

SR.A - RELAZIONE TECNICA GENERALE E DI CALCOLO

PROGETTO ESECUTIVO – INVASO CASTELMARTINI

MISURE DI SALVAGUARDIA E LA TUTELA DEL PADULE DI FUCECCHIO

SITE

Via della Libertà, 28 Ponte Buggianese 51019, (PT)

CLIENTS

CONSORZIO DI BONIFICA 4 BASSO VALDARNO

DESIGNERS

ANGELI ING. MASSIMILIANO

PJ1807-0137 PROJECT NO.	SR.A – INVASO CASTELMARTINI DRAWING NO.	2022.02.02 DATE	
##### SCALE AM	##### DRAWN	##### CHECKED	##### REVISION
AMENDMENTS			
REV	DESCRIPTION:	BY	DATE
A	#####	#####	#####
B	#####	#####	#####
C	#####	#####	#####

Indice generale

1. PREMESSA	2
2.1 STUDIO IDROLOGICO	4
2.1.1 <i>Caratteristiche del bacino.....</i>	4
2.1.2 <i>Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica</i>	5
2.1.3 <i>Ietogrammi di progetto</i>	6
2.1.4 <i>Le perdite di bacino.....</i>	6
2.1.5 <i>La trasformazione afflussi deflussi</i>	8
2.1.6 <i>Idrogrammi di portata con tempo di ritorno 500 anni</i>	10
2.2 CALCOLI IDRAULICI	10
2.2.1 <i>Determinazione della quota di massimo invaso e verifica dello sfioratore</i>	11
2.2.2 <i>Rialzamento della quota liquida nell'invaso dovuta all'azione del vento.....</i>	13
2.2.3 <i>Rialzamento della quota liquida nell'invaso dovuta all'azione sismica</i>	14
2.2.4 <i>Verifica del franco di sicurezza.....</i>	14
2.2.5 <i>Tempo di svuotamento minimo dell'invaso</i>	14
3. RELAZIONE GEOTECNICA.....	15
3.1 PARAMETRI GEOTECNICI	15
3.2 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	17
3.3.1 <i>Metodologia di analisi.....</i>	18
3.3.2 <i>Stabilità della scarpata lato monte.....</i>	20
3.3.3 <i>Stabilità della scarpata lato valle</i>	21
3.4 SIFONAMENTO	23
3.5 FILTRAZIONE NEL CORPO DEL RILEVATO IN TERRA	24

PREMESSA

Il presente studio è redatto dal sottoscritto Dott. Ing. Massimiliano Angeli, iscritto all'Ordine degli ingegneri della Provincia di Lucca con il n°a1700, e studio tecnico c/o Econvertostudio LTD con Stabile organizzazione in Via Santa giustina n°23 nel Comune di Lucca, per conto del *Consorzio di Bonifica 4 Basso Valdarno* per la verifica del nuovo invaso da realizzare nel Comune di Larciano (PT) lungo il corso del Fosso del Paretaio, a servizio del SIC "Bosco di Chiusi e Paduletta di Ramona". Tale studio va ad integrare e sostituire la documentazione precedentemente inviata, a seguito di una richiesta di integrazioni da parte della Regione Toscana – Giunta Regionale – Direzione Difesa del Suolo e Protezione Civile – Genio Civile Valdarno Centrale – Sede di Pistoia.

L'invaso da realizzare è denominato Castelmartini, come la località in cui si trova, e si colloca in un più ampio quadro di interventi in progetto per la salvaguardia e la tutela del Padule di Fucecchio. Lo stoccaggio delle acque avverrà mediante la realizzazione di una diga di sbarramento in terra di cava, al limite della vallecchia che rappresenta il naturale impluvio del Fosso del Paretaio. Lo sbarramento consentirà l'accumulo dell'acqua in eccesso nei periodi invernali, mantenendo comunque il rilascio controllato del Deflusso Minimo Vitale attraverso uno scarico di fondo, tenuto sempre parzialmente aperto per non prosciugare mai l'area della paduletta.

La diga avrà una lunghezza complessiva di circa 240 metri lineari, una pendenza del paramento lato monte pari ad 1 su 3 e lato valle pari ad 1 su 2, e sarà opportunamente ammorsata al terreno di fondazione. Avrà un'altezza totale massima di 6,50 m, dei quali al massimo 4,50 m fuori terra.

La quota di coronamento dello sbarramento sarà pari a 18,50 m s.l.m., mentre la quota di regolazione sarà di 16,25 m s.l.m. (per un volume utile di regolazione di circa 71.000 mc). La quota di massimo invaso sarà pari a 17,18 m s.l.m. (per un volume di massimo invaso di circa 167.000 mc). L'altezza della diga dal coronamento al punto più basso della fondazione sarà pari a 6,50 m, di cui al massimo 4,50 m fuori terra. L'altezza di massima ritenuta sarà pari a 3,18 m. Il volume di laminazione, calcolato come differenza tra volume di massimo invaso e volume utile di regolazione, sarà pari a circa 96.000 mc. Il franco sarà pari a 1,32 m ed il franco netto sarà pari a 1,00 m.

Per il Deflusso Minimo Vitale è stato fissato un valore di 360 l/h.

Gli interventi in progetto sono:

- realizzazione dello sbarramento in terra;
- costruzione dello sfioratore laterale e del canale fagatore;
- costruzione degli scarichi di fondo;

- installazione di un impianto di ossigenazione;
- ripristino dei luoghi.

Lo sbarramento sarà realizzato in terra di cava di tipo A4 con contenuto in sabbia $< 50\%$ o di tipo A6 con contenuto in sabbia $> 15\%$, con coefficiente di permeabilità $k < 10^{-7}$ m/sec, coesione 25 KPa, coesione non drenata 50 KPa, angolo di attrito 26° e peso di volume 19 KN/mc. Lo sbarramento sarà fondato ad una profondità variabile: la porzione centrale avrà un piano di imposta a quota 12 m slm, mentre i lati saranno fondati 2 m sotto il piano di campagna. Le scarpate saranno inerbite col materiale proveniente dallo scotico. La larghezza sommitale dello sbarramento sarà pari a 5 metri. Sul lato di monte verrà realizzata una rampa di accesso all'invaso per i mezzi di manutenzione: detta rampa avrà larghezza 5 metri e pendenza 10%.

Lo sfioratore laterale ha lo scopo di mantenere il livello liquido all'interno dell'invaso alla quota di massima regolazione ed è stato dimensionato sull'evento meteorico cinquecentennale.

Il canale fugatore è realizzato a cielo aperto, tranne che per una soletta di larghezza 5 metri e spessore 30 cm che funge da ponte per rendere possibile la percorrenza del coronamento; la sua larghezza minima è pari a 270 cm e la sua altezza massima è pari a 295 cm; l'altezza netta sotto il ponte è pari a 255 cm. All'uscita del canale fugatore, così come all'imbocco della soglia sfiorante, si prevede la realizzazione di un rivestimento di fondo lastricato in scogliera di massi ciclopici, intasata con cls Rck 15, con funzione antierosiva ed antisifonamento a monte, e di zona di dissipazione a valle.

Si prevede, infine, la realizzazione di 3 condotte da utilizzarsi per lo scarico dell'invaso secondo il seguente schema:

- Svuotamento: per le manovre di emergenza e lo svuotamento dell'invaso, si prevede la messa in opera di una tubazione in cls DN 100 cm che pescherà lato monte, tramite un gomito rialzato in modo tale da limitare l'interrimento della presa; il pescaggio sarà protetto da una griglia amovibile per la periodica manutenzione; allo sbocco della condotta sarà messa in opera una paratia regolabile tramite vite senza fine, in modo da permetterne la dovuta regolazione di apertura e chiusura;
- Scarico di fondo: per l'esercizio dell'invaso ed il mantenimento del DMV, si prevede la messa in opera di una tubazione in cls DN 20 cm che pescherà lato monte; il pescaggio sarà protetto da una griglia amovibile per la periodica manutenzione; allo sbocco della condotta sarà messa in opera una paratia regolabile tramite vite senza fine, in modo da permetterne la dovuta regolazione di apertura e chiusura; per garantire il DMV nella Paduletta di Ramona, ed assicurare al contempo il mantenimento di una adeguata riserva idrica, la paratia di scarico dovrà essere regolata in posizione parzialmente chiusa;
- Scarico di fondo supplementare: si prevede la messa in opera di una tubazione aggiuntiva

in cls DN 20 cm, da utilizzarsi in caso di fuori servizio dello scarico di fondo; il pescaggio sarà a gomito lato monte e protetto da una griglia amovibile per la periodica manutenzione; allo sbocco della condotta sarà messa in opera una paratia regolabile tramite vite senza fine, in modo da permetterne la dovuta regolazione di apertura e chiusura a seconda delle varie esigenze.

2. RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

2.1 STUDIO IDROLOGICO

Lo studio idrologico del bacino idrografico afferente all'invaso oggetto dello studio è stato effettuato utilizzando il codice di calcolo HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) versione 4.2.1, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers.

In ingresso al sistema si è fornito uno ietogramma di pioggia ad intensità costante, desunto dalle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP) con tempo di ritorno cinquecentennale reperite sul sito internet del Servizio Idrologico Regionale (SIR) della Toscana.

La pioggia efficace è stata calcolata considerando le perdite per infiltrazione e per detenzione, adottando il metodo CN del Soil Conservation Service (SCS) americano. Gli ietogrammi di pioggia efficace così ottenuti sono stati applicati all'idrogramma unitario ottenendo così il deflusso di piena in uscita dalla sezione di chiusura del sottobacino. In questo modo si è ottenuta la massima portata con tempo di ritorno 500 anni.

2.1.1 Caratteristiche del bacino

Per prima cosa, è stato individuato il bacino imbrifero del Fosso del Paretaio chiuso in corrispondenza dello sbarramento in progetto. Tale bacino è rappresentato nella figura seguente, mentre le sue caratteristiche sono riportate nella successiva tabella, dove: S è la superficie del bacino, L la lunghezza massima percorsa da una particella liquida per raggiungere la sezione di chiusura, i la pendenza media del bacino, Z_{media} la quota media sul livello medio del mare ed H_{media} l'altezza media rispetto alla sezione di chiusura.

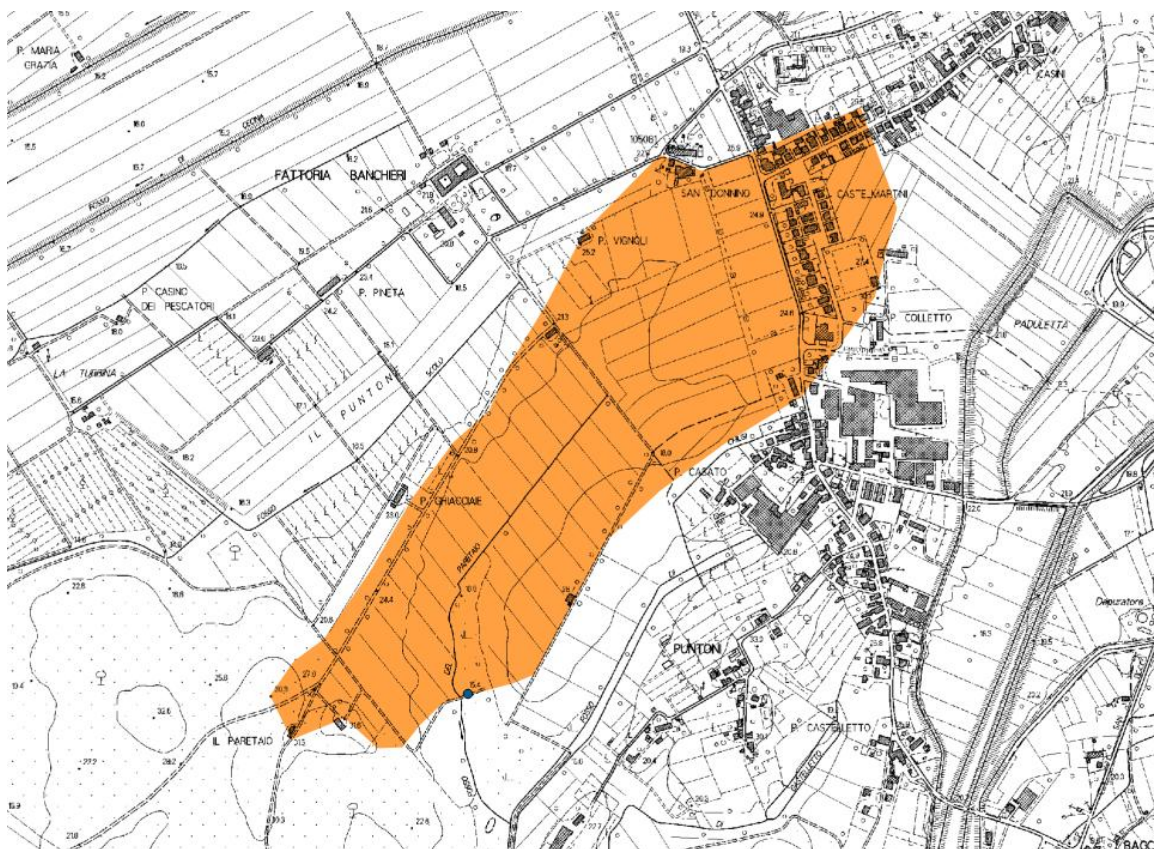


Figura 1 – Delimitazione del bacino imbrifero

BACINO	S [km ²]	L [km]	i [%]	z _{media} [m s.l.m.]	H _{media} [m]
Castelmartini	0,751	1,6	0,94	23	8

Tabella 1 – Caratteristiche del bacino

2.1.2 Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica

Il sito del SIR fornisce i parametri a ed n , calcolati per i vari tempi di ritorno dell'evento, per ogni cella di territorio di dimensioni 1 km x 1 km. In questo caso, considerando gli eventi con Tr 500 anni e facendo una media pesata secondo le aree dei parametri relativi alle 4 celle interessate dal bacino in questione (tabella 2), sono stati ricavati i seguenti valori dei parametri:

$$a = 99,232$$

$$n = 0,26489$$

CELLA	t [h]	S [km ²]	Tr = 500 anni a	n
A	≥1	0,093	102,590	0,25388
B	≥1	0,261	98,543	0,26720
C	≥1	0,354	98,831	0,26684
D	≥1	0,043	99,472	0,25850

Tabella 2 – Suddivisione areale del bacino per appartenenza alle celle del SIR

L'altezza di pioggia è stata stimata, per ciascuna durata di pioggia t compresa tra 1 e 24 ore, per cui sono valide le LSPP reperite, tramite la seguente formula:

$$h = a t^n$$

2.1.3 Ietogrammi di progetto

Le curve di possibilità pluviometrica forniscono solo l'intensità media dell'evento meteorico, non l'andamento temporale delle intensità di pioggia. A parità cioè di tempo di ritorno T e di durata d di pioggia possono aversi infinite realizzazioni dello ietogramma a ciascuna delle quali i modelli associano differenti onde $q(t)$.

Nel caso in esame si sono utilizzati ietogrammi ad intensità costante, con durata di pioggia variabile da 1 a 24 ore.

2.1.4 Le perdite di bacino

Per la valutazione delle perdite e la stima della pioggia netta, si è fatto riferimento al metodo CN del Soil Conservation Service, il quale definisce una capacità di ritenzione potenziale (S) ed una perdita iniziale (i_a), sulla base di un parametro CN dipendente dalle caratteristiche litologiche e di uso del suolo del bacino, nonché dalle condizioni di umidità iniziale.

Per quanto concerne l'uso del suolo, ricorrendo ai dati forniti dalla Regione Toscana attraverso il servizio Geoscopio, è stato possibile suddividere il bacino di interesse in aree omogenee (figura 2), mentre per quanto riguarda la litologia, si è assegnata all'intero bacino la classe litologica D, vista la classe di permeabilità bassa stabilita per l'area dalla relativa carta dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno, di cui si riporta lo stralcio di interesse (figura 3). Infine, le condizioni di umidità iniziali sono state scelte a vantaggio di sicurezza (AMC_{III}). Ne risultano i coefficienti elencati in tabella 3, con parametro CN per il bacino ottenuto come media pesata sulle aree.



