

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA ARTIFICIALE POZZOLO DAL KM 40+794,00 AL KM 42+778,80 Relazione geologico-geomeccanica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. P.P. Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	R B	G A 1 M 0 X	0 0 1	A

Progettazione:

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	D. Fanti 	24/07/2013	S. Fuoco 	26/07/2013	A. Palomba 	31/07/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Marcheselli Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n.Elab.:	File:IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00.DOCX
----------	---

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 52</p>

INDICE

1. INTRODUZIONE	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	9
3.1. Contesto geologico	9
3.2. Contesto idrogeologico	9
3.3. Indagini in sito considerate	11
3.1. Stratigrafia nella zona di realizzazione delle opere	12
3.1. Livello piezometrico	13
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	13
5. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DEGLI SCAVI.....	18
6. SISTEMA DI AGGOTTAMENTO DELLA FALDA	25
6.1. Modello geotecnico.....	25
6.2. Modello di calcolo	26
6.3. Risultati	28
7. VERIFICHE IDRAULICHE	32
8. EFFETTI DELLE ACQUE METEORICHE	33
9. EFFETTI SULLE PREESISTENZE	36
9.1. Scavo fra paratie.....	36
9.2. Scavo con metodo cut & cover	38
9.3. Effetto dell'aggottamento nelle fasi temporanee	43
9.3.1. Metodologia di calcolo del cedimento.....	43
9.3.2. Metodologia di valutazione del grado di potenziale danneggiamento per gli edifici.....	44
9.3.1. Valutazione del grado di danneggiamento potenziale per gli edifici esistenti	47
9.3.2. Subsidenza per perdita del fine	49
10. CONCLUSIONI	51

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 4 di 52

INDICE FIGURE

Figura 1. Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al., 1985)	18
Figura 2. Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bolton, 1986)	19
Figura 3. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate	21
Figura 4. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Superfici con fattore di sicurezza inferiore a 1.50	21
Figura 5. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo-coesivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate	22
Figura 6. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo-coesivo. Superfici con fattore di sicurezza inferiore a 1.50	22
Figura 7. Geometria cava presente nell'area	23
Figura 3. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate	24
Figura 4. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Superfici con fattore di sicurezza inferiore a 1.50	24
Figura 3. Schema di calcolo	27
Figura 3. Condizioni idrauliche al contorno nella modellazione dei pozzi della zona Cut and Cover	28
Figura 4. Sezione di calcolo con scavo Cut and Cover (pk 42+010)	29
Figura 5. Sezione di calcolo con scavo tra diaframmi (pk 42+400)	29
Figura 5. Andamento delle curve equipotenziali modello agli elementi finiti nella zona Cut and Cover ($k=10^{-4}$ m/s)	31
Figura 5. Pressione interstiziale modello agli elementi finiti nella zona Cut and Cover ($k=10^{-4}$ m/s)	31
Figura 3 Idrogramma di piena del metodo cinematico	34
Figura 8. Edificio 42+700 lungo la SS211	36
Figura 9. Geometria dell'edificio 42+700 prossimo allo scavo fra diaframmi	37
Figura 9. Risultati modello di scavo fra paratie. Andamento spostamenti in superficie	38
Figura 7. Edificio 40+850	39
Figura 11. Edificio 40+850. Planimetria dell'area	39
Figura 12. Edificio 42+250	40
Figura 13. Edificio 42+250. Planimetria dell'area	40
Figura 14. Mappatura delle zone di rischio secondo Howe	41
Figura 15. Andamento spostamenti orizzontali con schematizzazione del comportamento a paratia	42
Figura 15. Limiti ammissibili della inflessione per varie strutture	45
Figura 15. Abbassamento del livello di falda agli estremi dell'edificio 42+250 (condizione idraulica per $k=10^{-4}$ m/s)	48
Figura 15. Abbassamento del livello di falda agli estremi dell'edificio 42+250 (condizione idraulica per $k=10^{-5}$ m/s)	49

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica</p>	<p>Foglio 5 di 52</p>

INDICE TABELLE

Tabella 1. Sondaggi nell'area di realizzazione della galleria artificiale (campagna PD).....	11
Tabella 2. Sondaggi nell'area di realizzazione della galleria artificiale (campagna 2005).....	11
Tabella 3. Intervalli di valori del numero di colpi da prove SPT per le formazioni presenti nell'area in esame..	12
Tabella 4. Dettaglio risultanze delle prove SPT in foro nell'area dell'opera GA1M (campagna 2005).....	12
Tabella 5. Stratigrafia di progetto per l'area in esame	12
Tabella 6. Caratteristiche di base dei materiali geotecnici.....	13
Tabella 7. Dettaglio risultanze delle prove di laboratorio nell'area dell'opera GA1M (campagna 2005)	14
Tabella 8. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della galleria scavata con metodo cut&cover. Interpretazione SPT sondaggi SI7 e SI9 presenti nell'area	15
Tabella 9. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della galleria scavata fra diaframmi	16
Tabella 10. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della galleria scavata con metodo cut & cover	17
Tabella 11. Conducibilità idraulica di progetto	26
Tabella 12. Sezione di calcolo e abbassamento della falda voluto s.....	26
Tabella 13. Caratteristiche del sistema di pozzi drenati per permeabilità $k=10^{-4}$ m/s –modello analitico.....	30
Tabella 14. Caratteristiche del sistema di pozzi drenati per permeabilità $k=10^{-5}$ m/s –modello analitico.....	30
Tabella 13. Caratteristiche del sistema di pozzi drenati–modello agli elementi finiti nella zona Cut and Cover	30
Tabella 13. Verifica a sollevamento nella zona Cut and Cover	32
Tabella 11. Abbassamento del terreno in funzione dell'abbassamento del livello di falda.....	44
Tabella 13. Valori tipici delle distorsioni angolari in relazione al grado di potenziale danneggiamento di un edificio (Bjerrum, 1963)	46
Tabella 14. Valori tipici delle distorsioni e cedimenti massimi in relazione al grado di potenziale danneggiamento di un edificio (Rankin,1988).....	46

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 6 di 52

1. INTRODUZIONE

Il presente rapporto riguarda la realizzazione delle opere identificate dal codice WBS GA1M ricadente lungo tracciato tra la pk 40+794.00 e la pk 42+778.80. L'intervento si inserisce nel quadro delle opere di linea previste dal Progetto Esecutivo del nuovo collegamento AC/AV Milano-Genova "Terzo Valico dei Giovi".

All'interno delle opere afferenti al nuovo collegamento ferroviario Milano-Genova, la WBS denominata GA1M (galleria artificiale Pozzolo) vede l'opera ferroviaria interrata rispetto al livello del terreno esistente. Nell'area in esame, quindi, l'impatto ambientale nella fase finale risulterà minimo, in quanto verranno ripristinate le condizioni originarie presenti precedentemente l'esecuzione dei lavori.

La tratta si divide in due zone principali:

- tratta in cui la struttura sotterranea è realizzata attraverso un metodo cut & cover, in cui viene effettuato uno scavo di sbancamento fino alla quota di progetto in corrispondenza della quale viene poi realizzato il solettone inferiore, le elevazioni e la chiusura dello scatolare con la soletta superiore, per poi ripristinare la condizione originaria al termine della realizzazione della struttura in calcestruzzo armato citata;
- tratta in cui la struttura sotterranea è realizzata attraverso uno schema tipo "metodo Milano", in cui previa esecuzione di uno sbancamento limitato, vengono realizzate le paratie in diaframmi in c.a., cui segue la realizzazione del solettone superiore e lo scavo viene effettuato sotto la protezione del solettone superiore sino al livello del getto della soletta di fondo, dal quale si procede al getto dell'elemento citato, la posa dell'impermeabilizzazione interna ed il completamento delle strutture portanti interne atte a resistere alla spinta dell'acqua di falda.

Le progressive di riferimento (rif. Binario pari) risultano le seguenti:

- inizio WBS lato Genova: pk 40+794.00
- passaggio WBS lato Genova: pk 42+400.80
- termine WBS lato Milano: pk 42+778.80

La lunghezza del tratto con scavo in cut & cover risulta pari a 1606.8m, mentre la lunghezza dello scavo fra diaframmi risulta pari a 378.00m.

La sezione interna ha una dimensione pari a 11.0m in larghezza per 8.80m in altezza.

La tratta in esame si inserisce all'interno di un allineamento che si sviluppa nella pianura piemontese con una livelletta di progetto che segue la morfologia del territorio mostrando una pendenza in direzione Milano (per la galleria artificiale in esame di valore leggermente inferiore a 0.50%), ai cui estremi risultano presenti le WBS di approccio alla galleria artificiale:

- TR13, lato Genova, prima della tratta scavata con sistema cut & cover;
- TR14, lato Milano oltre la tratta fra diaframmi.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica</p>	<p>Foglio 7 di 52</p>

Il proseguo del documento illustrerà sinteticamente le caratteristiche delle opere e le modalità realizzative delle stesse.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica</p>	<p>Foglio 8 di 52</p>

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente documento è stato redatto con riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 11.03.1988 e s.m.i. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali, e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 Legge 02/02/74, n.64 art.1. D.M. 11/03/1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l’applicazione”.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 9 di 52

3. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

3.1. Contesto geologico

L'opera oggetto del presente rapporto è situata in un settore di pianura, caratterizzato dalla successione di depositi alluvionali del Bacino di Alessandria (Pleistocene inf- Olocene) che poggiano in discontinuità sulla successione sedimentaria post-messiniana, rappresentata in questo settore dalla Formazione delle argille Azzurre (Zancleano), dalle Sabbie d'Asti I.s. e dal "Villafranchiano" p.p. auct.

Dal punto di vista geologico l'area d'intervento ricade interamente nell'ambito dei depositi alluvionali del bacino alessandrino ed in particolare nell'unità dei depositi alluvionali recenti (FL3). I depositi alluvionali recenti sono posizionati in aree prossime all'alveo del T. Scrivia e sono delimitati a est dallo stesso corso d'acqua e a ovest dall'orlo di terrazzo di Novi Ligure - Formigaro ad orientazione nord ovest-sud est. Terrazzo alla cui base doveva posizionarsi un paleo-alveo dello Scrivia che dalla zona di Serravalle raggiungeva e attraversava l'attuale centro di Pozzolo e da qui proseguiva verso ovest secondo un tracciato corrispondente all'attuale Rio di Castel Gazzo. Lo spostamento successivo dell'alveo a est di Pozzolo e poi ancora verso est sino al raggiungimento della posizione attuale ha conformato questo tratto di pianura che viene attribuito al fluviale recente. Fluviale recente che si eleva, rispetto all'alveo attuale dello Scrivia, di 20 m nel tratto di monte (zona di Serravalle-Novì) e di 5 metri nel tratto di valle (tra Rivalta Scrivia e Tortona).

Il fluviale recente (FL3) comprende terreni a granulometria grossolana con ghiaie nettamente prevalenti (70-80%) sulle sabbie (10-20%) e sulle parti più fini (limo+argilla) 10-20%.

La litofacies è distribuita su gran parte dell'area di pianura interessata dal tracciato del III Valico. Nel tratto meridionale, a ridosso dell'imbocco nord della Galleria di Serravalle, si evidenziano modesti spessori (circa 4 m) di ghiaie sabbioso-limose che ricoprono la formazione delle Argille Azzurre. Verso nord, in corrispondenza della progressiva 37+500 ca., si osserva un rapido incremento dello spessore dei sedimenti, che passa da 3-4 m a oltre 30 m; tale spessore aumenta ulteriormente verso nord.

3.2. Contesto idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico, il settore in cui ricade la WBS GA1M è caratterizzato dalla presenza di un acquifero superficiale a falda libera costituito da depositi alluvionali di pianura. Il substrato impermeabile o molto poco permeabile è invece costituito dalle Argille di Lugagnano. I depositi sono di tipo fluviale recente (fl3) e sono costituiti da ghiaie sabbioso-limose con percentuali variabili di matrice fine. All'interno di questi depositi è possibile distinguere tra un orizzonte superiore, maggiormente alterato e poco addensato, ed uno inferiore maggiormente addensato e caratterizzato da un maggior contenuto limoso. L'orizzonte superiore ha spessore variabile: il progressivo ispessimento di questo orizzonte è rilevabile tra la pk 40+794 e la pk 41+490, ove si osserva una variazione di spessore da ca. 3 m a ca. 13 m. Successivamente, esso tende a ridursi gradualmente raggiungendo uno spessore di ca. 5 m tra la pk 42+170 e la pk 42+220, e in seguito tende nuovamente ad ispessirsi con gradualità raggiungendo un valore di 7 m alla fine della tratta

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica

(pk 42+843). Su tutta la lunghezza della tratta al tetto dei depositi è presente un suolo agricolo dello spessore di ca. 1 m che ha scarsa rilevanza ai fini idrogeologici.

Un aspetto di rilievo che caratterizza il settore di realizzazione della Galleria di Pozzolo è che la permeabilità dei terreni è sensibilmente variabile sia in senso orizzontale che in senso verticale. In particolare, i terreni ubicati nell'orizzonte superiore ed inferiore dei depositi alluvionali hanno permeabilità differenti, con il primo orizzonte che presenta valori generalmente superiori al secondo. Un'indicazione sui valori di permeabilità dell'orizzonte superiore dei depositi fl3 deriva dalle prove idrauliche eseguite per il Progetto Definitivo sui pozzi esplorativi eseguiti tra Pozzolo Formigaro e Tortona, Tali prove sono state effettuate in trincee scavate fino ad una profondità di 1.5 m da pc. Le prove realizzate indicano una permeabilità compresa tra 2×10^{-4} m/s e 8×10^{-4} m/s.

Per quanto riguarda il livello inferiore dei depositi fl3, le prove Lefranc eseguite nell'ambito del Progetto Definitivo definiscono un intervallo piuttosto ampio di valori, compresi tra 1×10^{-6} e 1×10^{-3} m/s. Ulteriori indicazioni sulle permeabilità di tali depositi derivano dai test di pompaggio a lunga durata eseguiti nell'ambito del Progetto Definitivo. Una prova su pozzo eseguita alla periferia Sud di Pozzolo Formigaro (ca. 100 m da tracciato ferroviario, in un settore compreso tra la ferrovia Novi Tortona e il Rio Gnavole) ha permesso di definire una permeabilità di 5.0×10^{-5} m/s ed un coefficiente di immagazzinamento di 1.6×10^{-3} . Un'altra prova effettuata nella cava dismessa di Cascina S. Maria (estremità settentrionale della prevista Galleria artificiale di Pozzolo) ha restituito valori di permeabilità compresi tra 2.0×10^{-4} e 3.0×10^{-4} m/s. Un'altra prova eseguita simultaneamente su 4 pozzi a Pozzolo Formigaro ha restituito un valore di 4.0×10^{-6} m/s. Infine, un'ulteriore prova di pompaggio a lunga durata eseguita in periferia Sud di Pozzolo Formigaro (Loc. Cascina Valle) ha restituito valori di 3.3×10^{-6} m/s e 1.1×10^{-5} m/s in regime transitorio e di 2.2×10^{-6} m/s e 9.5×10^{-6} m/s in regime stazionario, con un coefficiente di immagazzinamento di $S = 7.8 \times 10^{-4}$.

Dal punto di vista della rappresentatività dei valori, si rimarca che i risultati ottenuti attraverso le prove di pompaggio sono maggiormente significativi di quelli ottenuti dai test in foro, in quanto le prime permettono di valutare la permeabilità in un intorno esteso attorno al pozzo, mentre le seconde indagano la permeabilità solamente in un intorno localizzato attorno al sondaggio. Pertanto, i test in foro risentono maggiormente di effetti locali (es. eterogeneità locali, disturbi del terreno indotti dalla perforazione). Sulla base di queste considerazioni e dei risultati delle indagini sopra riportate è possibile affermare che la permeabilità di riferimento della tratta di scavo della Galleria artificiale di Pozzolo Formigaro si colloca in un intervallo piuttosto ampio, mediamente compreso tra 2×10^{-6} m/s e 2.0×10^{-4} m/s, con valori che possono essere localmente anche superiori o inferiori. Il coefficiente di immagazzinamento (in questo caso coincidente con la porosità efficace) è mediamente compreso tra 8×10^{-4} e 2×10^{-3} .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 11 di 52

3.3. Indagini in sito considerate

Nella zona della galleria artificiale in oggetto, sono stati eseguiti una serie di sondaggi geotecnici a carotaggio continuo. La denominazione dei sondaggi di cui sopra, nonché le rispettive profondità raggiunte, sono riportate nella tabella seguente.

Sondaggi a carotaggio		
Denominazione	Quota assoluta (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)
XA301R068	168.07	30
SA301C069	166.82	40
SA301R070	162.95	30
XA301R071	161.35	30
XA301U072	159.60	40
XA301C073	157.10	40
SA301R074	154.60	30
XA301R075	154.10	30

Tabella 1. Sondaggi nell'area di realizzazione della galleria artificiale (campagna PD)

Nell'area è stata effettuata una campagna integrativa (2005) allo scopo di completare le informazioni geotecniche con un maggiore grado di dettaglio.

