



Enel Produzione S.p.A.



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.072.00

PAGE

1 di/of 45

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

# IMPIANTO FOTOVOLTAICO FLOTTANTE PRESENZANO INFERIORE

Presenzano (CE)

42,678 MWdc – 35,640 MWac

Progetto definitivo per autorizzazione

## Relazione di interferenza ancoraggio con il corpo diga

File: GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.072.00 - Relazione di interferenza ancoraggio con il corpo diga.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED																
00	30/05/2024	Prima Emissione per Commenti	A. Filiberti	G. Sembenelli	G. Sembenelli																
<b>GRE VALIDATION</b>																					
COLLABORATORS		VERIFIED BY		VALIDATED BY																	
<b>PROJECT / PLANT</b>		<b>GRE CODE</b>																			
<b>Presenzano Inferiore</b>		GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT			SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION								
		GRE	EEC	R	2	7	I	T	P	1	4	4	5	6	0	0	0	7	2	0	0
<b>CLASSIFICATION</b>		Public		<b>UTILIZATION SCOPE</b>		Progetto Definitivo per Autorizzazione															
<p><i>This document is property of Enel Green Power S.p.a.. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.a.</i></p>																					

**INDEX**

1. PREMESSA .....	3
2. OGGETTO E SCOPO .....	5
3. NORMATIVA, SPECIFICHE E LETTERATURA DI RIFERIMENTO .....	6
3.1. Introduzione .....	6
3.2. Norme di regolamento .....	6
3.3. Norme e raccomandazioni Complementari .....	6
3.4. Norme, capitoli e studi ENEL .....	6
3.5. Pubblicazioni tecniche .....	7
4. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO, DEL SISTEMA ISOLA E DI ANCORAGGIO .....	8
4.1. Impianto idroelettrico di presenzano esistente .....	8
4.2. Impianto proposto .....	11
4.2.1. Schema generale .....	11
4.2.2. Blocco Isola Flottante .....	12
4.3. Sistema di ancoraggio .....	13
4.3.1. Cavi di ancoraggio .....	13
4.3.2. Contrasto alle forze dei cavi .....	14
5. ARGINI E LORO FONDAZIONI .....	16
5.1. Elementi di geologia e geomorfologia .....	16
5.2. Caratteristiche della fondazione .....	16
5.3. Caratteristiche dei materiali degli argini .....	17
6. AZIONI E LORO COMBINAZIONI .....	25
6.1. Azioni .....	25
6.1.1. Azioni considerate .....	25
6.1.2. Azioni statiche .....	25
6.1.3. Azioni dovute al vento .....	25
6.1.4. Azioni dovute alle correnti nell'invaso .....	27
6.1.5. Azioni sismiche .....	27
6.2. Combinazioni .....	28
7. STABILITA' DELLA PIASTRA SOMMITALE .....	34
8. STABILITA' DEL BLOCCO DI BASE .....	36
9. PORTANZA DEI PUNTELLI .....	38
10. STABILITA' DEGLI ARGINI .....	39
10.1. Analisi condotte .....	39
10.2. Geometria e materiali .....	39
10.3. Carichi esterni e carichi sismici .....	41
10.4. Risultati .....	41
10.4.1. Condizioni esistenti .....	41
10.4.2. Configurazione con ancoraggi .....	42
10.4.3. Confronto dei risultati .....	42

## 1. PREMESSA

Il presente documento fa parte del progetto definitivo per approvazioni, per la realizzazione di un impianto fotovoltaico flottante, installato sul **Bacino di Presenzano** - Bacino inferiore dell'Impianto di Generazione e Pompaggio di Presenzano (CE), di proprietà e gestione di ENEL Produzione spa.

L'impianto è progettato per operare in parallelo alla rete di distribuzione elettrica, cedendo totalmente alla Rete Nazionale l'energia prodotta.

La configurazione progettuale è stata determinata a valle di uno studio di fattibilità e successive valutazioni svolte da Stantec S.p.A. (di seguito "Stantec"), in qualità di Consulente Tecnico e Progettista incaricato da Enel Green Power, per conto di Enel Produzione S.p.A. (di seguito "Enel" o il "proponente").

Il Bacino di Presenzano ha un volume di circa 7.8 milioni di m<sup>3</sup>, all'interno di un argine perimetrale, di altezza massima 20 m, circa. L'acqua dell'invaso è trattenuta grazie a una impermeabilizzazione continua del fondo e del paramento di monte dell'argine perimetrale, realizzata con un manto bituminoso. Tale manto richiede controlli e ispezioni sistematiche e operazioni di manutenzione saltuarie.

La realizzazione di una isola flottante all'interno di un lago richiede l'installazione di un sistema di ancoraggio che mantenga la struttura in un intorno della posizione di riposo iniziale, con spostamenti minimi, in modo da preservare la piena operatività dell'Impianto di generazione idroelettrica. Le azioni agenti sull'isola vengono trasferite attraverso dei cavi a dei punti di ancoraggio, più spesso ottenuti con delle masse statiche appoggiate sul fondo o più raramente sulle sponde.

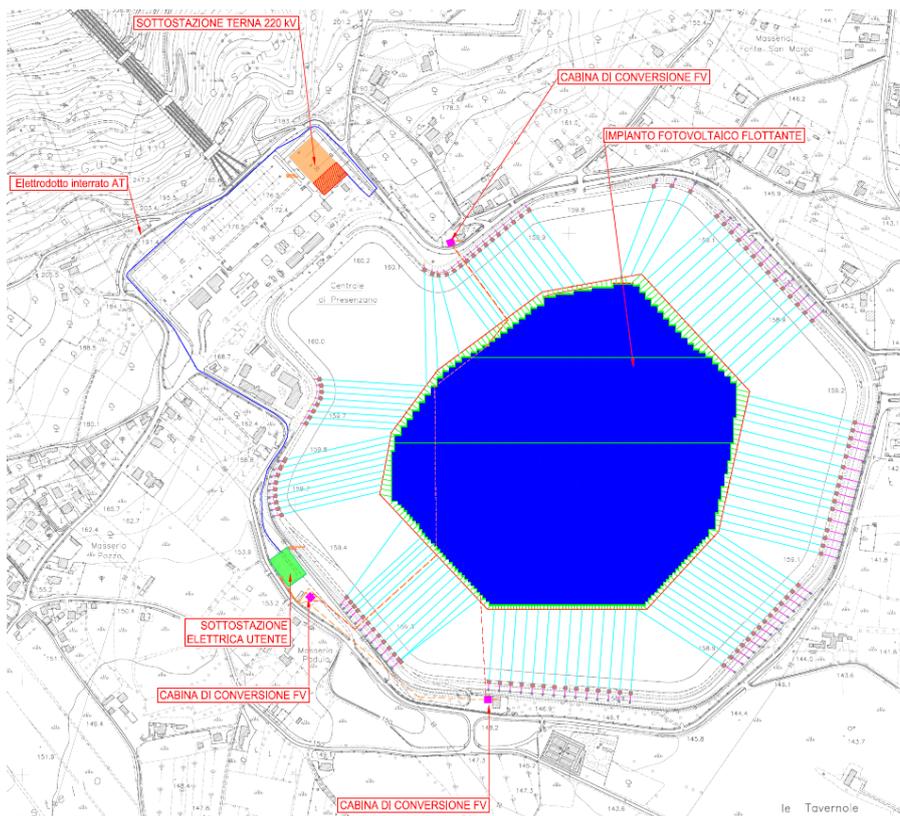
Le notevoli dimensioni dell'isola flottante prevista per in Bacino di Presenzano, circa 30 ha, e le grandi forze che conseguentemente si generano per effetto del vento richiederebbero, in caso di vincolo a fondo lago, un tale numero di blocchi di ancoraggio, da costituire una limitazione non solo in caso di manutenzione ma anche per le le ispezioni di routine.

Per questo motivo EGP ha chiesto a Stantec di studiare una soluzione con ancoraggio sul coronamento, in modo da lasciare la superficie del fondo lago libera e ispezionabile. Tale soluzione è stata sviluppata nell'ambito della presente progettazione.

Le caratteristiche dell'impianto in progetto sono sintetizzate nella Tabella 1-1. Una rappresentazione del parco è fornita successivamente in Figura 4-5.

**Tabella 1-1: Caratteristiche centrale fotovoltaica PRESENZANO**

Tecnologia	Solare Fotovoltaico Flottante
Vita utile prevista	25-30 anni
Localizzazione (Comune)	Presenzano (Caserta)
Coordinate baricentro UTM zona 33 S	Latitudine: 424512.51 m E Longitudine: 4581104.06 m N
Superficie impianto	28 ha
Potenza nominale	35,64 MW <sub>AC</sub>
Moduli (numero, tecnologia, potenza)	64.664, mono-crystalline, 3SUN modello 3SHBGH-AA-640-680, 660 W
Inverter (numero, tipo e potenza)	120, string-inverter, 330 kVA @ 30 °C
Trasformatori (numero, potenza, livelli di tensione)	Trasformatori cabine di campo: n°9; 4500kVA; tensione primaria 33 kV Trafo SSE Utente: n°1; 45/50 MVA; tensione primaria 33 kV



**Figura 1-1 Layout su CTR per Progetto Definitivo di impianto e connessione alla RTN**

## 2. OGGETTO E SCOPO

La soluzione che prevede di ancorare l'isola fotovoltaica flottante all'esterno dell'invaso è stata sviluppata secondo le indicazioni EGP, e comprende un sistema di ancoraggio mediante lunghi cavi ad alta capacità che dall'isola passano sopra il coronamento e trovano contrasto mediante blocchi o ancoraggi a valle del coronamento.

Se da un lato tale soluzione consente di mantenere l'ispezionabilità e l'accessibilità del fondo invaso, dall'altro genera una certa interazione con gli argini. In particolare, l'interazione si manifesta come azioni sul coronamento, azioni sui blocchi di ancoraggio e azioni che interessano l'argine nel suo complesso.

Oggetto della presente relazione è l'interazione tra sistema di ancoraggio e argini. In particolare vengono analizzati i dati di base del bacino e degli argini, così come riportati nei documenti ufficiali, compreso un recente studio di vulnerabilità sismica condotto da Speri-Stucky nel 2021, e confrontati con le azioni addizionali che si producono con l'ancoraggio.

In questo senso, la presente Relazione va letta con diretto riferimento al Documento GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.032.00- *Relazione di calcolo preliminare sistema di ancoraggio*, che fa parte del dossier di Progetto.

Scopo della presente analisi è quantificare l'interazione nei suoi vari aspetti e fornire una sua misura per apprezzare gli effetti sulle opere esistenti.

Essendo il sistema isola, ossia l'insieme composto da pannelli fotovoltaici e relative strutture, cavi ad alta tenacità, trave ad anello di ripartizione, e cavi ad alta capacità, legato a aspetti tecnologici coperti parzialmente o integralmente da brevetti, esso non è stato oggetto di dimensionamento strutturale.

Il sistema di ancoraggio potrà subire adattamenti in funzione della tecnologia del sistema isola che sarà effettivamente adottata e delle forze che ne derivano.

Per questo motivo, la tecnologia adottata per l'ancoraggio sarà confermata ed eventualmente modificata nelle successive fasi di progettazione. Con l'occasione, si dovrà tenere conto dell'effettiva azione del vento inclusa l'analisi fluidodinamica ed effetto raffica, oltre che dell'effetto seppur modesto prodotto dalle correnti generate nel lago dal flusso verso le derivazioni o lo scarico.

### **3.        **NORMATIVA, SPECIFICHE E LETTERATURA DI RIFERIMENTO****

#### **3.1. INTRODUZIONE**

I riferimenti utilizzati nella progettazione proposta nel presente documento constano di Documenti Normativi del Regolamento Italiano per le costruzioni e per le opere all'interno e con interazione rispetto ai serbatoi artificiali, norme e specifiche internazionali, le Norme e prassi di progettazione ENEL, e pubblicazioni tecniche.

Dato che le normative italiane non riportano indicazioni specifiche per strutture flottanti si è fatto anche riferimento a norme e raccomandazioni relative a lavori portuali e all'ancoraggio dei natanti.

#### **3.2. NORME DI REGOLAMENTO**

Legge 5 novembre 1971, n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica".

D.P.R. 6 giugno 2001, n.380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

NTC2018 - D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni"

Circ. 21 Gennaio 2019, n.° 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell' << Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" >> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

#### **3.3. NORME E RACCOMANDAZIONI COMPLEMENTARI**

CNR-DT-207-R1-2018 Consiglio nazionale delle ricerche- Istruzioni per la valutazione delle azioni degli effetti del vento sulle costruzioni.

EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures – EN 1991-1-4 Wind action 2005.

Eurocodice 2, "Progettazione delle strutture in calcestruzzo".

*Wind Loads Acting on Solar Panels in a Row by CFD Analysis* - Uslu Uzol Saritas: 2016 World congress on Advances in civil Environmental and Material Research (ACEM 16).

#### **3.4. NORME, CAPITOLATI E STUDI ENEL**

Enel Standard: cod. S.27.XX.P.00000.00.129.01: "Floating Photovoltaic Power Plant – Design Criteria for Development"

Studio Speri-Stucky (2021). Diga di Presenzano - Verifica della vulnerabilità sismica e progettazione esecutiva degli interventi di adeguamento sismico per le dighe: Relazione geologica e geomorfologica di sito

Studio Speri-Stucky (2021). Diga di Presenzano - Verifica della vulnerabilità sismica e progettazione esecutiva degli interventi di adeguamento sismico per le dighe: Studio sismotettonico e analisi di pericolosità del sito

Studio Speri-Stucky (2021). Diga di Presenzano - Verifica della vulnerabilità sismica e progettazione esecutiva degli interventi di adeguamento sismico per le dighe: Relazione geotecnica e geomeccanica

Studio Speri-Stucky (2021). Diga di Presenzano - Verifica della vulnerabilità sismica e progettazione esecutiva degli interventi di adeguamento sismico per le dighe: Relazione sui materiali del corpo diga

Studio Speri-Stucky (2021). Diga di Presenzano - Verifica della vulnerabilità sismica e progettazione esecutiva degli interventi di adeguamento sismico per le dighe: Rapporto di verifica sismica SLD.

### **3.5. Pubblicazioni tecniche**

Makdisi, Seed (1977) A simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments, EERC Berkeley, Report 77/19

## 4. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO, DEL SISTEMA ISOLA E DI ANCORAGGIO

### 4.1. Impianto idroelettrico di presenzano esistente

Il sito oggetto dell'intervento è costituito dal bacino artificiale inferiore della centrale idroelettrica di generazione e pompaggio Domenico Cimarosa, di Presenzano, in provincia di Caserta.

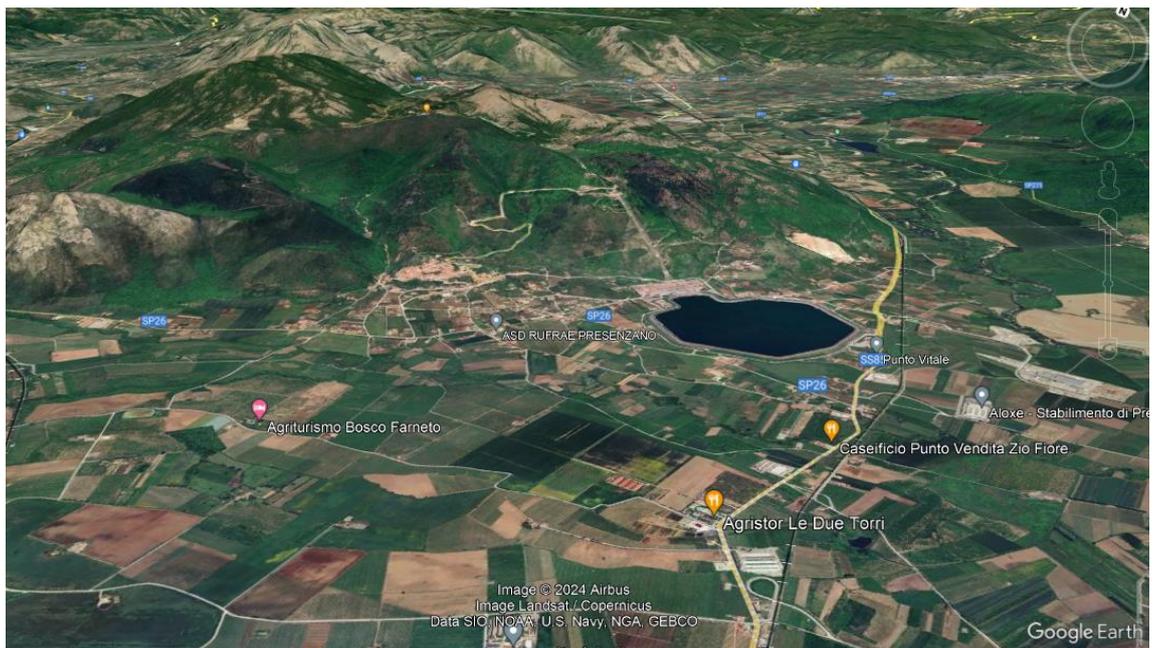
L'invaso di Presenzano ha forma poligonale, con le prese di derivazione lungo il lato Nord-Ovest e lo scarico di fondo sul vertice a NE. Il bacino presenta una superficie di circa 73.2 ha per un volume di invaso pari a 6 milioni di metri cubi d'acqua. Eventuali perdite per evaporazione e filtrazione sono reintegrate tramite una derivazione ausiliaria dal Rio S. Bartolomeo, affluente di destra del fiume Volturno.

L'invaso non è stato ottenuto sbarrando una valle, ma è interamente confinato all'interno di una arginatura, che offre supporto a un sistema di tenuta, in conglomerato bituminoso, esteso al paramento di monte degli argini e a tutto il fondo. Il fondo-lago varia tra 141 e 146 m slm.

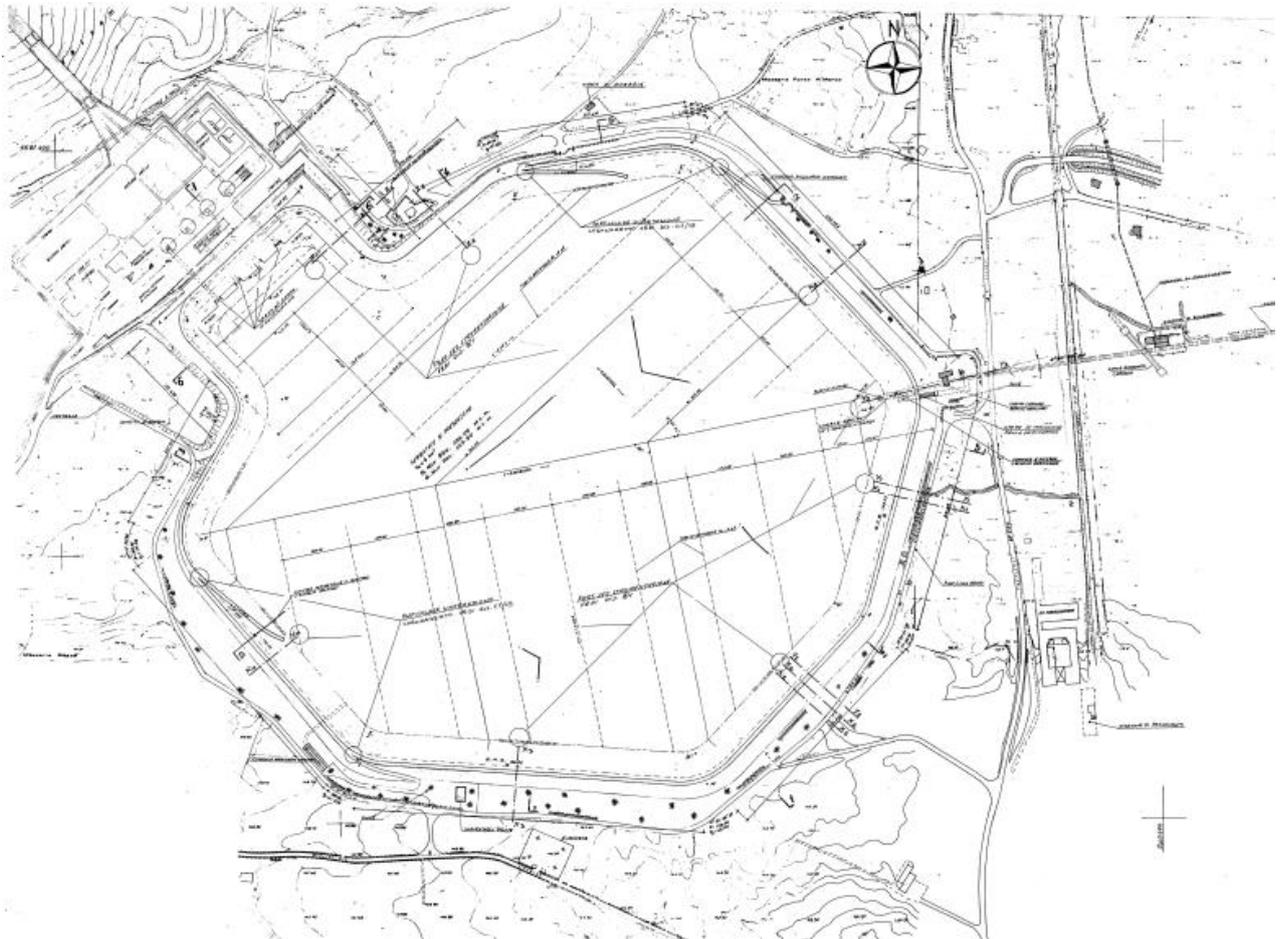
A parte la tenuta a monte, gli argini sono in pietrastrada zonata, con quota di coronamento a 159 m slm, e paramenti con pendenza 2H:1V, a monte, e 1.5H:1V, a valle.

Le caratteristiche generali del sito di Presenzano sono riassunte in Figura 4-1.

Per l'operatività della centrale, l'invaso subisce variazioni di livello pari a circa 10 in poche ore, come indica il diagramma di Figura 4-4, che riporta le registrazioni degli ultimi dieci anni.



**Figura 4-1 Vista generale dell'Impianto Idroelettrico di Presenzano, lungo il versante meridionale del Monte Cesima. Al piede del pendio l'Invaso di Presenzano, che ne costituisce il bacino inferiore**



ALTEZZA DELLA DIGA DA D.L. DELL'08.08.1994	M	20.000
ALTEZZA DI MASSIMA RITENUTA	M	11.550
FRANCO	M	2.950
FRANCO NETTO	M	2.500
SVILUPPO DEL CORONAMENTO	M	3300.000
LARGHEZZA DEL CORONAMENTO	M	
VOLUME DELLA DIGA	M3	140000.000
QUOTA DEL PIANO DI CORONAMENTO	MSM	159.000
QUOTA DI MASSIMO INVASO	MSM	156.050
QUOTA MASSIMA DI REGOLAZIONE	MSM	156.050
QUOTA MINIMA DI REGOLAZIONE	MSM	147.500
VOLUME D'INVASO DA D.L. DELL'08.08.1994	1E6M3	7.180
VOLUME UTILE DI REGOLAZIONE	1E6M3	6.000
SUPERFICIE DEL BACINO ALLA QUOTA DI MASSIMO INVASO	KM2	0.732
SUPERFICIE DEL BACINO ALLA QUOTA MASSIMA DI REGOLAZIONE	KM2	0.732
SUPERFICIE DEL BACINO ALLA QUOTA MINIMA DI REGOLAZIONE	KM2	0.675