Figura 2 – Suddivisione del bacino in base all'uso del suolo: in arancio sono indicati i seminativi non irrigui, in verde le zone residenziali a tessuto discontinuo, in azzurro i boschi misti di conifere e latifoglie

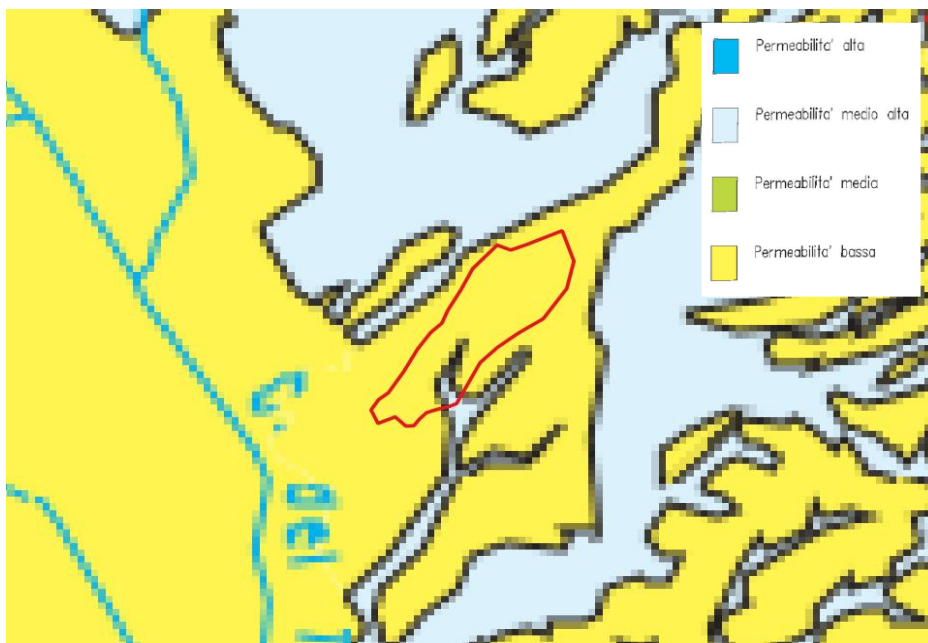


Figura 3 - Stralcio della carta di permeabilità fornita dall'Autorità di Bacino del Fiume Arno: il bacino in oggetto, contornato in rosso, risulta avere una permeabilità bassa

USO SUOLO	LITOLOGIA	AMC	CASTELMARTINI A [ha]	CN
Zone residenziali a tessuto discontinuo	D	III	11,08	96,36
Seminativi non irrigui	D	III	61,79	92,35
Boschi misti di conifere e latifoglie	D	III	2,20	89,64
MEDIA PE SATA				92,86

Tabella 3 - Valutazione dei parametri del metodo CN per la determinazione della pioggia netta

In base a quanto sopra descritto, si sono potute ricavare le altezze di pioggia netta per le varie durate, attraverso la seguente formula:

$$h_n = \frac{(h - i_a)^2}{(h - i_a + S)}$$

in cui:

h è la pioggia lorda;

$$S = 25,4 \cdot \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 10 \right]$$

$$i_a = 0,1 \cdot S$$

2.1.5 La trasformazione afflussi deflussi

Per il calcolo della portata massima, si è fatto ricorso al modello del Soil Conservation Service (SCS) per la trasformazione afflussi-deflussi, prendendo in considerazione tutte le durate di pioggia indagate. Per effettuare la trasformazione afflussi netti - deflussi si è adottato il metodo dell'idrogramma unitario, definito come l'idrogramma generato da una pioggia efficace di altezza unitaria ed intensità costante, distribuita uniformemente sul sottobacino, e caduta in un dato periodo di tempo assunto come unitario. Eliminati i fenomeni non lineari nel passaggio dalla pioggia totale alla pioggia efficace, nell'ipotesi di linearità ed invarianza nel tempo dei fenomeni di scorrimento superficiale, è possibile ricostruire per convoluzione l'idrogramma di risposta del bacino per qualsiasi ietogramma di pioggia efficace.

Per la definizione dell'idrogramma unitario adimensionale del SCS è necessario specificare il tempo di ritardo t_L del bacino idrografico. Seguendo le indicazioni del SCS si ritiene che il tempo di ritardo sia una caratteristica del bacino: esso può essere valutato a partire dal tempo di corrivazione t_c secondo la relazione:

$$t_L = 0,6 \cdot t_c$$

Il tempo di corrivazione è il tempo necessario alla particella liquida del bacino idraulicamente più lontana dalla sezione di chiusura perché essa raggiunga la sezione di chiusura stessa, ed è stato calcolato come media tra i risultati delle varie formule proposte in letteratura per la sua determinazione, elencate sotto.

Formula di Giandotti

$$t_c [\text{ore}] = \frac{(4 \sqrt{S} + 1,5 L)}{(0,8 \sqrt{H_m})}$$

con:

S superficie del bacino in kmq;

L lunghezza (in km) che deve percorrere la particella liquida idraulicamente più lontana per raggiungere la sezione di chiusura del bacino;

H_m altezza media (in m) del bacino rispetto alla sezione di chiusura.

Formula di Kirpich

$$t_c[\text{ore}] = \frac{0,066 \cdot L^{0,77}}{i^{0,385}}$$

con:

L lunghezza (in km) che deve percorrere la particella liquida idraulicamente più lontana per raggiungere la sezione di chiusura del bacino;

i pendenza media del bacino.

Formula di Pasini

$$t_c[\text{giorni}] = \frac{0,0045}{\sqrt[3]{i}} (SL)^{(1/3)}$$

con lo stesso significato dei simboli.

Formula di Ventura

$$t_c[\text{giorni}] = 0,0053 \sqrt[3]{\frac{S}{i}}$$

Formula del Soil Conservation Service

$$t_c[\text{ore}] = \frac{(0,571 L^{0,8} (\frac{1000}{CN} - 9)^{0,7})}{(i[\text{percentuale}]^{0,5})}$$

Il tempo di corrivazione, ottenuto per il bacino dalla media dei risultati delle formule suddette, è pari a:

$$t_c = 82[\text{min}]$$

2.1.6 Idrogrammi di portata con tempo di ritorno 500 anni

Mediante il codice di calcolo HEC-HMS, con le ipotesi descritte ai paragrafi precedenti per ciò che concerne gli ietogrammi di progetto, le perdite di bacino e la trasformazione afflussi-deflussi, sono stati determinati gli idrogrammi di portata relativi alle piogge con tempo di ritorno cinquecentennale con durate comprese tra 1 e 24 ore.

La portata di picco con tempo di ritorno 500 anni risulta di 12,3 mc/s.

In allegato sono rappresentati graficamente gli idrogrammi risultanti dalle modellazioni effettuate.

2.2 CALCOLI IDRAULICI

Per la verifica dello sbarramento e degli organi di regolazione, si è provveduto alla modellazione idraulica delle opere in progetto con il modello di calcolo in moto vario del codice HEC-RAS versione 5.0.5. Le sezioni trasversali dell'invaso sono state ottenute dai risultati di una campagna topografica eseguita dai Geom. Laura Grossi e David Sani, mentre per lo sbarramento e gli organi di regolazione sono state utilizzate le geometrie scaturite in fase di progettazione, in modo da verificarne l'adeguatezza. Il modello in moto vario del codice di calcolo determina l'altezza d'acqua in ogni sezione per i vari istanti della simulazione, applicando ad ogni tratto del corso d'acqua i principi di conservazione della massa e della quantità di moto.

Al fine di verificare lo sbarramento e gli organi di sfioro e di scarico, sono stati verificati:

- le dimensioni dello sfioratore in corrispondenza della quota di massimo invaso;
- il tempo di svuotamento rapido dell'invaso attraverso lo scarico di fondo.

Il collasso dello sbarramento non è stato simulato, vista l'assenza nelle vicinanze di insediamenti che sarebbero interessati dagli allagamenti causati da uno scenario di tal genere.

