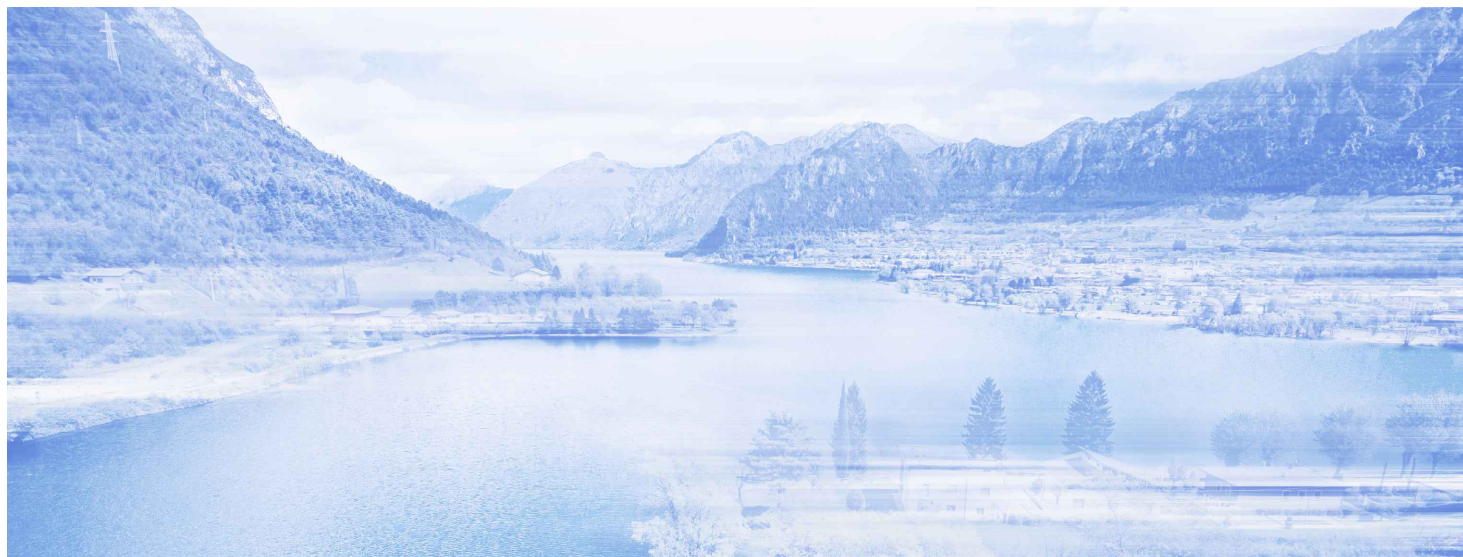


NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO



RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI




PROGETTO ESECUTIVO

NUOVA TRAVERSA

OPERE STRUTTURALI DEFINITIVE - GENERALI

Relazione geotecnica

Fase PE	Ambito NTR	Opera OSD	Argomento GE	Progressivo 001	Tipo elaborato RB	Revisione A
Redatto C. Bartolucci		Controllato M. Ghidoli		Approvato P. Galvanin		Scala - Data 18/10/22

 Agenzia Interregionale per il fiume Po	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	
	Ing. M. Vergnani	
RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE ALPINA S.p.A. Ing. Paola Erba	PROGETTAZIONE STRUTTURALE ALPINA S.p.A. Ing. Paolo Galvanin	

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	18/10/2022	Prima emissione	CBA	MGI	PGA
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	5
3	VERIFICHE GEOTECNICHE	8
3.1	Valutazione dei cedimenti del terreno indotti dalla nuova traversa.....	8
3.2	Analisi e verifica a sifonamento	13
3.2.1	Verifica attraverso la modellazione numerica del moto di filtrazione.....	13
3.3	Verifica a sollevamento della platea.....	15
3.4	Calcolo capacità portante	16
3.4.1	Azioni Ed	17
3.4.2	Resistenze Rd	18
3.5	Verifica allo scorrimento del piano di posa.....	23
3.5.1	Azioni Ed	23
3.5.2	Resistenze Rd	24

1 PREMESSA

La presente nota ha lo scopo di fornire un quadro descrittivo di alcune problematiche emerse durante lo studio della nuova traversa, anche alla luce dei vincoli prescrittivi emersi dopo la redazione del PD ed all'esito della campagna di indagini condotta in fase di Progetto Esecutivo (Campagna di Indagini Geognostiche 2016).

Per la descrizione delle unità geologiche e per la caratterizzazione geotecnica di dettaglio dei terreni di fondazione della nuova traversa di sbarramento si rimanda alle relazioni geologico-geotecniche generali che sono state condotte sulla base degli esiti delle indagini geognostiche pregresse (Campagna Indagini 2009 propedeutica al Progetto Definitivo) e delle indagini condotte nella presente fase di Progettazione Esecutiva (Campagna di Indagini Geognostiche 2016).

In questa relazione, dopo aver riassunto le caratteristiche geologico-geotecniche impiegate nelle analisi dei terreni (capitolo 2), si analizzano le problematiche geotecniche della nuova traversa di progetto, in particolare per quel che riguarda le verifiche a sifonamento ed al sollevamento, il calcolo dei cedimenti e la verifica a capacità portante (quest'ultima non effettuata in sede di progetto definitivo).

