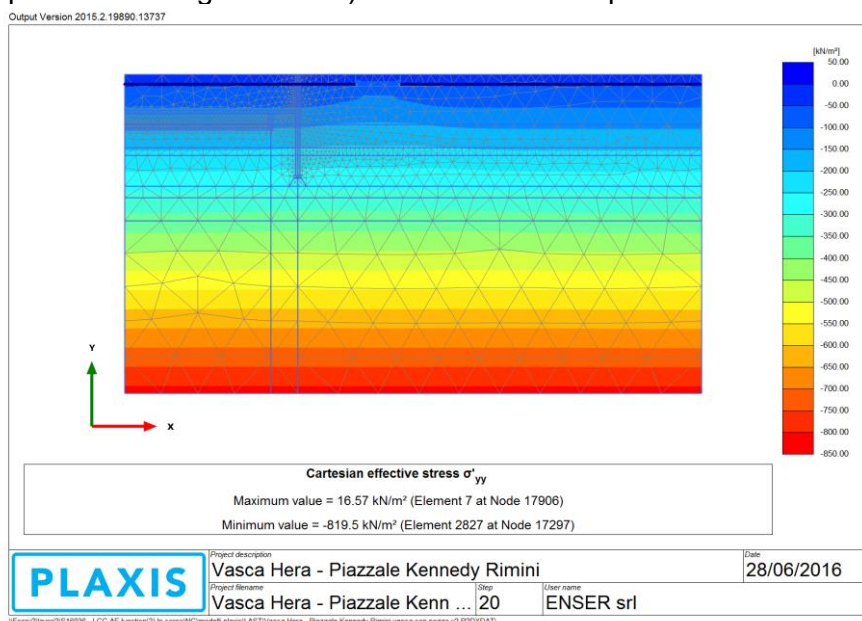


Figura 11- Tensioni verticali in fase iniziale

In Figura 12 e Figura 13 vengono riportate, rispettivamente, le mappe cromatiche degli spostamenti orizzontali u_x e verticali u_y nella fase in cui lo scavo è alla quota di scavo di primo livello, prima del getto della platea di fondazione.

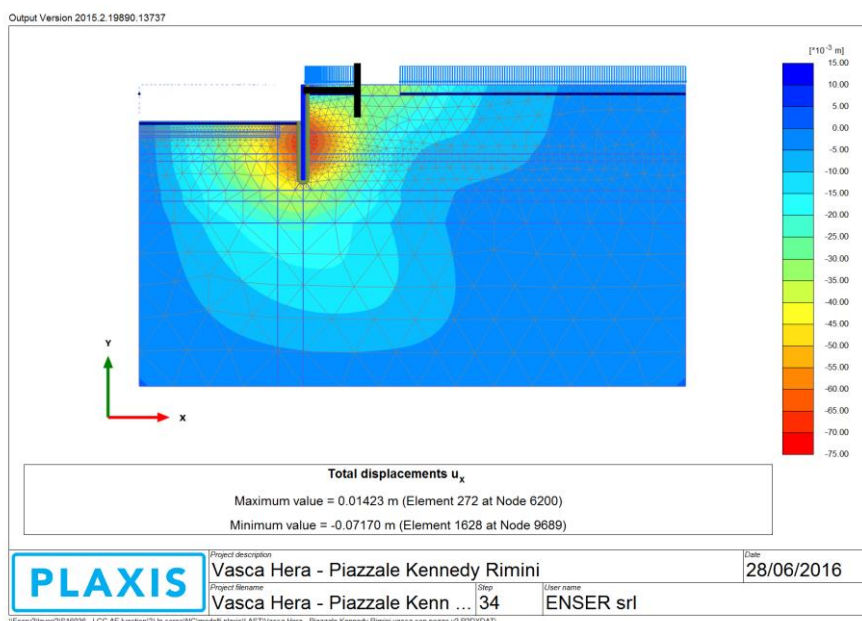


Figura 12 - Mappa cromatica degli spostamenti orizzontali con scavo alla quota di primo livello (-7.25m slm), prima del getto della platea di fondazione

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	16
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

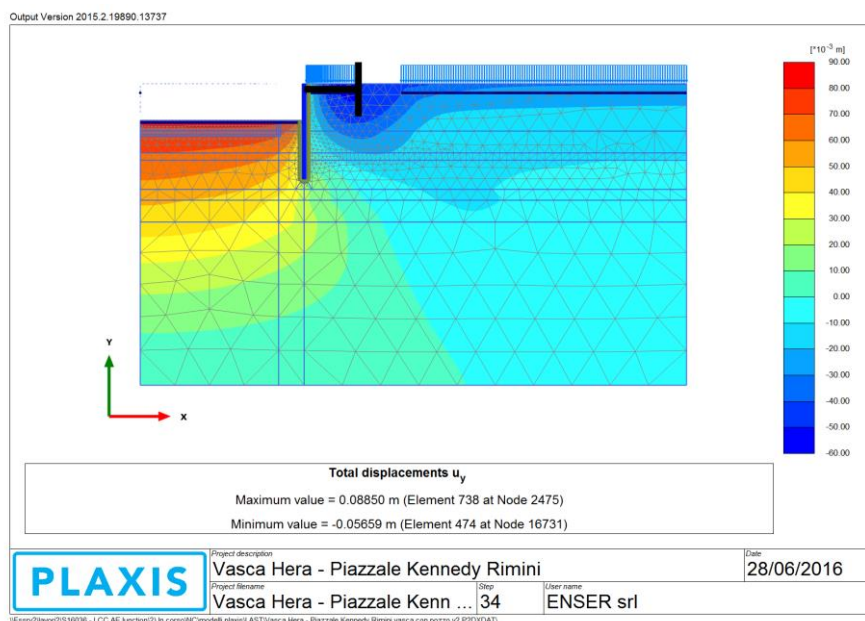


Figura 13 - Mappa cromatica degli spostamenti verticale con scavo alla quota di primo livello (-7.25m slm), prima del getto della platea di fondazione

Nelle Figura 14 e Figura 15 vengono riportate, rispettivamente, le mappe di colore relative agli spostamenti orizzontali u_x e verticali u_y in seguito al raggiungimento del secondo livello di scavo prima del getto della soletta di fondazione.

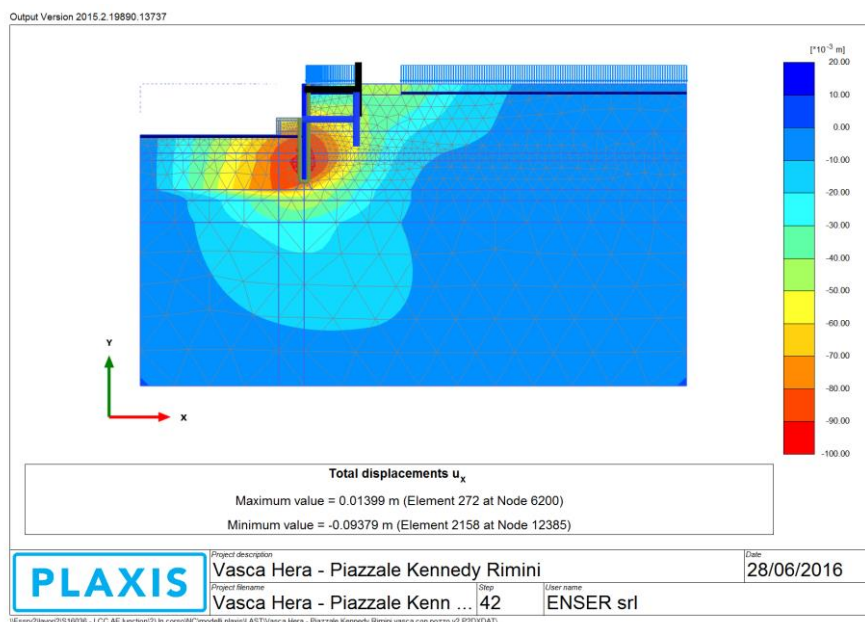


Figura 14 - Mappa cromatica degli spostamenti orizzontali con scavo alla quota di secondo livello (-11.15m slm), prima del getto della platea di fondazione