Sondaggio	Pk	Quota assoluta (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)
SI7	40+800	166,393	30
SI9	42+500	158,272	30
SI10	42+850	156,188	30
SI11	44+200	151,551	30

Tabella 2. Sondaggi nell'area di realizzazione della galleria artificiale (campagna 2005)

La campagna ha visto la realizzazione di una serie di sondaggi geognostici, prove in sito in corrispondenza degli stessi (SPT e prove Lefranc, principalmente) ed il prelievo di campioni per prove di laboratorio.

3.1. Stratigrafia nella zona di realizzazione delle opere

Sulla base dei dati disponibili, la situazione stratigrafica del sito può essere così schematizzata:

A partire dal piano campagna locale si può incontrare uno strato superficiale di terreno di riporto/agricolo costituito da limo sabbioso marrone scuro di spessore pari a 1.00÷2.00 m circa, localmente inglobante elementi lapidei sparsi (Formazione LS).

Al di sotto della Formazione LS/LA e fino alle massime profondità indagate è presente un deposito di origine alluvionale postglaciale (Olocene) fl3 costituito da ghiaia medio grossa in matrice limo-sabbiosa (Formazione GL) con frazione limosa crescente con la profondità.

Le prove SPT hanno fornito gli intervalli di valori riportati nella seguente tabella.

Prove	Formazione LS/LA	Formazione GL
N _{SPT} (colpi/30cm)	-	42 ÷ 95 (1)

(1) Alcuni valori a rifiuto

Tabella 3. Intervalli di valori del numero di colpi da prove SPT per le formazioni presenti nell'area in esame

Le risultanze delle prove SPT mostrano i seguenti andamenti per le varie zone presenti nell'area.

SI13		SI7		SI9		SI10		SI11		SI12	
prof. [m]	N	prof. [m]	N	prof. [m]	N	prof. [m]	N	prof. [m]	N	prof. [m]	N
7.3	rif.	7.5	rif.	7.5	rif.	7	72	4.8	72	2	56
9	rif.	9	rif.	10	rif.	9	rif.	10.8	rif.	4.5	64
12	rif.	11	rif.	12.5	62	12.5	rif.	12.3	rif.	7.5	76
15	rif.	13	rif.	16	rif.	15	60	15.5	rif.	9	27
18	51	16.4	57	18.5	46	18.5	46	19.7	74	12	45
21	rif.	20	rif.	22	42	22	49	22.5	51	15	8
24	53	24	65	25	79	24.4	56	25	69	19.5	31
27	60	27.2	71	28	rif.	28	82			24	33
		Cut & cover				Scavo fra diaframmi					

Tabella 4. Dettaglio risultanze delle prove SPT in foro nell'area dell'opera GA1M (campagna 2005)

Alla luce di quanto sopra la stratigrafia di progetto da utilizzarsi nelle verifiche geotecniche viene prevista come di seguito indicato.

Stratigrafia di calcolo	Da (m da p.c.)	A (m da p.c.)	Tipo di terreno
LS/LA	p.c.	- 2.00	Limo sabbioso
GL	- 2.00	In poi	Ghiaia medio grossa in matrice limosa

Tabella 5. Stratigrafia di progetto per l'area in esame

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica

Foglio
13 di 52

3.1. Livello piezometrico

Il livello di falda rilevato dai piezometri installati nei sondaggi non è uniforme lungo il tracciato della galleria e tende ad approfondirsi in direzione sud-nord. In particolare il livello di soggiacenza massima varia tra - 3.2 m da p.c. intorno alla pk. 40+500 (Sondaggio XA301R068) e - 6.1 m da p.c. a partire dalla pk. 42+100 circa (Sondaggi XA301U072, XA301C073 e XA301R075), mentre il livello di soggiacenza minima varia tra - 4.70 m da p.c. e - 13.30 m da p.c. in corrispondenza delle medesime progressive.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Di seguito si forniscono i parametri di base per i materiali geotecnici nell'area in esame, coerentemente con quanto previsto in PD.

Parametri	Formazione LS/LA	Formazione GL
Peso di volume γ (kN/m ³)	18	19 ÷ 20 (1)
Densità relativa D_r (%)	-	73 ÷ 95
Coesione drenata c' (kPa)	5	-
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	26	44-0.1·Z (2) (3)
Velocità delle onde di taglio V_s (m/s)(4)	-	185 + 3.9·z (3)
Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 per materiali granulari (MPa)	-	75 + 3.85·z (3)
Modulo di Young a piccole deformazioni E_0 per materiali granulari (MPa)	-	190 + 10·z (3)

(1) Valori crescenti con la profondità.

(2) Valori decrescenti con la profondità.

(3) Z = Profondità da piano campagna in m.

(4) Valori delle velocità delle onde di taglio ricavate dai dati SPT secondo la correlazione di Ohta e Goto.

Tabella 6. Caratteristiche di base dei materiali geotecnici

La campagna di indagini 2005 ha fornito informazioni aggiuntive, permettendo di distinguere in zone omogenee le varie tratte realizzative lungo il tracciato nell'area in esame.

In particolare si osserva come nella tratta fra paratie i parametri geotecnici risultino, quantomeno dalle prove di laboratorio, inferiori rispetto a quelli delle zone adiacenti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica		Foglio 14 di 52

area	sondaggio	campione	z [m]	%G	%S	%L	%A	wn	LL	LP	IP	TD c' [kPa]	φ' [°]
	SI 13	R1	5.5	61.66	22.24	9.14	6.96	9.40%	26	19	7		
		R2	13	51.59	31.92	10.63	5.86	9.49%	26	18	8	8.02	47.98
		R3	18.5	43.75	37.33	11.75	7.17	23.39%	32	22	10	22.26	45.57
		R4	25	52.16	21.1	14.93	12.35	20.65%	32	20	12	15.46	42.98
cut & cover	SI 7	R1	8	58.86	20.391	12.01	8.23	10.80%	27	17	10		
		R2	14.5	70.7	16.6	9.51	3.8	16.20%	32	20	12	4.56	43.15
		R3	20.5	78.71	10.57	7.09	3.63	11.65%	33	20	13	2.94	43.52
		R4	28	52.89	19.94	14.61	12.56	11.27%	33	19	14		
	SI 9	R1	6.5	79.12	14.75	3.68	2.45	5.17%	22	14	8		
		R2	13.5	73.49	22.79	2.5	1.21	7.66%	22	16	6		
		R3	19.5	67.24	14.93	9.56	8.27	14.96%	33	20	13	8.87	41.5
		R4	26	48.33	23.5	14.24	13.93	13.10%	28	17	11		
diaframmi	S10	R1	8	85.23	10.14	2.42	2.22	7.75%	32	19	13		
		R2	16.5	62.29	20.74	10.57	6.4	12.11%	33	20	13	5.74	35.1
		R3	23.5	64.88	17.44	11.51	6.17	13.34%	34	20	14	12.05	37.58
		R4	29	51.21	24.13	14.63	10.04	11.04%	28	17	11		
	S11	R1	5.5	80.92	10.33	3.94	4.81	4.93%	31	17	14		
		R2	12.5	71.37	18.5	6.01	4.12	8.83%	28	18	10	6.97	34.72
		R3	17	71.9	16.45	7.46	4.19	10.24%	30	21	9	6.79	36.6
		R4	26.5	60.93	26.24	7.35	5.48	11.80%	32	20	12		
S12	B	8	74.41	17.26	5.75	2.59	5.79%	20	17	3	4.96	41.1	
	C	17.5	65.6	18.27	10.87	5.26	13.28%	26	19	7	0.9	40.45	

Tabella 7. Dettaglio risultanze delle prove di laboratorio nell'area dell'opera GA1M (campagna 2005)

Unit	BH	Depth	Water Depth	N _{SPT}	D50	C _{ER}	C _B	C _S	C _R	N ₆₀	Sand Relative Density	GAMMA	SIGMA TOT	U	SIGMA EFF.	CN	(N1) ₆₀	Dr	Φ
		m	m		mm							kN/m ³	kPa	kPa	kPa	Skempton (1986)		Skempton (1986)	Peck, Hanson, and Thornburn
																EPRI 2-14		EPRI 2-17	EPRI 4-14
SI9-12.5	sand1	12.50	6.00	62.00	15.00	0.90	1.00	1.00	1.00	55.80	Very Dense (Dr=85±100)	19	237.5	65	172.5	0.73	41.0	68	48
SI9-18.5	sand1	18.50	6.00	46.00	10.00	0.90	1.00	1.00	1.00	41.40	Dense (Dr=65±85)	19	351.5	125	226.5	0.70	29.1	59	43
SI9-22	sand1	22.00	6.00	42.00	20.00	0.90	1.00	1.00	1.00	37.80	Dense (Dr=65±85)	19	418	160	258	0.66	24.8	52	41
SI9-25	sand1	25.00	6.00	72.00	4.00	0.90	1.00	1.00	1.00	64.80	Very Dense (Dr=85±100)	19	475	190	285	0.62	40.1	73	45
SI7-16.4	sand1	16.40	6.00	57.00	25.00	0.90	1.00	1.00	1.00	51.30	Very Dense (Dr=85±100)	19	311.6	104	207.6	0.74	37.8	63	45
SI7-24	sand1	24.00	6.00	65.00	25.00	0.90	1.00	1.00	1.00	58.50	Very Dense (Dr=85±100)	19	456	180	276	0.63	36.9	62	45
SI7-27	sand1	27.00	6.00	71.00	6.00	0.90	1.00	1.00	1.00	63.90	Very Dense (Dr=85±100)	19	513	210	303	0.60	38.1	69	45

Unit	BH	Depth	Water Depth	N _{SPT}	D50	C	Vs	Vs	Shear Modulus (Gmax)	Shear Modulus (Gmax)	Vs	β ₀	β ₁	β ₀₂	Vs	Young Modulus (E)	Poisson Coefficient	Modulo di Taglio (G)
		m	m		mm		m/sec	m/sec	MPa	MPa	m/sec	-	-	-	(m/s)	MPa		MPa
							Imai e Tonouchi (1982)	Otha e Goto (1978)	Otha e Goto (1978)	Wroth et al. (1979) EPRI 5-20	Wroth et al. EPRI 5-20	Brandenber g et al. 2010 - PEER 2010/03	Brandenber g et al. 2010 - PEER 2010/03	Brandenber g et al. 2010 - PEER 2010/03	Brandenber g et al. 2010 - PEER 2010/03	D'Appolonia		
SI9-12.5	sand1	12.50	6.00	62.00	15.00	3	311.2	188.00	68.451056	287.9538218	385.584109	4.045	0.096	0.236	275.03248	53.16	0.20	22.15
SI9-18.5	sand1	18.50	6.00	46.00	10.00	3	279.6	192.74	71.94914923	228.8256878	343.724185	4.045	0.096	0.236	283.844656	43.67	0.20	18.19
SI9-22	sand1	22.00	6.00	42.00	20.00	1	265.7	196.24	74.58296192	213.3453589	331.893925	4.045	0.096	0.236	288.179575	40.17	0.20	16.74
SI9-25	sand1	25.00	6.00	72.00	4.00	5	309.1	220.44	94.11473097	323.0927913	408.433482	4.045	0.096	0.236	308.992687	52.46	0.20	21.86
SI7-16.4	sand1	16.40	6.00	57.00	25.00	5	303.4	195.30	73.87319614	269.9012432	373.301853	4.045	0.096	0.236	285.088212	50.60	0.20	21.08
SI7-24	sand1	24.00	6.00	65.00	25.00	5	301.1	214.94	89.47707808	298.6238778	392.662989	4.045	0.096	0.236	304.211802	49.88	0.20	20.78
SI7-27	sand1	27.00	6.00	71.00	6.00	5	304.2	223.21	96.49259019	319.6319428	406.2401	4.045	0.096	0.236	311.977186	50.88	0.20	21.20

Tabella 8. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della galleria scavata con metodo cut&cover. Interpretazione SPT sondaggi SI7 e SI9 presenti nell'area

Le indagini e le prove di laboratorio a disposizione hanno consentito una suddivisione del comportamento meccanico della formazione presente nell'area secondo:

- una suddivisione in base all'approfondimento;
- sulla base di una localizzazione geografica, che evidenzia come possa essere condotta una discriminante del comportamento fra le zone caratterizzate da uno scavo con sistema cut & cover e la tratta scavata fra diaframmi in c.a.

Conservativamente, le caratteristiche geotecniche per l'area dello scavo fra diaframmi sono di seguito definite tenendo in maggior conto le risultanze delle analisi di laboratorio.

Nel calcolo delle opere di sostegno tipo paratie, tirantate e non, si adotteranno valori del modulo di deformabilità pari a circa 1/3÷1/5 di quelli iniziali a piccole deformazioni.

Nel calcolo dei cedimenti della galleria artificiale si adotteranno valori del modulo di deformabilità pari a circa 1/10 di quelli iniziali a piccole deformazioni.

Per quanto sopra, la parametrizzazione dei terreni risulta come di seguito riportato

Parametri	Formazione	Formazione	Formazione	Formazione	formazione
	LS	GL	GL	GL	GL
Profondità da p.c.	0-2m	2-5	5-9	9-12	>12
Peso di volume γ (kN/m ³)	18	19	19	19	20
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	28	35	35	35	36
Modulo di deformabilità operativo E per materiali granulari (MPa), calcolati con riferimento al valore medio di E _o ed un fattore di riduzione pari a 5	20	45	54	62	70
Modulo di deformabilità operativo E per materiali granulari (MPa), calcolati con riferimento al valore medio di E _o ed un fattore di riduzione pari a 10	10	22.5	27	31	35

Tabella 9. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della galleria scavata fra diaframmi

Parametri	Formazione	Formazione	Formazione	Formazione	Formazione
	LS	GL	GL	GL	GL
Profondità da p.c.	0-2m	2-5	5-9	9-12	>12
Peso di volume γ (kN/m ³)	18	19	19-20	20	20
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	28	40	40	40	40
Modulo di deformabilità operativo E per materiali granulari (MPa), calcolati con riferimento al valore medio di E _o ed un fattore di riduzione pari a 5	20	45	54	62	70
Modulo di deformabilità operativo E per materiali granulari (MPa), calcolati con riferimento al valore medio di E _o ed un fattore di riduzione pari a 10	10	22.5	27	31	35

Tabella 10. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della galleria scavata con metodo cut & cover

5. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DEGLI SCAVI

Per le condizioni di scavo superficiale, in ragione anche degli elevati valori di densità relativa dei materiali, la dipendenza dell'angolo di resistenza a taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al, 1985; Bolton, 1986).

La prima valutazione mostra che per una tensione a rottura variabile da 0 a 100kPa (circa 5.5m di profondità), i valori di angolo d'attrito risultano variabili da 47.7° a 45°, quando la condizione del materiale di base ($\phi'=40$) ha fornito un valore di tangente dell'angolo pari a 0.83.

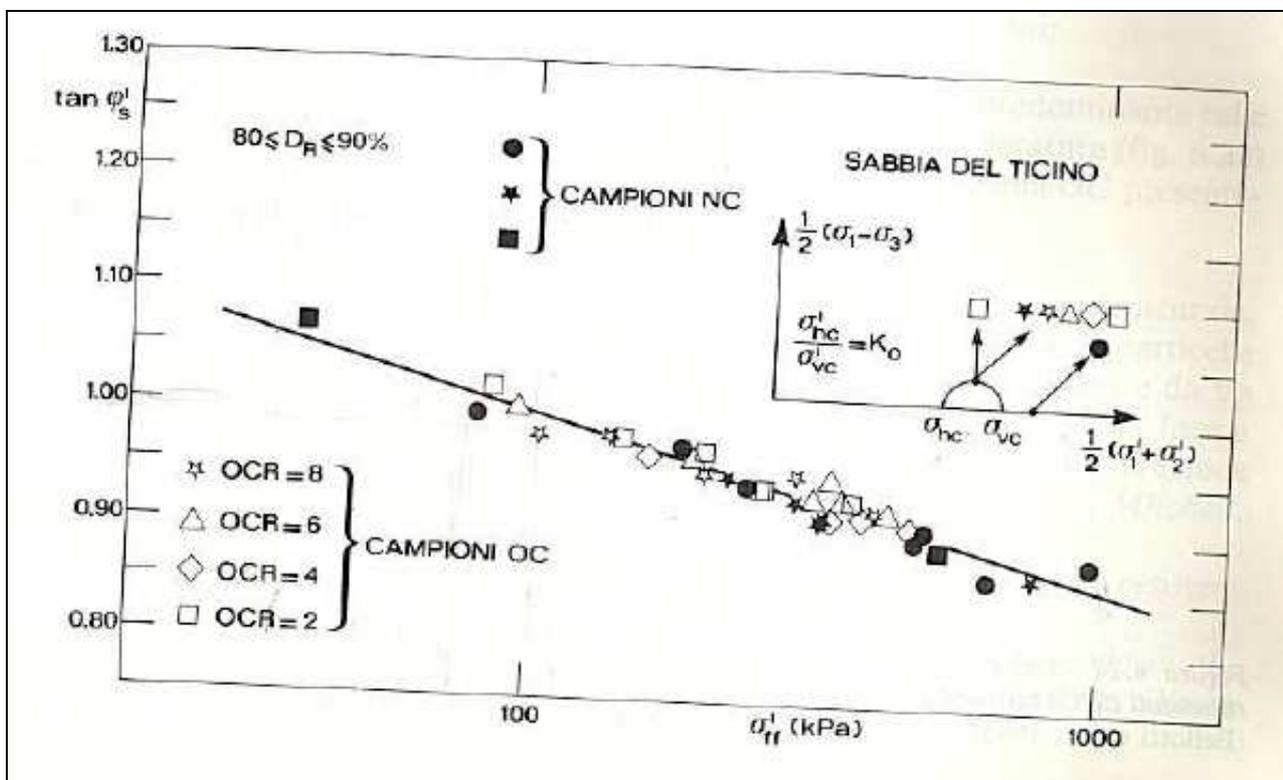


Figura 1. Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al., 1985)

La realizzazione degli sbancamenti atti a permettere la realizzazione delle opere in progetto consistono di scavi per profondità anche elevate, intervallati da berme intermedie atte alla limitazione della pendenza complessiva dello scavo e permettere l'esecuzione delle trincee drenanti, in modo che gli approfondimenti successivi avvengano in condizioni drenate.