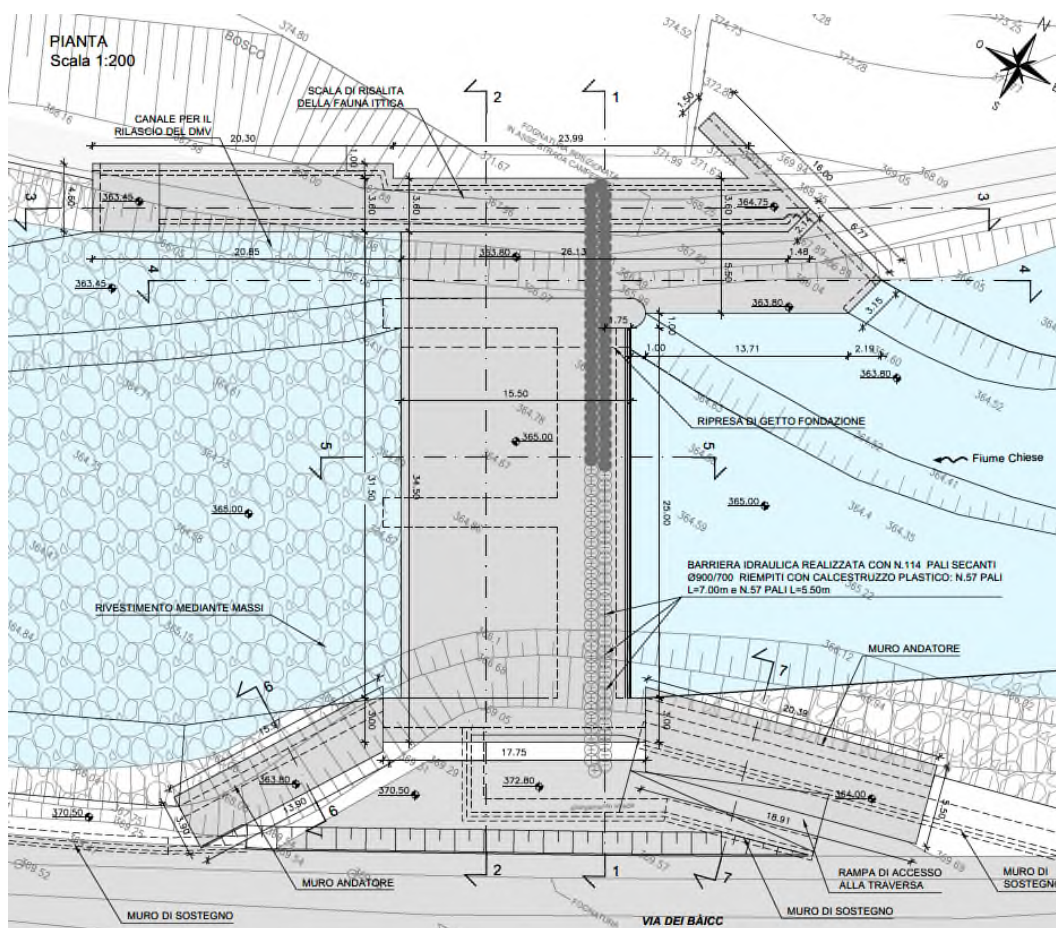


Figura 1-1– Planimetria delle fondazioni della Nuova Traversa

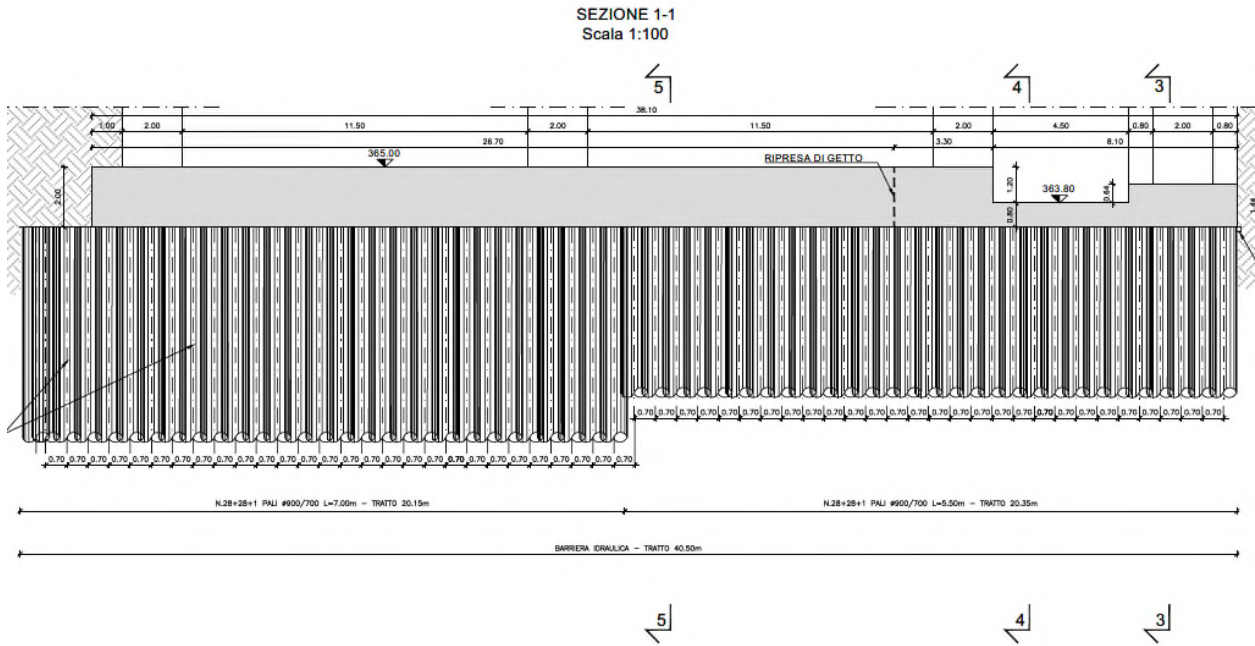


Figura 1-2 – Sezione longitudinale fondazioni Nuova Traversa

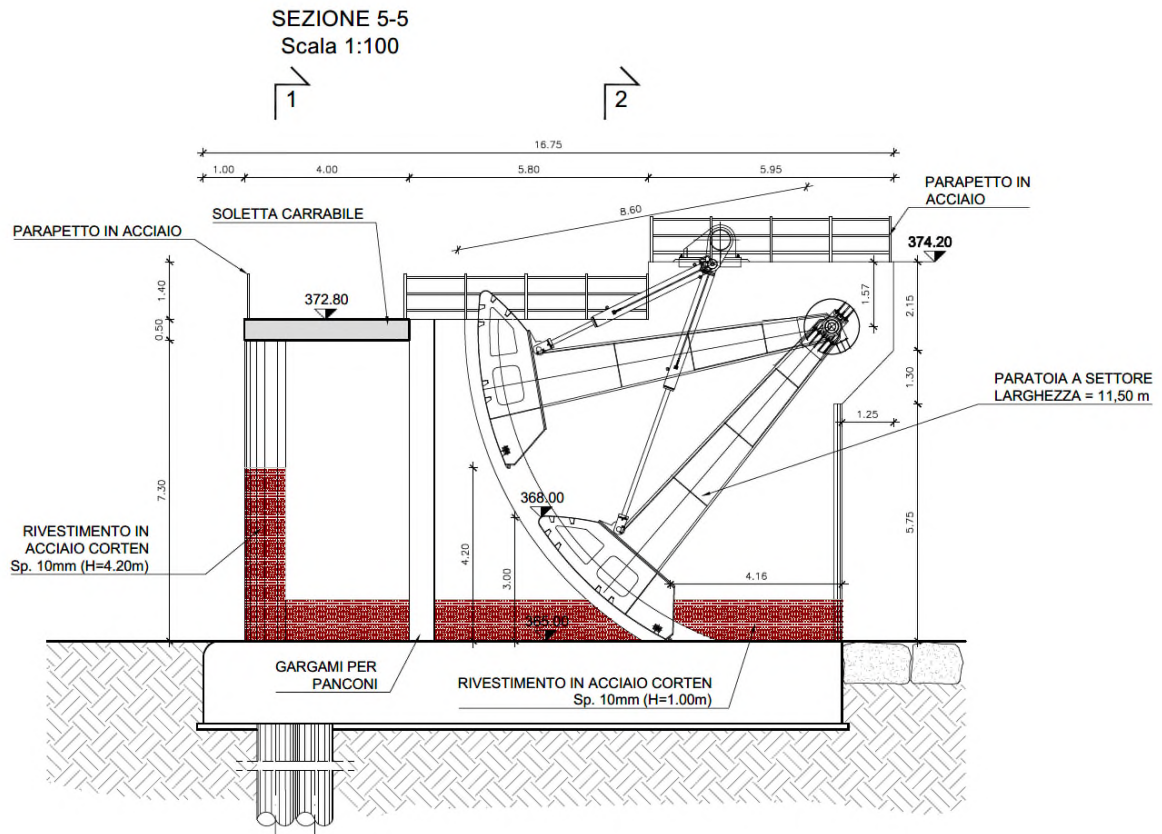


Figura 1-3 – Sezione trasversale fondazioni ed elevazioni Nuova Traversa

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica si rimanda agli specifici documenti del progetto esecutivo:

- PE-000-GEO-GG-001-RH Relazione Geologica ed Idrogeologica
- PE-000-GEO-GG-002-RB Relazione di Caratterizzazione Geomeccanica
- PE-000-GEO-GG-003-RB Relazione di Caratterizzazione Geotecnica
- PE-000-GEO-SS-001-RH Relazione Sismica

Dalla Relazione di caratterizzazione geotecnica del Progetto Esecutivo si evidenzia che il settore in cui si colloca l'opera di sbarramento è caratterizzato, in termini geologici e stratigrafici, da una marcata eterogeneità, muovendo lungo l'alveo del Chiese emissario; se in destra idrografica si rilevano gli affioramenti del substrato costituito dalle Arenarie della Val Sabbia, in sinistra idrografica il substrato medesimo è atteso a profondità da p.c. superiori ai 20 m; si è rilevata inoltre la presenza di depositi di natura alluvionale/lacustre anche a granulometria fine (sabbioso, sabbioso-limoso).