Il franco idraulico netto è stato calcolato, ai sensi del D.M. 156 del 26/06/2014, come la differenza tra la quota del piano di coronamento e la maggiore tra quella di massimo invaso incrementata della semialtezza dell'onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata dalla semialtezza dell'onda da sisma di progetto.

2.2.1 Determinazione della quota di massimo invaso e verifica dello sfioratore

Secondo le tavole di progetto, la soglia sfiorante di regolazione, di larghezza 5 metri, alimenta un canale fagatore rettangolare a cielo aperto, di larghezza 2,70 m ed altezza variabile (con un massimo di 2,95 m), il cui tratto più critico è quello di passaggio al di sotto del ponte che consente la continuità della quota di coronamento per la percorrenza dello stesso con i mezzi adibiti alle manutenzioni. Essendo la soletta di spessore 30 cm, l'altezza del canale nel passaggio al di sotto del ponte è pari a 2,55 m, per una larghezza dell'impalcato di circa 5 m.

Per schematizzare la situazione di progetto descritta sulle tavole grafiche, si è ritenuto realistico e cautelativo trattare la soglia di regolazione come elemento *culvert*, con le dimensioni suddette.

Le ipotesi di calcolo sono le seguenti:

- geometria delle sezioni come rilevata in campagna;
- coefficienti di scabrezza di Manning $n=0,06$ per tutte le sezioni;

- quota di coronamento dello sbarramento, schematizzato come *inline structure*, a 18,50 m slm;
- scarico di fondo in posizione parzialmente chiusa: tubazione di diametro 1 cm schematizzata come elemento *culvert* della *inline structure* di cui sopra;
- canale sfioratore schematizzato da ulteriore elemento *culvert* (con quota di fondo pari a 16,25 m, quota di massima regolazione dell'invaso, larghezza pari a 2,70 m ed altezza pari ad 1,95 m, che è il dislivello tra la quota di intradosso del ponte facente parte del coronamento della diga, cioè 18,20 m slm e la quota di sfioro, cioè 16,25 m slm) della *inline structure* di cui sopra;
- condizione al contorno di monte gli idrogrammi di piena cinquecentennali per eventi di durata da 1 a 24 ore scaturiti dalla modellazione idrologica;
- condizione al contorno di valle la pendenza di moto uniforme;
- condizioni iniziali di invaso pieno, con quota liquida pari alla quota di massima regolazione 16,25 m slm, schematizzate mediante rialzamento del fondo delle sezioni a monte dello sbarramento fino al raggiungimento di tale quota.

Con tali ipotesi, il modello idraulico ha restituito i seguenti risultati:

- quota di massimo invaso (h_{max}) pari a 17,18 m slm (franco di 132 cm rispetto al coronamento della diga), corrispondente alla pioggia di durata 3 ore;
- portata massima sfiorata pari a 3,04 mc/s, smaltibile dal canale all'uopo costruito.

Nelle seguenti figure si riportano la planimetria del modello idraulico di calcolo e i profili liquidi longitudinali emersi dai risultati della modellazione effettuata, relativi alle varie durate di pioggia prese in esame, mentre in allegato si riportano le sezioni trasversali coi livelli liquidi e le tabelle di output.

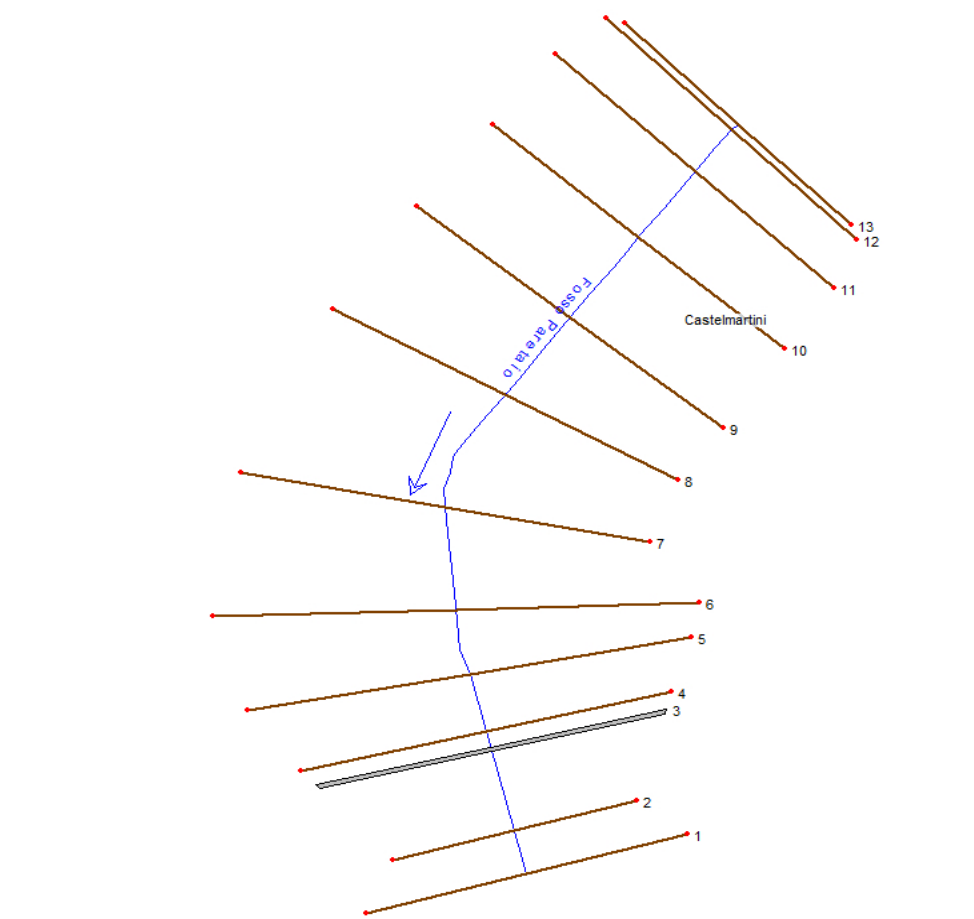


Figura 4 – Planimetria del modello idraulico di calcolo

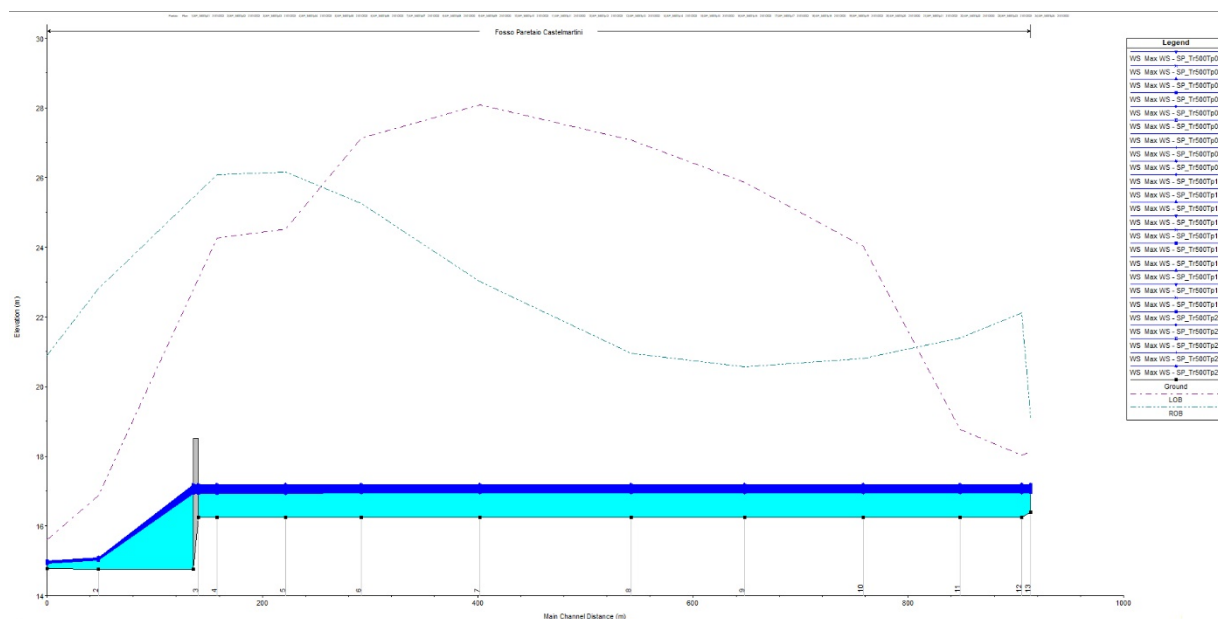


Figura 5 – Profili liquidi longitudinali per gli eventi cinquecentennali

2.2.2 Rialzamento della quota liquida nell'invaso dovuta all'azione del vento

Per quanto riguarda l'altezza dell'onda causata dal vento si è fatto riferimento al D.M. 24 Marzo 1982 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento".