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	17
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				
DI (LAST)				
30				

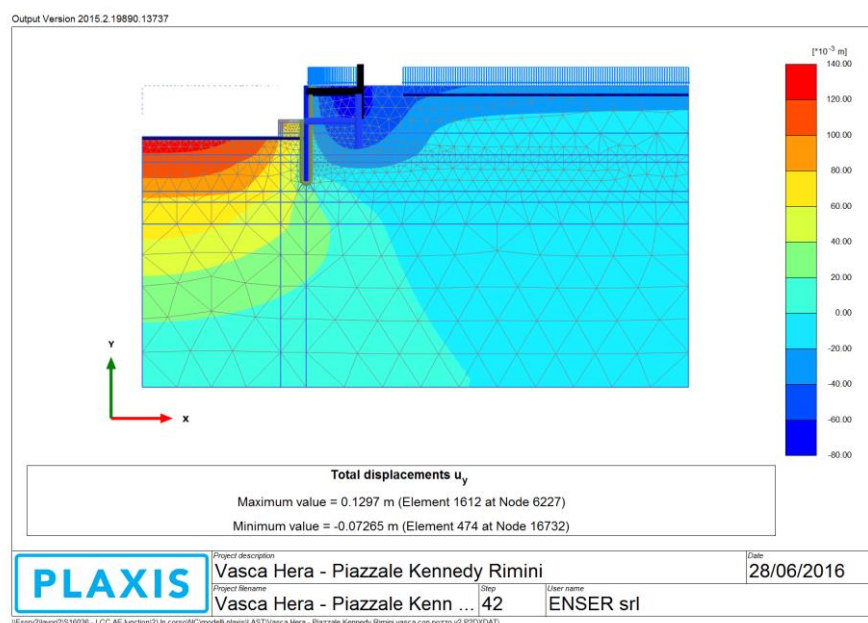


Figura 15 - Mappa cromatica degli spostamenti verticali con scavo alla quota di secondo livello (-11.15m slm), prima del getto della platea di fondazione

Nelle Figura 16 e Figura 17 vengono riportate, rispettivamente, le mappe di colore relative agli spostamenti orizzontali u_x e verticali u_y in seguito alla fase di consolidazione in cui vengono dissipate le sovrappressioni delle unità coesive.

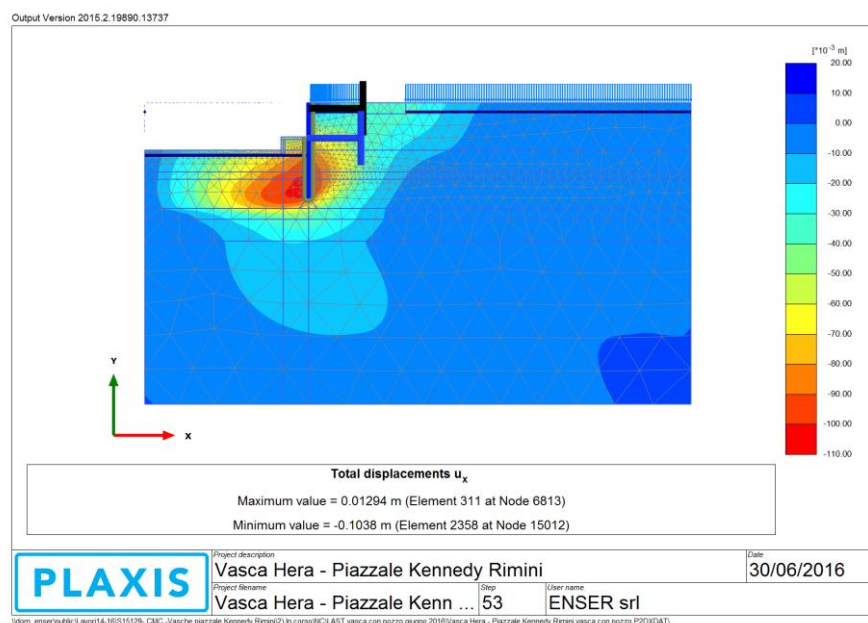


Figura 16 - Mappa cromatica degli spostamenti orizzontali in corrispondenza della fase di dissipazione delle sovrappressioni

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	18
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

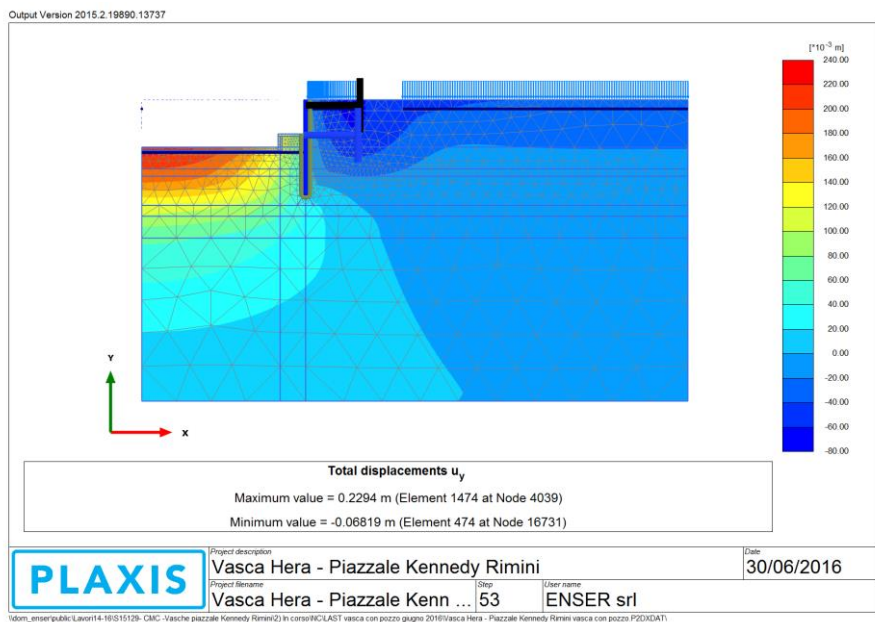


Figura 17 - Mappa cromatica degli spostamenti verticali in corrispondenza della fase di dissipazione delle sovrappressioni

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	19
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

4.1.2 PERCORSO DI CARICO NR.2 – VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE IDRAULICO

Nelle seguenti figure viene illustrato:

- Figura 18, Figura 19 e Figura 20: l'andamento del moto di filtrazione in regime stazionario nelle varie unità lito-stratigrafiche sotto le ipotesi di progetto che prevedono un livello piezometrico di invaso nella vasca alla -3.40m slm;
- Figura 21: l'andamento della linea piezometrica dal piede della paratia al fondo vasca;
- Figura 22: la quantificazione del volume di acqua raccolto in vasca a seguito del moto di filtrazione in regime stazionario.

Con riferimento al documento C00RL01 - *Relazione geologica e idrogeologica* viene riportato:

“Per quanto riguarda i litotipi costituenti l'acquitrando (LA e ALA) compreso tra l'acquifero A0 e quello artesiano A1 vi è complessivamente una minore dispersione dei dati. In particolare i valori ottenuti dalle prove in laboratorio sono comparabili con quelli rilevati in sito con la metodologia IC-STB di Robertson. Ciò evidenzia da un lato l'efficacia con cui i campioni sono stati trattati in laboratorio e la corretta conduzione delle prove di permeabilità, dall'altro un'analogia di “scala” alla quale sono state condotte le prove (centimetrica) che permettono un raffronto più immediato e valori corrispondenti.