Sulla scorta dei dati disponibili, è possibile fare riferimento agli studi di Bolton (1986), che ha definito una relazione che lega la tensione efficace all'effetto di dilatanza:

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = m D I$$

dove:

$m=5$ in condizioni di deformazione piane;

$DI=DR[10-\ln(p'_f)]-1$ dove p'_f è la tensione media efficace a rottura.

ϕ'_p = angolo d'attrito di picco

ϕ'_{cv} = angolo d'attrito a volume costante

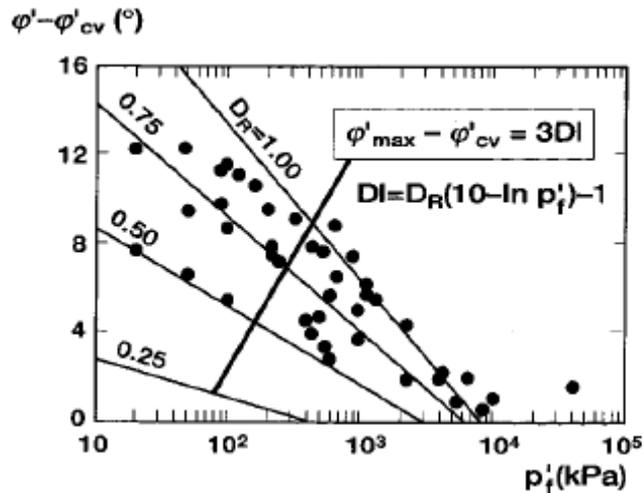


Figura 2. Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura
 (Bolton, 1986)

E' dunque possibile definire i valori delle resistenze attrittive al variare della tensione agente. Nel seguito sono stati utilizzati valori conservativi relativamente all'angolo d'attrito a volume costante e della densità relativa.

Strati profondi (GL)

ϕ'_{cv} [°]	profondità [m]	tensione efficace media a rottura					DI	m [-]	$\phi'_p - \phi'_{cv}$ [°]	ϕ'_p [°]
		p'_f [kPa]	$\ln(p'_f)$	$10 - \ln(p'_f)$	DR					
31	0.5	10	2.302585	7.697415	0.675	4.196	5	20.98	51.98	
31	1	20	2.995732	7.004268	0.675	3.728	5	18.64	49.64	
31	1.5	30	3.401197	6.598803	0.675	3.454	5	17.27	48.27	
31	2	40	3.688879	6.311121	0.675	3.260	5	16.30	47.30	
31	2.5	50	3.912023	6.087977	0.675	3.109	5	15.55	46.55	
31	3	60	4.094345	5.905655	0.675	2.986	5	14.93	45.93	
31	3.5	70	4.248495	5.751505	0.675	2.882	5	14.41	45.41	
31	4	80	4.382027	5.617973	0.675	2.792	5	13.96	44.96	
31	4.5	90	4.49981	5.50019	0.675	2.713	5	13.56	44.56	
31	5	100	4.60517	5.39483	0.675	2.642	5	13.21	44.21	
31	5.5	110	4.70048	5.29952	0.675	2.577	5	12.89	43.89	
31	6	120	4.787492	5.212508	0.675	2.518	5	12.59	43.59	

Strato superficiale (LS)

ϕ'_{cv} [°]	profondità [m]	$p'f$ [kPa]	$\ln(p'f)$	$10-\ln(p'f)$	DR	DI	m	$\phi'p-\phi'cv$ [°]	$\phi'p$ [°]
27	0.5	10	2.302585	7.697415	0.5	2.849	5	14.24	41.24
27	1	20	2.995732	7.004268	0.5	2.502	5	12.51	39.51
27	1.5	30	3.401197	6.598803	0.5	2.299	5	11.50	38.50
27	2	40	3.688879	6.311121	0.5	2.156	5	10.78	37.78

Sulla base di tali indicazioni, sono state condotte le valutazioni di stabilità per le condizioni di progetto.

Attraverso l'utilizzo dei valori afferenti alla prima teoria, il calcolo ha fornito i fattori di sicurezza (metodo di Bishop semplificato) sulla base delle seguenti caratteristiche di resistenza:

- Peso unità di volume 19kN/m³;
- angolo d'attrito strato 0.50m: 47.7°;
- angolo attrito da 0.50m di profondità sino a 1.50m: 47°;
- riduzione di un grado dell'angolo d'attrito sino a 5.5m di profondità;
- angolo attrito pari a 40° per la zona a profondità oltre i 5.50m.
- zona superficiale con angolo d'attrito pari a 37.7° (rif. metodo di Bolton, prof.=2.0m),

La geometria degli scavi presenta le seguenti caratteristiche:

- scarificazione del terreno superficiale (circa 2m) e sistemazione con pendio inclinato 2/3, ovvero stabilizzazione dello spessore superficiale con blocchi o gabbioni.
- pendenza del terreno con valore massimo 4/5, intervallate con berme di 2.0m-3.0m.

La verifica viene effettuata applicando in sommità un sovraccarico pari a 20kPa e con falda abbattuta dal sistema di aggettamento.

I risultati sono di seguito riportati (modello *Slide1_p4-5.slim*).

Come visibile, i fattori di sicurezza risultano superiori a 1.3 e le verifiche risultano quindi soddisfatte.

Un approfondimento della problematica porta ad investigare sulle condizioni maggiormente prossime al limite di normativa (nel caso in esame sono state selezionate le superfici con FS <1.50), che mostrano come le potenziali problematiche siano afferenti a condizioni di natura superficiale, e non vengono interessate superfici profonde.

Tale condizione risulta tipica dei materiali non coesivi

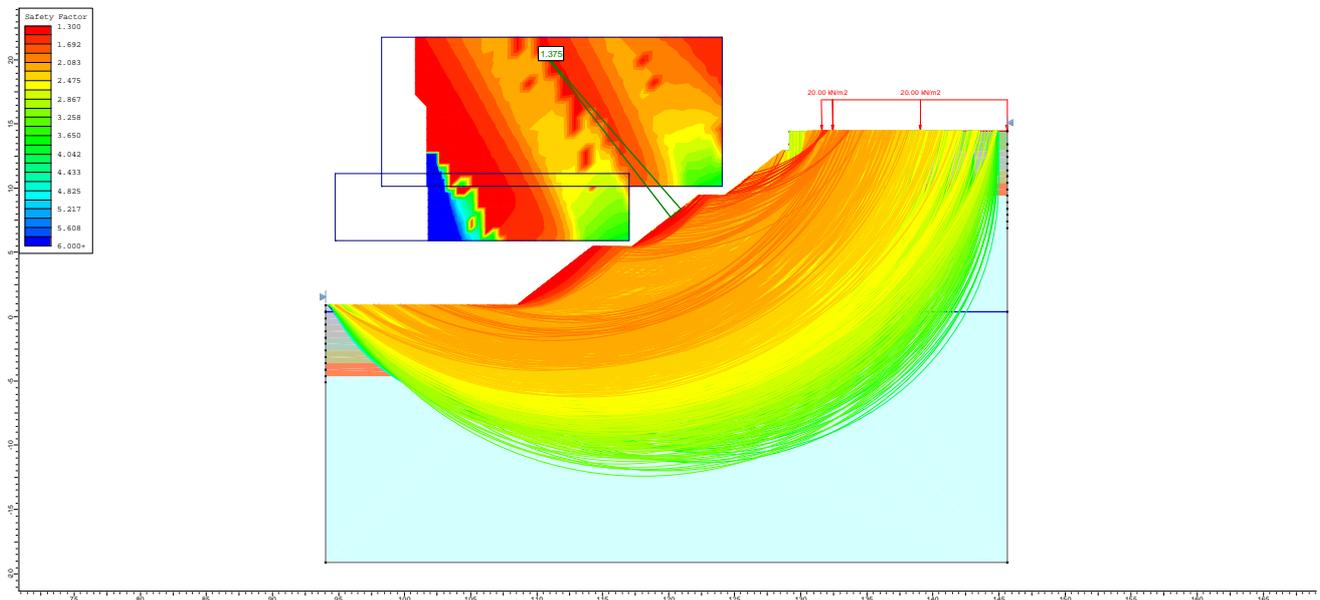


Figura 3. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.

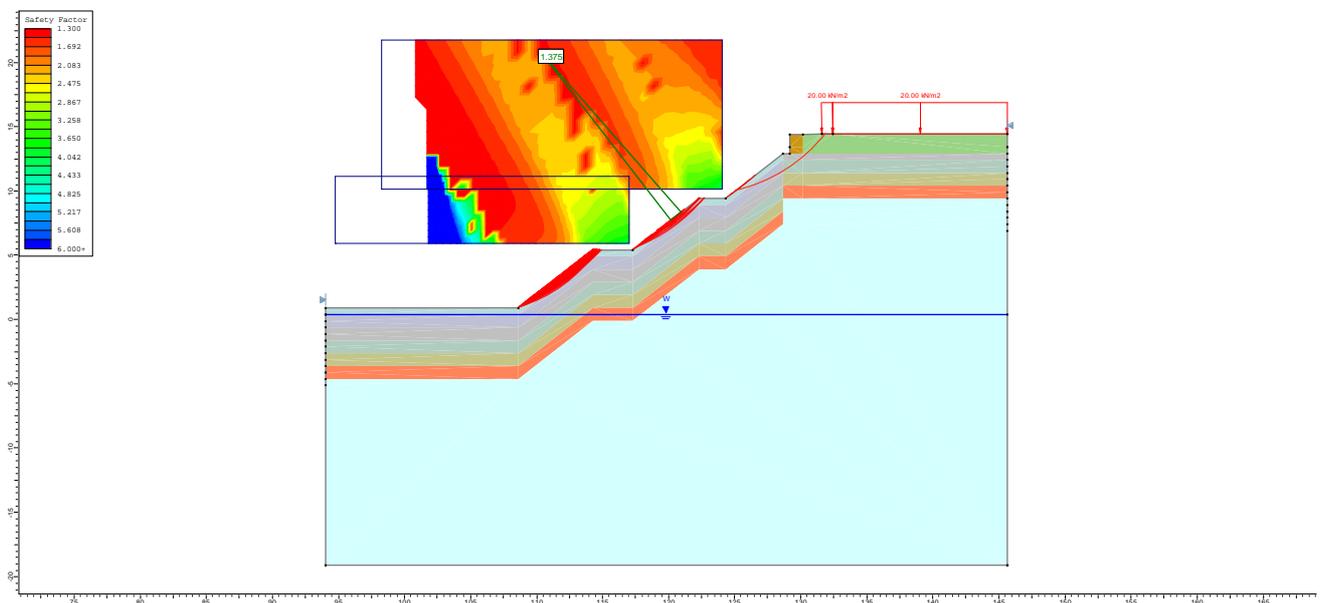


Figura 4. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Superfici con fattore di sicurezza inferiore a 1.50

Allo scopo di analizzare le possibili condizioni di rottura, è stato altresì condotta un'analisi in cui il mezzo risulta caratterizzato da proprietà omogenee (dividendo naturalmente lo strato superficiale da quello sottostante) e presenza di coesione, con (sulla scorta delle indagini di laboratorio che hanno indicato la presenza di tale componente) i seguenti parametri:

- angolo d'attrito: 40°;
- coesione 5kPa

Le risultanze del calcolo (Slide1_p4-5_cohesion.slim) sono di seguito riportate.

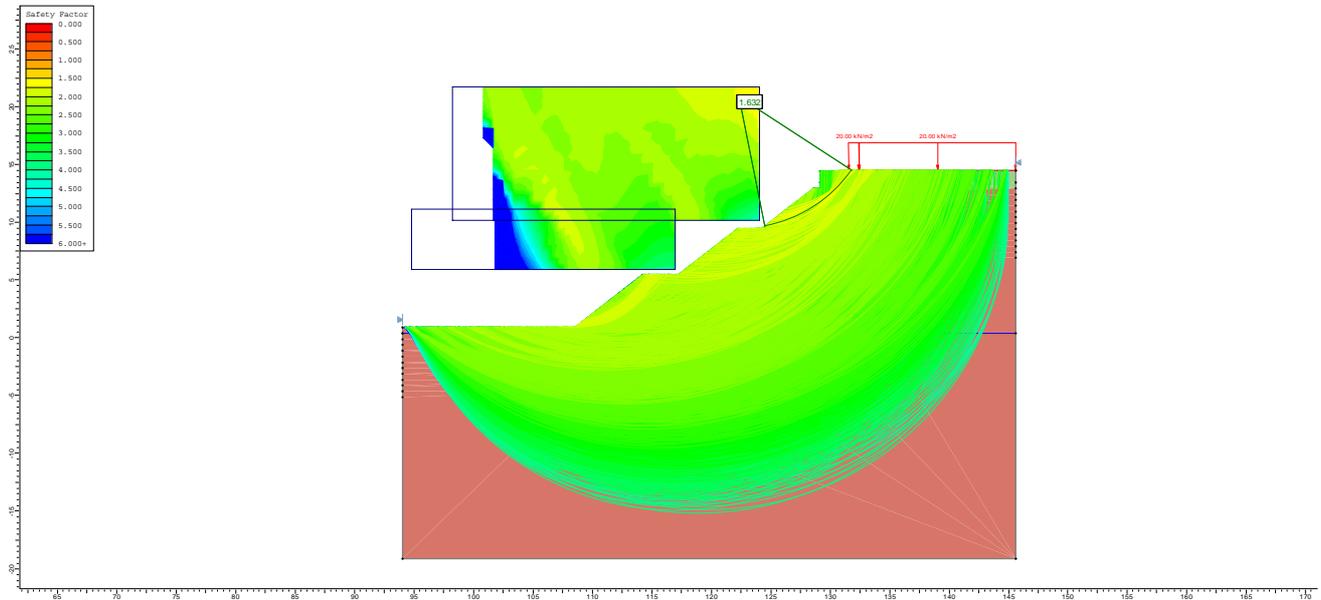


Figura 5. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attivo-coesivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate

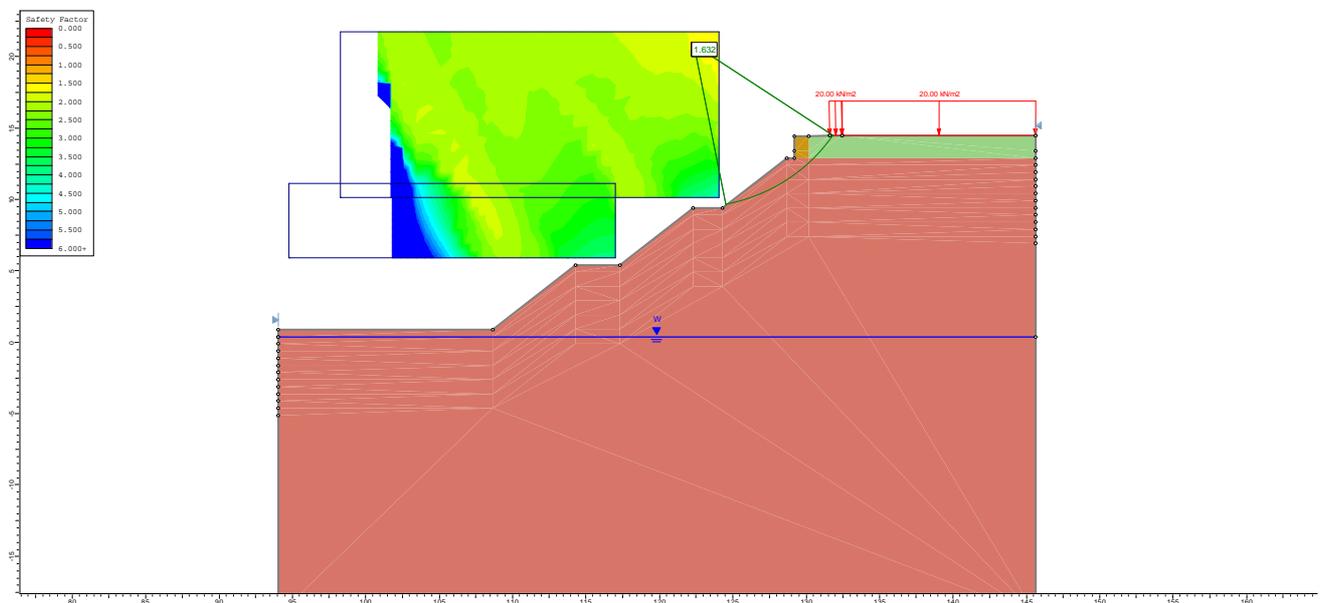


Figura 6. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo-coesivo. Superfici con fattore di sicurezza inferiore a 1.50

In sintesi i calcoli hanno dunque evidenziato come:

- la stabilità risulta soddisfare i requisiti di normativa;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 23 di 52

- la caratterizzazione adottata con materiale puramente attritivo risulta conservativa rispetto ad un approccio che comprende anche il contributo coesivo;
- il mezzo nell'area degli scavi necessita un intervento di drenaggio in modo che non risulti presente acqua in corrispondenza delle scarpate;
- nell'area in esame, le cave presenti mostrano profondità paragonabili a quelle degli scavi, con pendii a geometria simile, ma con la presenza della falda (si riporta una sezione rappresentativa nella figura seguente). Le condizioni di progetto appaiono meno gravose, principalmente per la presenza delle banche intermedie e dell'assenza della falda che svolge un ruolo fondamentale nella definizione dei fattori di sicurezza nell'ambito delle analisi di stabilità.