La velocità del vento è stata desunta dai valori disponibili all'Osservatorio Ximeniano di Firenze. La velocità media delle osservazioni è di 30 km/h; si sceglie quindi, cautelativamente un valore massimo della velocità del vento di 60 km/h, pari al doppio della media.

Il D.M. sopracitato indica un'altezza d'onda, per un fetch di 1 km e velocità del vento di 60 km/h, di 0,63 m. Tale valore è da considerarsi prudenziale, dato che il fetch è inferiore (la lunghezza massima del laghetto è di circa 800 m).

L'altezza della semionda, che rappresenta il sopralzo del pelo libero rispetto alla quota media è quindi pari a:

$$h_1 = 0,63/2 = 0,32 \text{ m} \quad \text{Rialzamento del pelo libero dovuto all'azione del vento}$$

2.2.3 Rialzamento della quota liquida nell'invaso dovuta all'azione sismica

Il franco di sicurezza in caso di sisma per quanto riguarda l'innalzamento del pelo libero del laghetto è stato fissato in:

$$h_2 = 0,30 \text{ m} \quad \text{Rialzamento del pelo libero dovuto all'azione sismica}$$

Tale valore è ritenuto prudenziale, data la limitata estensione dell'invaso.

2.2.4 Verifica del franco di sicurezza

La quota liquida massima che si ha nell'invaso in corrispondenza della piena relativa all'evento pluviometrico più gravoso avente tempo di ritorno 500 anni, in concomitanza con il sopralzo massimo dovuto al vento, è pari a:

$$H_1 = h_{\max} + h_1 = 17,50 \text{ m slm}$$

La quota di regolazione dell'invaso incrementata con il sopralzo massimo dovuto al sisma è pari a:

$$H_2 = h_{\text{reg}} + h_2 = 16,55 \text{ m slm}$$

La massima delle due, come da indicazioni da normativa, è H_1 , e dà luogo ad un franco netto pari ad 1 metro, giudicato sufficiente e quindi accettabile.

2.2.5 Tempo di svuotamento minimo dell'invaso

Il volume invasato nel laghetto per una quota del pelo libero pari a quella di massima regolazione, cioè 16,25 m slm è di circa 71.000 mc, mentre la quota dello scarico di fondo, di diametro interno pari a 1 m, è 14 m slm, per cui il carico iniziale sulla luce a battente è pari a 2,25 m.

Il tempo di vuotamento dell'invaso è regolato dalla seguente formula:

$$T_v = \frac{2 \cdot V}{[\mu \cdot S \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0}]}$$

dove:

$V = 71.000 [mc]$ è il volume di invaso;

$\mu = 0,61$ è il coefficiente di efflusso della luce a battente;

$S = \frac{\pi D^2}{4} = 0,785 [mq]$ è la superficie della luce a battente;

$g = 9,81 [m/s^2]$ è l'accelerazione gravitazionale;

$H_0 = 2,25 [m]$ è il carico idrico iniziale sulla luce,

per cui:

$$T_v = 44.632 [s] = 12,4 [ore]$$

Poiché il tempo massimo di vuotamento completo dell'invaso previsto dalla normativa per gli invasi artificiali con dighe in terra è pari a 24 ore, la situazione di progetto può essere considerata accettabile.

3. RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica mira a verificare l'adeguatezza del rilevato in terra rispetto a:

- capacità portante;
- stabilità globale;
- sifonamento;
- filtrazione.

Non sono ritenute significative, date la geometria del problema e le caratteristiche dei terreni di imposta e del rilevato, la verifica al sollevamento causato da sottopressioni e la verifica dei cedimenti.

I parametri necessari per le valutazioni sono stati determinati mediante opportune indagini geognostiche in situ e in laboratorio. Nel seguito si descrivono le metodologie di calcolo e i risultati ottenuti.

3.1 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici per la diga di sbarramento in progetto sono stati ricavati dalla Relazione Geologica, Sismica e Geotecnica firmata dal Geol. Andrea Carmignani

Nelle seguenti tabelle si riportano i parametri geotecnici rappresentativi dei terreni utilizzati per le analisi geotecniche effettuate.

PARAMETRI CARATTERISTICI AREA DELLO SBARRAMENTO

LIVELLO	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (kPa)	γ_k (kN/mc)	E_k (Kg/cmq)
A	29.0	22°	30.0	18.0	30
B	11.0	26°	30.0	20.0	30
C	18.0	29°	60.0	20.0	50
D	18.0	30°	80	20.0	70
E	0.0	33°	100	20.0	180

γ_k = peso di volume in condizioni asciutte al di sopra della falda

c_{uk} = coesione non drenata relativa alla assunzione di comportamento non drenato del materiale coesivo

ϕ'_k = angolo di attrito relativo alla assunzione di comportamento drenato di materiali misti

c'_k = coesione relativa alla assunzione di comportamento drenato di materiali misti

E_k = modulo di compressibilità edometrico medio per l'intero livello

Tabella 4 – Parametri geotecnici degli strati di terreno della zona in esame

	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (kPa)	γ_k (kN/mc)
rilevato	25.0	26°	50.0	19.0

Tabella 5 – Parametri geotecnici imposti per la diga in terra

Analizzando la stratigrafia fornita dalla relazione geologica suddetta, si può osservare che gli strati A e B vengono asportati nello scavo effettuato per il raggiungimento della quota di imposta del nuovo rilevato, pari a 12 m slm nel tratto centrale, dove il rilevato ha l'altezza maggiore, e dove quindi si sceglie di fare tutte le verifiche.

Gli unici strati di interesse sono il C, da 14 a 9,5 m slm, il D, da 9,5 a 4,5 m slm, e l'E, da 4,5 a -1,0 m slm.

Per quanto riguarda la conducibilità idraulica, invece, si ha che il valore massimo (e quindi critico) ricavato dalle prove di permeabilità effettuate sui terreni di imposta dello sbarramento è pari a:

$$k_t = 1,28 \cdot 10^{-6} [m/s]$$

mentre per la diga stessa è imposta una conducibilità idraulica massima pari a:

$$k_d = 10^{-7} [m/s]$$

3.2 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il calcolo della capacità portante del terreno sul quale è stato realizzato il rilevato viene effettuato considerando il peso di una striscia di 1 m di larghezza del rilevato stesso, e trascurando l'effetto stabilizzante del terreno a valle. Il rilevato viene quindi assunto con forma pressoché trapezoidale e quota della base a 12 m slm. La lunghezza della striscia alla base è pari a circa 25 m.

La striscia di 1 m di larghezza ha una superficie trasversale di circa 126 mq. Assumendo un peso di volume del terreno di 1900 kg/mc, si ottiene un peso della striscia prossimo alle 240 tonnellate.