In particolare i dati sono raggruppabili attorno al valore $10E^{-09}$ che rappresenta nel trattato Idrogeologia Principi e Metodi di G. Castany (1982) il “limite inferiore di serbatoi impermeabili” ovvero il termine di passaggio tra una condizione di semipermeabilità, tipica di acquitranti, e di impermeabilità caratteristica degli acquicludi”.

E' stato eseguito un calcolo in cui la permeabilità delle unità coesive è stata considerata pari a $k=10^{-8}$ per ottenere un limite superiore sulla stima della portata in vasca.

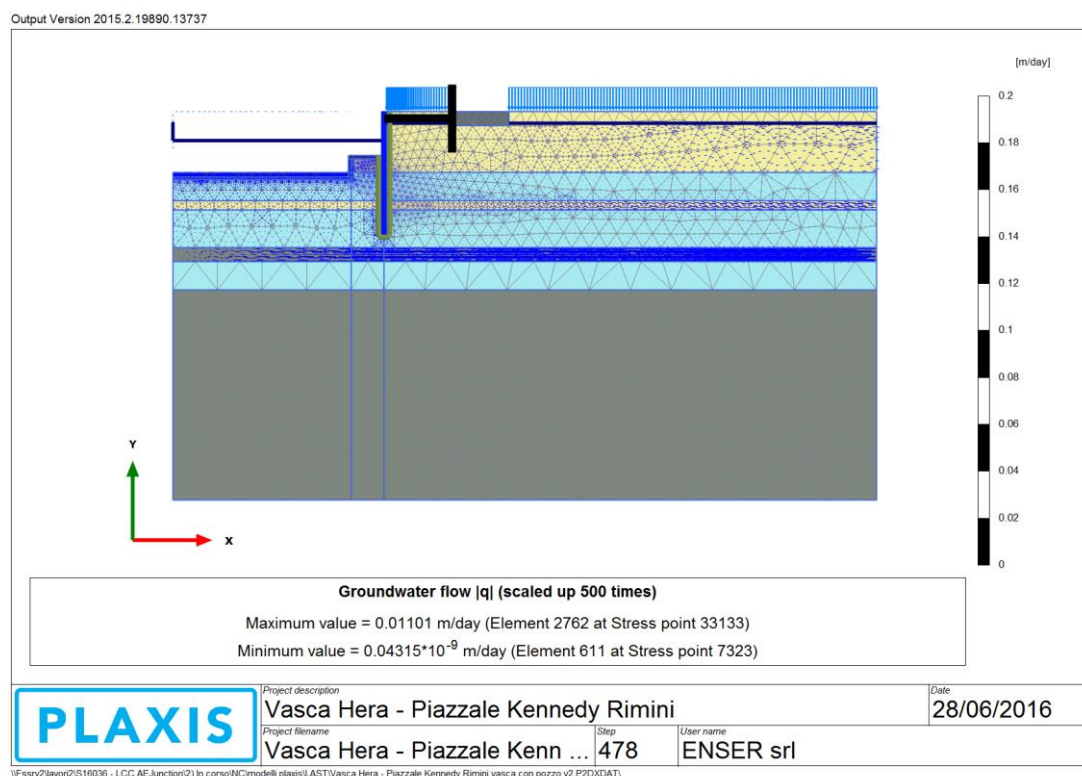


Figura 18 – Moto di filtrazione in regime stazionario: situazione di progetto

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		2	20	30
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

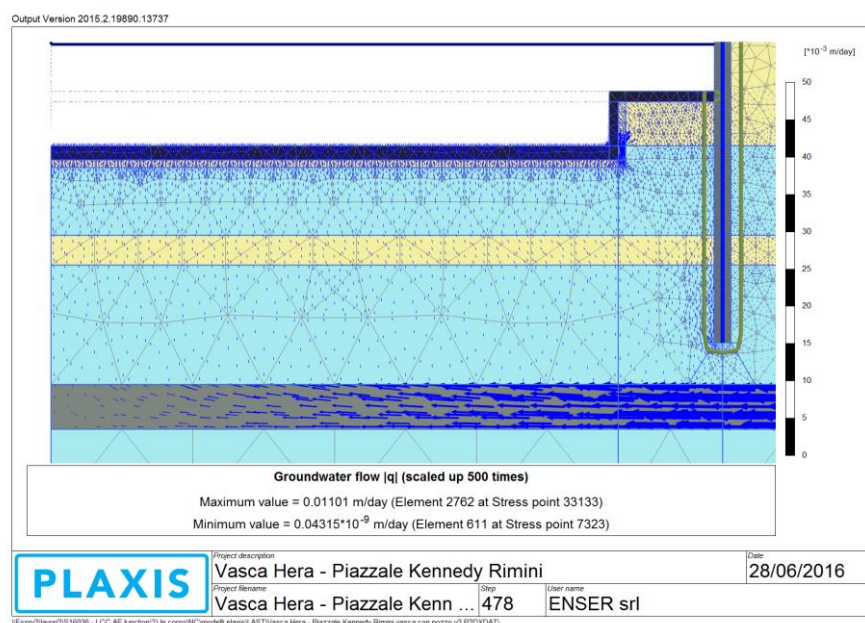


Figura 19 - Moto di filtrazione in regime stazionario: situazione di progetto, dettaglio

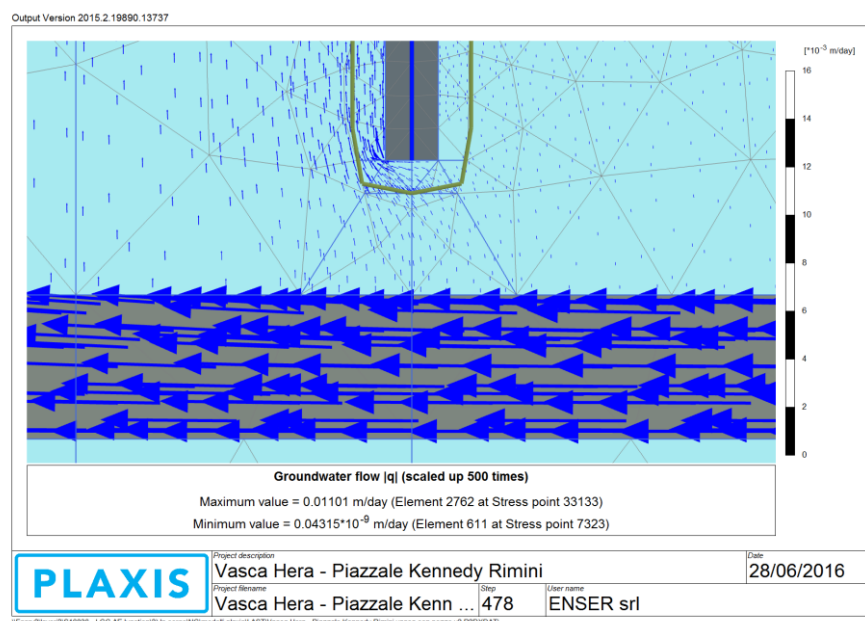


Figura 20 - Moto di filtrazione in regime stazionario: dettaglio al piede della paratia

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	21
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