**Figura 4-2 - Planimetria e dati salienti dell'Invaso di Presenzano.**

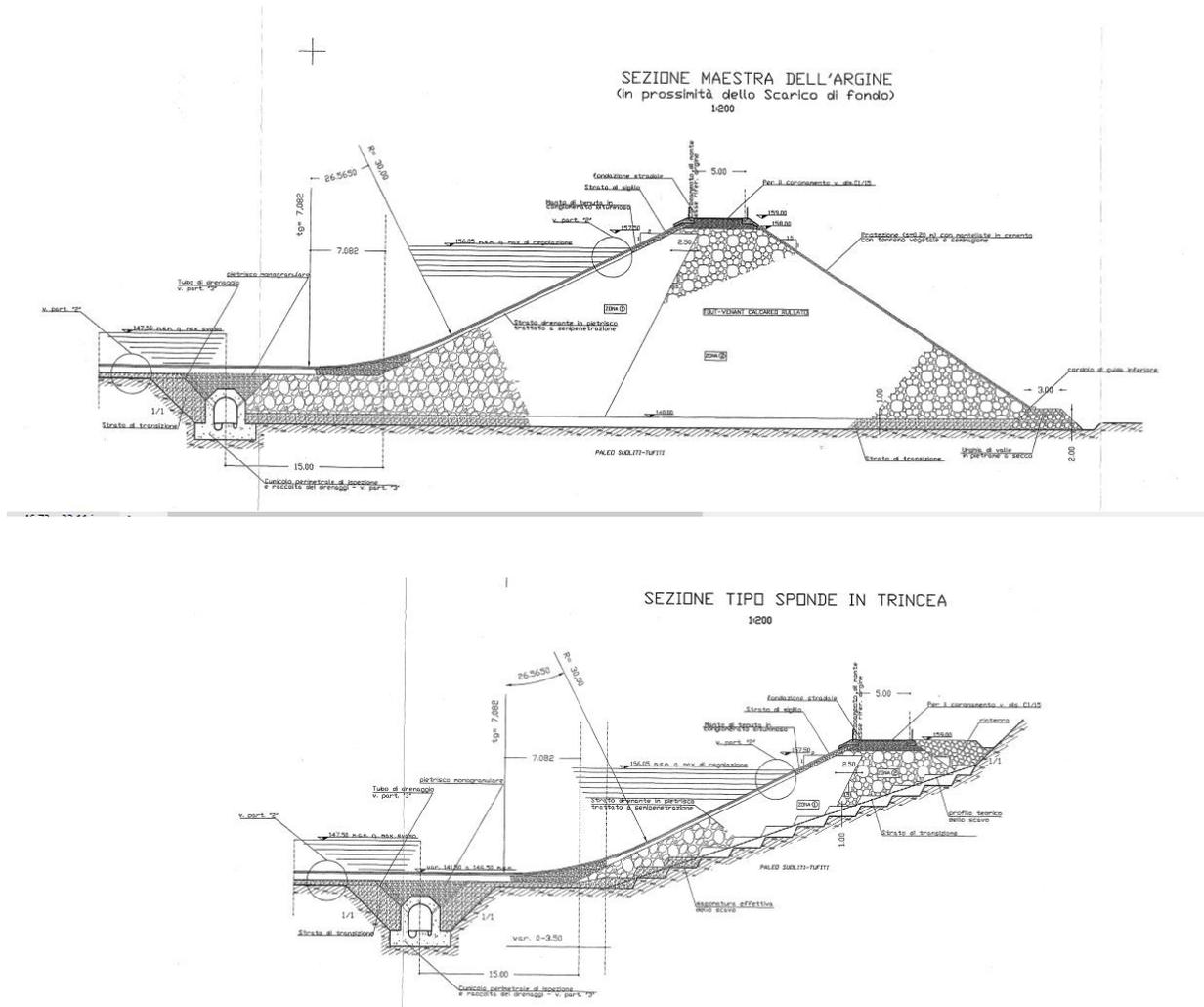
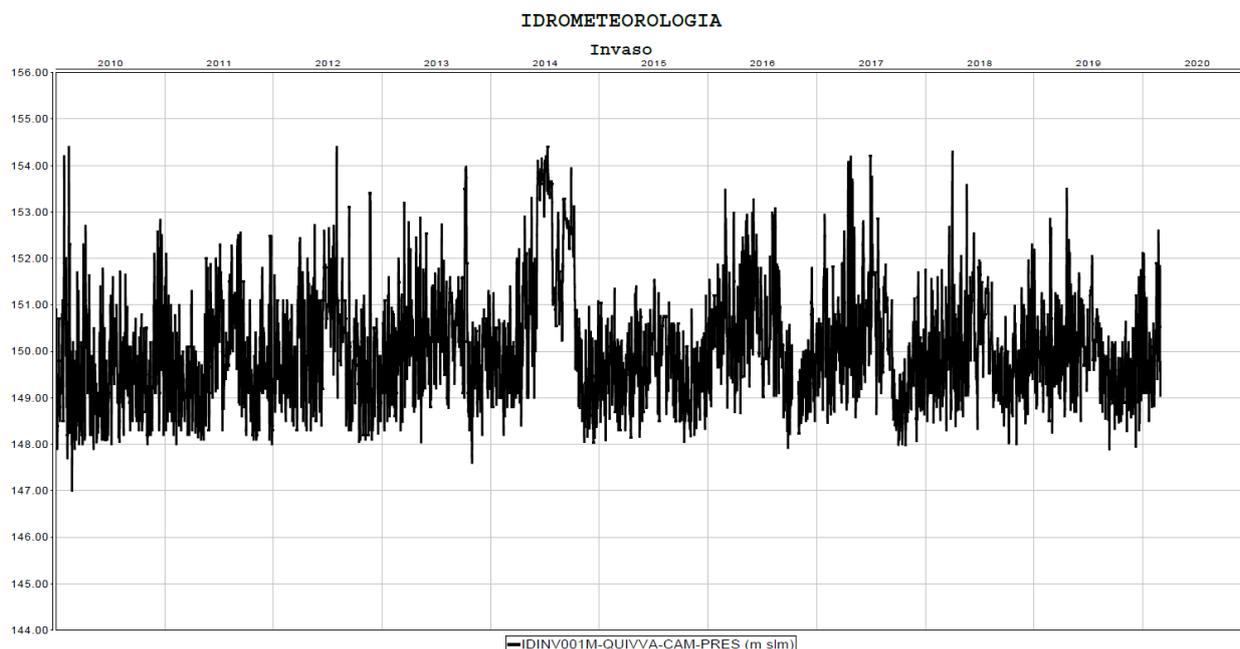


Figura 4-3 - Sezioni tipiche dell'argine perimetrale dell'Invaso di Presenzano



**Figura 4-4 Invaso Presenzano. Registrazione dei livelli di invaso nel decennio 2010-2020**

## 4.2. Impianto proposto

### 4.2.1. Schema generale

Le caratteristiche generali dell'impianto proposto sono riassunte nella seguente tabella:

IMPIANTO FOTOVOLTAICO FLOTTANTE IN OGGETTO	
Nome impianto	Presenzano Inferiore
Tecnologia	Solare Fotovoltaico Flottante
Vita utile prevista	25-30 anni
Localizzazione (Comune)	Presenzano (CE)
Superficie impianto	28 ha
Potenza nominale	35.64 MW <sub>AC</sub>
Moduli (numero, potenza)	64664; 660 Wp

Da un punto di vista strutturale, l'impianto è costituito dai seguenti blocchi funzionali:

- Isola flottante su cui sono installati i pannelli;
- Sistema di ancoraggio dell'isola agli argini.

Entrambi i blocchi funzionali presentano un significativo aspetto tecnologico e una forte interazione, sia sotto l'aspetto tenso-deformazionale, che rispetto all'installazione, per cui andranno previsti all'interno di un'unica fornitura. All'interno di tale fornitura, gli obiettivi e risultanze della Progettazione a base del Contratto dovranno essere confermati o perfezionati, sulla base dei dettagli costruttivi effettivamente adottati.

In tal senso, le analisi condotte sono state mirate alla identificazione delle forze significative agenti sui cavi, a seguito delle azioni previste, e che verranno deviate sul coronamento degli argini, per scaricarsi infine sui blocchi di ancoraggio al piede di valle degli argini. Scopo di tale operazione è fornire un dimensionamento dei cavi e dei blocchi di deviazione e di ancoraggio, e stabilire i potenziali effetti delle nuove azioni applicate agli argini.

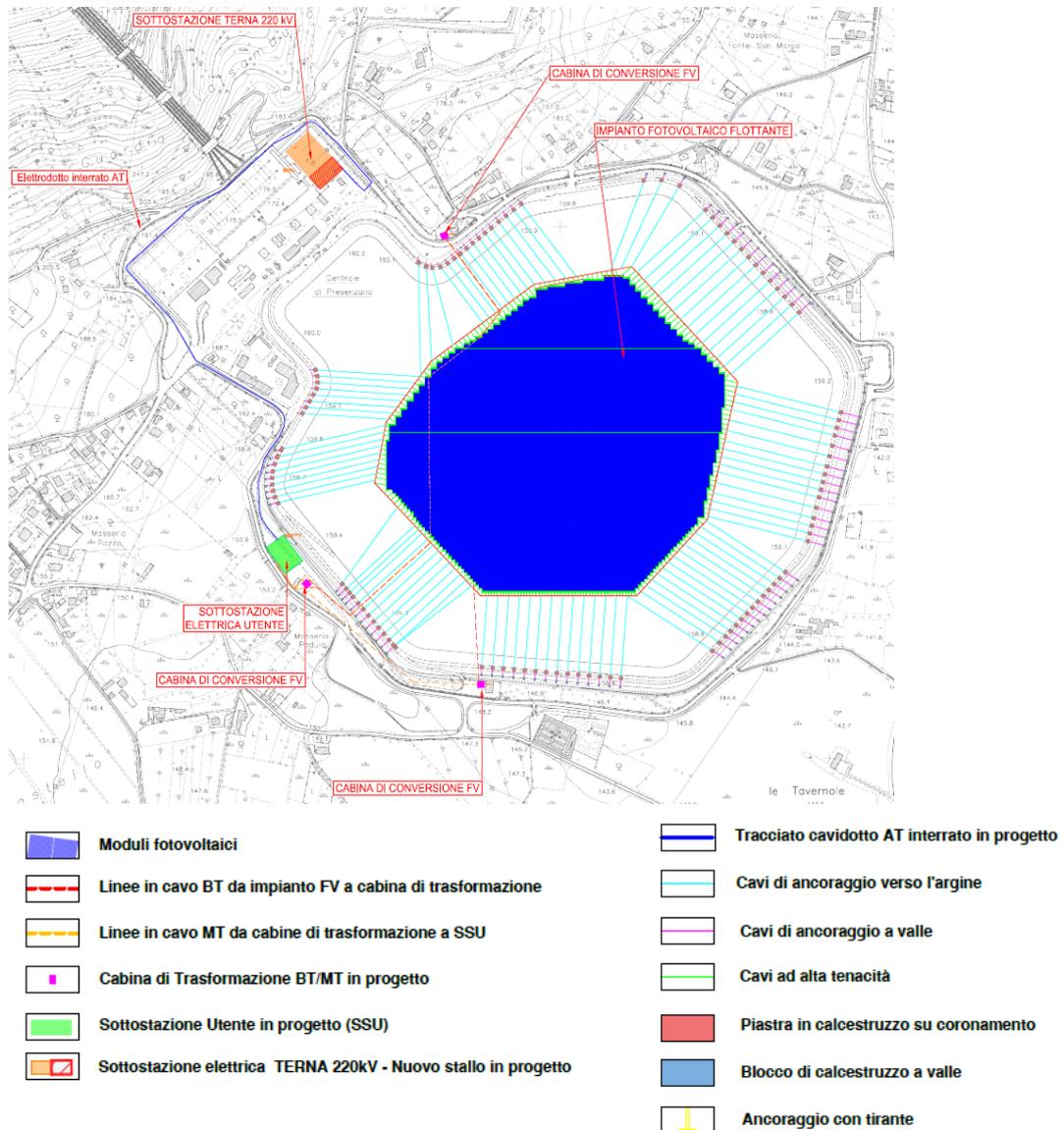


Figura 4-5 Layout su CTR per Progetto Definitivo di impianto e connessione alla RTN

## 4.2.2. Blocco ISOLA FLOTTANTE

### 4.2.2.1. Sistema Isola

L'isola flottante è costituita da una serie di elementi modulari prismatici, di modeste dimensioni, composti a formare banchine flottanti utilizzate sia come sostegno dei pannelli, sia come corridoi di accesso e servizio. Essendo gli elementi di base prismatici è in genere possibile costruire banchine rettilinee o diagonali, in quest'ultimo caso la frontiera risulta scalinata. L'assemblaggio di più banchine con i relativi pannelli costituisce un macromodulo, ossia un elemento indipendente che può essere aggiunto o staccato dall'isola, un'opzione utile per le manutenzioni o in caso di emergenza, in quanto consente smantellamento o ricostruzione dell'isola in tempi rapidi. Per l'impianto in esame, si prevede l'assemblaggio degli elementi modulari garantendo la creazione di un'isola flottante di forma poligonale, con lati paralleli agli argini del bacino.

Ai fini di calcolo e dimensionamento è stato selezionato un pannello marca 3SUN modello 3SUNB60 da 660Wp/cad. I pannelli saranno installati verticalmente (c.d. modalità "portrait") su strutture fisse ad esposizione Nord-Sud, ciascuna delle quali è in grado di alloggiare N°4 moduli fotovoltaici. E' prevista la posa di N°16166 strutture per un totale di 64664 moduli, aventi inclinazione pari a 10° sull'orizzontale. La distanza tra le strutture fissata in 3 m e calcolata in modo da evitare gli auto-ombreggiamenti, che penalizzerebbero il rendimento dell'intero campo fotovoltaico.