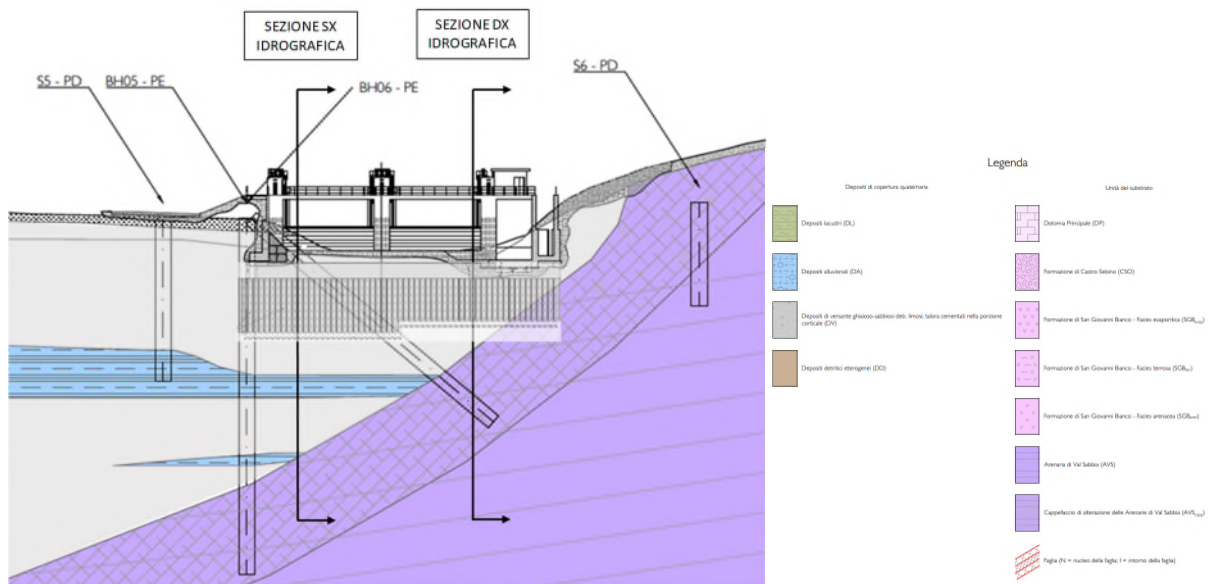


Figura 2-1 – Sezione geotecnica con indicate le sezioni di calcolo sulla base delle indagini PE 2016

In sede di Progetto Esecutivo sono state eseguite nuove indagini geognostiche (sondaggi geognostici BH05 e BH06, vedi figura) che si aggiungono a quelle effettuate in sede di Progetto Definitivo.

Indagini geognostiche del Progetto Definitivo (2009)

Sono stati realizzati due sondaggi a carotaggio continuo denominati S5 e S6 (rispettivamente in sinistra e destra idrografica). Il sondaggio S5, spinto sino alla profondità di 20 m, è stato effettuato in posizione prossima all'allineamento della traversa medesima, mentre il sondaggio S6 è stato perforato circa 80 m più a valle della sezione di cui sopra. Il sondaggio S6 (in destra idrografica) ha intercettato il substrato alla profondità di 5.95 m da p.c., mentre il sondaggio S5 (in sinistra idrografica) non ha raggiunto l'unità litoide (coltre alluvionale di potenza 20.00 m, di cui gli ultimi 3.50 m costituiti da limo e sabbia da debolmente argilloso ad argilloso, con rari clasti centimetrici).

Indagini geonostiche del Progetto Esecutivo (2016)

Si prevede l'esecuzione di nr.2 verticali geonostiche:

- Sondaggio **BH05** eseguito in sinistra idrografica, spinto per 45.00 m, con lo scopo di individuare l'esatta posizione del contatto con il substrato roccioso;
- Sondaggio **BH06** (40 m ca) dalla sponda in sinistra idrografica, perforato a distruzione di nucleo, con direzione inclinata di 40° sull'orizzontale (ad intercettare il tetto del substrato a centro alveo)

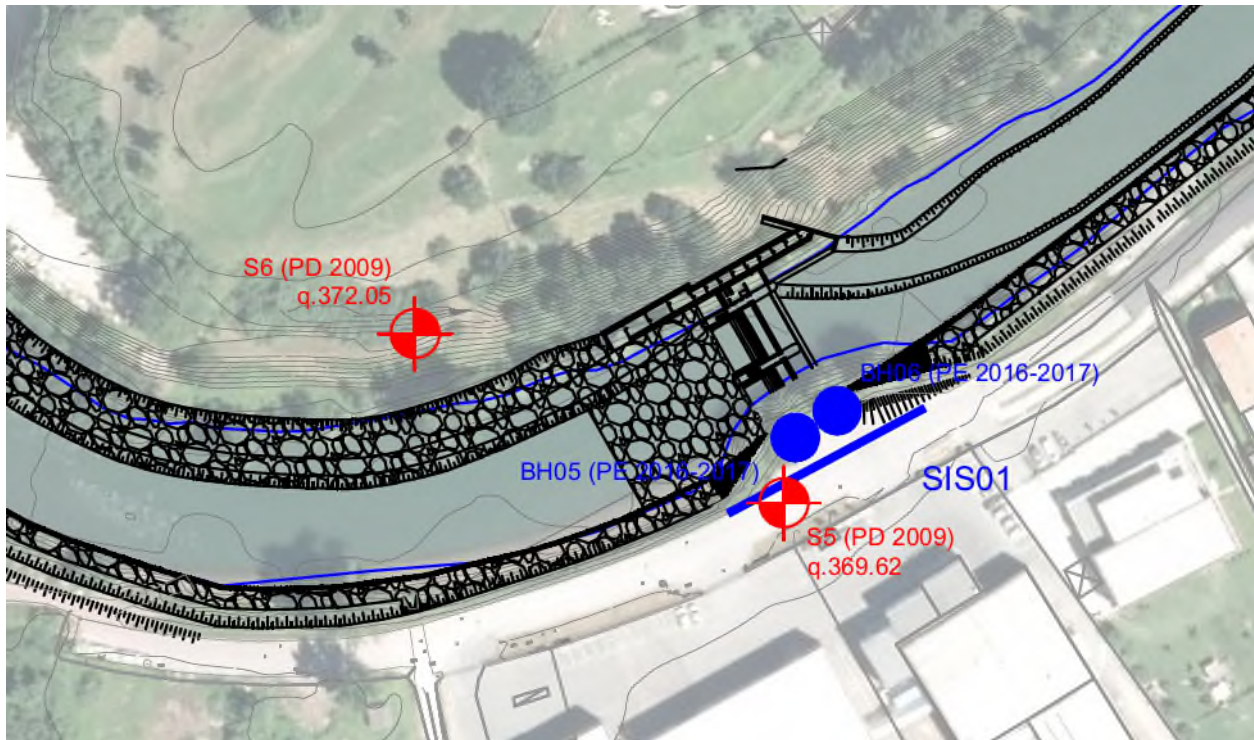


Figura 2-2– Ubicazione nuove indagini PE 2016 e indagini PD 2009

Si sintetizza di seguito quanto contenuto con maggior dettaglio nella relazione di caratterizzazione geomeccanica relativamente ai terreni di fondazione e ammassi rocciosi della nuova traversa di progetto.

Sinistra idrografica del fiume Chiese

- G, S + livelli e lenti di AL: ghiaie sabbiose e livelli argilloso-limosi (da m 2 a m 20 circa)
- A: limi argillosi-sabbiosi (da m 20 a m 23 circa)
- C: Arenaria di Valsabbia – Cappellaccio di alterazione (da m 23 a m 34 circa)
- AVS_{ext}: Arenaria di Valsabbia – Ammasso roccioso estremamente fratturato (da 34 m in poi)

Destra idrografica del fiume Chiese

- G, S + livelli e lenti di AL: ghiaie sabbiose e livelli argilloso-limosi (da m 3 a m 14 circa)
- C: ghiaia sabbio-argillo-limosa (da m 14 a m 25 circa)
- AVS_{ext}: Arenaria di Valsabbia – Ammasso roccioso estremamente fratturato (da m 25 a m 28 circa)
- AVS_{AR}: Arenaria di Valsabbia – Ammasso roccioso (da 28 m in poi)

La tabella che segue propone il set di parametri geotecnici caratterizzanti le Unità Geotecniche precedentemente individuate.