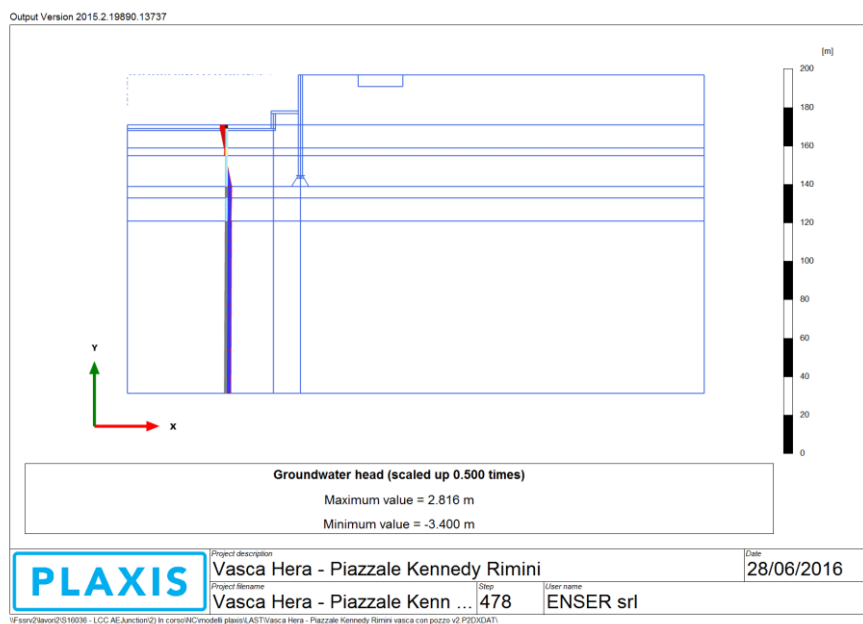


Figura 21 - Andamento della linea piezometrica a valle della paratia: situazione di progetto

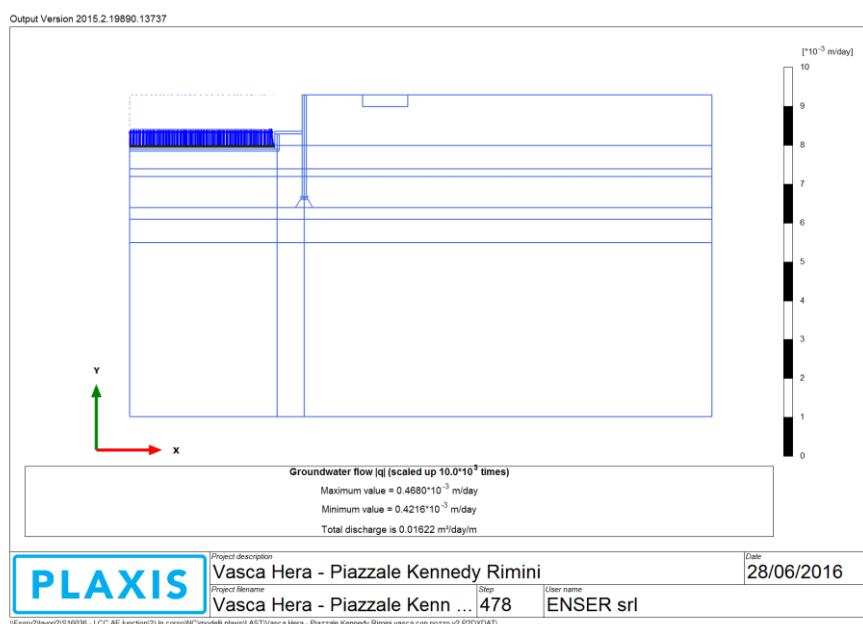


Figura 22 - Stima della portata in vasca: situazione di progetto nella zona di alloggiamento pompe

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	22
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

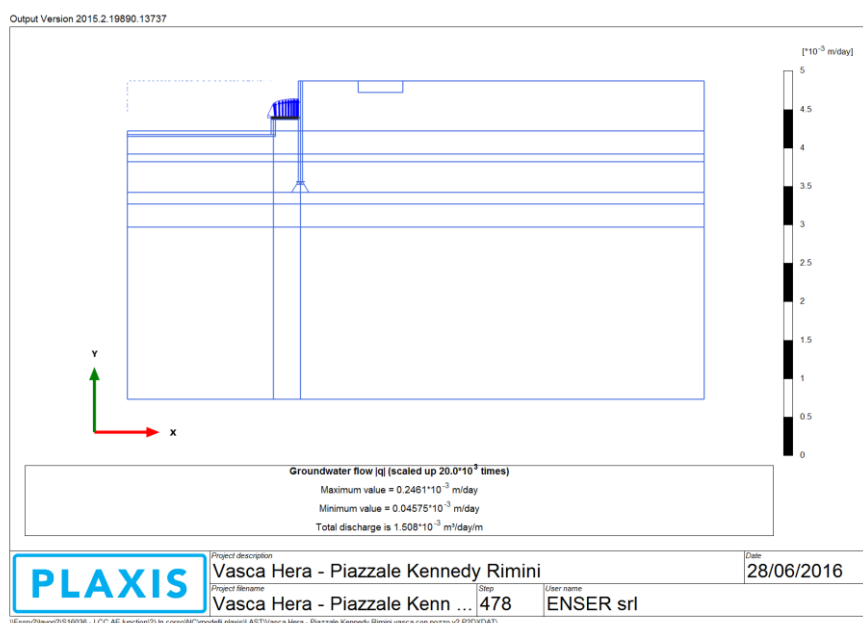


Figura 23 - Stima della portata in vasca: situazione di progetto nella parte rialzata della vasca

Il valore della portata all'interno della zona pompe è pari a:

$$Q = 1.622 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \text{ l/giorno/m} / 37.40\text{m} \cdot 1561.5\text{mq} = 678 \text{ litri/giorno}$$

Il valore 1561.5mq indica la superficie complessiva della zona ribassata per alloggiamento pompe.

Il valore della portata all'interno della vasca al di fuori della zona pompe è pari a:

$$Q = 1.508 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \text{ l/giorno/m} / 7.05\text{m} \cdot (6624\text{mq} - 1561.5\text{mq}) = 1083 \text{ litri/giorno}$$

Il valore espresso tra parentesi tonde indica la superficie complessiva della zona al di fuori di quella ribassata per alloggiamento pompe.

Complessivamente la portata di emungimento è nell'ordine di 1800 litri/giorno.

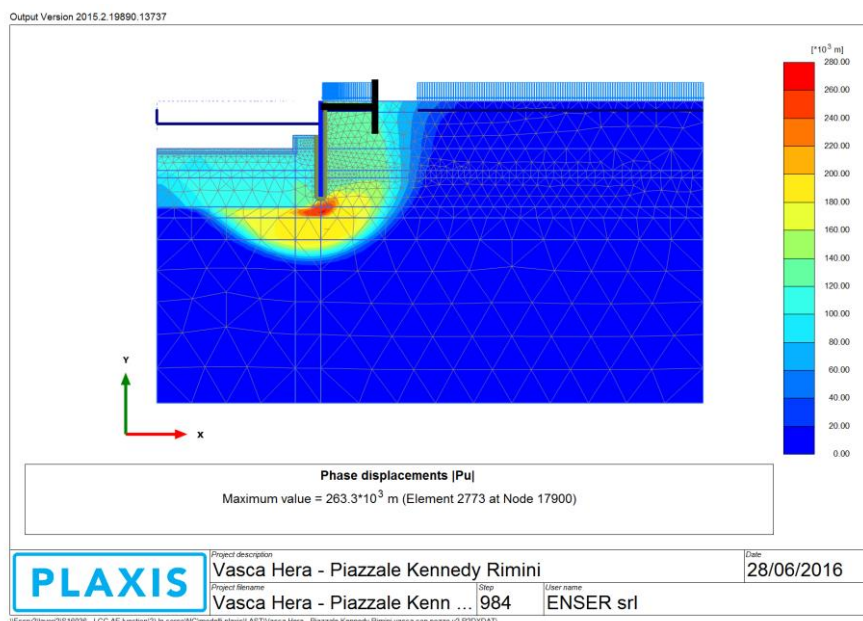


Figura 24 – Mappa degli spostamenti in seguito alla fase di c-phi reduction (stabilità globale)