È bene precisare che le indicazioni di modello e fornitura (così come le altre individuate per i diversi componenti) sono da intendersi come indicative, in considerazione del fatto che saranno ammissibili soluzioni alternative purché equivalenti e/o migliorative di quanto già previsto. In tutti i casi, i materiali e le apparecchiature montate in opera sono scelti tra quelle delle primarie società costruttrici a livello mondiale.

Si riporta nella successiva Figura 4-6 un'immagine su ortofoto rappresentativa del layout di impianto, con indicazione dei componenti. Nei successivi paragrafi si descrivono più dettagliatamente le caratteristiche dei componenti principali dell'impianto.

#### **4.2.2.2. Struttura di Ripartizione**

Il bordo della piattaforma flottante è delicato, specialmente se scalinato, come nel caso in esame, ed è in grado di sostenere forze di ancoraggio limitate, incompatibili con quelle che si avrebbero collegando direttamente con esso i cavi di ancoraggio ad alta capacità.

Tra il bordo della piattaforma flottante ed i cavi di ancoraggio ad alta capacità si prevede quindi di interporre una struttura ad anello, con lo scopo di trasferire le forti sollecitazioni dei cavi di ancoraggio esterni collegati all'argine. L'anello sarà realizzato in conci e potrà essere completamente chiuso o con interruzioni per ottimizzarne la risposta.

Tra la piattaforma flottante e la struttura ad anello vengono interposti cavi di ripartizione ad alta tenacità interni, di portata nominale proporzionata alle caratteristiche di rigidità e resistenza degli elementi componenti l'isola galleggiante e della trave-anello di ripartizione. In adiacenza alla trave di ripartizione è necessario prevedere una passerella di servizio ai fini di supporto nella fase di installazione, esercizio e manutenzione.

L'anello di ripartizione, essendo parte costituente del sistema isola, non è stato oggetto di dimensionamento strutturale di dettaglio in quanto vincolato strettamente alla tecnologia che sarà procurata.

### **4.3. Sistema di ancoraggio**

#### **4.3.1. Cavi di ancoraggio**

L'isola fotovoltaica sarà ancorata sugli argini del bacino mediante 107 cavi di ancoraggio ad alta capacità, che in questa fase di progettazione definitiva per autorizzazione, sono stati previsti in nylon, del tipo comunemente utilizzati in ambito marino e portuale.

I cavi saranno inanellati con galleggianti cilindrici, in modo che il loro tracciato altimetrico non scenda sotto al livello dell'acqua, mantenendosi orizzontale fino all'eventuale punto da cui spiccano verso il coronamento. La posizione di questo punto varia con la tensione del cavo essendo nelle condizioni di tiro massimo molto prossimo alla trave di ripartizione.

I cavi sono disposti radialmente rispetto all'isola, per ottimizzarne la resa. Ciò comporta l'instaurarsi di un sistema strutturale altamente iperstatico, in cui la distribuzione degli sforzi dipende in modo complesso dai rapporti di rigidità tra le parti.

Avendo l'isola flottante lati paralleli agli argini, i cavi radiali disposti lungo un lato risulteranno

di lunghezza simile. In questo modo tutti i cavi di un lato avranno risposta simile e quindi una reazione omogenea. Si sono in pratica ottenuti 4 gruppi di lunghezza uniforme: 135 m (10 cavi), 150 m (17 cavi), 175 m (51 cavi) e 200 m (29 cavi).

L'interasse tra i cavi è tipicamente pari a 20 m, con infittimenti locali a 12-15 m, per un totale di 107 cavi di ancoraggio. Il cavo sarà leggermente preteso e sollevato dall'argine, per non danneggiare per sfregamento il paramento di monte, e allo stesso tempo consentendo di mantenere aperto un varco per passaggio di eventuali natanti di servizio, al di sotto dello stesso.

Il sistema è non lineare per geometria, in quanto una variazione di tensione di ciascun cavo, provoca una modifica della sua forma spaziale, oltre che del suo allungamento elastico; questo si traduce in notevoli spostamenti della sezione di estremità passando dalla tensione minima alla tensione massima e con i diversi livelli di invaso. Il sistema è stato dimensionato per mantenere tali spostamenti entro i 10 m circa, in modo tale che l'isola si mantenga sostanzialmente in mezzo al lago.

Nel predisporre il layout dei cavi si è prestata particolare attenzione ai vincoli presenti in sito (es: rampe, opere di presa, scarico di fondo) al fine di non generare interferenza e garantirne la fruibilità.

I cavi, per la loro lunghezza, sono esposti all'azione variabile del vento, che include anche raffiche. Sono pertanto predisposti anche degli accorgimenti mirati allo smorzamento e attenuazione di tale potenziale, come ammortizzatori nelle sezioni di aggancio dei cavi (tecnologia in uso nelle applicazioni navali) o masse distribuite lungo i cavi.

#### **4.3.2. Contrasto alle forze dei cavi**

I cavi così predisposti possono avere sollecitazioni nell'ordine di oltre 300 kN e per questo motivo non possono trovare contrasto su un elemento, per quanto pesante, disposto sul coronamento. L'ancoraggio è stato pertanto ottenuto con:

- a) Un blocco di ripartizione disposto sul coronamento e in grado di deviare il tiro dei cavi verso il punto fisso di ancoraggio
- b) Un punto fisso di ancoraggio ottenuto in alternativa con un blocco di calcestruzzo disposto al piede di valle dall'argine o con un tirante attivo, nelle zone in trincea
- c) Un elemento (cavo) che trasferisca le azioni dalla piastra al blocco di base o al tirante.

Il blocco di ripartizione sul coronamento degli argini è formato da uno scatolare a U in calcestruzzo armato, di lunghezza 6 m in cui il solettone è spesso 50 cm nella zona centrale a coprire la larghezza del coronamento e ha due appendici laterali leggermente sollevate dal coronamento su cui sono innestati i parapetti. Il solettone centrale si estende lungo il coronamento a formare le brevi rampe di accesso.

Questa rappresenta una configurazione minima per garantire la stabilità. In alternativa, per evitare di avere una superficie di coronamento di livello variabile, si può pensare di alzare tutto il livello di calpestio alla quota 159.50 m.s.l.m, realizzando una struttura di raccordo tra blocchi adiacenti, al posto delle rampe. Tale struttura sarà eventualmente alleggerita nella sua zona centrale, ponendo ad esempio dei tubi monte valle passanti, ricoperti dal getto di calcestruzzo.

Su ciascun lato del blocco, all'esterno dei parapetti, verranno installati due telai in acciaio formati da travi HEA220 allo scopo di raccogliere, deviare e trasferire le azioni dai cavi.

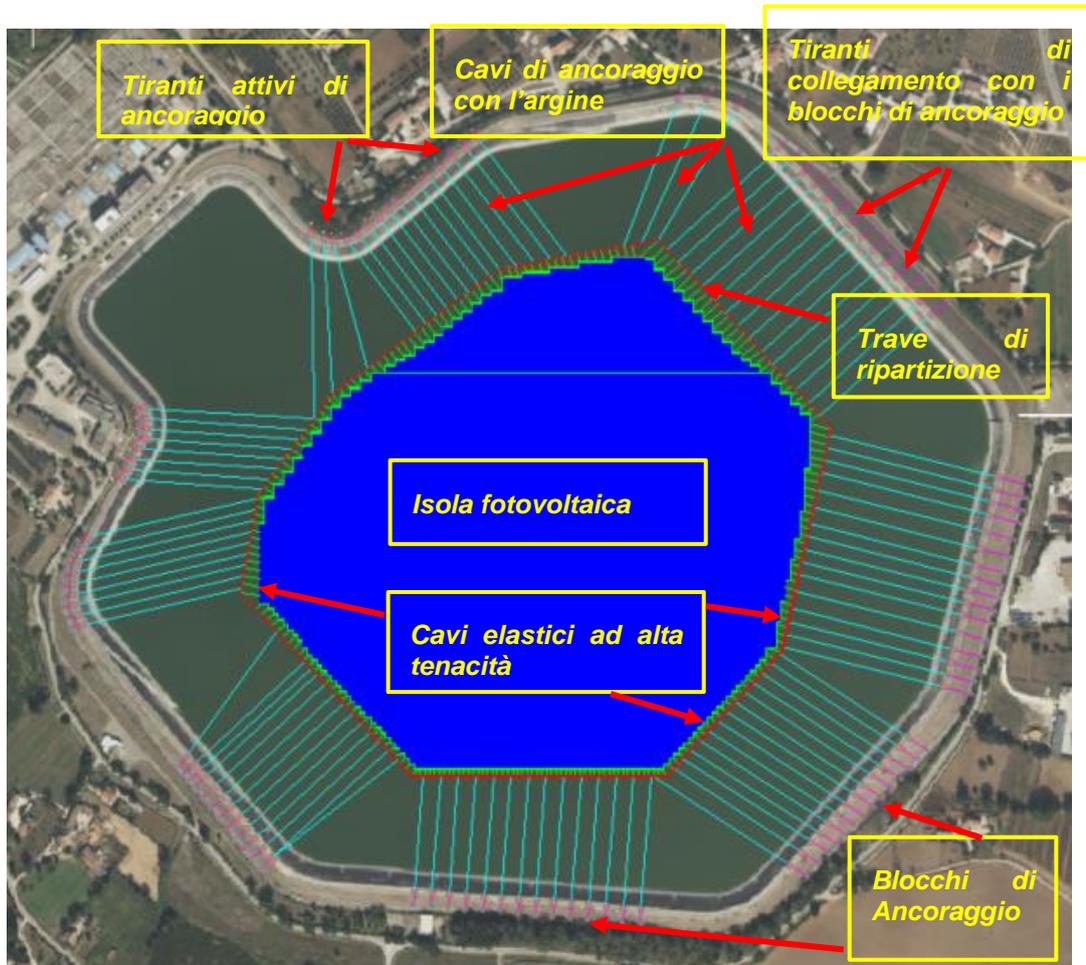
I cavi di ancoraggio verso valle saranno collegati ad un ancoraggio che può essere costituito

Il blocco di ancoraggio a valle diga sarà in calcestruzzo e posizionato sul piede di valle dell'argine. Il blocco è di forma irregolare, con dimensioni di circa 3.5 m x 2.5 m x 3 m. Laddove la topografia del sito non consente il posizionamento di blocchi di calcestruzzo a valle, o dove tale tecnologia non risulti efficace, il contrasto verrà ottenuto con ancoraggi mediante tiranti attivi di portata nominale 600 kN.

I tiranti attivi sono in totale 24, mentre i blocchi in calcestruzzo sono 82, di cui uno di dimensioni doppie rispetto agli altri, in quanto ad esso convergono due cavi.

I cavi di ancoraggio tra blocco di ripartizione e blocchi di ancoraggio saranno in acciaio, ossia più rigidi dei cavi sul lato opposto per una più pronta risposta. Il punto di aggancio di questi cavi al blocco di ripartizione è sostenuto con due corti micropali per fissare strutturalmente la labilità verticale di questo nodo.

Per i dettagli si vedano gli elaborati progettuali "GRE.EEC.D.27.IT.P.14456.00.033.00 - Dettaglio sistemi di ancoraggio" e "GRE.EEC.D.27.IT.P.14456.00.073.00 - Schema di posa ancoraggio".



**Figura 4-6: Layout di impianto**

## 5. ARGINI E LORO FONDAZIONI

### 5.1. Elementi di geologia e geomorfologia

L'impianto di Presenzano si trova nella valle del fiume Volturno, al piede del monte Cesima. La superficie di appoggio degli argini digrada dolcemente verso il centro valle, sicchè la loro altezza varia tra pochi metri e un massimo di una ventina di metri.

L'area si trova nell'Appennino Centro-Meridionale, all'interno della piattaforma carbonatica. La complessa orogenesi appenninica è risultata in una dinamica distensiva a graben, con blocchi carbonatici isolati, separati da profondi bacini di sedimentazione, a loro volta ricolmati con sedimenti in prevalenza piroclastici.

Il Monte Cesima rappresenta uno di questi blocchi ed è confinato da due faglie principali, che corrono lungo i suoi margini meridionale, con andamento NE-SW, e occidentale, con andamento circa N-S. Poco a SW, si trova il Vulcano di Roccamonfina, principale responsabile dei sedimenti piroclastici dell'area.