SEZIONE SX IDRAULICA - PARAMETRI PARATIE - NUOVA TRAVERSA											
Stratigrafia			SPESSORE	Profondità (rispetto estradosso platea)		Proprietà fisiche e idrauliche		Proprietà meccaniche			
						γ_n	k	ϕ'	c'_{TD}	E25 (operativo)	v
						[kN/m ³]	[m/s]	ϕ'_k			
[m]	da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[m/s]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]			
Strato 2	G,S	Ghiaie sabbiose	18	2	20	20	1.00E-04	37	0	50	0.25
	Livelli e lenti AL	Livelli argilloso-limosi all'interno dell'unità "G,S"									
Strato 3	A	Limi argilloso-sabbiosi	3	20	23	20.5	2.20E-08	28	36	8	0.30
Strato 4	C	Arenaria di Valsabbia - Cappellaccio di alterazione	11	23	34	22	1.00E-05	36.5	47.5	400	0.3
Strato 5	AVS _{EF}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso estremamente fratturato	3	34	37	22.5	3.00E-07	42.5	101	711	0.3
Strato 6	AVS _{AR}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso	-	37	>	25	3.00E-07	54.5	276.5	3996	0.30

Tabella 2-1– Parametri geotecnici dei terreni della nuova traversa (sezione SX idraulica)

SEZIONE DX IDRAULICA - PARAMETRI PARATIE - NUOVA TRAVERSA											
Stratigrafia			SPESSORE	Profondità (rispetto estradosso platea)		γ_n	k	Proprietà meccaniche			
								ϕ'	c'	E25 (operativo)	v
								[°]			
[m]	da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[m/s]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]			
Strato 2	G,S	Ghiaie sabbiose	11	2	13	20	1.00E-04	37	0	50	0.25
	Livelli e lenti AL	Livelli argilloso-limosi all'interno dell'unità "G,S"									
Strato 4	C	Arenaria di Valsabbia - Cappellaccio di alterazione	11	13	24	22	1.00E-05	36.5	47.5	400	0.30
Strato 5	AVS _{EF}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso estremamente fratturato	3	24	27	22.5	3.00E-07	42.5	101	711	0.30
Strato 6	AVS _{AR}	Arenaria di Valsabbia - Ammasso roccioso	-	27	>	25	3.00E-07	54.5	276.5	3996	0.30

Tabella 2-2– Parametri geotecnici dei terreni della nuova traversa (sezione DX idraulica)

3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche condotte e di seguito descritte, in corrispondenza della nuova traversa di progetto, sono le seguenti:

- - Valutazione dei cedimenti del terreno indotti dalla nuova traversa
- - Analisi e verifica a sifonamento;
- - Verifica al sollevamento;
- - Calcolo della capacità portante;
- - Verifica allo scorrimento del piano di posa.

3.1 Valutazione dei cedimenti del terreno indotti dalla nuova traversa

Nella valutazione dei cedimenti della nuova traversa, si è tenuto conto dei seguenti fattori:

- a) Le nuove indagini geognostiche effettuate per il Progetto Esecutivo (Indagini Geognostiche del Progetto Esecutivo 2016)
- b) la variazione stratigrafica in direzione trasversale al fiume
- c) il diaframma plastico di profondità variabile tra 5.50 m (dx idrografica) e 7.00 m (sx idrografica).

Le verifiche di calcolo sono state effettuate con il codice di calcolo agli elementi finiti "RS2 9 Modeler" versione 9.030 (Phase 2D), attribuendo ai terreni le caratteristiche fisico-meccaniche e i coefficienti di permeabilità riportati nelle tabelle dei parametri geotecnici riportati nel precedente capitolo 2.

Ai fini delle verifiche si sono considerate due sezioni di riferimento, rispettivamente in sinistra e destra idrografica per tenere conto della variazione stratigrafica in direzione trasversale al fiume:



Figura 3-1 – Sezione geotecnica nuova traversa con la barriera idraulica di progetto

Per le due sezioni si sono adottati i seguenti modelli geotecnici:

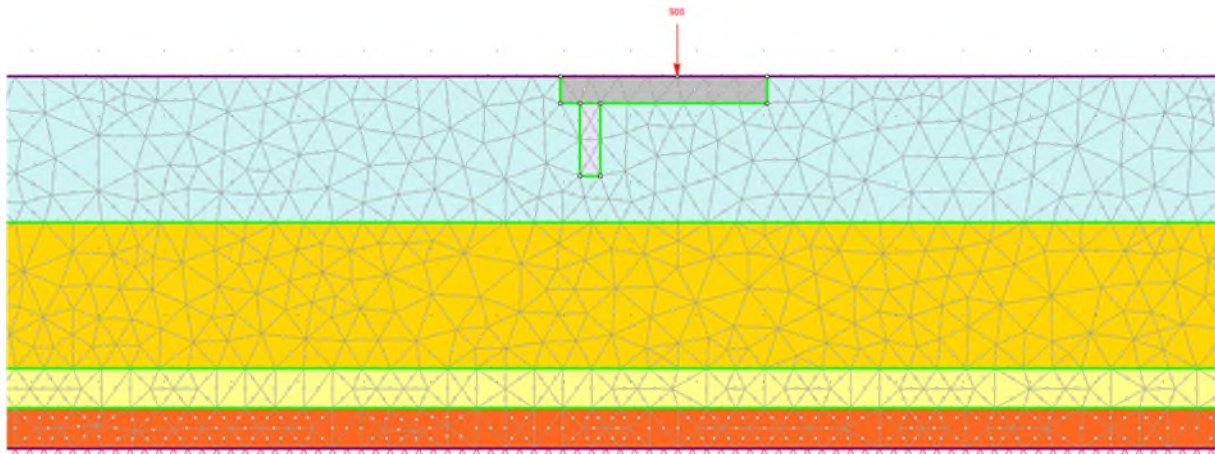


Figura 3-2 – Sezione di calcolo: Sinistra idrografica

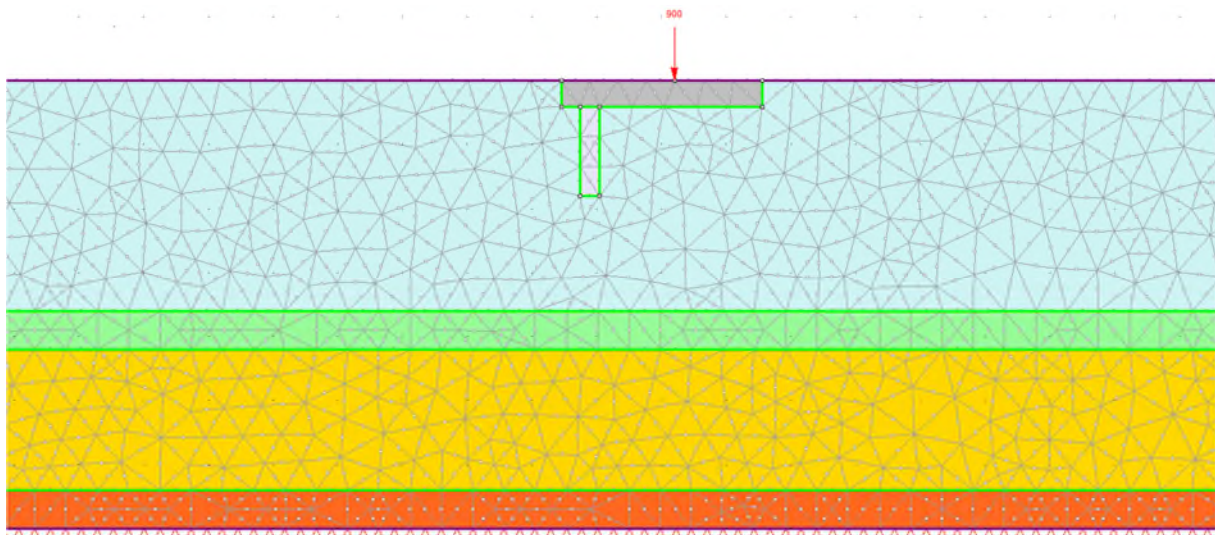


Figura 3-3 – Sezione di calcolo: Destra idrografica

	G/S e lenti AL
	A Limi argilloso-sabbiosi
	Cappellaccio
	Arenaria fratturata
	Calcestruzzo
	Malta Plastica
	Arenaria ammasso roccioso