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	23
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				
DI (LAST)				
30				

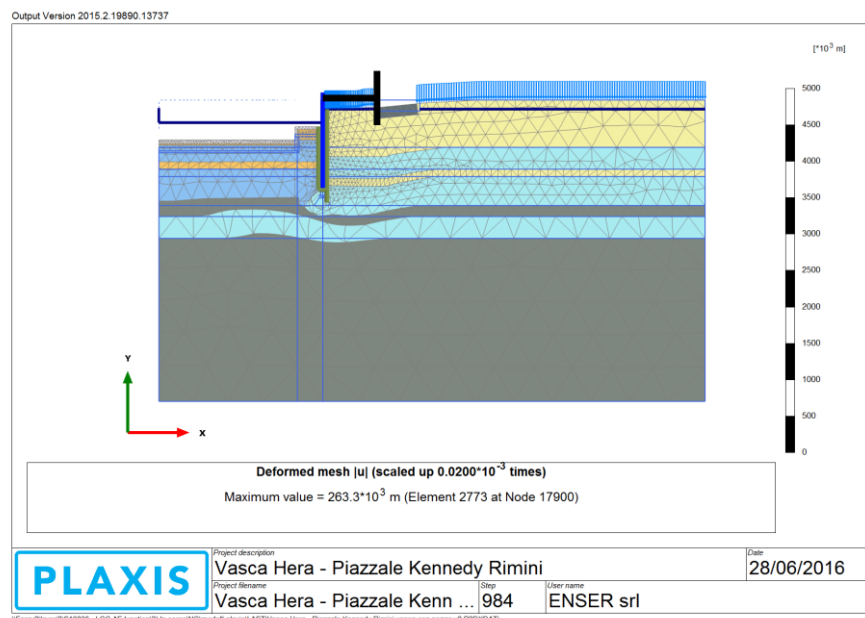


Figura 25 – Deformata del modello

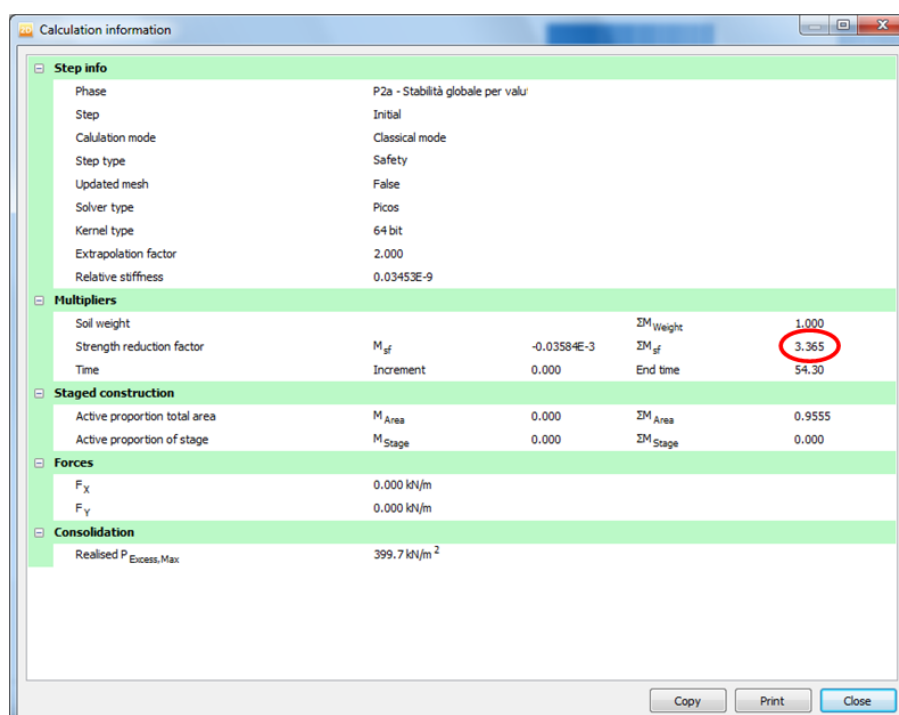


Figura 26 - Fattore di sicurezza (FS) ottenuto con la C-phi reduction

Come evidenziato in Figura 24 e Figura 25, il meccanismo di crisi è locale e concentrato al piede della paratia: il modello sottolinea che il primo meccanismo di instabilità che si verrebbe ad innescare sarebbe proprio quello per scalzamento del piede della paratia. Come si può notare dalla sintesi dell'analisi C-phi reduction riportata in Figura 26, il fattore di sicurezza vale $FS=3.365/1.25=2.69$.

L'analisi di stabilità globale (C-phi reduction) è stata eseguita riducendo il peso del volume di terreno γ delle unità 1-2-3 al di sopra del piede della paratia lato scavo con un coefficiente pari a 0.90/1.30:

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	24
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

tale rapporto corrisponde al fattore di sicurezza globale richiesto dalla norma (vedi tab.6.2.IV riportata nella NTC2008).

La soluzione proposta ha un adeguato margine di sicurezza rispetto a quanto richiesto dalla norma, dal momento che il fattore di sicurezza nei confronti del sifonamento è $2.69 > 1.00$.

5 EFFETTI DELLO SCAVO SUGLI EDIFICI ADIACENTI

La valutazione dei potenziali danni indotti dai cedimenti conseguenti a lavori di scavo può essere eseguita utilizzando la classifica qualitativa stabilita da Burland e Wroth² (1975) ed utilizzate da Boscardin e Cording³ (1989) che individuano diverse categorie di danno come riportato in Tabella 6.

Categoria del danno		Descrizione dei danni tipici	Fessure (mm)
0	Trascurabile	Fessure capillari di apertura < 0.1 mm sono classificate come trascurabili	
1	Molto lieve	Sottili fessure che possono essere riparate da normali interventi di manutenzione e tinteggiatura. Possibili modeste fessure isolate. I muri esterni di mattoni a vista presentano fessure rilevabili con esame attento.	< 1
2	Leggero	Le fessure possono essere facilmente sigillate: di norma è necessario il ripristino degli intonaci e della tinteggiatura. Presenti numerose modeste fessure all'interno; alcune sono visibili anche all'esterno e qualche riparazione esterna può essere richiesta per assicurare l'impermeabilità. Porte e finestre possono aprirsi con difficoltà.	< 5
3	Moderato	Le fessure richiedono l'allargamento e la riparazione da parte di personale qualificato; all'esterno può essere necessario il rifacimento di piccole quantità di muratura. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Porte e finestre si bloccano; le tubazioni degli impianti possono rompersi; l'impermeabilità non è assicurata	5 ÷ 15 ovvero numerose fessure > 3
4	Severo	Necessarie importanti lavori di riparazione con rimozione e sostituzione di zone di muratura, specialmente al di sopra di porte e finestre. I telai di porte e finestre sono distorti: i pavimenti i pavimenti sono vistosamente inclinati; i muri fuori piombo e spanciati. Possibili perdite di appoggio delle travi. Tubazioni degli impianti distrutte.	15 ÷ 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure
5	Molto severo	Richiesti importanti lavori di riparazione con demolizione e ricostruzione parziale e totale dell'edificio. Le travi perdono appoggio. I muri si inclinano sensibilmente e richiedono puntellature. Le finestre si rompono. Pericolo di crollo.	In genere > 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure

Tabella 6 - categorie di danno

Alle categorie di danno descritte in Tabella 6 è possibile associare i valori di deformazione specifica orizzontale (ε_h = spostamento orizzontale relativo tra due elementi strutturali contigui dell'edificio) espressi in Tabella 7.

Categoria del danno	Grado di severità del danno	ε_{lim} (mm/m)
0	trascurabile	0.00 ÷ 0.50

² Burland, JB e Wroth, CP (1975) "Settlements of building and associated damages" SOA, Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press.