La pressione sul terreno di fondazione, assunta uniforme, assumendo un coefficiente parziale per le azioni pari ad 1,5, è data da:

$$q = \frac{\gamma_R W}{(B/100)} = \frac{(1,5 \cdot 240.000 \text{ kg})}{(2.500 \text{ cm} / 100 \text{ cm})} = 1,44 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore della capacità portante del terreno di fondazione è stato calcolato mediante la formula di Terzaghi, corretta con un coefficiente parziale di resistenza, come da normativa:

$$q_{limite} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot (B/2))$$

dove N_c e N_γ sono i coefficienti di capacità portante, che per un angolo di resistenza al taglio di 26° risultano pari rispettivamente a 22,25 e 10,58, visto che:

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi)} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 11,85 ;$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) = 22,25 ;$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 10,58$$

Con questi valori, applicando un coefficiente parziale di resistenza pari a 2,3, come da normativa, si ottiene un carico limite pari a:

$$q_{limite} = \frac{1}{2,3} \cdot (22,25 \cdot 2500 \text{ kg/mq} + 10,58 \cdot 1900 \text{ kg/mc} \cdot (25 \text{ m}^2)) = 133.434 \text{ Kg/mq} = 13,34 \text{ Kg/cmq}$$

Il fattore di sicurezza è estremamente elevato:

$$FS = \frac{q_{limite}}{q} = \frac{13,34}{1,44} = 9,3 \gg 1$$

3.3 ANALISI DI STABILITA' DELLE SCARPATE

L'analisi di stabilità delle scarpate del rilevato di sbarramento è stata effettuata in condizioni statiche e in condizioni sismiche nella situazione più gravosa, cioè con l'invaso pieno e interessato dalla portata cinquecentennale compresa la sopraelevazione dovuta all'onda generata dal vento. Sono state verificate separatamente la scarpata di monte e la scarpata di valle.

La condizione di svuotamento rapido dell'invaso non è stata simulata, in quanto lo svuotamento necessita di parecchie ore di tempo, come calcolato e descritto in precedenza.

La normativa prevede l'utilizzo dei coefficienti elencati sotto.

In condizioni statiche:

$$\gamma_{\phi} = 1,25 \text{ per l'angolo di resistenza al taglio;}$$

$$\gamma_c = 1,25 \text{ per la coesione efficace;}$$

$$\gamma_v = 1 \text{ per il peso dell'unità di volume;}$$

$$\gamma_R = 1,2 \text{ coefficiente riduttivo delle resistenze.}$$

In condizioni sismiche:

$$\beta_s = 0,38 \text{ per il calcolo di } k_h \text{ e } k_v;$$

$$\gamma_{\phi} = \gamma_c = \gamma_v = 1 ;$$

$$\gamma_R = 1,2 \text{ coefficiente riduttivo delle resistenze.}$$

Nell'area in esame, come già esplicitato nella Relazione Geologica, si ha:

$$a_{max} = 1,936 \text{ m/s}^2 ;$$

$$k_h = 0,075 ;$$

$$k_v = 0,037 .$$

Nel seguito si descrive la metodologia di calcolo seguita, prima di vedere l'applicazione al caso in esame.

3.3.1 Metodologia di analisi

Il calcolo della stabilità delle scarpate è stato effettuato secondo il metodo all'equilibrio limite formulato da Morgenstern e Price (1965).

La formulazione all'equilibrio limite si basa su due equazioni del fattore di sicurezza, una volta assegnate le forze di taglio e normali all'interfaccia tra i conci in cui è divisa la massa interessata dallo scivolamento. La prima formula si basa sull'equilibrio dei momenti, mentre la seconda si basa sull'equilibrio delle forze orizzontali. Le due formule sono le seguenti:

$$F_m = \frac{\sum (c' \cdot \beta \cdot R + (N - U \cdot \beta) \cdot R \tan \varphi)}{(\sum W \cdot x - \sum N \cdot f \pm \sum D \cdot d)}$$

$$F_f = \frac{\sum (c' \cdot \beta \cdot \cos \alpha + (N - U \cdot \beta) \cdot \tan \varphi \cdot \cos \alpha)}{(\sum N \cdot \sin \alpha - \sum D \cos \omega)}$$

dove:

c'	=	coesione;
φ	=	angolo di attrito;
U	=	pressione neutra;
N	=	forza normale alla base dei conci;
W	=	peso del concio;
D	=	linea di carico;
$\beta, R, x, f, d, \omega$	=	parametri geometrici;
α	=	inclinazione della base del concio.

N , la forza normale alla base del concio, è data dalla sommatoria delle forze verticali.

Queste sono ottenute una volta che sono state definite le forze di interazione tra i conci.

Il fattore di sicurezza globale nel metodo di Morgenstern e Price è definito dal valore che soddisfa contemporaneamente entrambe le equazioni di equilibrio, sia dei momenti che delle forze.

Il metodo di Morgenstern e Price mette in relazione le forze di taglio X e normali E tra i conci secondo un'espressione del tipo:

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x)$$

dove $f(x)$ è la funzione che descrive la relazione tra le due componenti. Tale funzione può essere costante, semi-sinusoidale, trapezoidale o specificata dall'utente. Nel caso in esame si è presa in considerazione una funzione semi-sinusoidale, secondo un'assunzione frequente in letteratura e considerata applicabile largamente dal punto di vista tecnico.

Il codice di calcolo utilizza vari valori del coefficiente λ , fino a stimare il minimo coefficiente di sicurezza.

3.3.2 Stabilità della scarpata lato monte

La prima simulazione effettuata riguarda la scarpata interna del laghetto, nella situazione di laghetto pieno, con linea piezometrica alla massima altezza.

Sulla sommità della diga non sono stati inseriti sovraccarichi, data l'impossibilità di transito di mezzi sulla diga in corrispondenza dell'evento cinquecentennale.

Il modello di calcolo, effettuato con il software Geostudio/Slope 2007 in condizioni statiche e sismiche, ha fornito i risultati riportati graficamente nelle seguenti figure.

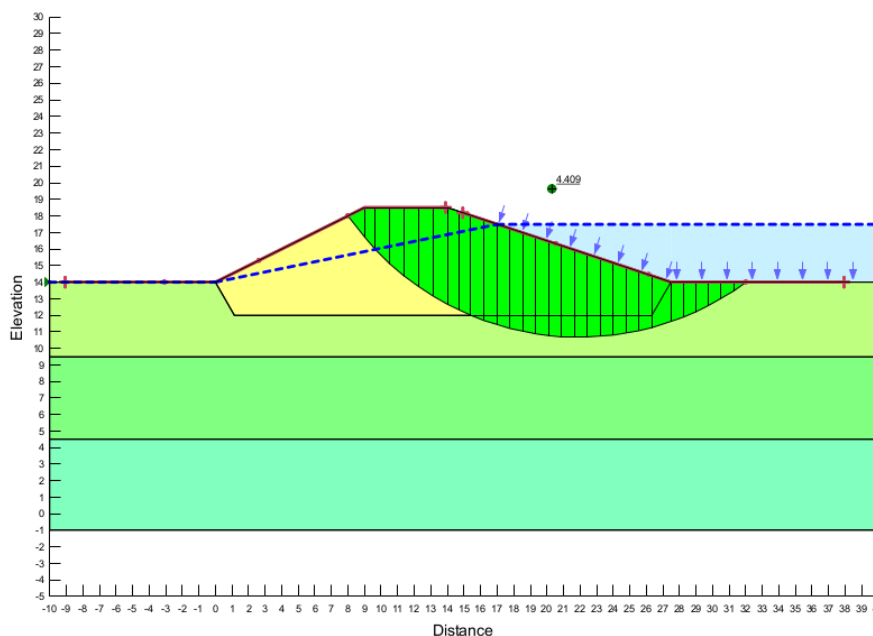


Figura 6 – Superficie di rottura critica e fattore di sicurezza minimo della scarpata interna a invaso pieno in condizioni statiche, pari a 4,409

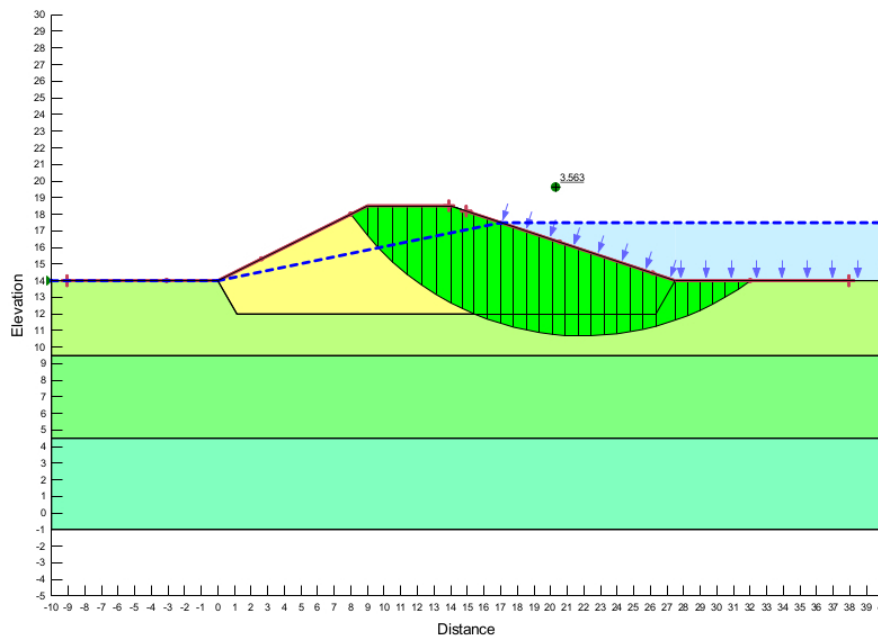


Figura 7 – Superficie di rottura critica e fattore di sicurezza minimo della scarpata interna a invaso pieno in condizioni sismiche, pari a 3,563