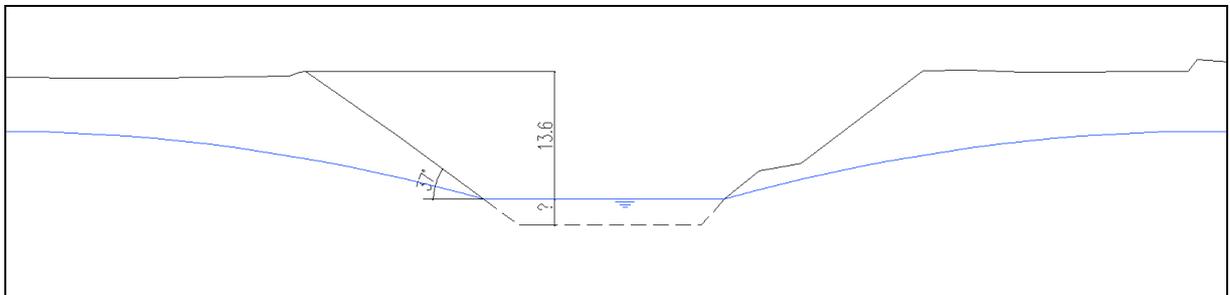


Figura 7. Geometria cava presente nell'area

In aggiunta, la necessità di limitare le zone di esproprio il più possibile entro i limiti di PD ha definito la necessità di apportare opportune ottimizzazioni alla soluzione, che per la zona lato ovest mostra tali problematiche.

In tale area viene prevista la riduzione del numero di berme da 2 a 1, mantenendo le pendenze di progetto precedentemente descritte.

Le risultanze (modello Slide1_p4-5_ott_1a_03.slim) sono assimilabili a quanto in precedenza osservato, e la soluzione rispetta i limiti di normativa.

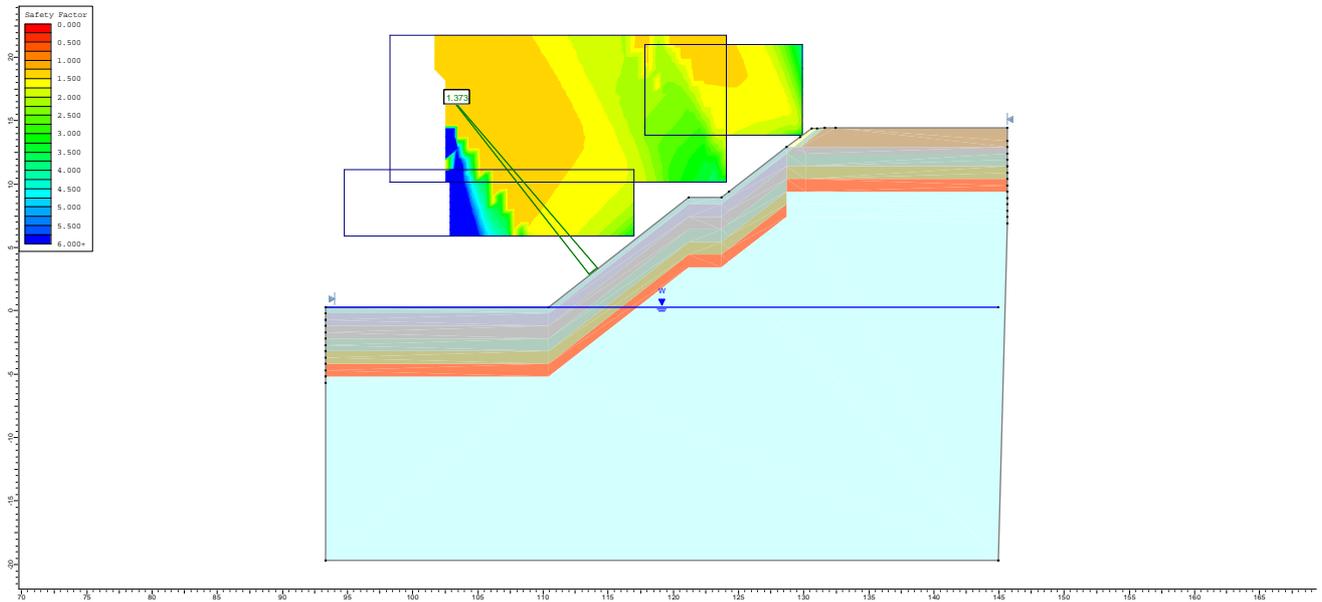


Figura 8. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.

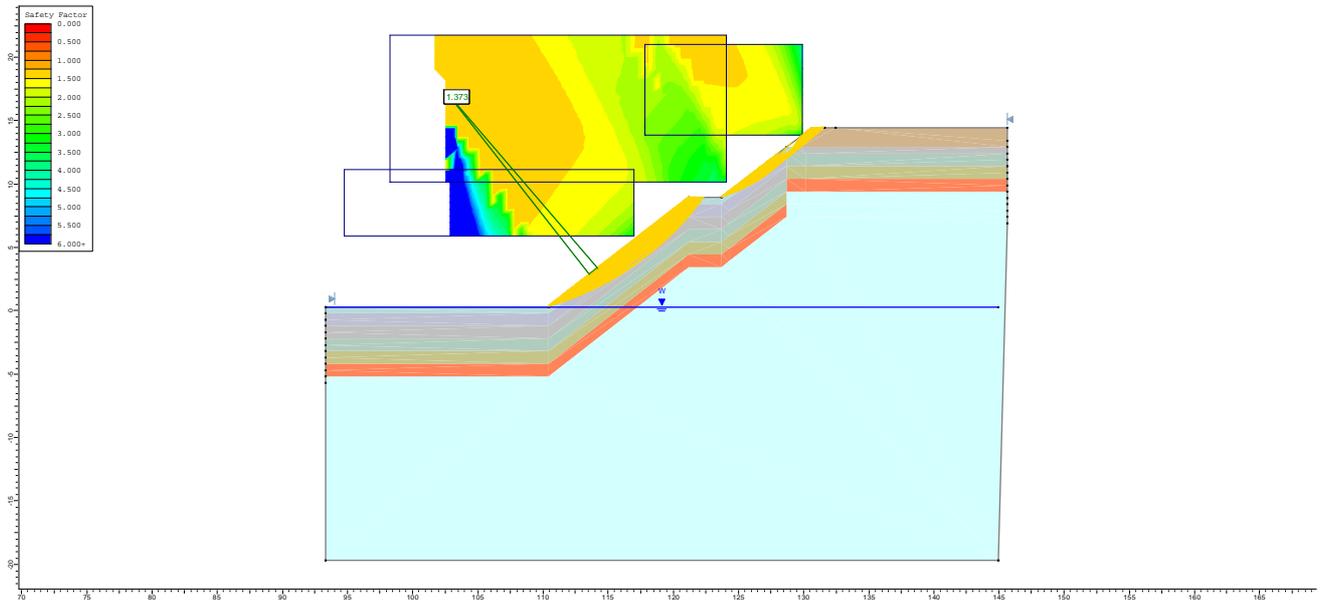


Figura 9. Analisi di stabilità metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Superfici con fattore di sicurezza inferiore a 1.50

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica	Foglio 25 di 52

6. SISTEMA DI AGGOTTAMENTO DELLA FALDA

In questo paragrafo sono descritte le soluzioni adottate per abbassare la falda durante le operazioni di scavo per la messa in opera della galleria sia nel tratto realizzato secondo la modalità Cut and Cover (tra le progressive 40+794 e 42+400) sia nel tratto scavato tra diaframmi (tra le progressive 42+400 e 42+780).

L'aggottamento della falda è previsto su campi di 240m mediante l'impiego di pozzi di emungimento disposti su due file con interesse longitudinale di 20m.

Nel tratto scavato a cielo aperto i pozzi saranno disposti ad interasse trasversale di 30.6m in corrispondenza della berma più prossima al fondo scavo avendo abbattuto la falda fino a tale quota mediante l'impiego di trincee drenanti.

Nel tratto scavato tra diaframmi i pozzi saranno ubicati esternamente ai diaframmi ad una distanza trasversale di 20.7m.

6.1. Modello geotecnico

Il modello geotecnico di seguito descritto è in accordo con i risultati delle indagini riportati nella relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica.

Dal punto di vista idrogeologico il terreno è costituito dai depositi alluvionali di pianura (afferenti al fluviale recente fl3) poggianti sul substrato poco impermeabile delle Argille di Lugagnano sede, secondo le prove di pompaggio, di un acquifero di tipo freatico.

I depositi alluvionali indagati sono costituiti da due orizzonti di ghiaie con differenti percentuali di matrice fine; l'orizzonte più superficiale, esteso sino a 18-20m di profondità, è formato da ghiaie poco addensate e con scarsa matrice sabbioso-siltosa, mentre, a profondità maggiori, le stesse ghiaie sono maggiormente addensate ed aumenta la percentuale della matrice più fine limosa-argillosa.

Sulla base delle prove effettuate in sito (prove Lefranc e prove di pompaggio) la permeabilità di questi terreni è variabile localmente sia in senso orizzontale che verticale in un ampio intervallo compreso tra 10^{-3} m/s e 10^{-6} m/s.

Il progetto prevede l'emungimento simultaneo su campi di scavo aventi lunghezza di 240m. Considerata l'entità del volume di terreno coinvolto durante ciascuno scavo, il sistema di aggottamento è dimensionato su di un intervallo di permeabilità di progetto "mediate", compreso tra 10^{-4} m/s e 10^{-5} m/s, avendo escluso i valori di permeabilità estremi misurati puntualmente.

In definitiva i parametri geotecnici del terreno sono riportati in tabella:

Strato	Spessore strato	Conducibilità idraulica k
(m)	(m)	(m/s)
Depositi alluvionali ghiaiosi	>30m (*)	$10^{-4} \div 10^{-5}$
Argille di Lugagnano	-	impermeabile

Tabella 11. Conducibilità idraulica di progetto

(*) A sud del tratto di interesse, alla progressiva 37+500, lo spessore dei depositi alluvionali è di circa 30m (sondaggio AA301R062) e aumenta progressivamente procedendo verso nord

6.2. Modello di calcolo

La zona di intervento è suddivisa in 2 zone caratterizzate dalle medesime modalità di scavo. a cielo aperto o con diaframmi.

Per ciascuna zona il dimensionamento del sistema di aggotamento è effettuato con riferimento alla sezione di calcolo caratterizzata dalla massima profondità di scavo.

La tabella seguente riporta le progressive delle zone di intervento e l'abbassamento della falda voluto s già maggiorato di un franco di 1 m rispetto al fondo scavo.

Tipologia zona	progressive km	lung.h.tratta m	s m	Sezione di calcolo pk
scavo a cielo aperto (Cut and Cover)	40+794-42+400	1606	10.07(*)	42+010
diaframmi	42+400-42+780	380	8.17	42+400

Tabella 12. Sezione di calcolo e abbassamento della falda voluto s

(*) nella zona Cut and Cover i pozzi sono dimensionati per consentire l'abbassamento della falda dalla posizione di soggiacenza minima di progetto alla quota del fondo scavo con un franco di 1m. Di fatto si trascura il contributo delle trincee drenate che consentono un primo abbattimento della falda fino a quota di testa dei pozzi.

La portata totale da emungere Q in ciascuna zona è calcolata secondo la formula seguente valida per un sistema di multipozzi di uguale diametro D in un acquifero di tipo freatico (Figura 10):

$$Q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \frac{1}{n} \sum \ln R_i}$$

dove:

- k è la permeabilità del terreno;
- H è il livello della falda stazionaria;
- h è il livello della falda abbassata;
- n è il numero di pozzi;
- R è il raggio di influenza del singolo pozzo;
- R_i è la distanza dal pozzo i -esimo del punto in cui si desidera abbattere la falda al livello h .

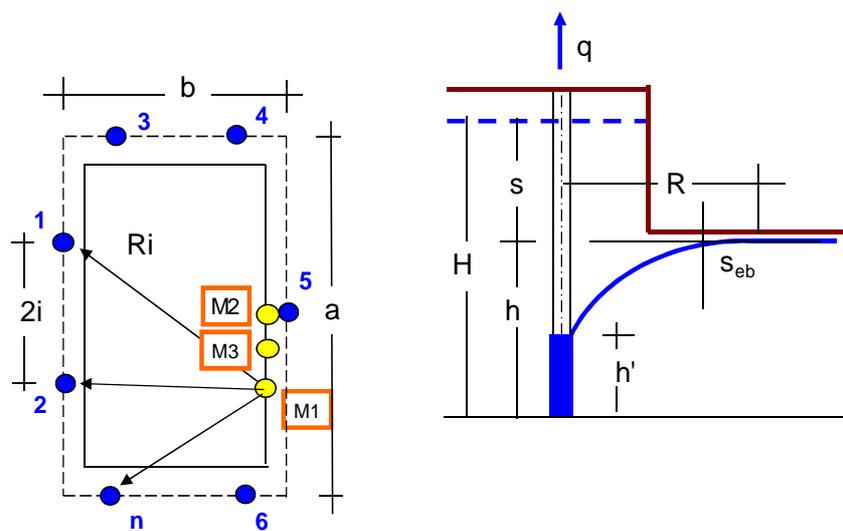


Figura 10. Schema di calcolo

Il raggio di influenza R del singolo pozzo è calcolato noto l'abbattimento di falda s pari a $(H-h)$:

$$R = 3000 \cdot (H - h) \cdot \sqrt{k} = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$$

Fissato il numero dei pozzi e la disposizione planimetrica si calcola il termine $(1/n) \cdot \sum \ln R_i$ con riferimento ad almeno 3 punti ubicati lungo il perimetro di scavo (M1, M2, M3), modificandone la posizione fino a massimizzare il termine sopraindicato. In tal modo è possibile calcolare la massima portata totale da emungere Q_{\max} .

Noti Q_{\max} e il numero di pozzi n si trova immediatamente la portata da emungere dal singolo pozzo q_{req} .

L'altezza del filtro h' deve essere scelta in modo che la portata emungibile dal singolo pozzo q pari a $q = \pi D k h' / 15$ sia inferiore alla portata richiesta q_{req} (criterio di Herth e Arndts, 1973).

L'abbassamento del livello dell'acqua nel pozzo rispetto al livello di falda abbattuto s_{eb} è dato da:

$$s_{\text{eb}} = h - \left[h^2 - \frac{1.5q(\ln i - \ln D/2)}{\pi k} \right]^{0.5}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 28 di 52

In una fase successiva, è stata effettuata una simulazione del comportamento del sistema di pozzi precedentemente dimensionato mediante una modellazione piana del problema agli elementi finiti con il codice di calcolo Plaxis 2D 2012.

Le simulazioni sono condotte nella zona di scavo Cut and Cover, nell'ipotesi che i terreni abbiano una permeabilità omogenea e isotropa pari a 10^{-4} m/s e 10^{-5} m/s e che la falda iniziale sia ubicata alla quota di progetto a 155.8 m s.l.m.

La portata e la lunghezza dei pozzi sono determinate verificando che la falda si posizioni circa 1m al di sotto della quota di fondo scavo.

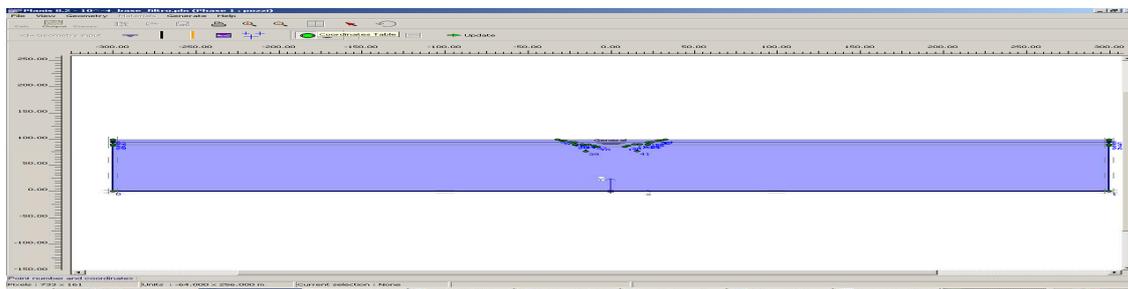


Figura 11. Condizioni idrauliche al contorno nella modellazione dei pozzi della zona Cut and Cover

6.3. Risultati

Le tabelle seguenti riportano i risultati ottenuti con il modello analitico nell'ipotesi che i terreni interagenti con l'opera abbiano permeabilità di 10^{-4} m/s e 10^{-5} m/s, indicando per ciascuna zona, il numero di pozzi necessari, la portata emunta, la disposizione geometrica dei pozzi e l'abbassamento del livello dell'acqua raggiunto nel pozzo.