³ Boscardin, MD e Cording EJ (1989) "Building Response to Excavation-Induced Settlement," Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 115, No. 1, 1989, pp. 1-21.

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	25
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

1	molto leggero	0.50 ÷ 0.75
2	leggero	0.75 ÷ 1.50
3	da moderato a severo	1.50 ÷ 3.00
4 - 5	da severo a molto severo	> 3.00

Tabella 7 - valori di deformazione specifica orizzontale ε_h

Relativamente ai cedimenti verticali ed alle rotazioni del complesso terreno/struttura è possibile fare riferimento a quanto indicato nell'EC7⁴ (Appendice H) rimandando alla Figura 27 per la definizione delle grandezze citate.

Le soglie dei valori della distorsione angolare suggeriti risultano di 2 mm/m (1/500) per le configurazioni di stato limite di esercizio (entro tale valore non si rilevano lesioni significative nelle tamponature e negli impianti) e 6.7 mm/m (1/150) nel caso delle configurazioni SLU (oltre tale valore è possibile rilevare danni alle strutture portanti). Quanto sopra descritto vale per deformate dell'edificio in cui il cedimento prevalente sia compreso entro la pianta dell'edificio ("sagging mode"; deformata concava). Nel caso la deformata abbia cedimenti prevalenti al bordo dell'edificio ("hogging mode"; deformata convessa), i parametri precedentemente citati vanno ridotti della metà. Si suggerisce inoltre che il cedimento relativo massimo (δs_{max}) non superi il valore di 50 mm.

Occorre segnalare che il parametro di distorsione angolare (β_{max}) osservato da Skempton e McDonald⁵ (1959), basato sull'osservazione di 98 edifici, e da Ricceri e Soranzo⁶ (1985), su 25 strutture realizzate in Italia, per il quale non si ha comparsa di fessure sui tamponamenti, risulta meno cautelativo dei suggerimenti riportati nell'EC7, raggiungendo il limite $\beta \leq 1/300$ (3.33 mm/m).

E' quindi possibile collegare i valori limite di distorsione angolare alle categorie di danno riportate in Tabella 8 (deformata concava: "sagging mode"):

Categoria del danno	Grado di severità del danno	β_{lim} (mm/m)
0	trascurabile	0.00 ÷ 1.00
1	molto leggero	1.00 ÷ 2.00
2	leggero	2.00 ÷ 3.33
3	da moderato a severo	3.33 ÷ 6.67
4 - 5	da severo a molto severo	> 6.67

Tabella 8 - valori limite di distorsione angolare β

Determinato il valore β ed il valore ε_h i valori di soglia risultano soddisfatti qualora sia garantita la disuguaglianza:

$$\varepsilon_h / \varepsilon_{LIM} + (\beta / \beta_{LIM})^2 \leq 1$$

Dove i valori soglia, per deformata concava, risultano: ε_{LIM} (0.75 mm/m) e β_{LIM} (2 mm/m) a coprire le categorie di danno da 0 a 1, ovvero trascurabili.

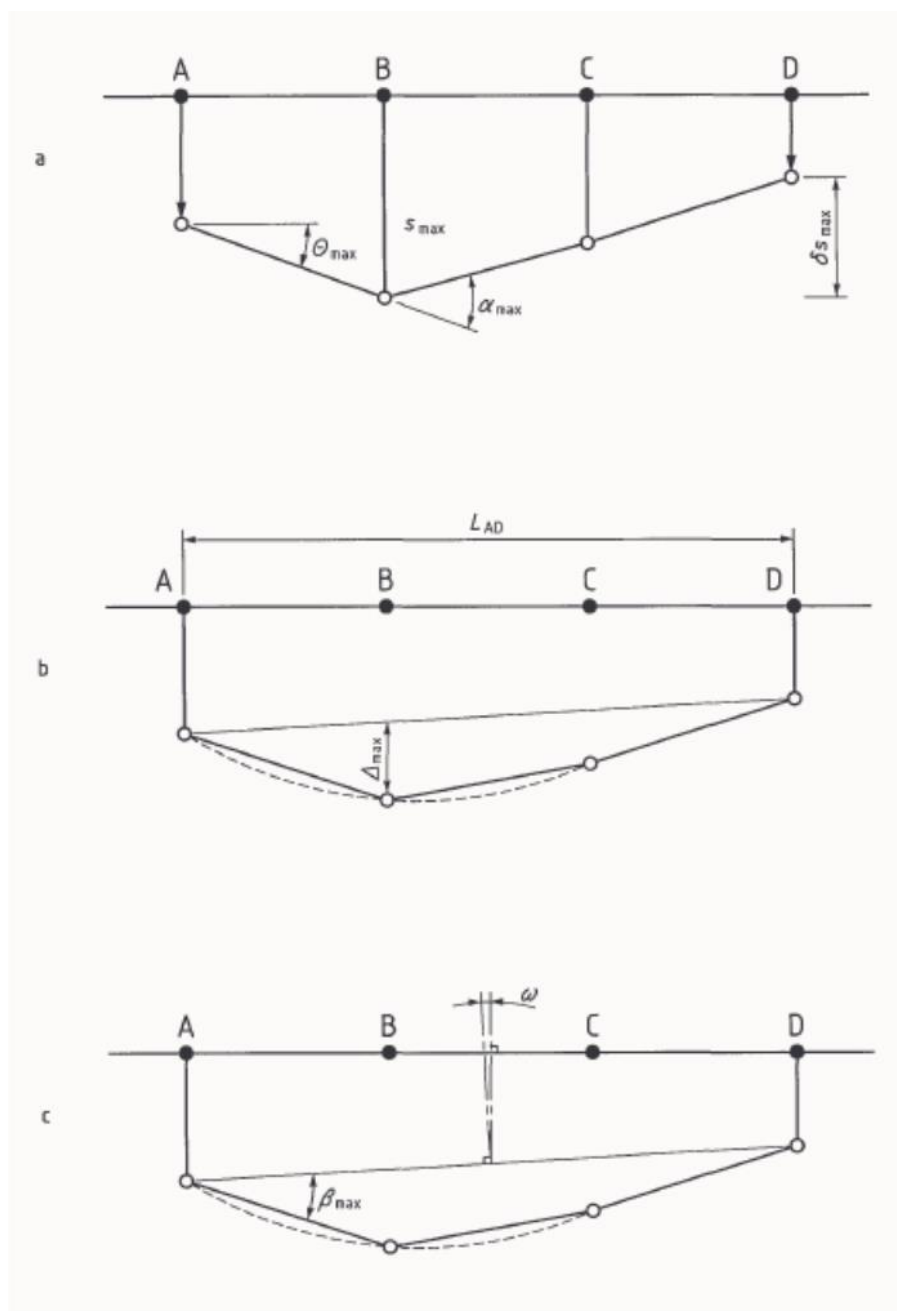
⁴ UNI EN 1997-1 Eurocodice 7: Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali

⁵ Skempton, AW, McDonald, DH (1959) "Allowable settlement of Buildings". Proc. Instn. Civ. Eng., Part. 3, Vol 5 pp 727-768

⁶ Ricceri, G, Soranzo, M (1985) "An Analysis on Allowable Settlements of Structures". RIG, 4, pp 177-188

R.T.I.: Cooperativa Muratori & Cementisti (Mandataria RTI) – CONSCOOP – ICOP S.p.A. – Torricelli S.r.l.