Figura 3-4 - Legenda Materiali

Le caratteristiche meccaniche dei diversi materiali sono sintetizzate nella seguente tabella:

Formazione	Modello costitutivo	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E25 operativo (MPa)	ν
G, S – lenti AL	Mohr Coulomb	20	0	37	50	0.25

A	Mohr Coulomb	20.5	36	28	8	0.30
C	Mohr Coulomb	22	47.5	36.5	400	0.30
AVS _{EXF}	Mohr Coulomb	22.5	101	42.5	711	0.30
AVS _{AR}	Mohr Coulomb	25	276.5	54.5	3996	0.30
Calcestruzzo	Mohr Coulomb	25	12500	37	25000	0.2
Malta plastica	Mohr Coulomb	20	800	37	1600	0.2

Tabella 3-1– Parametri di calcolo

Per quanto concerne il calcestruzzo plastico si è adottato un modulo di elasticità pari a 1000 volte la resistenza a compressione a 28 giorni, stimata pari a 1.6 MPa. Infatti, la malta plastica prevista per la costruzione della barriera ha le seguenti caratteristiche:

- cemento tipo R32.5
- contenuto minimo di cemento: 100 kg/m³
- contenuto minimo di bentonite: 40÷60 kg/m³
- rapporto a/c ~ 3
- rapporto b/a = 0.10÷0.20
- diametro massimo degli inerti: 5÷10 mm
- slump: 20 cm
- peso specifico malta: 2.000 kg/m³
- resistenza a compressione a 28 giorni: 1.50÷1.60 Mpa

Oltre ai pesi propri degli elementi sopra elencati, si è aggiunta lungo tutta la platea una forza esterna verticale pari a 900 kN/m, posta ad una distanza di circa 1m dalla mezzeria della platea. Questa forza rappresenta il contributo del peso proprio delle pile, delle paratoie e degli organi di regolazione, diffuso in maniera omogenea lungo tutta la traversa. Tale approssimazione è giustificabile alla luce della notevole rigidità flessionale della platea. Inoltre, si è considerato un battente idrico in condizione di esercizio pari a 3 m sopra l'estradosso della platea (368 m s.l.m.).

Il calcolo è stato effettuato in modo da simulare il comportamento della traversa nelle fasi seguenti:

- breve termine dovuti alla costruzione della traversa (platea, pile ecc.)
- primo invaso (+366.5m)
- invaso in fase di esercizio (+368m s.l.m.)

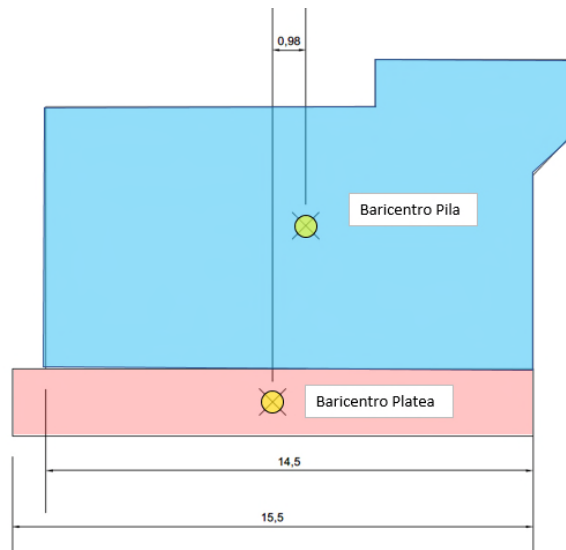


Figura 3-5 - Posizione Baricentro Elevazioni rispetto Platea

La modellazione numerica restituisce un quadro di spostamenti delineato dagli schemi di seguito riportati, rispettivamente per la sezione in sinistra e destra idrografica.

SEZIONE SINISTRA
Cedimenti invaso di esercizio (SX)

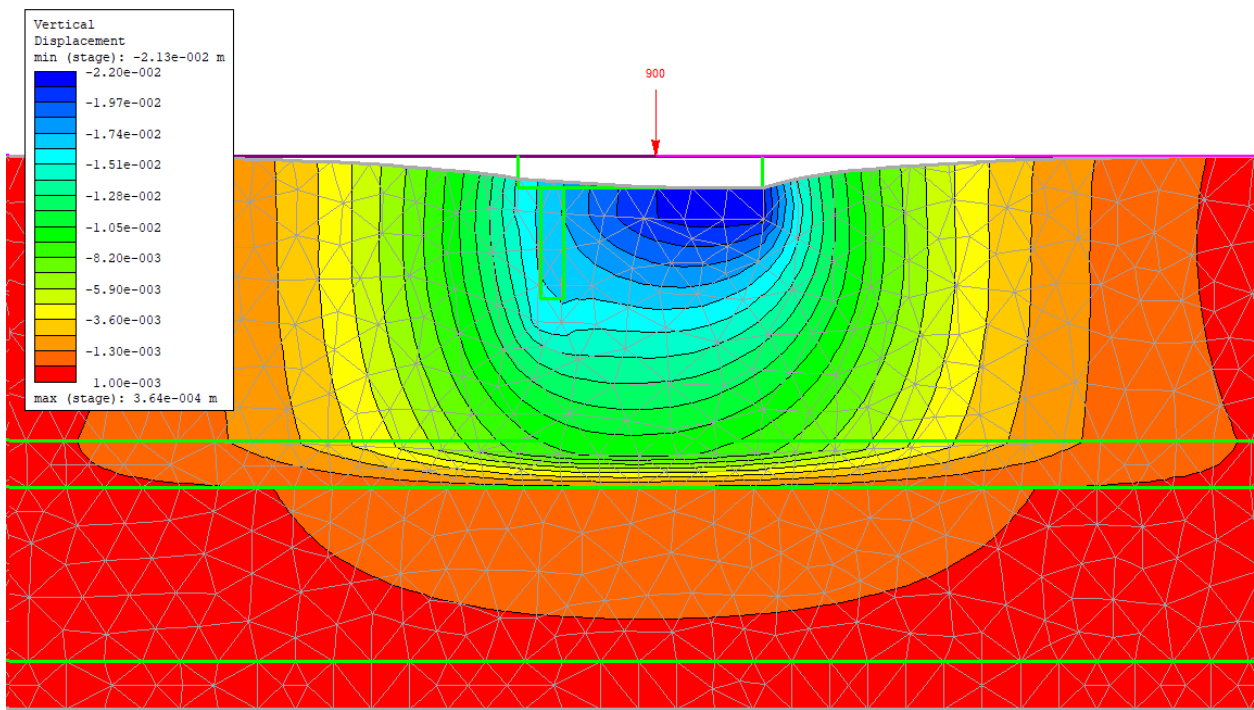


Figura 3-6 – Sezioni di calcolo SX (cedimenti invaso di esercizio)

SEZIONE DESTRA
Cedimenti invaso di esercizio (DX)