Nei tratti di scavo a cielo aperto la lunghezza attiva del pozzo H è decrementata di 4.65 m nell'ipotesi che la testa del pozzo sia posizionata 4.65m sotto il livello della falda originaria (Figura 12), diversamente nel tratto con diaframmi la lunghezza attiva dei pozzi è maggiorata di 2.2m, nell'ipotesi che la testa di ciascun pozzo sia posizionata sopra la falda di progetto alla quota di base della tubazione di calcestruzzo atta all'allontanamento delle acque meteoriche (Figura 13).

Si evidenzia come la condizione geometrica possa variare fra i lati ovest ed est dell'opera, per cui per la tratta in scavo con sistema cut & cover si assiste a delle lunghezze di pozzi variabili in funzione della quota di posizionamento della banca. Tali lunghezze sono esplicitate negli elaborati specifici.

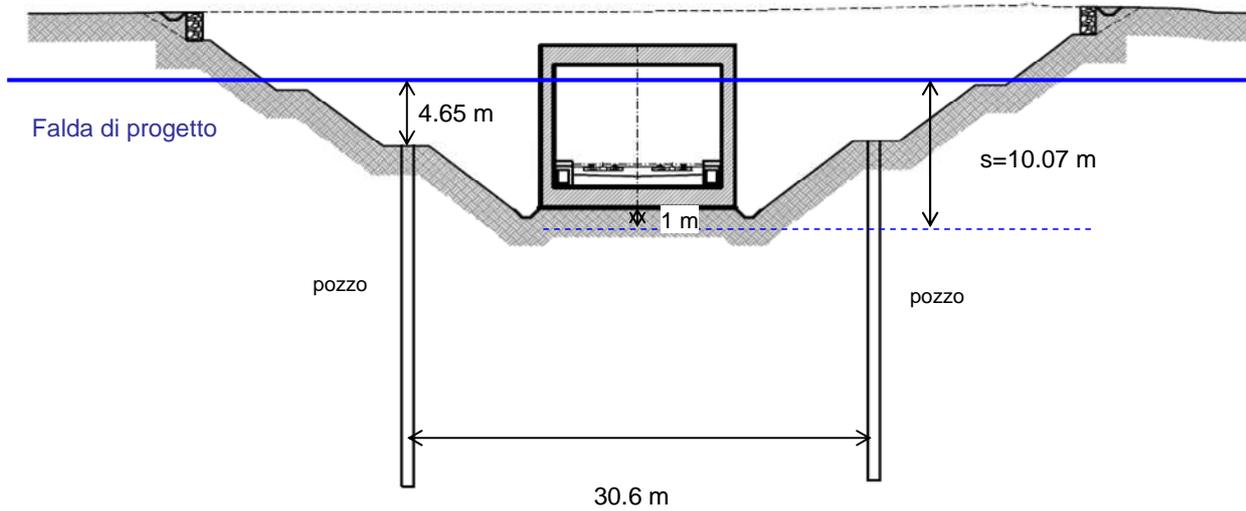


Figura 12. Sezione di calcolo con scavo Cut and Cover (pk 42+010)

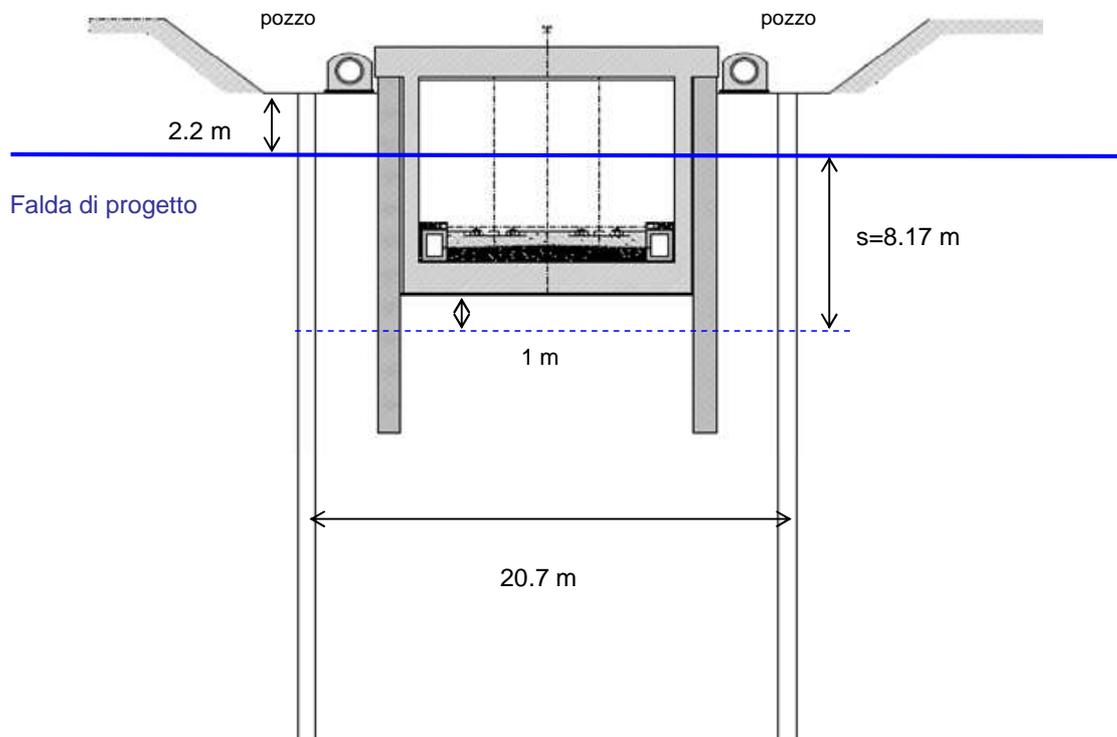


Figura 13. Sezione di calcolo con scavo tra diaframmi (pk 42+400)

Tipologia zone	abbass.falda s	n° pozzi	ϕ	interasse trasversale	interasse longitudinale	portata pozzo q_{req}	lunghezza pozzo L	abbassamento livello acqua nel pozzo s_{eb}	portata totale Q_{max}
(progressive)	(m)	(-)	(mm)	(m)	(m)	(l/s)	(m)	(m)	(l/s)
Cut and Cover 40+794-42+400	10.07	27	800	30.6	20	3.6	15	4.2	98
Diaframmi 42+400-42+780	8.17	27	800	20.7	20	2.9	18	3.9	77

Tabella 13. Caratteristiche del sistema di pozzi drenati per permeabilità $k=10^{-4}$ m/s –modello analitico

Tipologia zone	abbass.falda s	n° pozzi	ϕ	interasse trasversale	interasse longitudinale	portata pozzo q_{req}	lunghezza pozzo L	abbassamento livello acqua nel pozzo s_{eb}	portata totale Q_{max}
(progressive)	(m)	(-)	(mm)	(m)	(m)	(l/s)	(m)	(m)	(l/s)
Cut and Cover 40+794-42+400	10.07	27	800	30.6	20	1.4	23	10	39
Diaframmi 42+400-42+780	8.17	27	800	20.7	20	2.3	30	13.7	61

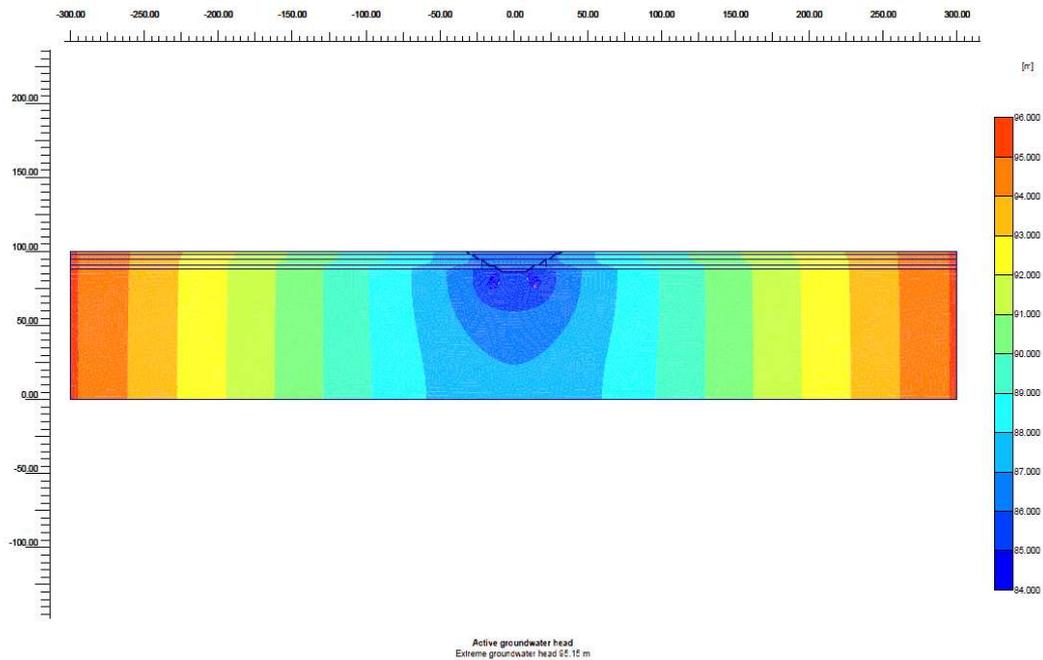
Tabella 14. Caratteristiche del sistema di pozzi drenati per permeabilità $k=10^{-5}$ m/s –modello analitico

Nelle simulazioni agli elementi finiti della zona di scavo Cut and Cover i pozzi di drenaggio sono modellati come punti di prelievo cui è associata una determinata portata di emungimento.

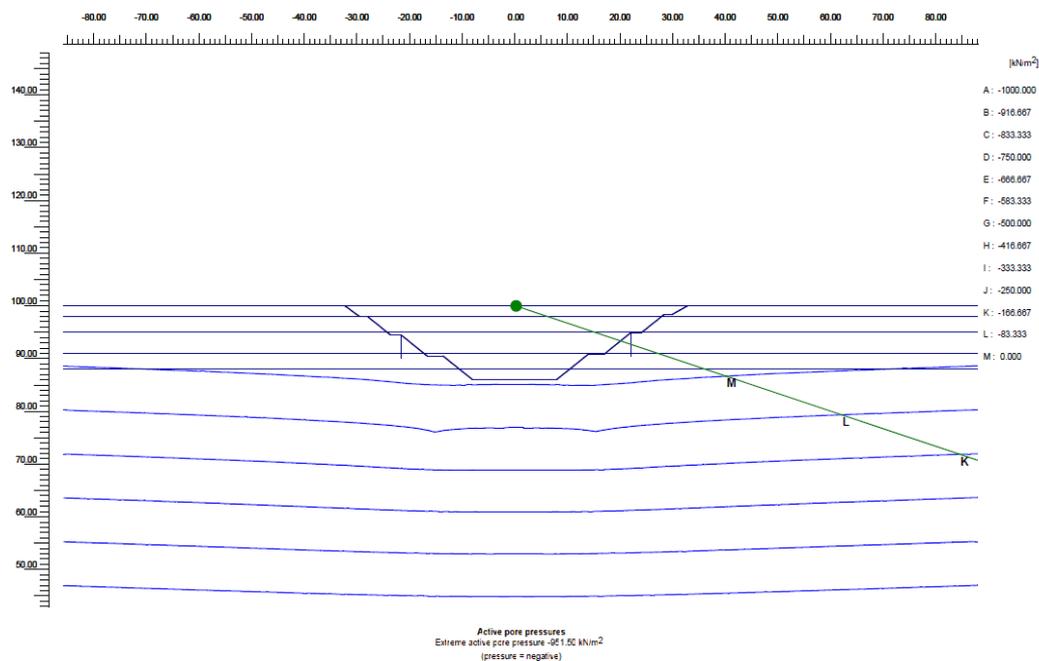
Le figure e le tabelle seguenti sintetizzano i risultati ottenuti. La portata totale è riferita a n.23 pozzi disposti lungo un campo di lato 240m.

Permeabilità k	abbass.falda s	interasse trasversale	interasse longitudinale	portata pozzo q_{req}	lunghezza pozzo L	portata totale Q_{max}
(m/s)	(m)	(m)	(m)	(l/s)	(m)	(l/s)
10^{-4}	10.07	30.6	20	5.6	15	130
10^{-5}	10.07	30.6	20	0.88	24	20

Tabella 15. Caratteristiche del sistema di pozzi drenati–modello agli elementi finiti nella zona Cut and Cover



**Figura 14. Andamento delle curve equipotenziali
 modello agli elementi finiti nella zona Cut and Cover ($k=10^{-4}$ m/s)**



**Figura 15. Pressione interstiziale
 modello agli elementi finiti nella zona Cut and Cover ($k=10^{-4}$ m/s)**

I due modelli risultano in buon accordo. Le portate e le lunghezze dei pozzi ottenute con le simulazioni piane agli elementi finiti sono di poco maggiori rispetto ai valori forniti dal modello analitico, condizione derivante dal fatto che la condizione di analisi piana risulta drenare in maniera

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 32 di 52

costante lungo la profondità del modello, mentre i modelli analitici, seppur più semplici, riescono a tenere conto dell'andamento anche nella terza dimensione.

7. VERIFICHE IDRAULICHE

La verifica nei confronti del pericolo di sollevamento per effetto della sottospinta idraulica è condotta, nella zona di scavo a cielo aperto, con riferimento alle sezione di calcolo alla progressiva 42+010 caratterizzata dalla massima altezza di scavo e da una falda di progetto posta a +8.92 m rispetto alla quota di imposta della fondazione dello scatolare.

Come riportato in dettaglio nel seguito, la verifica è soddisfatta se alla forza stabilizzante costituita dal peso della galleria è sommato il peso delle canalette disposte per la raccolta delle acque meteoriche e il peso del calcestruzzo magro disposto sotto il ballast.

Pertanto è possibile disattivare i pozzi di emungimento prima del ritombamento della trincea, solamente avendo posato le canalette delle acque meteoriche e il calcestruzzo magro sul fondo.

forze destabilizzanti	
\square_w	9.81 kN/m ³
pressione acqua sul piano fondazione	87.51 kPa
larghezza scatolare	13.10 m
sottospinta U	1146.32 kN/m
forze stabilizzanti	
area scatolare	49.12 m ²
\square_{cls} -scatolare	25.00 kN/m ³
peso scatolare	1228.00 kN/m
area getto	6.06 m ²
\square_{cls} -riempimento	22.00 kN/m ³
peso getto cls rck 15	133.32 kN/m
peso canalette di raccolta acque meteorich	42.00 kN/m
Coefficiente di sicurezza FS	1.22 >1.2

Tabella 16. Verifica a sollevamento nella zona Cut and Cover

La verifica della condizione finale risulta quindi implicitamente soddisfatta.

Nella zona di scavo tra diaframmi le forze stabilizzanti sono le medesime calcolate sopra mentre la sottospinta dell'acqua è pari a 902 kN/m nell'ipotesi che nella configurazione di soggiacenza minima alla sezione di massimo scavo (pk 42+400) la falda sia ubicata a +7.02m al di sopra del piano di imposta della fondazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 33 di 52

8. EFFETTI DELLE ACQUE METEORICHE

Gli scavi in progetto determinano, attraverso le loro rilevanti dimensioni, la possibilità che questi vengano soggetti a potenziale allagamento, con conseguenze dalla gravità estremamente elevata.

Al fine di evitare l'insorgenza dei fenomeni citati, sono previsti i seguenti elementi a presidio dell'area:

- canalette in cima agli scavi al fine di evitare che l'acqua di corrivazione nella zona esterna agli scavi si introduca nell'area delle lavorazioni;
- canalette al bordo inferiore degli scavi, al fine di evacuare l'acqua e portarla per gravità ad un punto di raccolta di limitate dimensioni dove un adeguato sistema di rinvio permetterà l'estrazione di questa attraverso pompe dimensionate per una portata di progetto.

Si riporta di seguito i dati idrologici utilizzati per la valutazione della portata di progetto, rimandando allo Studio Idrologico e Analisi Pluviometrica per ulteriori indicazioni sulla metodologia di analisi e di calcolo adottata, nello specifico l'elaborato IG51-02-E-CV-RO-GA1M-0X-006 "GALLERIA ARTIFICIALE POZZOLO DAL KM 40+790,00 AL KM 42+778,80 Relazione Pluviometrica".

L'espressione generale della curva di possibilità pluviometrica utilizzata come base per i calcoli idraulici è la seguente:

$$h = a t^n$$

i cui parametri per il caso specifico sono sotto riportati (valori riferiti ad un tempo di pioggia di 15 minuti):

- tempo di ritorno: 20 anni;
- coefficiente a: 62,87 mm/h;
- coefficiente n: 0,333.