L'invaso di Presenzano si trova sul blocco che forma il tetto della faglia a sud nel Monte Cesima (NE-SW). Il sottosuolo del bacino è formato da una sequenza di alluvioni fluviali a matrice relativamente fine, più profonde, e depositi limo-sabbiosi cosiddetti indifferenziati in superficie (Figura 5-1). A ridosso del pendio del Monte Cesima, sono osservabili i depositi colluviali e il detrito di falda, prodotti dalla pendice, il cui grado e modalità di interdigitazione con i depositi di fondovalle non è totalmente descrivibile con le informazioni a disposizione. Il basamento calcareo è profondo circa un centinaio di metri e influente sul comportamento degli argini.

Da un punto di vista sismotettonico, la dinamica distensiva e la presenza di faglie significative a breve distanza comportano la necessità di attenzione rispetto alle azioni simiche.

### 5.2. Caratteristiche della fondazione

Come riporta la Relazione Geotecnica e Geomeccanica del recente studio prodotto da Speri-Stucky, la fondazione degli argini è integralmente costituita dai depositi indifferenziati e dalle alluvioni fini del Volturno (Figura 5-1 e Figura 5-2). Il detrito interessa la parte in cui sono alloggiate le opere di presa della derivazione, prevalentemente in scavo, ma è stato presumibilmente rimosso con gli scavi di imbasamento.

Il profilo tipico che se ne ricava, con riferimento a una sezione all'estremità orientale del bacino (Figura 5-3), è costituito da:

- Profondità fino a 8-10 m: da limo argilloso sabbioso con tracce di ghiaia a limo con sabbia debolmente argilloso con tracce di ghiaia, ossia mediamente **limo con sabbia argilloso con tracce di ghiaia**. Nella Relazione Speri-Stucky questi materiali sono identificati come Unità Geotecnica 1
- Profondità 8/10 – 30 m: da sabbia con limo argillosa con tracce di ghiaia a sabbia con ghiaia limosa con tracce di argilla, ossia mediamente **sabbia ghiaiosa limosa debolmente argillosa**. Nella Relazione Speri-Stucky questi materiali sono identificati come Unità Geotecnica 2

Entrambi i materiali presentano plasticità, seppur modesta, corrispondente alla presenza di minerali argillosi a bassa attività (caoliniti).

Con riferimento ai dati disponibili e tenuto conto della complessa evoluzione deposizionale di questi materiali, è pensabile che essi si dispongano a barre e lenti alternate con una prevalenza di fini in superficie e di materiali meno fini in profondità. In altre parole è pensabile che sacche di materiali fini possano esistere anche nelle sabbie profonde.

Dal punto di vista meccanico, si adottano i valori assunti nelle analisi di Speri-Stucky (2021), riassunti nella Tabella 5-1, in modo da applicare un riferimento coerente con gli studi già presentati, sulla stabilità degli argini. In realtà, come mostra il profilo presentato in Figura

5-4, i limi superficiali presentano una resistenza penetrometrica leggermente inferiore, anche se in parte compensata dal fatto che, secondo quanto riportato, non sono interessati dalla falda permanente.

Al di sopra del livello di falda permanente che si aggira attorno alla quota 130 m slm, sono state osservate solo locali falde sospese, con carattere intermittente.

**Tabella 5-1 - Bacino di Presenzano. Materiali di Fondazione degli argini. Parametri utilizzati nelle veriche di Vulnerabilità Sismica condotte da Speri-Stucky (2021)**

Parametri fisico-meccanici			UG-1	UG-2
Peso per unità di volume naturale	$\gamma_n$	kN/m <sup>3</sup>	17.0	17.0
Angolo di attrito drenato	$\phi'$	°	32	32
Coesione drenata	$c'$	kPa	0	0
Modulo di Young statico	$E_{sta}$	MPa	20	35
Velocità delle onde P	$v_p$	m/s	730	730
Velocità delle onde S	$v_s$	m/s	350	350
Modulo di Young dinamico	$E_{din}$	MPa	570	570
Modulo di taglio dinamico	$G_{din}$	MPa	210	210
Coefficiente di Poisson dinamico	$\nu_{din}$	-	0.35	0.35
Decadimento del modulo di taglio	$G/G_0$	-	da prove RC	da prove RC
Fattore di smorzamento	D	%	da prove RC	da prove RC
Incremento delle sovrappressioni	$\Delta u$	kPa	da prove RC	da prove RC
Coefficiente di permeabilità	k	m/s	$1 \times 10^{-8}$	$1 \times 10^{-7}$

### 5.3. Caratteristiche dei materiali degli argini

Gli argini sono realizzati in pietrame di cava (rockfill), compattato, con tenuta in manto bituminoso sul paramento di monte. All'interno del corpo diga, sono state create 4 diverse zone, cui corrispondono granulometrie leggermente diverse:

- 1) Contronucleo di monte, materiale tout-venant di cava,  $D_{max} = 300$  mm
- 2) Asse diga e contronucleo di valle, materiale tout-venant di cava,  $D_{max} = 400$  mm
- 3) Piede di valle, muratura in pietrame ordinato a mano
- 4) Transizione di base, detrito di falda,  $D_{max} = 300$  mm

Il materiale 2 è poco più grossolano del materiale 1, in modo da conferire permeabilità crescente verso valle.

A parte l'origine diversa, i materiali 1 e 3 sono praticamente coincidenti dal punto di vista della granulometria.

Dal punto di vista delle caratteristiche meccaniche, i materiali compattati appaiono poco differenziati tra loro. Sono disponibili i risultati di prove triassiali su provini ricostruiti di materiali simili, condotte per il vicino Invaso di Cesima, bacino superiore dello stesso Impianto di Presenzano, di cui fa parte l'invaso oggetto della presente analisi. Come indicano i risultati presentati in Figura 5-5, i punti sperimentali dei materiali 1 e 2 praticamente si sovrappongono, dando origine a un'unico involucro curvilineo. L'angolo di attrito equivalente nel campo di tensioni efficaci significative del rilevato ( $\sigma'v = 200-400$  kPa) è di circa 54-56°.

Sono disponibili anche i risultati di indagini sismiche a rifrazione condotte in tre zone degli argini con stendimenti sul coronamento, a piede diga di valle e sul paramento di valle, lungo la linea di massima pendenza. La velocità delle onde di taglio nel corpo diga è risultata pari a circa  $v_s = 650$  m/s, essendo leggermente più bassa e crescente con la profondità, nei primi 4-5 m sommitali, per effetto di geometria e confinamento.

Le caratteristiche dei materiali del corpo diga utilizzate nelle analisi sono riportate in Tabella 5-2, con riferimento alle analisi condotte da Speri-Stucky 2021.

**Tabella 5-2 – Invaso di Presenzano. Caratteristiche meccaniche adottate per i materiali del corpo diga nelle analisi numeriche eseguite da Speri-Stucky (2021)**

Parametri meccanici		Zona 0 Manto di tenuta	Zona 1 Rockfill di monte	Zona 2 Rockfill di valle	Zona 3 Dreno	Zona 4 Materiale di riempimento
Peso per unità di volume	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	-	20.5	20.6	-	20.8
Angolo di resistenza al taglio	$\phi'$ [°]	-	Criterio di rottura curvilineo ( Figura 6.3)	Criterio di rottura curvilineo Figura 6.3)	-	-
Coesione	$c'$ [kPa]	-	0	0	0	-
Permeabilità	$k$ [m/s]	impermeabile	$3.8 \cdot 10^{-5}$	$9.0 \cdot 10^{-5}$	-	$3.3 \cdot 10^{-6}$
Modulo di Poisson	$\nu$ [-]	-	0.35	0.35	0.35	0.35
Modulo di taglio dinamico	$G_0$ [MPa]	-	Curve dedotte da indagini sismiche a rifrazione (Figura 6.4)	Curve dedotte da indagini sismiche a rifrazione (Figura 6.4)	Curve dedotte da indagini sismiche a rifrazione (Figura 6.4)	Curve dedotte da indagini sismiche a rifrazione (Figura 6.4)
Decadimento modulo di taglio	$G/G_0$	-	Curve di Rollins (Figura 6.5)	Curve di Rollins (Figura 6.5)	Curve di Rollins (Figura 6.5)	Curve Rollins (Figura 6.5)
Fattore di smorzamento	$D$	-	Curve di Rollins (Figura 6.6)			