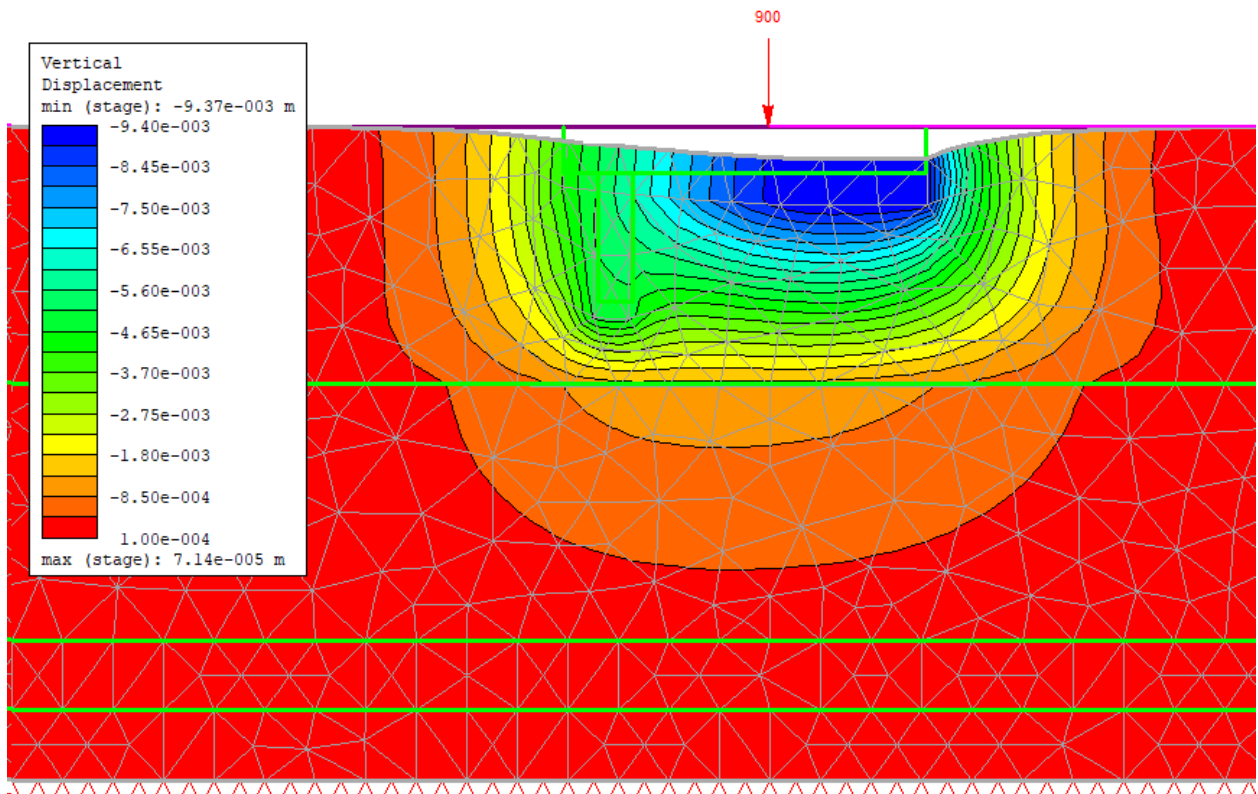


Figura 3-7 – Sezioni di calcolo DX (cedimenti invaso di esercizio)

Gli spostamenti parziali verticali relativi alle diverse fasi, espressi in millimetri, sono riassunti nella seguente tabella:

Sezione	Lato	Cedimenti [mm]: Fase - Invaso esercizio
Sinistra idrografica	Monte	15.4
	Valle	21.2
Destra idrografica	Monte	4.3
	Valle	9.2

Tabella 3-2– Risultati del calcolo dei cedimenti

Considerando che la platea ha una lunghezza pari a 15.5 m ed una larghezza pari a 30 m, le rotazioni relative massime tra monte e valle risultano pari a 1/2600, quelle tra destra e sinistra idrografica sono pari a 1/2590. Occorre ancora considerare che tali valori, comunque esigui, si manifestano prevalentemente a fine costruzione essendo determinati dal peso proprio della platea e delle pile sovrastanti. Pertanto, è lecito ipotizzare che essi si sviluppino sul calcestruzzo non ancora indurito e che non vi siano preoccupazioni per l'integrità strutturale della platea.

3.2 Analisi e verifica a sifonamento

Le analisi e la verifica a sifonamento sono state effettuate attraverso i risultati di modellazione numerica del moto di filtrazione.

3.2.1 Verifica attraverso la modellazione numerica del moto di filtrazione

La verifica al sifonamento ha evidenziato modesti gradienti idrici in prossimità del piede di valle. Gli andamenti delle quote piezometriche in corrispondenza del massimo invaso sono riprodotti nelle figure seguenti.

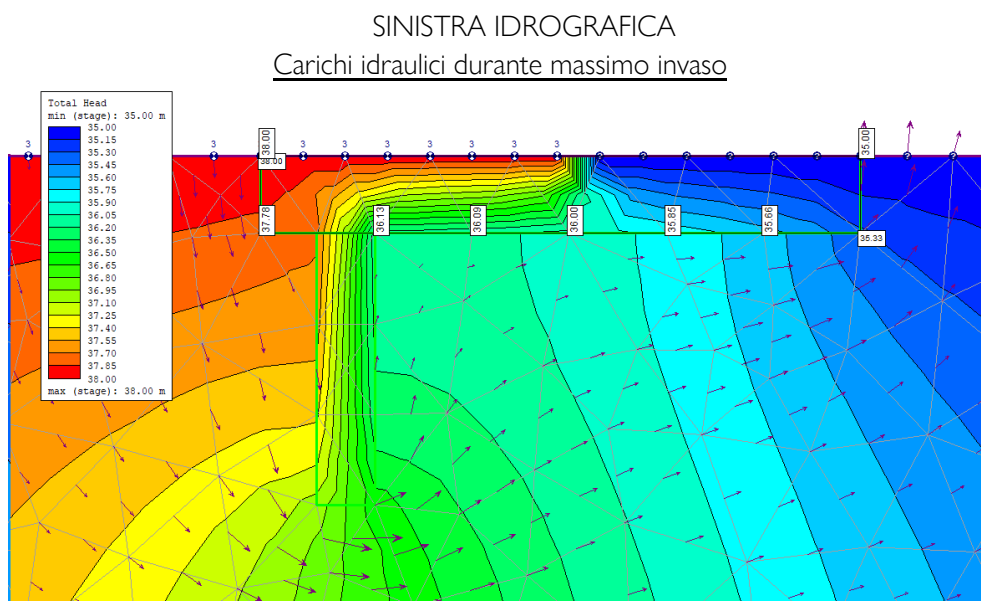


Figura 3-8 – Grafici dei carichi idraulici durante il massimo invaso (Sezione SX)

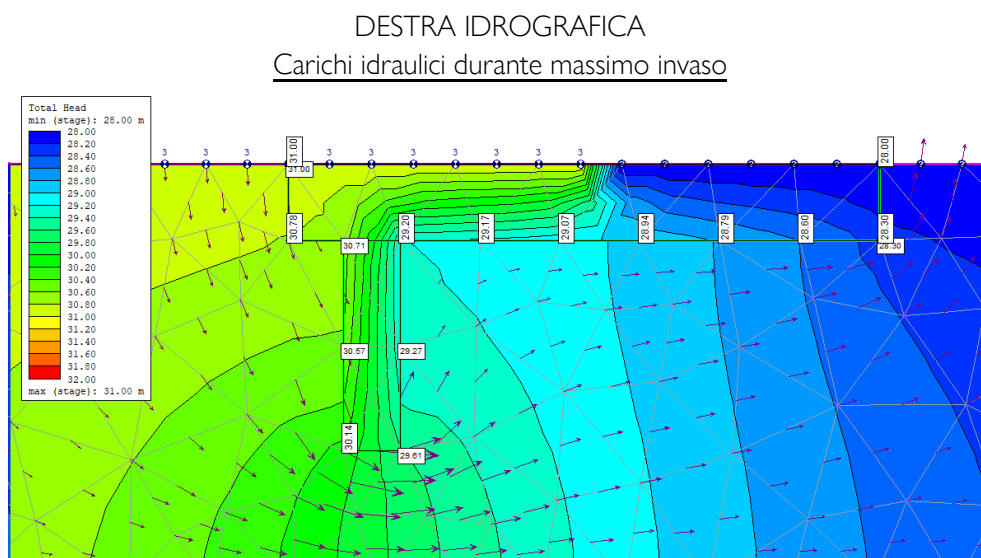


Figura 3-9 – Grafici dei carichi idraulici durante il massimo invaso (Sezione DX)

In accordo a NTC18 (§ 6.2.4.2 “Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici”) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico “i” risulti non superiore al gradiente idraulico critico “i_c” diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso.

$$i_{efflusso} = \frac{D}{H_C}$$

$$i_{critico} = \frac{\gamma'_{G/S}}{\gamma_w}$$

$$FS = \frac{i_{critico}}{i_{efflusso}} > 2$$

dove:

D=2,00m (spessore platea)

H_{c_sinistra idrografica} = 0.66 m (da modellazione Phase 2D)

H_{c_destra idrografica} = 0.30 m (da modellazione Phase 2D)

$\gamma' = 10,00 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$

I valori di $i_{efflusso}$ (gradiente idraulico di efflusso) riportati nella tabella seguente rivelano che la verifica a sifonamento è ampiamente soddisfatta.