Date le dimensioni dello scavo (fronte pari a 65 m nella sezione più larga e lunghezza 240 m), per la stima della portata di piena, si è fatto ricorso al metodo cinematico, basato sulle ipotesi che il bacino non presenti ritardi di risposta alle sollecitazioni di pioggia, dovuti a temporanei accumuli della stessa in invasi naturali del terreno, e che le gocce si muovano in maniera indipendente tra loro seguendo sempre lo stesso percorso per arrivare alla foce. Assumendo, quindi, uno ietogramma costante per un tempo t_p , l'afflusso alla sezione di chiusura è esprimibile tramite la:

$$Q = \frac{\varphi i S}{360}$$

dove: Q = portata in mc/s;

φ = coefficiente di afflusso del bacino;

i = intensità di pioggia in mm/h, pari a: $i = a t_p^{n-1}$;

S = superficie del bacino in ettari.

La forma dell'idrogramma alla sezione di chiusura avrà, in seguito alle ipotesi del metodo, forma triangolare, con base uguale al doppio del tempo di pioggia ed altezza pari a Q , come illustrato nella seguente figura.

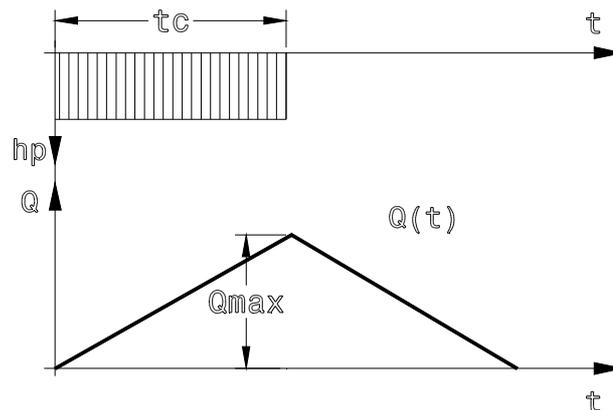


Figura 16 Idrogramma di piena del metodo cinematico

Nel caso in esame i risultati ottenuti dall'analisi idrologica, che verranno usati per il calcolo delle portate di progetto, per valori di Tempo di Ritorno pari a 20 anni, e tempo di pioggia di 15 minuti, sono i seguenti:

- altezza di pioggia: $h = 39,62 \text{ mm}$
- intensità di pioggia: $i = 158,50 \text{ mm/h}$

A partire da questi valori, si calcolano quindi le portate delle acque meteoriche che interessano lo scavo.

In questo caso si considera un coefficiente di deflusso (definito come rapporto tra volume che ruscella in superficie ed il volume totale) pari ad 0,3, in quanto si tratta di terreno molto permeabile.

Per cui, applicando la formula del metodo cinematico per il calcolo della portata totale, si possono desumere i seguenti valori:

- Portata:
$$Q = \frac{0.3 \cdot 158,50 \text{ mm/h} \cdot 1,56 \text{ ha}}{360} = 206 \text{ l/sec}$$

Il sistema di pompaggio avrà caratteristiche tali da permettere l'estrazione della citata quantità d'acqua, il suo sollevamento e l'allontanamento nei punti di recapito.

In particolare, la soluzione adottata per lo scavo in cut & cover si dimostra particolarmente pratica e flessibile:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 35 di 52

al bordo interno degli scavi risulta realizzata una canaletta di raccolta costituita da uno scavo, caratterizzata dalla presenza di un rivestimento impermeabile anche carrabile e atto anche ad opporsi alla rottura accidentale degli sbancamenti. Strutturalmente il rivestimento si compone da una superficie inferiore impermeabile realizzata da un foglio in PVC, da un'anima composta da una miscela di calcestruzzo secca con matrice di fibre 3D e da una superficie superiore fibrosa da idratare. Il materiale viene fornito in rotoli che per le condizioni d'uso di progetto prevedono una dimensione di 1.15m per 125m di lunghezza, spessore di 8mm e una densità di 12.0kg/mq.

Il rotolo viene disteso e posato sulla superficie della canale, adeguandosi alla forma sottostante, una volta idratato dopo 1 – 2 ore inizierà ad irrigidirsi assumendo la forma della superficie sottostante. In tal modo è possibile realizzare variazioni di larghezza idraulica in modo continuo senza creare perdite idrauliche di raccordo. La posa del sistema può avvenire anche in presenza di acqua, in tal caso non è necessario procedere alla spruzzatura di idratazione. Una volta posato sulla superficie si provvede ad ancorarlo provvisoriamente alla sommità tramite picchetti in acciaio aventi lunghezza da 250mm o 380mm diametro 12mm ad interasse 1m.

Tale sistema potrà essere adottato per gli scavi di sbancamento laddove la locale situazione geotecnica si rivelasse differente da quella di progetto, in quanto risulta in grado di sviluppare importanti resistenze meccaniche.

Ad opportuna distanza lungo lo sviluppo della canale, saranno presenti punti di raccolta per le acque della stessa e per la trincea drenante (dove necessaria) realizzata al fondo degli scavi.

Tali strutture potranno essere realizzate anche attraverso elementi prefabbricati modulari in c.a., all'interno dei quali verrà eseguita l'impermeabilizzazione del fondo e posizionata la pompa di rimando. La portata della pompa potrà essere calcolata come la portata in precedenza definita diviso il numero di elementi lungo la tratta. Nell'ipotesi di disposizione a 20m, una pompa in grado di estrarre 8-10 l/s per le altezze di progetto risulta sufficiente agli scopi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica	Foglio 36 di 52

9. EFFETTI SULLE PREESISTENZE

In termini di effetti sulle preesistenze, il progetto ha previsto uno scavo fra paratie nella zona localizzata più a nord, in maniera da minimizzare il potenziale pericolo di effetti nei confronti dei fabbricati.

Nell'area degli scavi all'aperto, i fabbricati risultano localizzati a distanze significative dalla zona degli scavi.

Per queste due problematiche verranno nel seguito esaminati gli effetti degli scavi.

Ulteriori approfondimenti verranno condotti in relazione all'effetto dell'abbassamento della falda che determina un potenziale fenomeno di subsidenza.

Nel proseguo, gli edifici saranno identificati con la progressiva dell'opera in progetto prossima a questi

9.1. Scavo fra paratie

In termini di effetti sulle preesistenze, la relazione di calcolo delle opere in c.a. diaframmi mostra come gli spostamenti indotti si dimostrino limitati, per cui non risulta attesa alcuna problematica connessa in tali condizioni.

In particolare, in corrispondenza della sezione 42+700 circa risulta presente il fabbricato più prossimo nell'area delle opere in progetto, costituito da un edificio di civile abitazione un 1pft più seminterrato e relative pertinenze nel retro.



Figura 17. Edificio 42+700 lungo la SS211

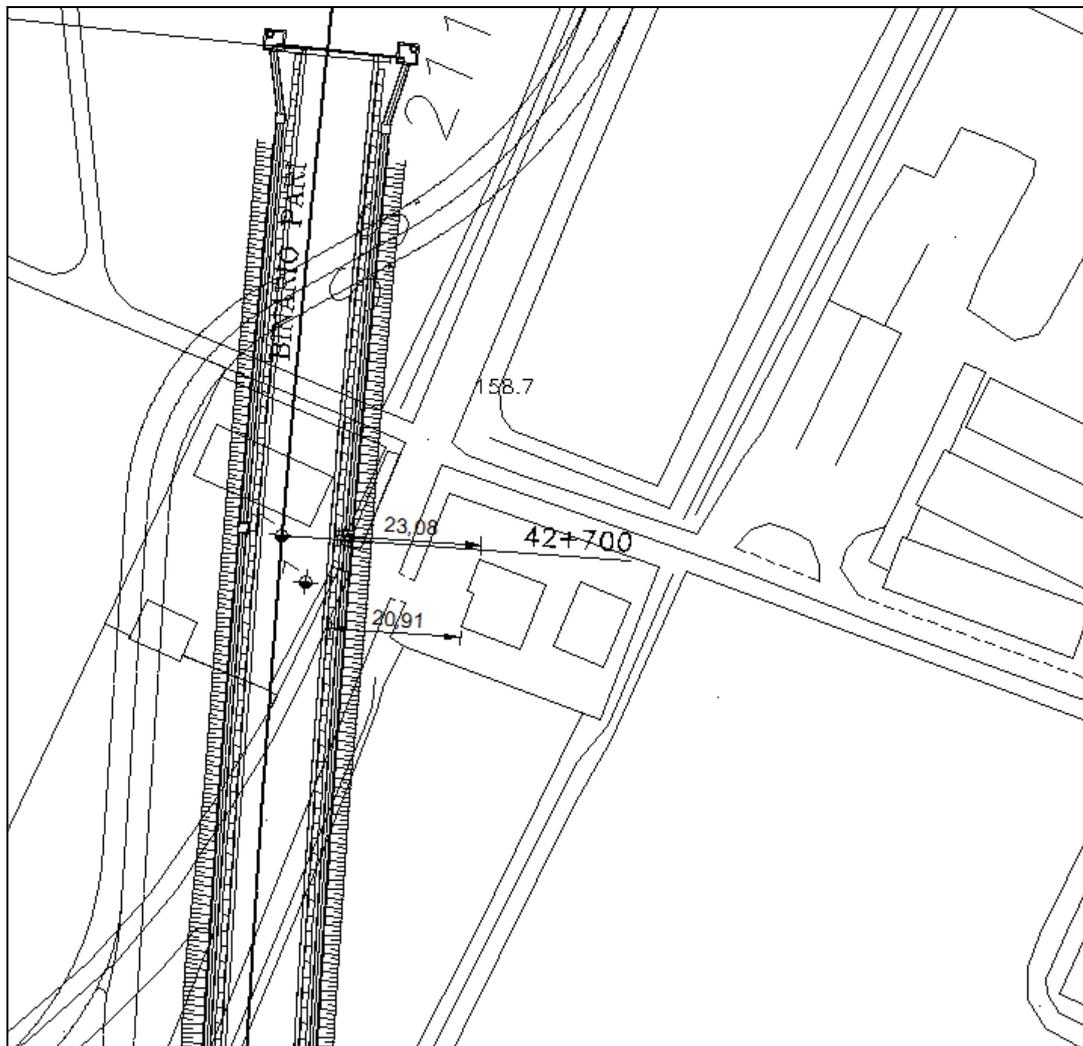


Figura 18. Geometria dell'edificio 42+700 prossimo allo scavo fra diaframmi

In termini di spostamenti indotti, come citato lo schema realizzativo adottato permette la riduzione dei cedimenti indotti. Nel particolare, le risultanze in termini di subsidenza indotta risultano evidenziare come il bacino di subsidenza si esaurisca nella distanza di 20m, e quindi ad una distanza inferiore rispetto alla posizione del fabbricato.

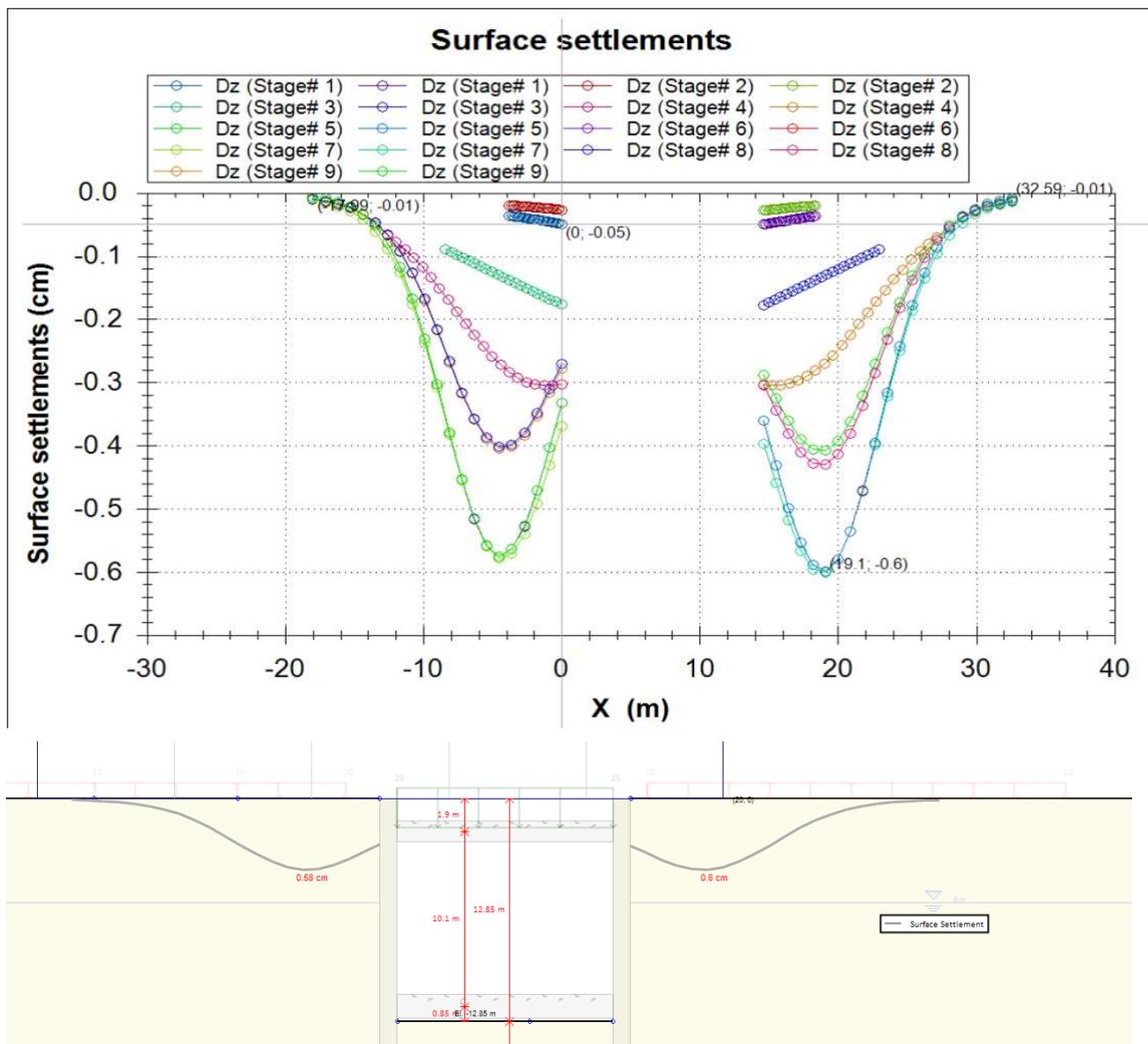


Figura 19. Risultati modello di scavo fra paratie. Andamento spostamenti in superficie

Nei confronti degli altri edifici, si osserva che:

- in prossimità dell'edificio esaminato risulti presente un impianto produttivo (edificio 42+700 bis), localizzato ad una distanza superiore a quella dell'edificio citato, con conseguente effetti trascurabili dello scavo nei confronti di questo;
- nella zona iniziale della galleria (pk 42+400 circa) risulta presente un altro sito produttivo (edificio 42+200), la cui distanza minima dagli scavi fra paratie risulta dell'ordine di 180m, per cui vengono esclusi effetti legati allo scavo secondo la modalità citata.

9.2. Scavo con metodo cut & cover

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 39 di 52

Nell'area dello scavo con metodo cut & cover si osserva la presenza dei seguenti fabbricati potenzialmente interferenti nella zona degli scavi:

- edificio 40+850, localizzato in prossimità dell'inizio della tratta scavata con il metodo in esame, composto in apparenza da un fabbricato di civile abitazione a due piani fuori terra con una serie di pertinenze a scopo agricolo.

L'edificio risulta localizzato ad una distanza minima di circa 115m dall'asse dell'opera.



Figura 20. Edificio 40+850

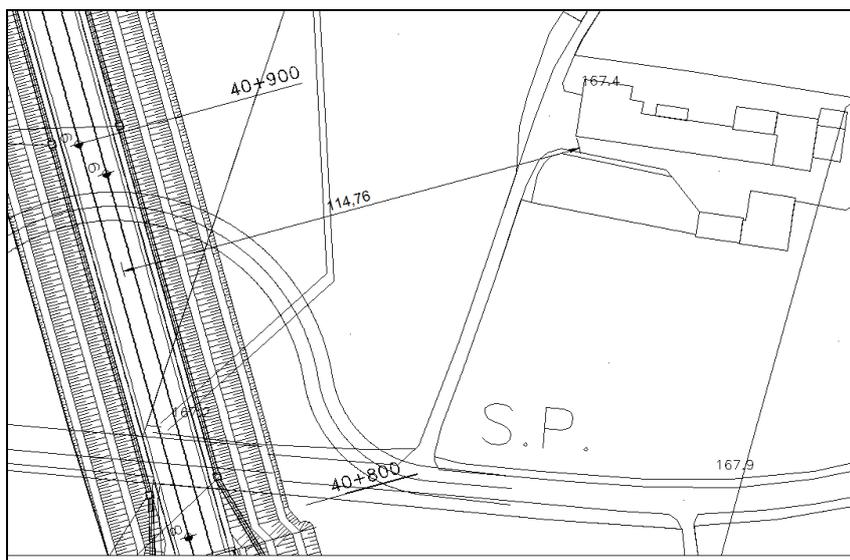


Figura 21. Edificio 40+850. Planimetria dell'area

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 40 di 52

- edificio 42+250 (Cascina Favetta), localizzato in prossimità dell'inizio della tratta scavata con il metodo in esame, è composto in apparenza da un fabbricato di civile abitazione a due piani fuori terra con una serie di pertinenze, fra cui una piscina all'aperto.

L'edificio risulta localizzato ad una distanza minima di circa 53m dall'asse dell'opera.



Figura 22. Edificio 42+250

- ulteriori preesistenze risultano localizzate a distanze significativamente superiori.