Nota: l'involuppo curvilineo qui appare in Figura 5-5

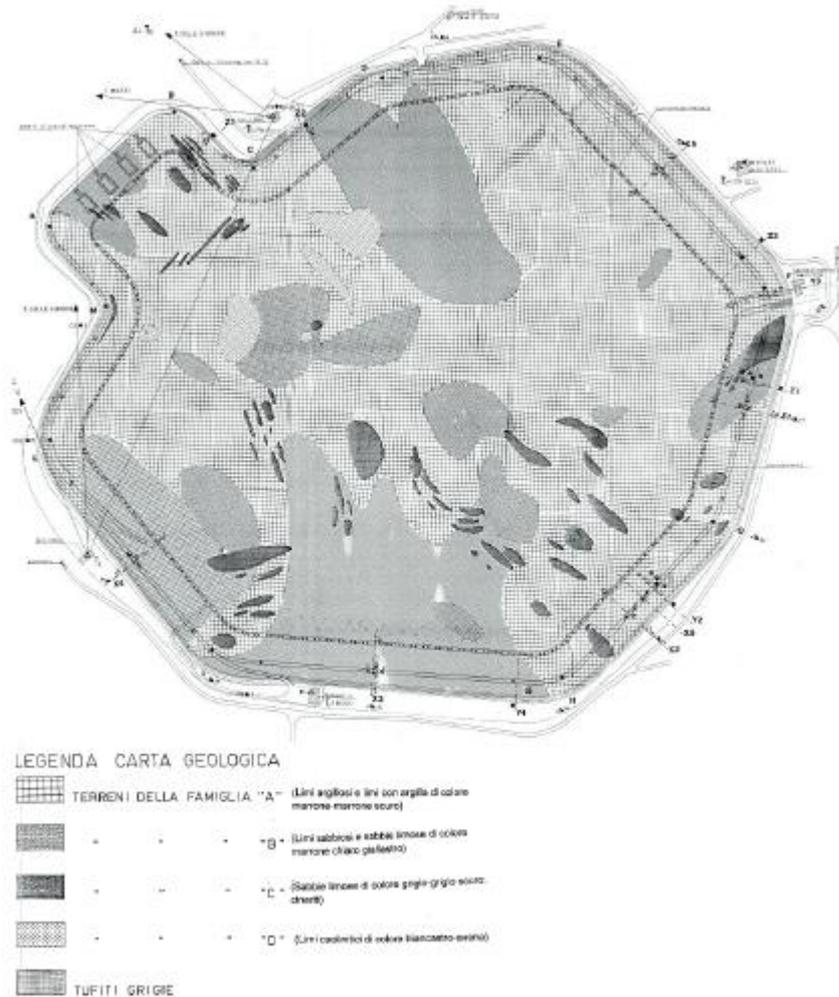


Legenda

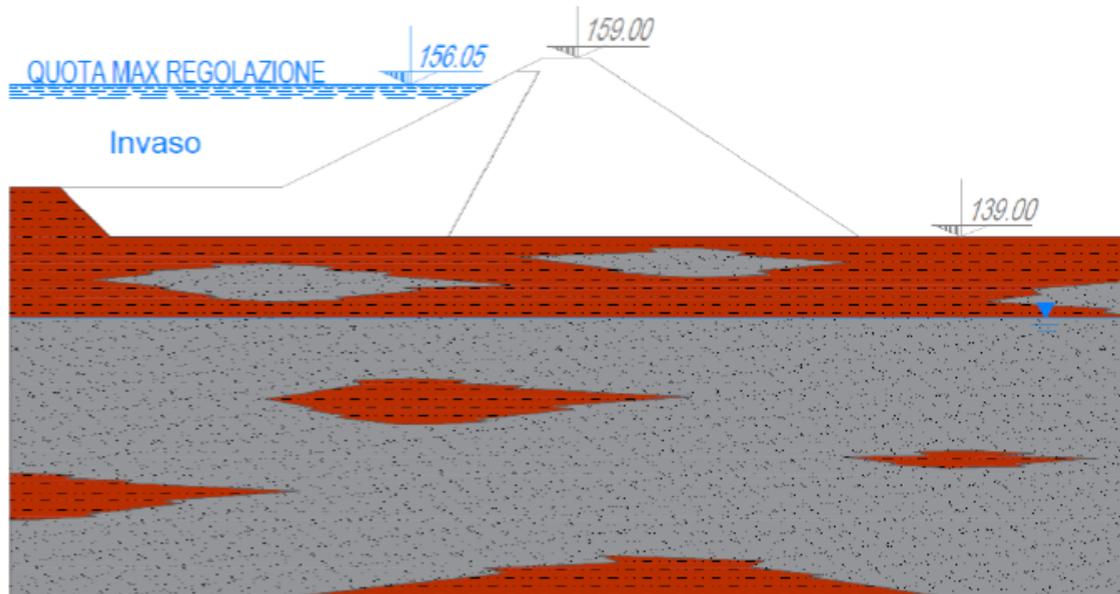
- Complesso Carbonatico:** dolomie sub-saccaroidi e calcari dolomitici in strati e banchi del Trias Superiore - Lias Inf; calcari pseudoolitici, calciruditi, calcari marnosi rossi e verdi, calcareniti a grana fine da avana a grigie del Lias Inf. - Lias Sup.; calcareniti e calcari oolitici e pisolitici avana e grigi; calcilutiti grigie e calciruditi a cemento rosso e verde spesso dolomitizzato, marne e calcari marnosi verdastri del Malm-Dogger. calcareniti e calcilutiti biancastre, calcari oolitici e pisolitici grigi con rare intercalazioni marnose verdastre del Cretaceo Inf. [Giurassico-Cretaceo]
- Complesso Lavico:** colate laviche di leucititi omogenee e compatte rinvenibili nella parte orientale dell'abitato di Prezenzano come inalterate e inalterate in lamme carbonatiche [Pleistocene]
- Complesso Ignimbritico:** ignimbriti da trachiti a trachifonolite del Pleistocene Sup. riconoscibili all'eruzione flegrea dell'ignimbrite Campana (39 mila anni), talora con fessurazione prismatica colonnare, alla base compatta di colore dal marrone bruciato al violaceo, con piccole pomice e scorie ocra e nere, appiattite; verso l'alto litoidi, di colore grigio e con scorie nere, anche di grosse dimensioni, ricche di feocristalli di sanidino. Verso l'alto si presenta per lo più allo stato cementificato di colore violaceo e grigiastro allo stato incrostante. [Pleistocene sup.]
- Complesso Depositi Indifferenziati:** Prodotti di dilavamento e rimaneggiamento dei versanti del edificio vulcanico del Roccamorfinna costituiti da limi-sabbiosi e/o sabbie-limose di origine piroclastica, sciolti, angulificati, e a tratti scarsamente addensati, frammenti detritici carbonatici e di lave, alluvioni a grana grossa di aste torrenziali in alternanza a depositi umiferi scuri e paleosuoli rossastrati. La giacitura è secondaria, massiva con caratteri di rielaborazione e rimaneggiamento. [Pleistocene-Olocene]
- Complesso Detritico - Colluviale alla base dei versanti:** depositi di copertura quaternari del Pleistocene sup. ed Olocene di origine continentale, a luoghi cementati, derivanti dal trasporto gravitativo e/o idraulico di breve percorso che si ritrovano alla base dei rilievi montuosi. Tali depositi sono di origine colluviale, detritico-colluviale ed eluviale cui si associano alcuni conii di deiezione, inattivi, allo sbocco di impluvi. Sono costituiti da ciasti eterometrici di natura calcarea da sciolti a cementati frammati a materiale piroclastico rimaneggiato e terreni umiferi nonché accumuli di paleofrane. [Pleistocene-Olocene]
- Complesso dei Depositi Fluvio-torrentizi e Alluvionali:** alluvioni attuali, recenti ed antiche, del F. Voltorno ed i depositi alluvionali di origine fluvio-torrentizia delle aste interne al rilievo e tributarie del Rio Maltempo e del Torrente Savone. Si tratta di limi sabbiosi sciolti, sabbie fini e piroclastiti rimaneggiate, ciottoli e lenti di ghiaie [Olocene]
- Complesso Depositi Tuftici:** tale formazione presenta caratteri di deposizione secondaria e comprende i prodotti piroclastici tuftici affioranti soprattutto nelle zone periferiche del Roccamorfinna, non sempre isocroni tra loro e spesso anche diversi dal punto di vista litologico. Queste tufti sono prevalentemente costituite da cineriti arrossate con piccole pomice giallognole più o meno suolizzate e piroclastiti in giacitura anche secondaria a grana medio-fine. In prossimità dei rilievi calcarei si alternano a bancate di detrito. [Pleistocene-Olocene]

- Complesso depositi eluvio-colluviali di versante [Olocene]**
- Terreni di riporto per arginatura e scavo serbatoio inferiore centrale idroelettrica**
-  **Conoida alluvionale inattiva quiescente**
- Faglia normale presunta**
- Faglia normale**
-  **Giacitura strati con verso di immersione**
- S7 Sondaggio geognostico a c.c. (Indagini PRG 1990)**
- S5DH1 Sondaggio geognostico a c.c. con prova Down Hole (PUC 2013)**

Figura 5-1 - Estratto della carta geologica dell'Invaso di Prezenzano (Speri-Stucky, 2021)



**Figura 5-2 - Mappa degli affioramenti superficiali in base alla documentazione di Progetto (riportata da Speri-Stucky, 2021)**



**LEGENDA**



Diga



Superficie di falda



UG-1: Paleosuoliti fini



Limite stratigrafico per eteropia

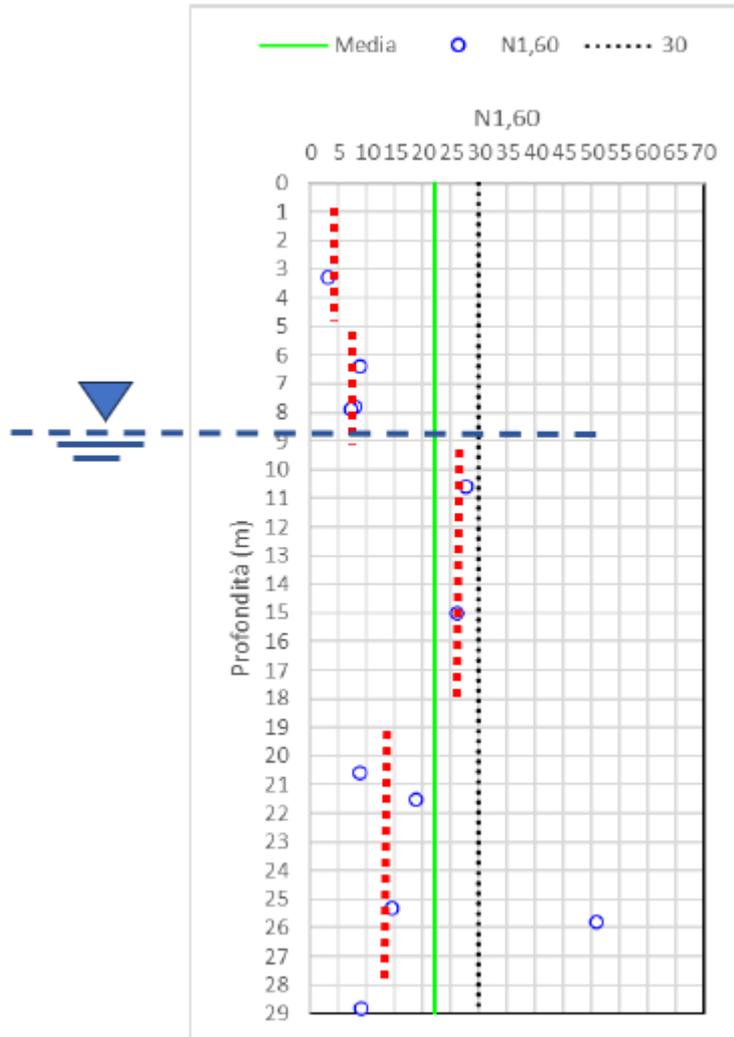


UG-2: Paleosuoliti grosse

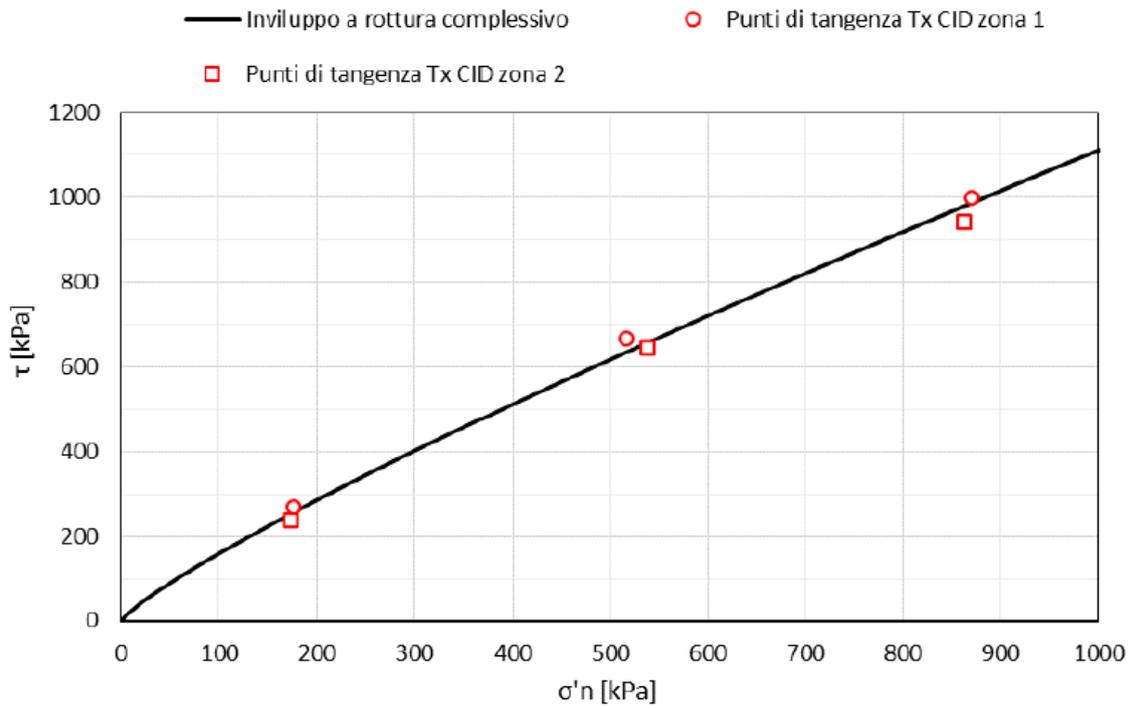
**SCALA**



**Figura 5-3 - Profilo stratigrafico tipico per la fondazione degli argini, come assunto nelle verifiche eseguite da Speri-Stucky (2021) per la valutazione sismica degli argini.**



**Figura 5-4 - Invaso di Presenzano. Caratteristiche della fondazione degli argini. Profilo di resistenza SPT normalizzata N1,60 in corrispondenza della sezione analizzata nella Relazione Speri-Stucky 2021. Rispetto alla relazione sono stati tracciati segmenti che rappresentano le resistenze medie alle varie profondità, in rosso, e la posizione approssimativa della falda, in blu**



**Figura 5-5 - Invaso di Prezenzano. Caratteristiche dei materiali del corpo diga della Zona 1 e Zona2. Anche se le prove furono originariamente eseguite sui materiali dell'Invaso di Cesima (bacino superiore dell'impianto di Prezenzano), i risultati sono stati assunti rappresentativi anche dell'invaso di Prezenzano, secondo quanto riportato nelle relazioni Speri-Stucky (2021).**

## 6. AZIONI E LORO COMBINAZIONI

### 6.1. Azioni

#### 6.1.1. Azioni considerate

Sono state considerate le seguenti tipologie di azione

- azioni statiche agenti sulle opere di base o le strutture di ancoraggio
- azioni variabili applicate dai cavi sulle strutture di ancoraggio, dovute al vento o alle correnti nell'invaso legate al richiamo del flusso di acqua da e verso le derivazioni o lo scarico
- azioni sismiche agenti sulle opere di base o le strutture di ancoraggio

L'entità delle azioni è stata determinata a partire dalle analisi condotte per il dimensionamento degli ancoraggi nella relazione GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.032.00, cui si rimanda per i dettagli, e finalizzato in questa sede in funzione degli aspetti via via analizzati.