R.T.P.: Studio Altieri S.p.A. (Mandataria RTP) – Enser S.r.l. – Studio Tassinari e Associati



- a) definitions of settlement s , differential settlement δs , rotation θ and angular strain α
- b) definitions of relative deflection Δ and deflection ratio Δ/L
- c) definitions of tilt ω and relative rotation (angular distortion) β

Figura 27

5.1 EDIFICIO 10 PIANI – SCAVO DELLA VASCA

La deformata dell'edificio a 10 piani viene verificata in corrispondenza del raggiungimento del fondo scavo della vasca (-11.15 m slm). La deformata viene verificata in corrispondenza del piano fondazione posto a 3.00 m da pc. I risultati mostrano i cedimenti che si esplicano sulla fondazione

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	27
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

dell'edificio a partire dalla fase di scavo.

In Figura 28, Figura 29 e Figura 30 viene individuata la deformata a fondo fondazione (3.00 m da pc) in corrispondenza rispettivamente del:

- completamento dello scavo di primo livello alla quota -7.25m slm;
- completamento dello scavo di secondo livello alla quota -11.15m slm;
- dissipazione delle sovrappressioni neutre.

Il calcolo FEM tiene in conto l'effettiva storia tensionale a cui è soggetto lo scavo e conseguentemente le zone limitrofe. In questo calcolo è stato applicato il carico veicolare da 22kPa.

- il valore di cedimento differenziale massimo (δs_{max}) risulta limitato a $64.90-48.81=16.10\text{mm}$ ($< 50\text{mm}$);
- la distorsione β_{max} risulta 0.65 mm/m ($\beta_{LIM}=1\text{mm/m}$ deformata convessa) risulta ampiamente verificata la disequaglianza $\beta_{max} < \beta_{LIM}$;
- la deformata specifica orizzontale risulta di $0.04\text{ mm/m} < 0.75\text{ mm/m}$;
- la verifica combinata risulta soddisfatta per categoria di danno 1:

$$\varepsilon_h / \varepsilon_{LIM} + (\beta / \beta_{LIM})^2 = 0.47 \leq 1$$

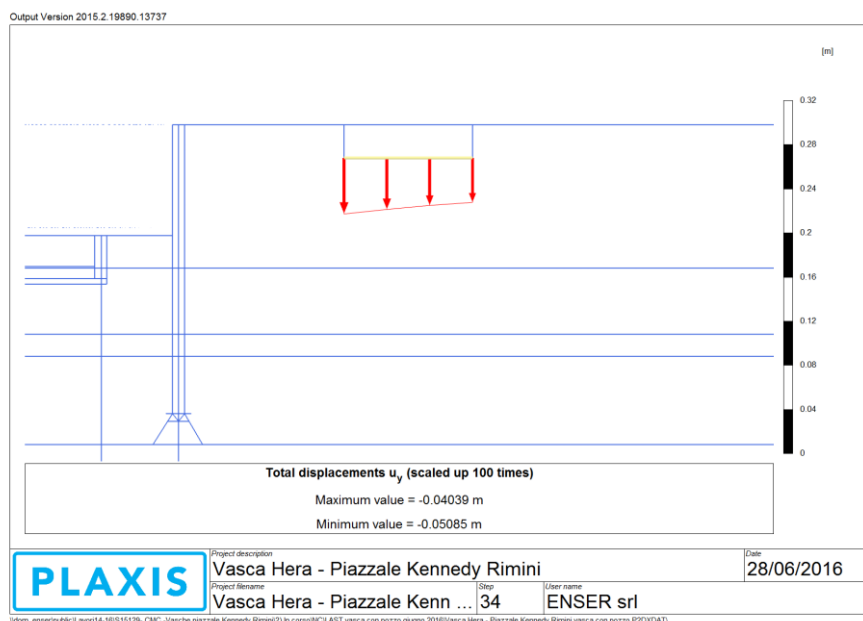


Figura 28 – Cedimento della fondazione dell'edificio in seguito allo scavo di primo livello della vasca a intradosso magrone (quota -7.25m slm)

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	28
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				
DI (LAST)				
30				

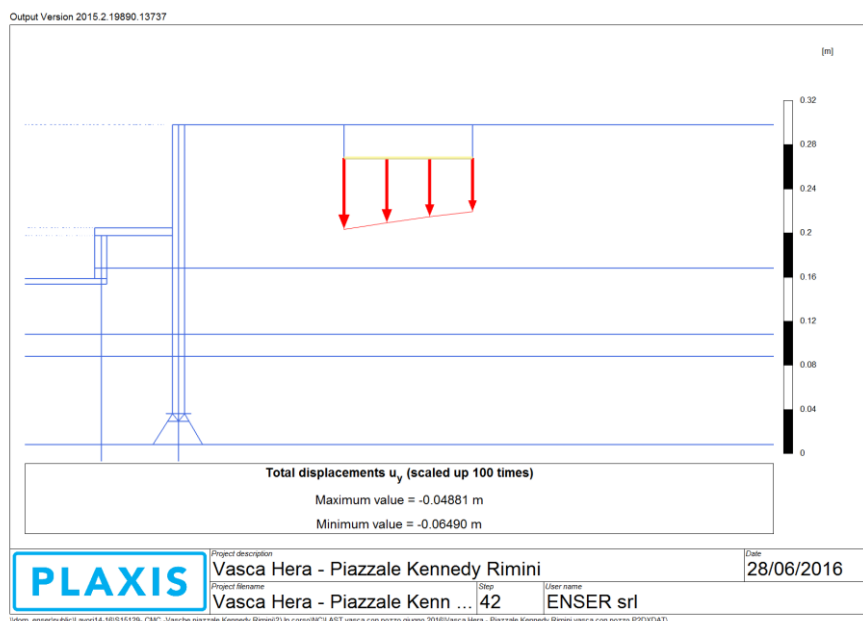


Figura 29 - Cedimento della fondazione dell'edificio in seguito allo scavo di secondo livello della vasca a intradosso magrone (quota -11.15m slm)

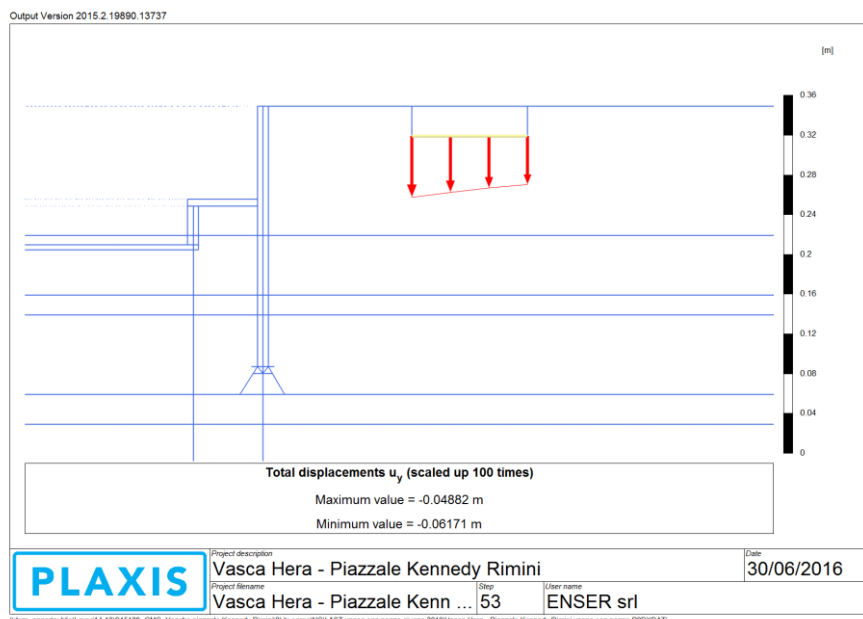


Figura 30 - Cedimento della fondazione dell'edificio in seguito alla dissipazione delle sovrappressioni neutre

5.2 CONCLUSIONI

Al fine di ottimizzare il dimensionamento della platea è stato previsto un sistema di scarico delle sottopressioni che verrà realizzato facendo confluire le acque raccolte dal drenaggio sotto platea in due appositi pozzetti interni alla vasca. I pozzetti di raccolta delle acque di drenaggio sono isolati rispetto al volume di accumulo delle vasche; il volume di raccolta dell'acqua è dotato di una soglia

	VERIFICHE ELEMENTI FINITI - INTERAZIONE TERRENO STRUTTURE			
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)
	11300273776		2	29
PSBO – VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA				

posta alla quota -3.40m slm: superato livello l'acqua ricade in una seconda camera dove sono presenti gli impianti di sollevamento. Il livello idrostatico interno alla vasca risulta quindi pari a -3.40m slm.