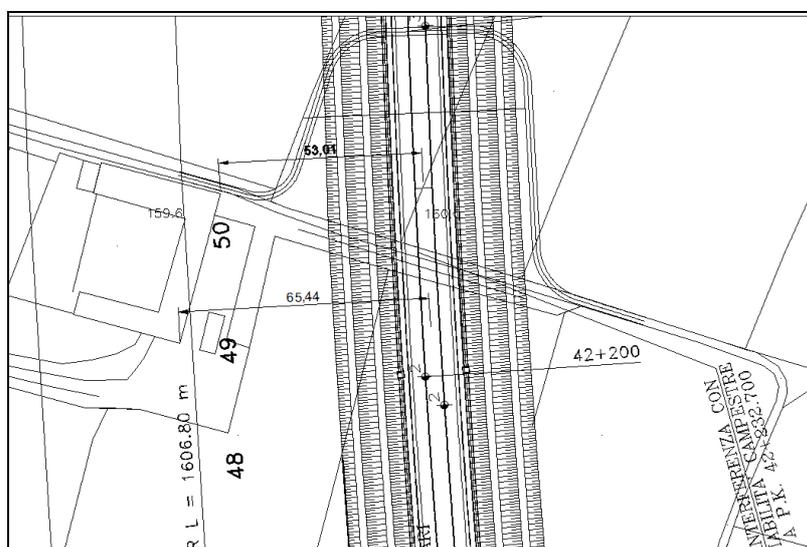


Figura 23. Edificio 42+250. Planimetria dell'area

In termini di stabilità degli scavi, è stato dimostrato in precedenza come la configurazione progettuale degli scari risulti adeguata a mantenere in sicurezza il pendio nelle fasi delle lavorazioni contraddistinte dalla presenza di scavi temporanei di sbancamento.

Un approfondimento relativamente alla problematica viene affrontato in relazione al comportamento deformativo in direzione orizzontale, che può determinare problematiche sulla stabilità delle strutture in quando queste potenzialmente possono subire deformazioni differenziali in fondazione.

La letteratura tecnica non risulta molto vasta per quanto riguarda l'aspetto di movimento connesso alla stabilità dei pendii, mentre è conservativamente possibile prendere a riferimento le esperienze per gli scavi profondi.

Con riferimento alle esperienze di Howe et al. ("Ground movements caused by deep excavations and tunnels and their effect on adjacent mains", Proc. 2nd Conf on Ground Movements and structures, Cardiff, 1980), il valore dei parametri di riferimento sono:

- il limite fra zona A ("long-term high risk") e B ("zone intermediate risk") è definito dalla distanza
 $H+B/2=22\text{m}$;
- il limite fra la zona B ("zone intermediate risk") e la zona C ("zone of no risk") è definito dalla distanza
 $2(H+B/2)=44\text{m}$

dove:

$H=14\text{m}$ profondità media dello scavo;

$B=16\text{m}$ larghezza di riferimento dello scavo.

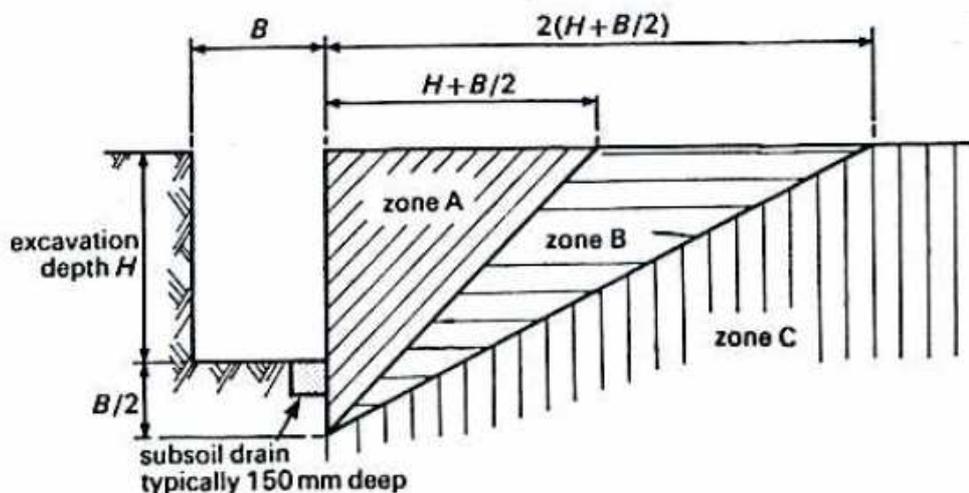


Figure 4.14 Risk zones (after Howe et al., 1980). Zone A is zone of long-term high risk, Zone B is zone of intermediate risk, Zone C is zone of no risk.

Figura 24. Mappatura delle zone di rischio secondo Howe

Per il caso in esame, la distanza minima risulta pari a $53-8=45\text{m}$ (limite edificio-limite interno scavi).

Gli edifici risultano posizionati nella zona C ("zone of no risk"), per cui non sono attese ripercussioni nella stabilità della struttura in relazione agli scavi in progetto.

Schematizzando il comportamento come quello di una paratia, la zona di influenza è valutata in 2.5 volte la profondità di scavo, ce per il caso in esame risulta pari a 35m.

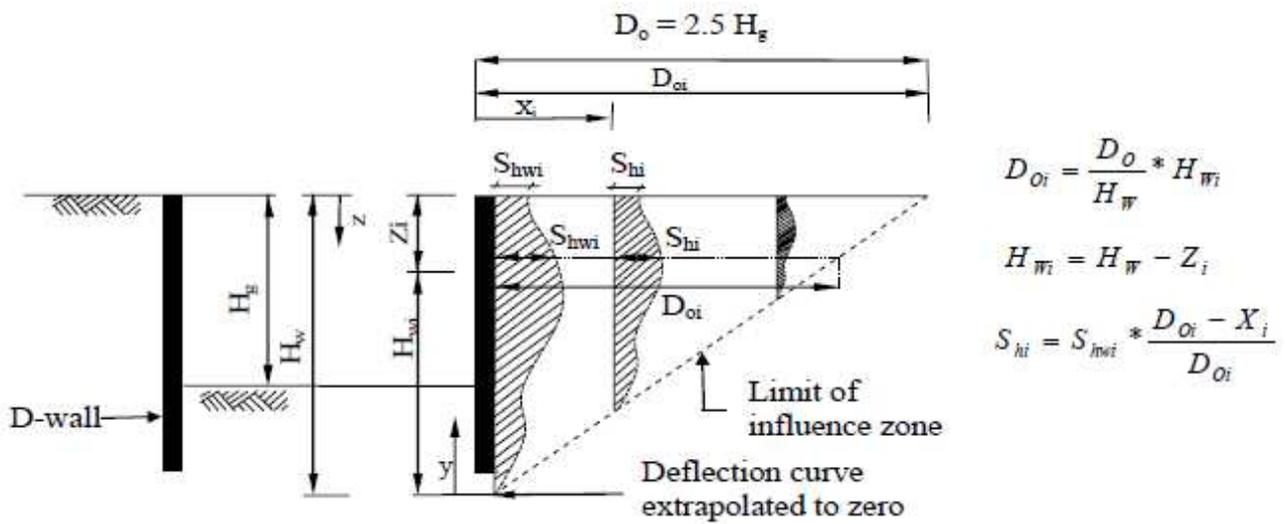


Figura 25. Andamento spostamenti orizzontali con schematizzazione del comportamento a paratia

Anche in questo caso, quindi, è possibile verificare come gli edifici si posizionino all'esterno delle zone di influenza degli scavi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 43 di 52

9.3. Effetto dell'aggottamento nelle fasi temporanee

9.3.1. Metodologia di calcolo del cedimento

L'aggottamento delle acque determina un decremento delle pressioni neutre ed un incremento delle tensioni efficaci. In materiali sabbiosi e ghiaiosi, come il caso in esame, l'incremento dello sforzo efficace determina la nascita di un cedimento elastico.

Una schematizzazione conservativa prevede il calcolo del cedimento attraverso il metodo edometrico, secondo l'espressione

$$\Delta\sigma'_v = E_{edom}\varepsilon$$

dove la variazione di tensione efficace per un determinato strato si traduce in uno spostamento verticale integrando per le profondità di influenza del fenomeno, con il valore del modulo edometrico stimato come:

$$E_{edom} = E \cdot (1-\nu) / (1+\nu) / (1-2\nu)$$

Per quanto espresso in precedenza, è possibile quindi valutare l'azione di subsidenza derivante dall'aggottamento in maniera indipendente, ovvero in assenza di sovrapposizione degli effetti derivanti da altre cause di subsidenza in quanto queste risultano trascurabili, giacendo le opere al di fuori delle aree di influenza degli scavi.

Powers et al. (Powers, J. P., Corwin, A. B., Schmall, P. C., and Kaeck, W. E. (2007). *Construction Dewatering and Groundwater Control: New Methods and Applications*, 3rd edition. Wiley, New York) affermano che il più significativo dei fattori connessi con il fenomeno di subsidenza e l'abbassamento della falda sia la presenza di uno strato di terreno altamente comprimibile. E' certamente un dato di fatto che fenomeni di subsidenza significativamente dannosi per le preesistenze non dovrebbero derivare dall'abbassamento del livello delle acque sotterranee in assenza di strati di terreno fortemente comprimibili. Il corollario di questo è che il potenziale di subsidenza dannoso per gli edifici e strutture dovrebbe essere studiata con attenzione su eventuali siti in cui vi è uno spessore significativo di suoli altamente comprimibili.

Tale condizione non si esplica per i casi in esame, da cui una sostanziale limitata importanza del fenomeno.

Occorre evidenziare, inoltre, come la riduzione del livello piezometrico determini altresì una riduzione del peso del materiale, passando dal peso saturo γ_{wet} al peso secco γ_d :

$$\gamma_d = \gamma_{wet} / (1+w) = 19 / (1+0.1) = 17.3 \text{ kN/m}^3$$

Per il caso in esame, risulta ragionevole determinare in 10% il valore del contenuto d'acqua w , in modo da tenere conto che fenomeni di capillarità possono determinare un certo mantenimento in funzione del parametro di saturazione rispetto al teorico peso secco.

Sulla base dei dati in possesso, è possibile determinare l'abbassamento conseguente al fenomeno di aggottamento nei termini riportati nella tabella seguente, determinati utilizzando come riferimento i moduli operativi ridotti per un fattore 10, con limitazione alla profondità di calcolo a 20m (si ricorda

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica
	Foglio 44 di 52

che il livello deformativo per i casi in esame, vista la modesta differenza di carichi, sarebbe ben differente da coefficiente di riduzione adottato):

abbassamento livello falda [m]	abbassamento verticale corrispondente [cm]
2	0.48
4	0.88
6	1.19
8	1.42
10	1.58
12	1.67

Tabella 17. Abbassamento del terreno in funzione dell'abbassamento del livello di falda

9.3.2. Metodologia di valutazione del grado di potenziale danneggiamento per gli edifici

La metodologia oramai consolidata per la definizione del livello di danneggiamento potenziale di edifici prevede la definizione, attraverso valutazioni numeriche o basate su formulazioni empiriche, di una serie di grandezze rappresentative che vengono confrontate con valori limiti che ne definiscono il livello di danneggiamento.

L'analisi, attraverso l'interazione fra struttura e terreno, ha dunque lo scopo di fornire gli elementi necessari alla valutazione degli effetti dello scavo sui manufatti, in termini di spostamenti, deformazioni ed eventualmente di sollecitazioni sugli elementi strutturali.

Sulla scorta di tali dati, verrà effettuato il confronto fra il valore del parametro in esame e quello considerato "ammissibile" o "critico".

Definite tutte le caratteristiche di forma e ampiezza del bacino di subsidenza, è necessario analizzare il fenomeno di interferenza tra i movimenti subiti dal terreno e le strutture in superficie.

Il procedimento di analisi degli effetti provocati dalla subsidenza sugli edifici sovrastanti la galleria prevede:

- la definizione dei parametri che caratterizzano lo stato limite di deformazione dell'edificio;
- la determinazione del valore del parametro indicatore dello stato limite considerato, in funzione dello stato di sollecitazione dovuto ai cedimenti differenziali;
- il confronto tra il parametro considerato e quello considerato "ammissibile" o "critico";
- definizione di una classe di danno in funzione dei cedimenti stimati attraverso i metodi precedentemente descritti.

In ragione delle considerazioni effettuate precedentemente circa la valutazione delle deformazioni indotte dagli scavi, le classi/categorie di danno saranno da considerarsi potenziali, per cui i risultati definiranno, in realtà, delle classi/categorie di rischio.

Nella metodologia di analisi agli stati limite di esercizio, al fine di stabilire il potenziale danneggiamento cui è sottoposto un fabbricato, le norme propongono dei valori ammissibili relativi ai più comuni parametri d'identificazione dello stato deformativo. Risulta inoltre presente una significativa documentazione bibliografica sull'argomento che permette di determinare, sulla base di osservazioni sperimentali ed esperienze condotte sul campo, delle categorie di danno delimitate da valori caratteristici dei parametri identificativi dello stato deformativo indotto, come riportato nello schema seguente.

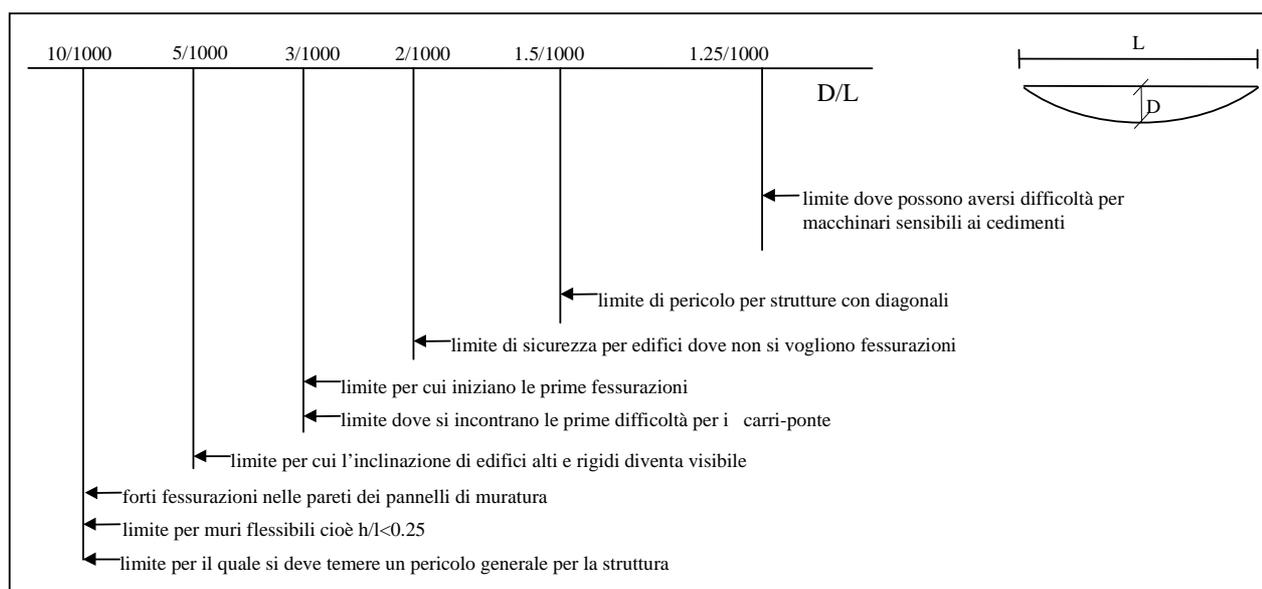


Figura 26. Limiti ammissibili della inflessione per varie strutture

È necessario evidenziare come il cedimento in sé non è causa di danno alle strutture, e pertanto non può essere considerato una misura efficace del potenziale danneggiamento, ma sarà necessario effettuare altresì valutazioni relative ad una serie di altri parametri:

- per strutture intelaiate i più importanti parametri risultano essere la deformazione angolare della curva β dei cedimenti. Per valori di $\beta < 1/300$ non si ha comparsa di fessure nelle strutture di tamponamento mentre per $\beta > 1/150$ si possono riscontrare danni alle strutture portanti in calcestruzzo.

Al riguardo, facendo riferimento alla bibliografia esistente sull'argomento, Skempton e MacDonald (1956), basandosi sull'osservazione di 98 edifici ed con riferimento anche allo studio di Ricceri e Sorazo (1985) su 25 strutture realizzate in Italia, evidenziano che non si ha comparsa di fessure sulle strutture di tamponamento fino a valori di $\beta < 1/300$ e per vedere danni sulle strutture portanti in calcestruzzo è necessario arrivare a valori di β pari a $1/150$.

In Polschin e Tokar (1957) si considera un approccio più conservativo, indicando valori ammissibili pari a $1/500$ per strutture a telaio in calcestruzzo armato con tamponature, e pari a $1/200$ per telai aperti.

L'Eurocodice n.7 per le opere di ingegneria geotecnica indica valori ammissibili della deformazione angolare maggiormente cautelativi, pari a 1/500 per strutture a telaio in calcestruzzo armato con tamponature e 1/200 per i telai aperti;

Bjerrum (1963) ha evidenziato come la variabile che governa il fenomeno deformativo risulti la distorsione angolare, ed ha associato la tipologia di danneggiamento ai valori di tale parametro.