In condizioni statiche, il minimo fattore di sicurezza calcolato, secondo normativa, è pari a:

$$F_s = 4,409 / \gamma_R = 4,409 / 1,1 = 4,008 > 1$$

In condizioni sismiche, il minimo fattore di sicurezza calcolato, secondo normativa, è pari a:

$$F_s = 3,563 / \gamma_R = 3,563 / 1,2 = 2,969 > 1$$

3.3.3 Stabilità della scarpata lato valle

La seconda simulazione effettuata riguarda la scarpata esterna del laghetto, nella situazione di laghetto pieno, con linea piezometrica alla massima altezza.

Il modello di calcolo, effettuato con il software Geostudio/Slope 2007 in condizioni statiche e sismiche, ha fornito i risultati riportati graficamente nelle seguenti figure.

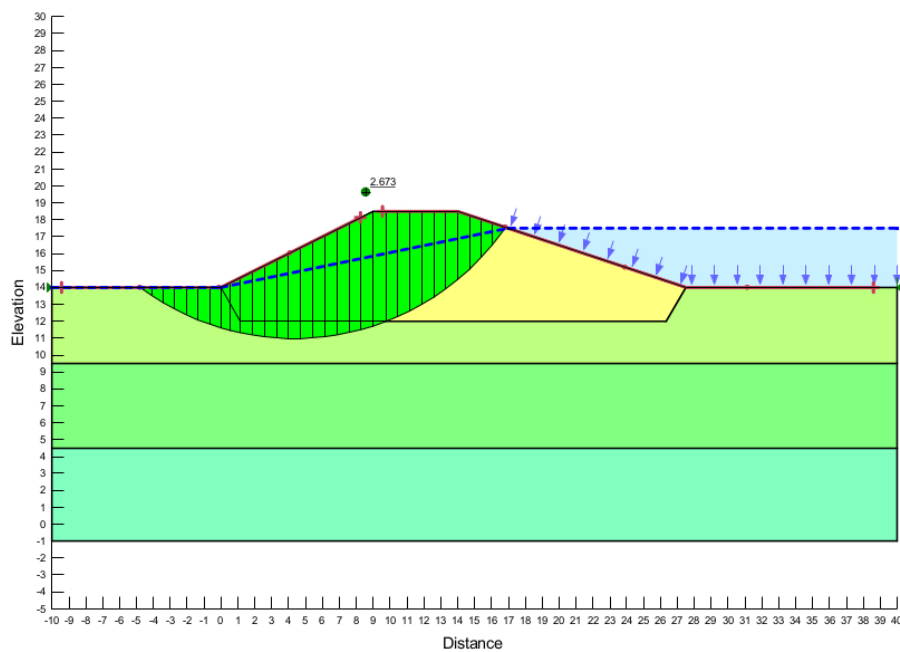


Figura 8 – Superficie di rottura critica e fattore di sicurezza minimo della scarpata esterna a invaso pieno in condizioni statiche, pari a 2,673

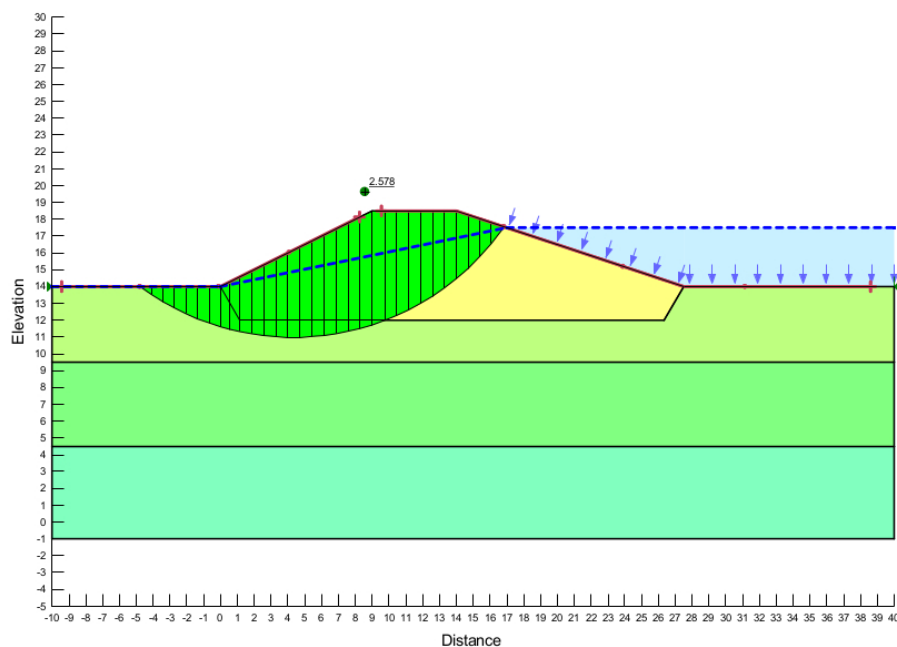


Figura 9 – Superficie di rottura critica e fattore di sicurezza minimo della scarpata esterna a invaso pieno in condizioni sismiche, pari a 2,578

In condizioni statiche, il minimo fattore di sicurezza calcolato, secondo normativa, è pari a:

$$F_s = 2,673 / \gamma_R = 2,673 / 1,1 = 2,430 > 1$$

In condizioni sismiche, il minimo fattore di sicurezza calcolato, secondo normativa, è pari a:

$$F_s = 2,578 / \gamma_R = 2,578 / 1,2 = 2,148 > 1$$

3.4 SIFONAMENTO

Le NTC/2018, in condizioni di flusso prevalentemente verticale, indicano che:

a) 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;

b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Il modello di rapporto opera/terreno è costituito da un corpo arginale reso impermeabile di progetto, posto al di sopra di materiali di sottosuolo naturale che complessivamente hanno fornito valori di $k = 10^{-7}/10^{-8}$ m/s tipici di comportamento anch'esso impermeabile e pertanto a lentissima/nulla filtrazione.

La geometria di rapporto tra il corpo diga ed il basamento è di un incastro di 2 m nel terreno attuale della sua base ed una larghezza stimabile in 25 m di sbarramento di appoggio sul terreno.

Il valore del gradiente idraulico medio (i_m) è determinabile quale rapporto tra il carico idraulico ed il percorso totale corrispondente alla linea di flusso più corta che, stante la imposta impermeabilità del corpo diga, è teoricamente la superficie di separazione tra questo ed il terreno in sito.

Si può quindi stimare, considerando che il carico idraulico (differenza di quota tra il livello di max. invaso ed il terreno a valle diga) è di 3,50 m, il seguente valore di i_m :

$$i_m = 3,50 / (2 + 25 + 2) = 0,12$$

La normativa impone che:

$$i_m \leq i_c / 3$$

in cui:

$$i_c = \gamma' / \gamma_w = 900 / 1000 \text{ kg/mc} = 0,9$$

per cui:

$$0,12 \leq 0,9 / 3 \quad \text{cioè} \quad 0,12 \leq 0,3 \quad \text{che verifica quanto imposto nella situazione in esame.}$$

Da quanto sopra esposto si ritiene accertata l'assenza di potenzialità all'instaurarsi di processi di sifonamento nel sottosuolo di imposta del corpo rilevato.