	SX	DX
i_E	0.33	0.15
i_CR	1.04	1.04
i_CR/i_E	3.15	6.92
i_CR/i_E_Min	2.00	2.00

Tabella 3-3 – Verifica attraverso modellazione numerica

3.3 Verifica a sollevamento della platea

La verifica a sollevamento consiste nell'assicurare che le forze stabilizzanti, determinate dal peso proprio della platea e dai carichi agenti su di essa bilancino le azioni di sollevamento idrauliche.

Le azioni permanenti strutturali sono date da:

Peso proprio della platea: $P = \gamma_{cl} * B * D = 25 * 15.5 * 2 = 775 \text{ kN/m}$

Peso delle strutture sovrastanti: $F = 900 \text{ kN/m}$

L'azione di sollevamento è:

Sinistra idrografica: $W = \gamma_w * H * B = 9.81 * 2.66 * 15.5 = 404 \text{ kN/m}$

Destra idrografica: $W = \gamma_w * H * B = 9.81 * 2.3 * 15.5 = 350 \text{ kN/m}$

I coefficienti parziali di sicurezza da adottare per le verifiche sono riportati di seguito (Tabella 6.2.I - NTC 2018):

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 3-4– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Dal calcolo scaturisce il seguente prospetto, che conferma il soddisfacimento della verifica a sollevamento:

- Sinistra idrografica: $FS = [\gamma_{G1} * (P+F)] / [\gamma_{Q1} * W] = 1508 / 607 = 2.48$
- Destra idrografica: $FS = [\gamma_{G1} * (P+F)] / [\gamma_{Q1} * W] = 1508 / 525 = 2.87$

3.4 Calcolo capacità portante

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo SLU, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche state effettuate con l'Approccio 2 come definito al paragrafo 6.4.2.1 delle NTC 2008 attraverso la combinazione A1 + M1 + R3.

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalfamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Figura 3-10 – Estratto NTC18

3.4.1 Azioni Ed

In condizioni statiche, le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti dalla tabella 6.2.I delle NTC 2008 (qui sotto riportata).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 3-5– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC18)

I valori delle azioni sono i seguenti:

Carichi verticali

- N_1 = Pesi permanenti e permanenti non strutturali compiutamente definiti dalle strutture in elevazione (peso pile, peso soletta, peso paratoie e peso cabina) 26631 KN
 - N_2 = Peso platea di fondazione 23250 KN
- $N_{tot} = 49881 \text{ KN}$

Il carico N_1 è applicato ad una distanza di 1 m dall'asse baricentrico della platea dando luogo ad un momento M in direzione trasversale della traversa pari a:

$$M_1 = N_1 \times 1 = 26631 \text{ KN m}$$

Carichi orizzontali

I carichi orizzontali sono dovuti alla spinta dell'acqua che può raggiungere la quota massima di 368 m s.l.m. (quota superiore delle paratoie) producendo le seguenti spinte orizzontali:

- H_1 = spinta sulle pile (vedi paragrafo 8.3.1.1 relazione di calcolo) $245.25 \times 3 = 735.75 \text{ KN}$
 - H_2 = spinta sulle paratoie (vedi paragrafo 8.3.1.2 relazione di calcolo) $1410.20 \times 2 = 2820,40 \text{ KN}$
- $H_{tot} = 3556 \text{ KN}$

Queste azioni orizzontali sono applicate ad un'altezza pari ad 1/3 della differenza tra la quota di massimo sormonto dell'acqua sulle paratoie (368 m s.l.m.) e la quota di imposta della fondazione (363 m s.l.m.). Per tale ragione, queste azioni danno luogo ad un momento in direzione trasversale della traversa pari a:

$$M_2 = H_{tot} \times 5/3 = 5926.9 \text{ KN m}$$

Pertanto, le azioni totali agenti in fondazione sono le seguenti:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{tot}} = 49881 \text{ kN} \\ H_{\text{tot}} = 3556 \text{ kN} \\ M_{\text{tot}} = 32558 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

L'eccentricità che si crea in direzione trasversale della traversa è pari a:

$$e_t = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.65 \text{ m}$$

Nella tabella seguente si riassumono i valori di E_d (ai fini della verifica a capacità portante) allo stato limite ultimo SLU in condizioni statiche e sismiche SLC (in quest'ultimo caso, si ricorda che ai valori delle azioni viene applicato un coefficiente pari ad 1).

Condizione	E_d (KN)
STATICA SLU	64845
SISMICA SLC	49881

Tabella 3-6 – Valori delle azioni E_d

3.4.2 Resistenze R_d

Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella colonna M1 della tabella 6.2.II delle NTC.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3-7– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC18)

Inoltre, il valore di resistenza di progetto così calcolato è ulteriormente diviso per il coefficiente R_3 della tabella 6.4.I delle NTC 2018 per le fondazioni dirette.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 3-8– Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazione superficiali (NTC18)

Condizioni statiche

La formula analitica utilizzata per la determinazione della resistenza R_d è la seguente:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q + B'/2 \gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

dove:

- q_{lim} = carico limite del terreno;
- c' = coesione efficace;
- q' = sovraccarico laterale (nel caso in cui il piano di imposta della fondazione sia al di sotto del piano campagna)
- B' = larghezza efficace della fondazione = $B - 2 e$;
- γ' = peso specifico del terreno immerso in acqua
- N_c, N_q, N_g = fattori di capacità portante
- s, d, i, g, b = fattori correttivi

Nel caso in esame, si assume che la platea di fondazione, di dimensioni $B \times L \times h = m 15.50 \times 29.50 \times 2.00$, sia impostata, in maniera perfettamente orizzontale, ad una profondità di 2.00 m dal piano di campagna e che il livello della falda sia coincidente con lo stesso piano campagna.

Inoltre, il terreno su cui è impostata la platea della traversa è un terreno di caratteristiche granulari (G, S: ghiaia sabbiosa debolmente limo-argillosa, si veda capitolo 2 della presente relazione e per maggiori dettagli [la relazione geologica e geotecnica generale](#)). Lo strato di terreno interessato dalla verifica a capacità portante, ovvero spessore interessato dalla potenziale rottura, si può ottenere dalla seguente formula:

$$S_{tr} = 1/2 B \tan (45^\circ + \phi'/2)$$

dove:

B = larghezza fondazione = 15.50 m

ϕ' = angolo di attrito del terreno naturale = 37°

Si ottiene, pertanto che:

$$S_{tr} \sim 15.50 \text{ m}$$

Ne consegue che la potenziale rottura del terreno avverrebbe all'interno del primo strato G,S che si estende fino a circa 20.00 m dal p.c.

In questo modo, essendo i terreni interessati dal calcolo della capacità portante di tipo granulare, l'analisi effettuata è un'analisi in termini di tensioni efficaci, in condizioni drenate. La resistenza del terreno è definita dai seguenti parametri:

$$\left\{ \begin{array}{l} c' = \text{coesione efficace} = 0 \\ \phi' = \text{angolo di attrito del terreno} = 37^\circ \end{array} \right.$$

In questo modo la formula su indicata si riduce come segue:

$$q_{lim} = q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q + B'/2 \gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

dove:

$$\gamma' = 10 \text{ KN/m}^3$$

D = profondità del piano di imposta dal p.c. = 2.00 m

$$q' = \gamma' D = 10 \times 2 = 20 \text{ KN/m}^2$$

$$B' = B - 2 e_t = 14.2 \text{ m}$$

$$\gamma' = 10 \text{ KN/m}^3$$

Utilizzando la teoria di Vesic, 1975, si procede al calcolo dei fattori di capacità portante e dei coefficienti correttivi.