Nel documento *C00RL01 - Relazione geologica e idrogeologica* viene riportato il seguente paragrafo:

“Per quanto riguarda i litotipi costituenti l'acquitrando (LA e ALA) compreso tra l'acquifero A0 e quello artesiano A1 vi è complessivamente una minore dispersione dei dati. In particolare i valori ottenuti dalle prove in laboratorio sono comparabili con quelli rilevati in sito con la metodologia IC-STB di Robertson. Ciò evidenzia da un lato l'efficacia con cui i campioni sono stati trattati in laboratorio e la corretta conduzione delle prove di permeabilità, dall'altro un'analogia di “scala” alla quale sono state condotte le prove (centimetrica) che permettono un raffronto più immediato e valori corrispondenti.

In particolare i dati sono raggruppabili attorno al valore $10E^{-09}$ che rappresenta nel trattato *Idrogeologia Principi e Metodi* di G. Castany (1982) il “limite inferiore di serbatoi impermeabili” ovvero il termine di passaggio tra una condizione di semipermeabilità, tipica di acquitranti, e di impermeabilità caratteristica degli acquicludi”.

Alla luce di questo stralcio e della presenza di un sistema di scarico delle sovrappressioni presenti nello strato drenante al di sotto della platea, si ritiene plausibile l'instaurarsi di un flusso stazionario verticale tra l'acquifero artesiano ed il drenaggio stesso. In presenza di gradiente idraulico, conseguente flusso e considerando il terreno permeabile, è necessario valutare il margine di sicurezza rispetto al rischio di erosione interna del terreno (sifonamento).

Al fine di dimostrare la stabilità e la sicurezza del sistema nei confronti del sifonamento, si è proceduto ad una valutazione numerica del problema in oggetto. I risultati ottenuti sono stati in linea con quanto atteso, poiché la simulazione numerica ha evidenziato meccanismi di instabilità locali con concentrazione degli spostamenti al piede della paratia, associati comunque a fattori di sicurezza adeguati.

Il fattore di sicurezza nel caso in cui la soglia dei pozzetti per il controllo delle sottopressioni sia posta alla -3.40m slm ottenuto con analisi numerica pari a 2.69, è ampiamente superiore a quello imposto dalla norma, pertanto il margine di sicurezza nei confronti del sifonamento è elevato (vedi par.4.1.2).

Dall'analisi ad elementi finiti non emergono dati che possano determinare l'insorgere di deformazioni, negli edifici prospicienti gli scavi, tali da provocare danni strutturali ai medesimi.

I valori di deformazione rilevati e le corrispondenti verifiche hanno evidenziato per entrambi gli edifici livelli di deformazione inferiori al limite di **categoria di danno 1 (CD 1)**.

L'equazione del dominio delle classi di danno $[\varepsilon_h / \varepsilon_{LIM} + (\beta / \beta_{LIM})^2 \leq 1]$, con riferimento alle soglie di Tabella 7 e Tabella 8, viene visualizzata in Figura 31 con inseriti i punti, corrispondenti alla categoria di danno atteso, ottenuti dai calcoli ad Elementi Finiti per gli edifici adiacenti gli scavi.

La modellazione cautelativa (si vedano le considerazioni di cui al cap. 4) consente di ritenere che, in realtà, gli effetti saranno ancora minori di quelli ottenuti con il presente studio.

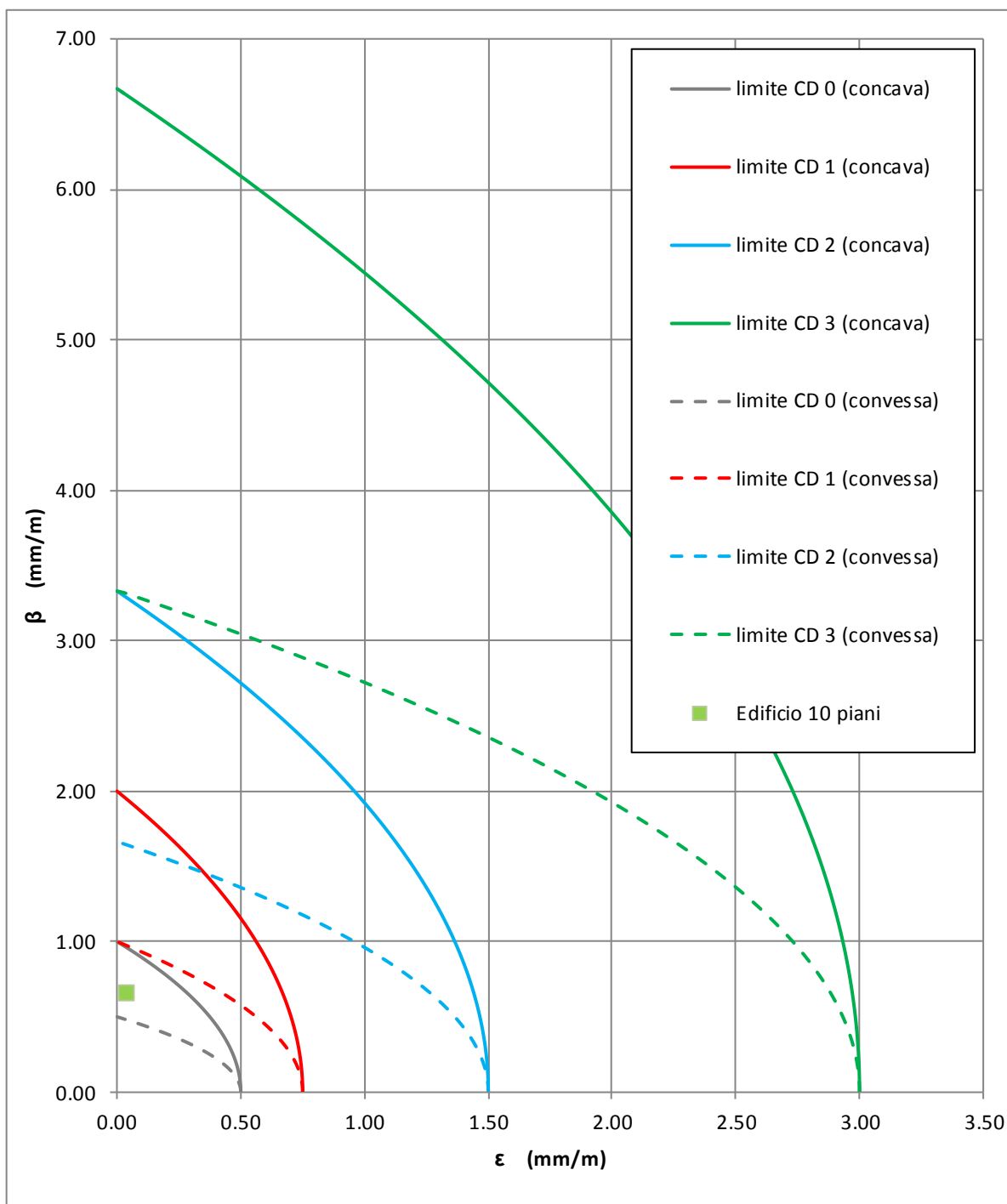


Figura 31 – domini interazione ϵ - β per le classi di danno 0-1-2-3 (CD 0 ÷ 4)