In particolare sono stati adottati in questa sede

#### 6.1.2. Azioni statiche

Le azioni statiche sono state calcolate a partire dai pesi di volume assunti come segue:

- Terreno di fondazione  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Rilevato diga  $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$
- Calcestruzzo armato  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

#### 6.1.3. Azioni dovute al vento

Le azioni dovute al vento sono state determinate a partire dai valori spettrali di regolamento per l'area in cui si trova l'invaso di Presenzano, con riferimento a una durata continuativa minima di 10 minuti. I valori ottenuti sono stati anche confrontati con le intensità massime delle raffiche ( $t < 10 \text{ min}$ ), misurate negli ultimi 10 anni, risultando compatibili.

La valutazione andrà ripetuta in sede di progettazione esecutiva sulla base di una modellazione fluidodinamica tridimensionale, per meglio cogliere il comportamento complessivo su un'area così vasta.

Dalle analisi condotte è risultato che la pressione equivalente agente su una superficie perpendicolare alla direzione del vento è pari a 856 Pa.

A partire da tali valori, adottando le opportune considerazioni sull'esposizione degli elementi sporgenti dell'isola e l'effetto di reciproca mascheratura, per le considerazioni estreme di invaso massimo e minimo, si è pervenuti a valori della azione complessivamente esercitata sull'isola riassunti in Tabella 6-1.

A partire da tali valori, le sollecitazioni sui cavi sono state ottenute con una analisi agli elementi finiti, in cui l'isola è stata modellata con una lastra vincolata lungo il perimetro con molle elastiche che rappresentano i cavi ad alta capacità.

I risultati di tali analisi, in termini di azioni massime nel piano verticale dei cavi sono state infine applicate a telai piani

**Tabella 6-1 - Invaso di Presenzano. Valori dell'azione del vento sull'isola flottante**

CARICHI MASSIMI AGENTI SULL'ISOLA FOTOVOLTAICA		
SPINTA VENTO DIREZIONE Y > 0		
Y > 0	2,801,118.97	[N]
SPINTA VENTO DIREZIONE Y < 0		
Y < 0	- 6,066,804.73	[N]
SPINTA VENTO DIREZIONE X > 0		
X > 0	6,280,861.73	[N]
SPINTA VENTO DIREZIONE X < 0		
X < 0	- 6,280,861.73	[N]
SPINTA VENTO DIREZIONE Z > 0		
Z > 0	34,406,559.39	[N]
SPINTA VENTO DIREZIONE Z < 0		
Z < 0	- 15,885,935.06	[N]

Nella **Tabella 6-2** sottostante si sintetizzano i risultati delle elaborazioni effettuate.

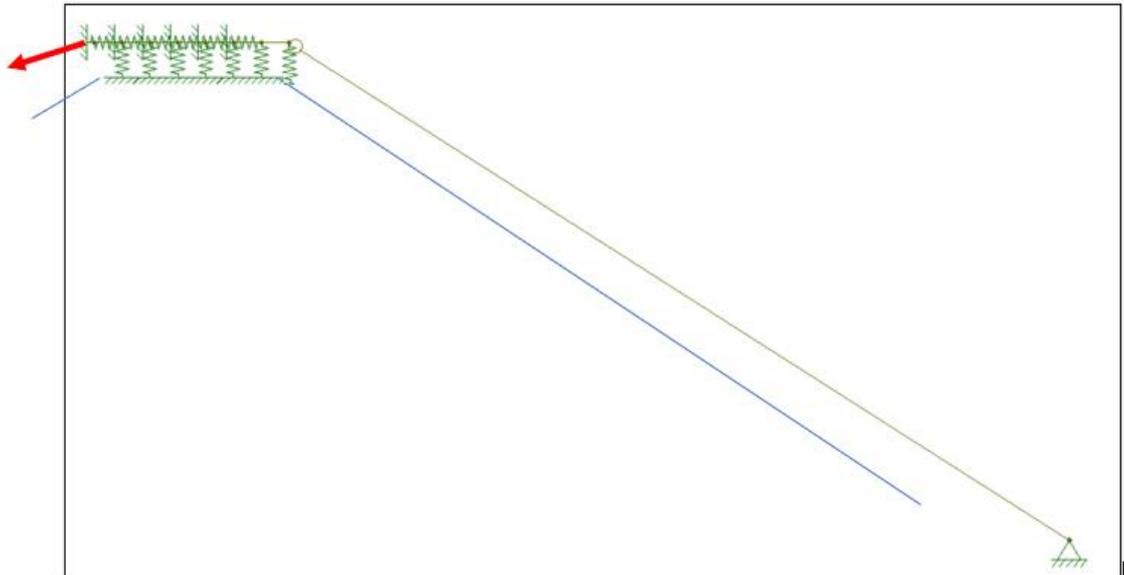
**Tabella 6-2: Impianto di Presenzano. Tabella riassuntiva delle forze applicate sul coronamento**

Caso carico	Tipologia	invaso	direzione azione sismica	azione orizzontale cresta (5m)		azione verticale cresta		azione verticale palo	ancoraggio valle	
				kN	kN/m	kN	kN/m	kN		kN/palo
1	statico	max		40	8	114.3	22.9	126.9	63.5	138.3
2	statico	min		38	7.6	126.5	25.3	100.2	50.1	134.7

Caso carico	Tipologia	T [kN]	T <sub>H</sub> [kN]	T <sub>V</sub> [kN]	M <sub>Ed,max</sub> [kNm]	V <sub>Ed,max</sub> [kN]	Tiro ancoraggio [kN]	R <sub>H</sub> [kN]	τ [KPa]	R <sub>V</sub> [kN]	σ <sub>v</sub> [KPa]
1	Statico	353.0	350	43	77	117.8	138.3	47.1	7.8	181.3	30.2
2	Statico	353.6	340	91	128.5	129.7	134.7	45.7	7.6	206.7	34.5

**Legenda**

T: tiro del cavo verso l'argine;
T <sub>H</sub> : componente orizzontale del tiro del cavo verso l'argine;
T <sub>V</sub> : componente verticale del tiro del cavo verso l'argine;
M <sub>Ed,max</sub> : massima azione flettente nella piastra sul coronamento;
V <sub>Ed,max</sub> : massima azione tagliante nella piastra sul coronamento;
Tiro ancoraggio: tiro del cavo di ancoraggio;
R <sub>H</sub> : reazione orizzontale massima delle molle alla base della piastra;
τ: sforzo tangenziale alla base della piastra;
R <sub>V</sub> : reazione verticale massima delle molle alla base della piastra;
σ <sub>v</sub> : sforzo verticale alla base della piastra



**Figura 6-1 - Invaso di Presenzano. Schema statico semplificato per il calcolo semplificato della distribuzione di sforzi sul coronamento**

#### **6.1.4. Azioni dovute alle correnti nell'invaso**

Le azioni dovute correnti nell'invaso legate al richiamo del flusso di acqua da e verso le derivazioni o lo scarico. In considerazione della vasta area disponibile alla distanza dell'isola dai punti di ingresso/uscita dell'acqua, le velocità che si generano sono modeste, inferiori a 1 m/s, sia a invaso pieno che a invaso vuoto e possono pertanto essere trascurate in questa prima fase del dimensionamento.

#### **6.1.5. Azioni sismiche**

L'isola flottante in se non riceve sollecitazioni dirette da parte di un sisma, se non per l'eventuale oscillazione dell'invaso, che è modesta rispetto alle oscillazioni dovute alle operazioni quotidiane legate all'impianto idroelettrico.

Gli argini tuttavia subiscono l'azione del sisma e la trasmettono ai blocchi di ancoraggio. Ne risultano particolarmente esposti i blocchi di ripartizione posti in sommità, in quanto fondati nel punto di massima amplificazione. L'azione che si genera va dunque sommata al tiro applicato dalla precompressione iniziale, dal vento e per la posizione dell'invaso, oltre che alle altre azioni secondarie.

Per valutare le azioni sismiche si è fatto riferimento all'analisi semplificata proposta da Makdisi-Seed (1976), basata sul modello di Newmark, originariamente utilizzata per lo studio delle deformazioni sismiche dei rilevati diga.

In base ai dati pubblicati da INGV (NTC 2018) e allo studio sismotettonico Speri-Stucky (2021) le accelerazioni massime al suolo, attese per il sito di Presenzano sono pari a:

SLC:  $a_{max} = 0.318 \text{ g}$  (0.45 da analisi POS)

SLV:  $a_{max} = 0.233 \text{ g}$

SLD:  $a_{max} = 0.089 \text{ g}$

Nello stesso studio, vengono forniti gli spettri di risposta confrontati con gli spettri di regolamento come riportato in Figura 6-2, Figura 6-3, e Figura 6-4.

Il sistema di ancoraggio interferisce con l'azione sismica sugli argini, dove è posto il blocco di ripartizione o alla base dove è posto il blocco di ancoraggio

Le accelerazioni massime sul coronamento sono state stimate in base al modello semplificato di Makdisi-Seed (1976), basato sulla teoria dei conci orizzontali a taglio. I valori di accelerazione massima sono stati stimati combinando le componenti dei primi 3 modi di vibrare. I risultati ottenuti sono riassunti in Tabella 6-3.

## 6.2. Combinazioni

Sono state considerate le combinazioni statiche via via necessarie nelle varie configurazioni e relative verifiche. In particolare, rispetto agli stati limite ultimi, le condizioni sismiche SLC sono state considerate solo per le verifiche degli argini, mentre verifiche che coinvolgono principalmente gli elementi del sistema di ancoraggio sono state basate sulla combinazione SLV.

Il quadro complessivo delle azioni risultanti sugli elementi del sistema di ancoraggio sono riportate in Tabella 6-4.

**Tabella 6-3 - Bacino di Presenzano. Determinazione delle accelerazioni massime in cresta secondo il metodo dei concetti orizzontali a taglio (Makdisi-Seed, 1977). Tutte le accelerazioni sono espresse in g**

		Modo	betai	wi	T	Si	fi	U''	U''^2
SLC	POS (=max)	1	2.4	78	0.081	1.1	1.6	1.760	3.0976
		2	5.52	179	0.035	0.8	1.06	0.848	0.7191
		3	8.65	281	0.022	0.62	0.86	0.533	0.2843

PGA = 0.43

amaxcrest = 2.03

SLC	NTC/PO	1	2.4	78	0.081	0.6	1.6	0.960	0.9216
		2	5.52	179.4	0.035	0.46	1.06	0.488	0.2378
		3	8.65	281.125	0.022	0.4	0.86	0.344	0.1183

PGA = 0.35

amaxcrest = 1.13

SLV	NTC/PO	1	2.4	78	0.081	0.45	1.6	0.720	0.5184
		2	5.52	179.4	0.035	0.33	1.06	0.350	0.1224
		3	8.65	281.125	0.022	0.28	0.86	0.241	0.0580

PGA = 0.233

amaxcrest = 0.84

SLD	NTC/PO	1	2.4	78	0.081	0.18	1.6	0.288	0.0829
		2	5.52	179.4	0.035	0.14	1.06	0.148	0.0220
		3	8.65	281.125	0.022	0.12	0.86	0.103	0.0107

PGA = 0.089

amaxcrest = 0.34

betai =	0 della equazione della frequenza $J_0(wh/v_{max})=0$
Jo =	Funzione de Bessel del primo tipo, ordine 0
wi =	frequenza circolare per il modo i-esimo (rad/s)
Ti =	Periodoper il modo i-esimo (s)
Si =	Accelerazione spettrale per il modo i-esimo
fi =	fattore di partecipazione modale in cresta
U''i =	accelerazione in cresta per il modo i-esimo

**Tabella 6-4 - Bacino di Presenzano. Tabella riassuntiva delle azioni sugli elementi del sistema di ancoraggio, per le condizioni statiche e sismiche.**

Caso	invaso	direzione azione sismica	azione orizzontale cresta (5m)		azione verticale cresta		azione verticale palo		ancoraggio valle
			kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/palo	
1	statico	max	40	8	114.3	22.9	126.9	63.5	138.3
2	statico	min	38	7.6	126.5	25.3	100.2	50.1	134.7
3	SLV	max	87.75	17.55	113.7	22.7	211	105.5	311.0
4	SLV	min	39	7.8	120.0	24.0	47.7	23.9	0.0
5	SLV	max	79.7	15.9	103.6	20.7	81.5	40.75	0
6	SLD	max	53.5	10.7	112.8	22.6	154.8	77.4	189.2
7	SLD	min	8.3	1.66	120.4	24.1	60.9	30.45	28.7
8	SLD	max	28.3	5.66	103.6	20.7	81.5	40.75	0
9	SLC	max	107.25	21.45	115.4	23.1	242.7	121.35	380.2
10	SLC	min	68.25	13.65	120.0	24.0	47.7	23.85	0
11	SLC	max	108.92	21.78	103.6	20.7	81.5	40.75	0