3.5 FILTRAZIONE NEL CORPO DEL RILEVATO IN TERRA

I parametri geotecnici determinati mediante le indagini geognostiche sono stati utilizzati per la simulazione del moto di filtrazione all'interno del corpo del rilevato in terra, mediante l'impiego del software di calcolo automatico agli elementi finiti Geostudio/Seep 2007.

Fornendo come ipotesi la geometria del problema e la conducibilità idraulica del rilevato di sbarramento, è stato possibile, mediante il suddetto software, tracciare la curva di saturazione nel corpo della diga corrispondente alla situazione dell'invaso per l'evento pluviometrico cinquecentennale (incrementato dell'altezza d'onda dovuta al vento).

Tale ipotesi è fortemente cautelativa, in quanto i tempi di permanenza di tale livello nell'invaso sono ridottissimi e non permetterebbero di saturare il rilevato stesso.

Comunque, a vantaggio di sicurezza, scelta questa ipotesi, il software ha fornito la curva di saturazione riportata nella seguente figura.

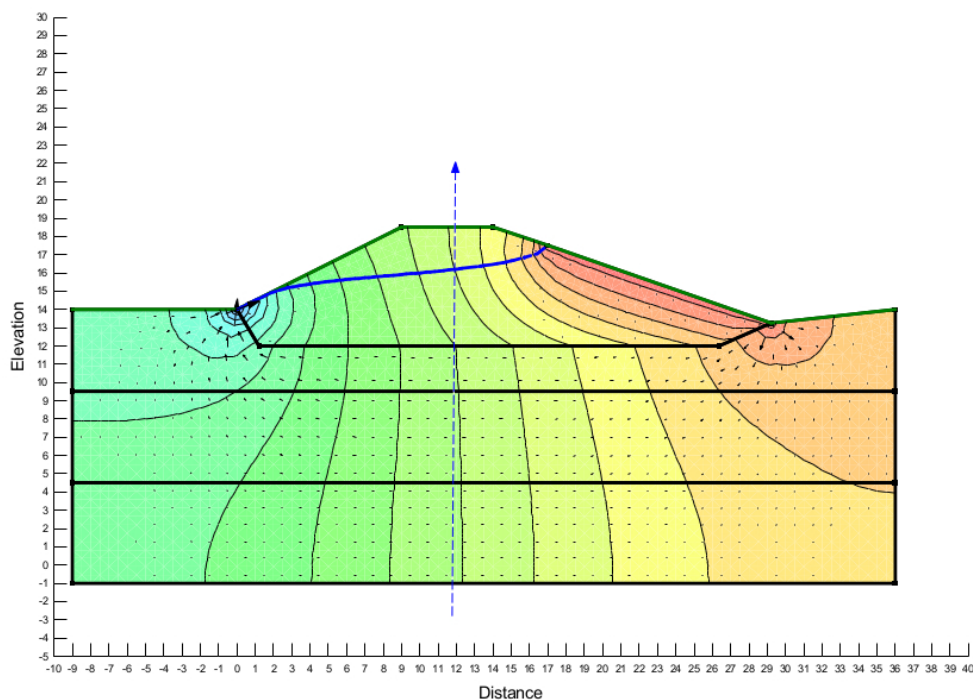


Figura 10 – Linea piezometrica nel corpo del rilevato in condizioni di saturazione

Per evitare qualsiasi rischio di fuoriuscita di acqua dalla scarpata di valle della diga di sbarramento causata a filtrazione, si prescrive la realizzazione di un filtro drenante nella parte inferiore della scarpata di valle della diga.

Il filtro in ghiaia rivestito da geotessile, realizzato su tutta la lunghezza della diga, avrà la sezione trasversale riportata nella seguente figura, con base 3 m ed altezza 2,50 m, e sarà caratterizzato da una conducibilità idraulica di circa 10^{-2} m/s.

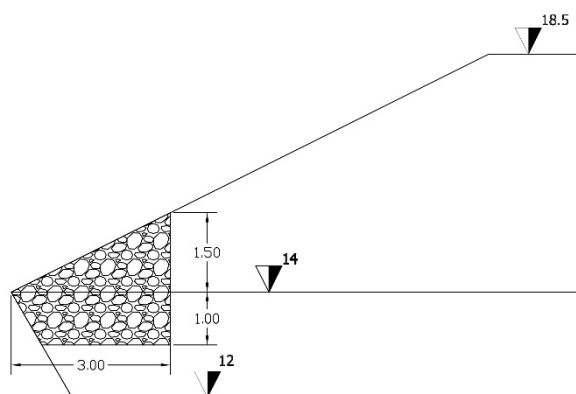


Figura 11 – Filtro drenante da realizzare sulla scarpata di valle della diga

In presenza del dreno rappresentato sopra, è stata ripetuta la simulazione nel software, la quale ha dato i risultati della seguente figura, che certificano l'impossibilità di fuoriuscite di acqua filtrata dalla scarpata di valle della diga, pur in presenza delle ipotesi più sfavorevoli possibili.

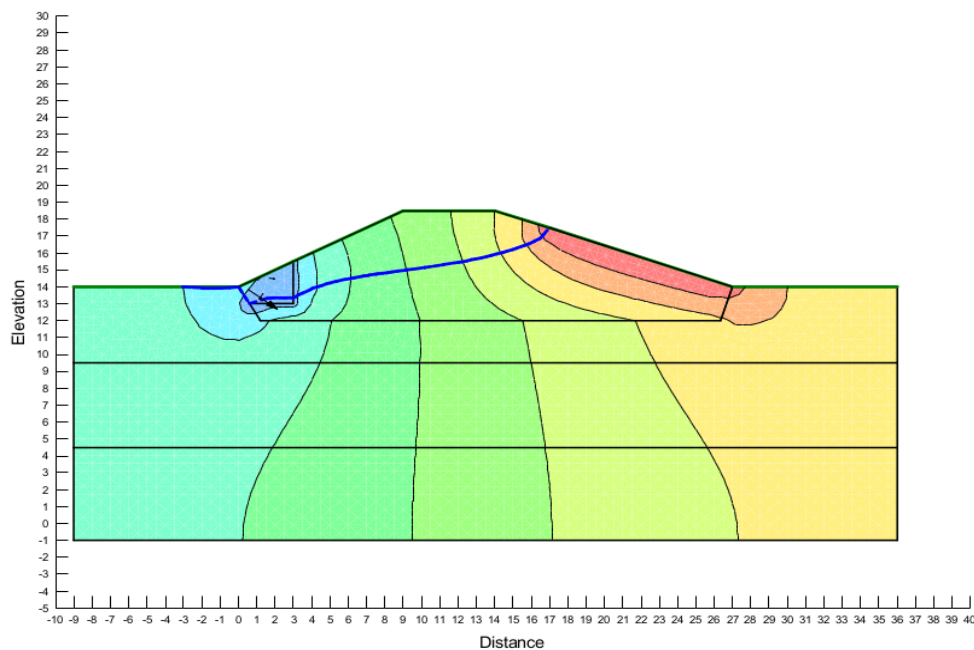


Figura 12 – Linea piezometrica nel corpo del rilevato in condizioni di saturazione in presenza di filtro drenante sulla parte inferiore della scarpata di valle

Come ordine di grandezza, si può affermare che i livelli di massima piena nell'invaso potranno permanere al massimo per qualche ora, mentre, con una conducibilità idraulica di 10^{-7} m/s, sarebbero necessari diversi mesi perché una particella liquida interna all'invaso raggiungesse il paramento di valle dello sbarramento. Questo confronto di "tempi" ci consente di affermare che il margine di sicurezza presente rispetto alla filtrazione è molto ampio, a maggior ragione, poi, con l'inserimento del dreno inverso previsto.

Allegati:

Allegato 1 – Idrogrammi di piena cinquecentennale del Fosso Paretaio presso lo sbarramento in progetto di Castelmartini.

Allegato 2 – Risultati di dettaglio della modellazione idraulica.

Lucca, 13/02/2022

Il progettista strutturale

ING.MASSIMILIANO ANGELI

Per presa visione, il direttore dei lavori

ING.ALESSANDRO DEL TOZZOTTO

Per presa visione, il collaudatore

ING. SIMONE MOTTA