Fattori di capacità portante N_q e N_γ

Si ha:

$$\begin{cases} N_q = \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'} = 42.92 \\ N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi' = 66.19 \end{cases}$$

Fattori di forma s_q e s_γ

Nel passare dalla condizione ideale di una striscia indefinita di carico (problema piano) ad una fondazione reale avente dimensioni (B trasversale e L longitudinale) in pianta confrontabili (problema tridimensionale), la capacità portante è influenzata dagli effetti di bordo, di cui si tiene conto con i fattori di forma.

Nel caso di fondazione di forma rettangolare, si ha:

$$\begin{cases} s_q = 1 + B'/L \tan \phi' = 1.63 \\ s_\gamma = 1 - 0.4 B'/L = 0.81 \end{cases}$$

Fattori di forma d_q e d_γ

Si utilizzano per mettere in conto anche la resistenza al taglio del terreno sopra il piano di fondazione, ovvero per considerare la superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna.

Tenuto conto che D (profondità del piano di imposta dal p.c.) / B' < 1, si ha:

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 D/B' \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 = 1.03 \\ d_\gamma = 1 \end{cases}$$

Fattori di inclinazione i_q e i_γ

Nel caso di carico inclinato con componente orizzontale H e componente verticale N, si introducono i fattori di inclinazione del carico (in relazione al rapporto H/N la rottura può avvenire anche per slittamento) che tengono conto della riduzione della resistenza a rottura del terreno di fondazione.

Tenuto conto che si assume che le forze orizzontali siano in direzione trasversale della traversa (che corrisponde alla direzione del fiume Chiese) dovute alla spinta dell'acqua sulle paratoie, si ha:

$$\begin{cases} i_q = (1 - H/N)^m = 0.88 \\ i_\gamma = (1 - H/N)^{m+1} = 0.82 \end{cases}$$

dove:

$$m = 2 + B/L / 1 + B/L = 1.66$$

Fattori di inclinazione del piano di posa b_q e b_γ

Assumendo che il piano di imposta della fondazione sia orizzontale, si ha:

$$\begin{cases} b_q = 1 \\ b_\gamma = 1 \end{cases}$$

Fattori di inclinazione del piano campagna g_q e g_γ

Assumendo che il piano di campagna sia orizzontale, si ha:

$$\begin{cases} g_q = 1 \\ g_\gamma = 1 \end{cases}$$

Eccentricità del carico

L'eccentricità del carico riduce la capacità portante di una fondazione superficiale. Nel caso di carico eccentrico si assume che l'area resistente a rottura sia quella per la quale il carico risulta centrato.

Nel caso in esame, la fondazione ha base rettangolare, per cui si ha:

$$B' = B - 2e_t = 14.2 \text{ m}$$

$$L' = L = 30 \text{ m}$$

Dalla formula ridotta si ottiene:

$$\begin{aligned} q_{lim} &= 4406 \text{ kPa} \\ Q_{lim} &= 4406 \times B' \times L = 1876353 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adottando l'Approccio 2 combinazione A1 + M1 + R3, per ottenere il valore R_d in condizioni statiche è necessario dividere il valore limite con il coefficiente R3 = 2.3:

$$\begin{aligned} R_{d,st} \text{ (valore unitario)} &= q_{lim} / 2.3 = 1916 \text{ kPa} \\ R_{d,st} \text{ (valore assoluto)} &= Q_{lim} / 2.3 = 815806 \text{ kN} \end{aligned}$$

Condizioni sismiche

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica. L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra le forze H parallele al piano di posa ed il carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi z (sisma), valutati secondo **le correlazioni di Paolucci e Pecker (1997)**:

$$z_q = z_\gamma = (1 - k_h / \tan \phi')^{0.35}$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale (SLC, vedi relazione di calcolo) = 0.35

La formula analitica utilizzata per la determinazione della resistenza R_d diventa la seguente:

$$q_{lim} = q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + B'/2 \gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma$$

Fattori di sismici z_q e z_γ

Nel caso sismico, si ha che $z_q = z_g = 0.80$

Dalla formula ridotta si ottiene:

$$q_{lim} = 3541 \text{ kPa}$$

$$Q_{lim} = 3541 \times B' \times L = 1507961 \text{ kN}$$

Adottando l'Approccio 2 combinazione A1 + M1 + R3, per ottenere il valore R_d in condizioni statiche è necessario dividere il valore limite con il coefficiente R3 = 2.3:

$$R_{d, \text{sis}} \text{ (valore unitario)} = q_{lim} / 2.3 = 1540 \text{ kPa}$$

$$R_{d, \text{sis}} \text{ (valore assoluto)} = Q_{lim} / 2.3 = 655635 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti.

Condizione	Approccio	Combinazione	E_d (KN)	R_d (KN)	Verifica soddisfatta
Statica SLU	2	A1 + M1 + R3	64845	815806	Si
Sismica SLC	2	A1 + M1 + R3 (*)	49881	655635	Si

Tabella 3-9– Riepilogo verifica a capacità portante SLU ed SLC

(*) Nella condizione sismica, le azioni vengono moltiplicate per un coefficiente pari ad 1

3.5 Verifica allo scorrimento del piano di posa

Analogamente al calcolo della capacità portante, per le verifiche allo scorrimento del piano di posa della platea della traversa deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche state effettuate con l'Approccio 2 come definito al paragrafo 6.4.2.1 delle NTC 2008 attraverso la combinazione A1 + M1 + R3 (si veda capitolo precedente).

3.5.1 Azioni E_d

In condizioni statiche, le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti dalla tabella 6.2.I delle NTC 2018 (vedi capitolo precedente).

I valori delle azioni orizzontali sono i seguenti:

Carichi orizzontali

I carichi orizzontali sono dovuti alla spinta dell'acqua che può raggiungere la quota massima di 368 m s.lm. (quota superiore delle paratoie) producendo le seguenti spinte orizzontali:

- H_1 = spinta sulle pile (vedi paragrafo 8.3.1.1 relazione di calcolo) $245.25 \times 3 = 735.75$ KN
 - H_2 = spinta sulle paratoie (vedi paragrafo 8.3.1.2 relazione di calcolo) $1410.20 \times 2 = 2820.40$ KN
- $H_{tot} = 3556,15$ KN

Nella tabella seguente si riassumono i valori di E_d (ai fini della verifica allo scorrimento del piano di posa) allo stato limite ultimo SLU in condizioni statiche e sismiche SLC (in quest'ultimo caso, si ricorda che ai valori delle azioni viene applicato un coefficiente pari ad 1).

Condizione	E_d (KN)
STATICA SLU	48864
SISMICA SLC	37588

Tabella 3-10– Valori delle azioni E_d

3.5.2 Resistenze R_d

Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella colonna M1 della tabella 6.2.II delle NTC 2018.

Inoltre, il valore di resistenza di progetto così calcolato è ulteriormente diviso per il coefficiente R3 della tabella 6.4.I delle NTC 2018 per le fondazioni dirette.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 3-11– Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazione superficiali (NTC18)

Condizioni statiche

La formula analitica utilizzata per la determinazione della resistenza $R_{d,scorr}$ è la seguente:

$$R_{d,scorr} = N \tan \phi' / \gamma_R$$

dove:

- N = carico verticale = 64845 kN (SLU); 49881 kN (SLC)
- ϕ' = angolo di attrito del terreno = 37°
- γ_R = coefficiente parziale R3 (vedi tabella 6.4.I NTC 2018) = 1.1

Si ottiene, quindi:

$$R_{d,scorr,st} = 42491 \text{ KN}$$

In condizioni sismiche, si ha che:

$$R_{d,scorr,sis} = 32685 \text{ KN}$$

Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti.

Condizione	Approccio	Combinazione	E_d (kN)	R_d (kN)	Verifica soddisfatta
Statica SLU	2	A1 + M1 + R3	4734.22	42491	Sì
Sismica SLC	2	A1 + M1 + R3 (*)	3156.15	32685	Sì

Tabella 3-12– Riepilogo verifica allo scorrimento SLU ed SLC

(*) Nella condizione sismica, le azioni vengono moltiplicate per un coefficiente pari ad 1