Angular distortion	Damage assessment
1/100	Limit where structural damage is to be feared. Safe limit for flexible brick walls with $h/L < 0.25$. Considerable cracking in panel walls and brick walls
1/250	Limit where tilting of high rigid buildings may become visible
1/300	Limit where difficulties with overhead cranes can be expected
1/500	Safe limits for buildings where cracking is not permissible
1/600	Danger limit for frame with diagonals
1/750	Lower limit for sensitive machinery

Tabella 18. Valori tipici delle distorsioni angolari in relazione al grado di potenziale danneggiamento di un edificio (Bjerrum, 1963)

Un criterio di classificazione dei rischi indotti dai cedimenti, differenziali ed assoluti, è stato proposto da Rankin (1988) e risulta oggi correntemente utilizzato.

Categoria di rischio	Massima distorsione dell'edificio	cedimento dell'edificio	Descrizione del rischio
1	$\beta < 1/500$	$S < 1\text{cm}$	Non visibile
2	da 1/500 a 1/200	S da 1cm a 5cm	Leggero: crepe facilmente rimovibili con una tinteggiatura
3	da 1/200 a 1/50	S da 5cm a 7.5cm	Moderato: danni a porte e finestre, danni da infiltrazione di umidità
4	$\beta > 1/50$	$S > 7.5\text{cm}$	Alto: danni strutturali, necessità di riparazioni notevoli, pericoli di instabilità

Tabella 19. Valori tipici delle distorsioni e cedimenti massimi in relazione al grado di potenziale danneggiamento di un edificio (Rankin, 1988)

Ulteriori metodologie fanno riferimento specifico a caso di scavo in sotterraneo, e non vengono qui riportati. In particolare, in ragione per quanto espresso in precedenza di valori trascurabili in termini di deformazioni orizzontali in ragione della distanza delle strutture esistenti dagli scavi in progetto, il metodo di Boscarino e Cording (1989) non viene giudicato rappresentativo per la problematica in esame.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica	Foglio 47 di 52

9.3.1. Valutazione del grado di danneggiamento potenziale per gli edifici esistenti

Per i casi in esame, l'abbassamento massimo della falda risulta intorno agli 8m, con valore di abbassamento assoluto nell'intorno del centimetro e mezzo. Già tale valore sarebbe sufficiente ad inscrivere la problematica nell'ambito dei danni potenziali di tipo leggero.

L'abbassamento di progetto, tuttavia, subisce una riduzione con l'allontanamento dal pozzo, e quindi i valori relativi di cedimento subiranno delle riduzioni.

In termini di cedimento assoluto, la condizione di riferimento è rappresentata dalla condizione a permeabilità superiore, dove il raggio di influenza risulta superiore.

In termini di distorsione, la condizione di riferimento è definita dal materiale a permeabilità inferiore, dove risulta maggiore il gradiente e quindi la potenziale distorsione.

L'applicazione pratica per lo scavo con sistema cut&cover, con riferimento all'edificio 42+250, localizzato fra le distanze minime e massime in asse al tracciato pari a 50m e 85m (a cui occorre togliere 15m per la distanza fra asse della linea e il pozzo) porta a definire:

- $K=10^{-4}$ m/s:
 - o abbassamento livello falda alla distanza 50m (35m di calcolo): 3.6m;
 - o abbassamento livello falda alla distanza di 85m (70m di calcolo): 2.6m;
 - o abbassamento massimo edificio 0.88cm (rif. abbassamento 4m);
 - o abbassamento relativo = $0.88\text{cm} - 0.48\text{cm} = 0.4\text{cm}$ (rif. abbassamenti 4m e 2m);
 - o distorsione: $0.004 / (85\text{m} - 50\text{m}) = 1/8750 < 1/500$

La condizione in esame mostra l'edificio in categoria di rischio 1, ovvero con danneggiamenti potenziali non visibili.

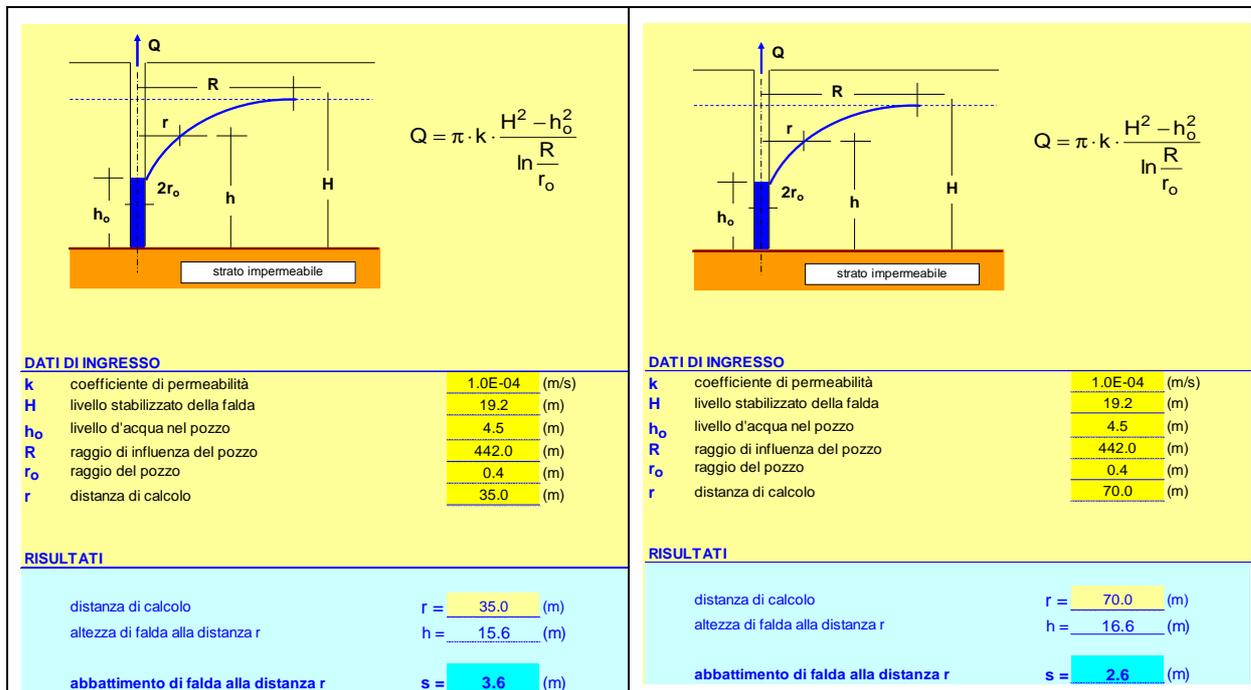


Figura 27. Abbassamento del livello di falda agli estremi dell'edificio 42+250 (condizione idraulica per $k=10^{-4}$ m/s)

- $K=10^{-5}$ m/s:
 - o abbassamento livello falda alla distanza 50m (35m di calcolo): 3.8m;
 - o abbassamento livello falda alla distanza di 85m (70m di calcolo): 2.2m;
 - o abbassamento massimo edificio 0.88cm (rif. abbassamento 4m);
 - o abbassamento relativo =0.88cm-0.48cm=0.4cm (rif. abbassamenti 4m e 2m);
 - o distorsione: $0.004/(85m-50m)= 1/8750 < 1/500$

La condizione in esame mostra l'edificio in categoria di rischio 1, ovvero con danneggiamenti potenziali non visibili.

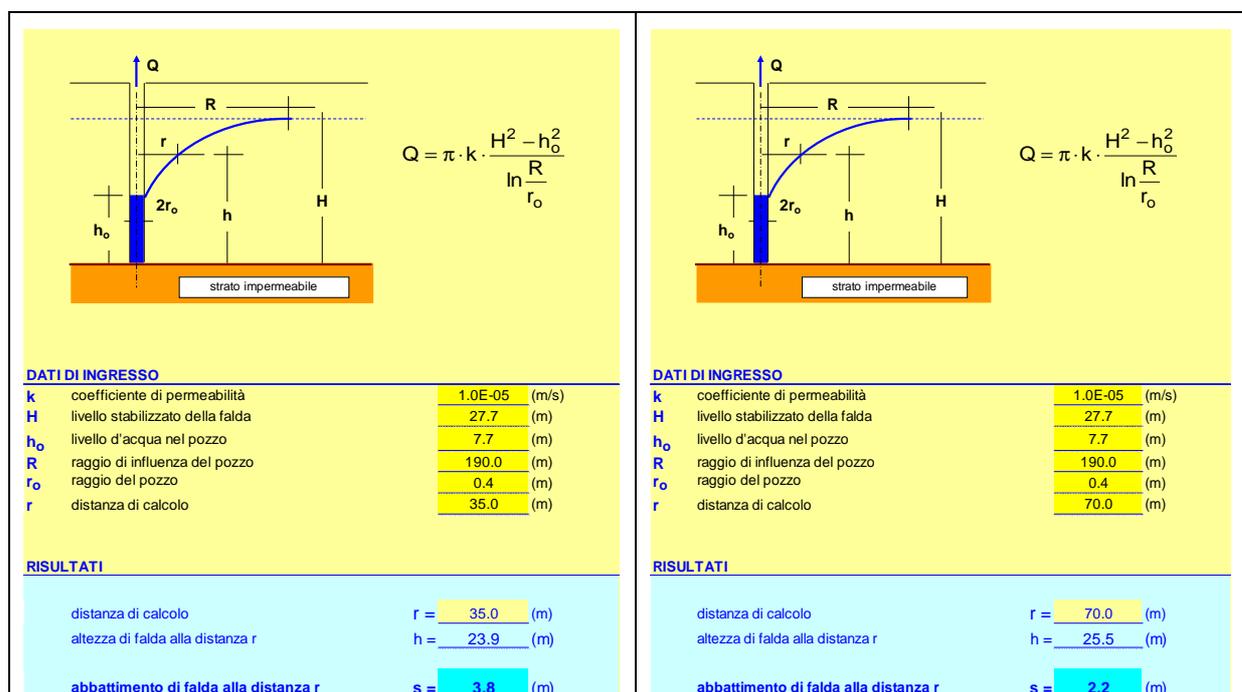


Figura 28. Abbassamento del livello di falda agli estremi dell'edificio 42+250 (condizione idraulica per $k=10^{-5}$ m/s)

I calcoli condotti mostrano in sintesi come le valutazioni preliminari siano confermate, ovvero che le subsidenze indotte non inducano rischi potenziali significativi per le preesistenze esistenti.

In relazione allo scavo fra paratie, l'edificio 42+700, facendo riferimento a distanze nette di 19m e 29m, porta alla seguente definizione del campo di abbassamento del livello dell'acquifero:

- $K=10^{-4}$ m/s:
 - o abbassamento livello falda alla distanza 19m: 4.6m;
 - o abbassamento livello falda alla distanza di 29m: 3.9m;
- $K=10^{-5}$ m/s:
 - o abbassamento livello falda alla distanza 19m: 5.3m;
 - o abbassamento livello falda alla distanza di 29m: 4.2m.

Valutando il comportamento nel campo di abbassamento fra 4 e 6, su di una distanza di 10m si ottiene un cedimento massimo dell'ordine di 1.2cm (rif. abbassamento 6m) e differenziale di 0.31cm, da cui una distorsione pari a circa 1/3200. La condizione in esame mostra l'edificio in categoria di rischio 1, ovvero con danneggiamenti potenziali non visibili.

9.3.2. Subsidenza per perdita del fine

Altro parametro da verificare risulta il fenomeno di subsidenza derivante dalla perdita del fine.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica	Foglio 50 di 52

La maggior parte dei sistemi di aggotamento determinano la perdita del materiale più fine nelle fasi iniziali di pompaggio, determinando la creazione di una zona più permeabile in un ceto interno del pozzo. Tuttavia, se il fenomeno di perdita del fine prosegue per lunghi periodi, la rimozione di particelle di minore dimensione avrà come effetto quello di allentare il suolo e possibilità di creazione di canali di erosione del sottosuolo (a volte conosciuto come "Tubi"). La compattazione del suolo o crollo di tali canali di erosione può portare a movimenti di terra e subsidenza.

Particolare attenzione dovrà essere posta quindi sulla scelta del filtro che alla fase di installazione, tenendo conto dei seguenti criteri generali(JSA, 1988) relativi al filtro vero e proprio ed al materiale filtrante posto fra questo ed il terreno naturale:

$D_{15}(\text{strato filtrante})/D_{85}(\text{terreno}) < 5$ in modo che le particelle di terreno non entrino nello strato filtrante;

$D_{15}(\text{strato filtrante})/D_{15}(\text{terreno}) > 5$ in modo da garantire il mantenimento di una buona permeabilità dello strato filtrante;

$D_{85}(\text{strato filtrante})/D(\text{aperture filtro}) > 2$ in modo che il materiale filtrante non passi attraverso le aperture del filtro.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica	Foglio 51 di 52

10. CONCLUSIONI

Il presente documento ha riportato le valutazioni condotte per quanto riguarda gli aspetti connessi con le caratteristiche geotecniche della zona in scavo, la valutazione della stabilità degli scavi e degli interventi connessi con la necessità di aggotamento al fine di garantire la sicurezza delle lavorazioni, per poi valutare gli effetti degli interventi di progetto nei confronti delle preesistenze.

In sintesi, la disamina delle risultanze delle campagne geotecniche ha fornito i dati di base per procedere alla caratterizzazione delle formazioni geotecniche nella zona di realizzazione delle opere.

Al fine di permettere l'ottimizzazione delle operazioni di scavo consentendo la limitazione delle zone di occupazione, si è definita una caratterizzazione di tipo formazionale, affinata secondo un criterio spaziale.

Sulla scorta di tali dati è stato possibile suddividere l'area della galleria artificiale Pozzolo (WBS GA1M) in due zone:

- zona con scavo fra diaframmi, con angoli di attrito pari a 35-36°;
- zona in scavo con sistema cut & cover, con angoli di attrito fino a 40° (o superiori).

In particolare per la zona con scavo in cut & cover non si è conservativamente tenuto conto della componente coesiva in ragione dei seguenti elementi:

- la componente coesiva normalmente può essere considerata a breve termine, all'atto dell'apertura dello scavo, ma decade nel tempo;
- la granulometria indica che la componente fine è tuttavia minima in rapporto alle percentuali non solo di sabbia + ghiaia, ma anche della sola ghiaia;
- l'effetto dei drenaggi nell'area dovrebbe far perdere l'effetto coesivo;
- l'effetto dei drenaggi nell'area potenzialmente potrebbe determinare la perdita di una certa quantità di materiale fine, da cui l'ulteriore limitazione dell'effetto coesivo;
- l'effetto coesivo normalmente viene ad associarsi ad angoli di attrito non elevati, in cui la parte limosa è prevalente, mentre nel caso in esame risulta inusitato associare valori di coesione ad elevati angoli di attrito tipici delle ghiaie.

Da un punto di vista fisico, le maggiori pendenze dei pendii rilevabili nell'area possono essere giustificate attraverso l'effetto della dilatanza, in quanto le prove in possesso indicano un materiale molto addensato ed è quindi possibile stimare l'incremento di resistenza attritiva in corrispondenza delle tensioni di rottura.

Le valutazioni effettuate trovano riscontro in sito in corrispondenza degli scavi delle ex cave di inerte presenti nell'area e a tutt'oggi aperti senza alcuna stabilizzazione.

La realizzazione degli scavi in sicurezza ha portato alla necessità di opere di drenaggio ed aggotamento. L'oscillazione della falda risulta significativa in rapporto alle profondità di scavo

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-02-E-CV-RB-GA1M-0X-001-A00 Relazione geologico-geomeccanica	Foglio 52 di 52

nell'area, e tale da ipotizzare che nei periodi di minimo livello degli acquiferi gli scavi possano essere condotti in condizioni asciutte per quasi la loro totalità. Le tempistiche di scavo e le dimensioni dell'opera, tuttavia, non permettono di fare affidamento su di una variabile aleatoria come quella presentata. Definita quindi la falda di progetto, sono state effettuate considerazioni relative alla permeabilità del materiale. Le evidenze in relazione a tale aspetto hanno mostrato (su ambiti differenti di volumi rappresentativi) una elevata variabilità del campo di permeabilità, che tuttavia ha tendenza a ridursi con la profondità.

Il sistema di aggotamento per l'esecuzione degli scavi è stato dimensionato per le condizioni maggiormente gravose determinate nell'ambito della variabilità dei parametro di permeabilità.

In corrispondenza degli scavi, inoltre, è stato dimensionato l'impianto per l'estrazione delle acque di corrivazione raccolte durante i fenomeni meteorici. Da evidenziare come al bordo degli scavi risulti presente un'opera di presidio idraulico finalizzata alla limitazione dell'ingresso delle acque di superficie nella zona di impronta degli scavi.

L'effetto di aggotamento per le fasi di scavo ha determinato inoltre la necessità di verificare gli effetti della subsidenza connessa nei confronti delle preesistenze. Le indicazioni di letteratura evidenziano come il fenomeno risulti di particolare interesse solo per zone con presenza di strati fortemente compressibili, che non risulta afferente alle condizioni del sito sulla base dei dati in esame. Valutazioni conservative del campo di subsidenza in corrispondenza degli edifici hanno evidenziato come il potenziale livello di danneggiamento indotto sui fabbricati risulti di tipo trascurabile, ovvero con danni non visibili.