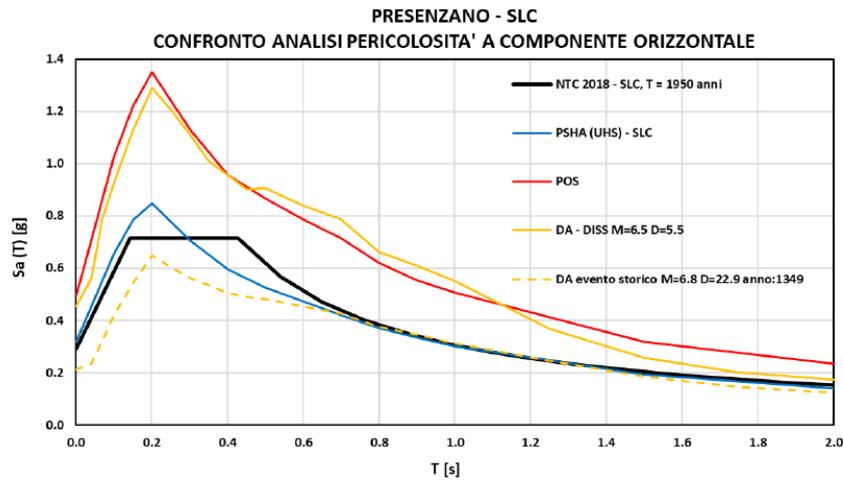


Figura 7.6 Confronto allo SLC fra gli spettri di risposta in accelerazione a componente orizzontale risultanti dallo studio di pericolosità sismica

Tabella 7.5 Confronto allo SLC tra i valori di PGA,  $S_a(T=0.1s)$  e  $S_a(T=0.2s)$  dei diversi scenari a componente orizzontale

	PGA [g]	$S_a(T=0.1s)$ [g]	$S_a(T=0.2s)$ [g]
NTC 2018	0.291	0.589	0.715
PSHA (UHS)	0.318	0.658	0.734
POS	0.491	1.029	1.175
DA84 -DISS	0.455	0.927	1.150
DA84 storico	0.214	0.419	0.579

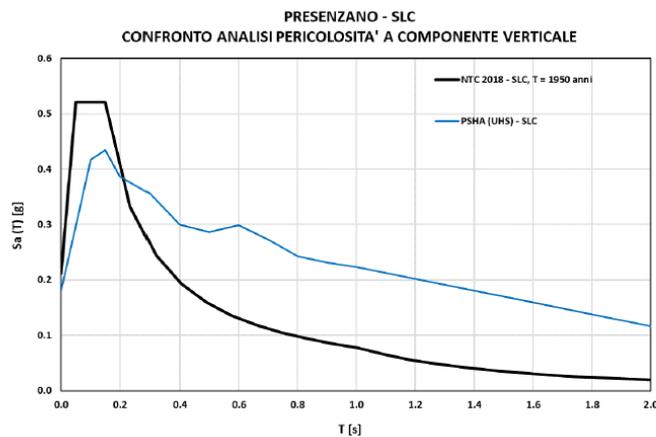


Figura 7.7 Confronto allo SLC fra gli spettri di risposta in accelerazione a componente verticale risultanti dallo studio di pericolosità sismica

Tabella 7.6 Confronto allo SLC tra i valori di PGA,  $S_a(T=0.1s)$  e  $S_a(T1=0.28s)$  dei diversi scenari a componente verticale, dove T1 rappresenta il periodo di vibrazione dell'opera

	PGA [g]	$S_a(T=0.1s)$ [g]	$S_a(T1=0.28s)$ [g]
NTC 2018	0.212	0.521	0.286
PSHA (UHS)	0.181	0.417	0.362

**Figura 6-2 - Bacino di Presenzano. Spettri di risposta e di progetto in accelerazione per terremoti SLC come da Relazione Sismo-Tettonica, Spери-Stucky 2021**

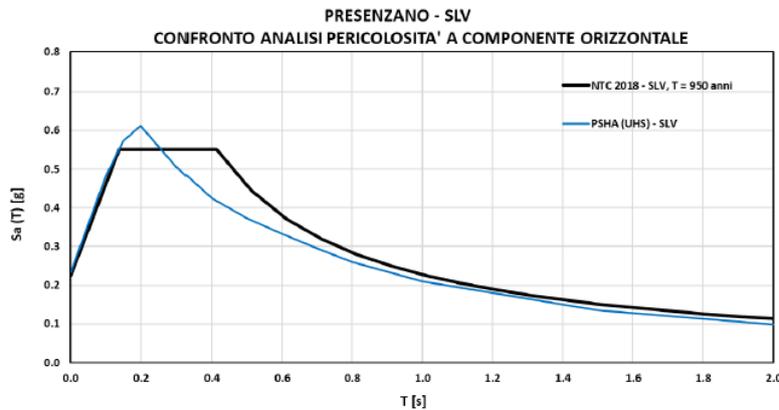


Figura 7.4 Confronto allo SLV tra gli spettri di risposta in accelerazione a componente orizzontale risultanti dallo studio di pericolosità sismica

Tabella 7.3 Confronto allo SLV tra i valori di PGA,  $S_a(T=0.1s)$  e  $S_a(T1=0.28s)$  dei diversi scenari a componente orizzontale, dove T1 rappresenta il periodo di vibrazione dell'opera

	PGA [g]	$S_a(T=0.1s)$ [g]	$S_a(T1=0.28s)$ [g]
NTC 2018	0.225	0.461	0.550
PSHA (UHS)	0.233	0.482	0.527

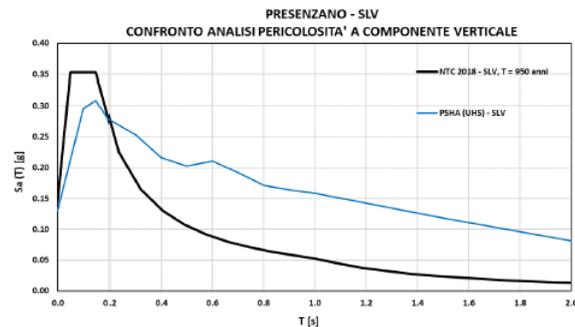


Figura 7.5 Confronto allo SLV tra gli spettri di risposta in accelerazione a componente verticale risultanti dallo studio di pericolosità sismica

Tabella 7.4 Confronto allo SLV tra i valori di PGA,  $S_a(T=0.1s)$  e  $S_a(T1=0.28s)$  dei diversi scenari a componente verticale, dove T1 rappresenta il periodo di vibrazione dell'opera

	PGA [g]	$S_a(T=0.1s)$ [g]	$S_a(T1=0.28s)$ [g]
NTC 2018	0.144	0.353	0.278
PSHA (UHS)	0.129	0.296	0.277

**Figura 6-3 - Bacino di Presenzano. Spettri di risposta e di progetto in accelerazione per terremoti SLV come da Relazione Sismo-Tettonica, Speri-Stucky 2021**

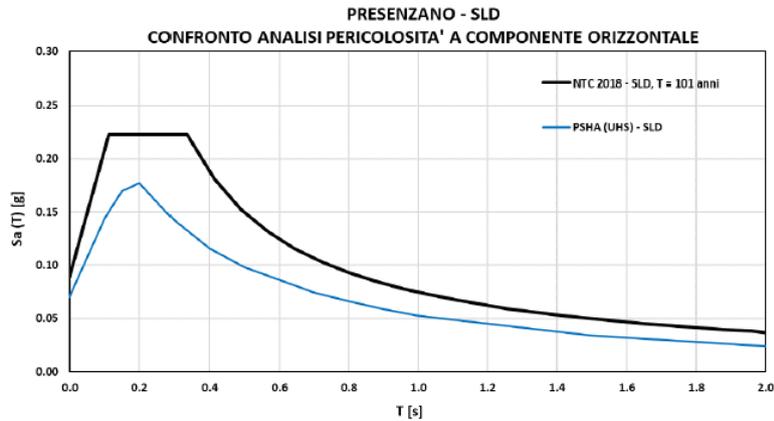


Tabella 7.1 Confronto allo SLD tra i valori di PGA,  $S_a(T=0.1s)$  e  $S_a(T1=0.28s)$  dei diversi scenari a componente orizzontale, dove T1 rappresenta il periodo di vibrazione dell'opera

	PGA [g]	$S_a(T=0.1s)$ [g]	$S_a(T1=0.28s)$ [g]
NTC 2018	0.089	0.208	0.230
PSHA (UHS)	0.070	0.144	0.149

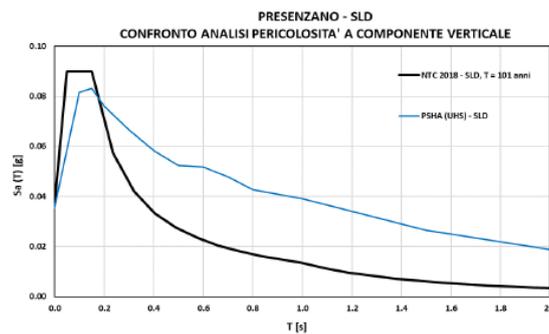


Figura 7.3 Confronto allo SLD tra gli spettri di risposta in accelerazione a componente verticale risultanti dallo studio di pericolosità sismica

Tabella 7.2 Confronto allo SLD tra i valori di PGA,  $S_a(T=0.1s)$  e  $S_a(T1=0.28s)$  dei diversi scenari a componente verticale, dove T1 rappresenta il periodo di vibrazione dell'opera

	PGA [g]	$S_a(T=0.1s)$ [g]	$S_a(T1=0.28s)$ [g]
NTC 2018	0.037	0.091	0.049
PSHA (UHS)	0.035	0.081	0.068

**Figura 6-4 - Bacino di Presenzano. Spettri di risposta e di progetto in accelerazione per terremoti SLD come da Relazione Sismo-Tettonica, Sperry-Stucky 2021**

## 7. STABILITA' DELLA PIASTRA SOMMITALE

Per la stabilità della piastra superiore si è verificato che le azioni applicate non producano scorrimenti orizzontali.

Il contatto tra calcestruzzo della piastra e il coronamento può essere ottenuto gettando direttamente il calcestruzzo sulla pavimentazione esistente, eventualmente scarificata e ovviamente preparata. In questo modo, oltre all'attrito si viene a creare una certa coesione, lungo la superficie di contatto. Per questo motivo si è assunto che la forza resistente, espressa in termini di inviluppo alla Mohr-Coulomb sia rappresentata dai seguenti parametri:

- $c = 2$  kPa (si considera questo valore conservativo in quanto è pensabile che la resistenza reale sia nell'intervallo  $> 5-10$  kPa)
- $\phi = 38^\circ$  (valore anch'esso conservativo, che tiene comunque conto del basso confinamento)

Si assume inoltre che il contatto sia drenato.

In queste ipotesi, sono stati ottenuti i valori riassunti in Tabella 7-1, in cui i fattori di sicurezza si riferiscono a azioni e resistenze non fattorizzate. I fattori di sicurezza così ottenuti sono superiori a  $F_s = 2.5$  in condizioni statiche, a  $F_s = 1.85$  in condizioni sismiche SLD, e a  $F_s = 1.1$ , in condizioni sismiche SLV. Quest'ultimo risultato indica che anche con i terremoti importanti il sistema è in grado di reagire senza produrre scorrimenti. Tali risultati sono accettabili.

Trascurando la coesione, ipotesi molto conservativa, i fattori di sicurezza si abbassano leggermente, restando nello stesso ordine di grandezza. In particolare il coefficiente di sicurezza per SLV si mantiene sopra  $F_s = 1$ , ossia il sistema di progetto non produce spostamenti significativi.

Le verifiche in base alle NTD2014 e alle NTC2018 sono state eseguite in base all'Approccio 2, Combinazione A1, M1, R3, per la statica, e A-sismica, M1, R3, per la sismica, ottenendo:

- Minimo fattore di sicurezza statico  $R = 2.5/1.5 = 1.67 > 1.1$
- Minimo fattore di sicurezza sismico SLD  $R = 1.85/1 = 1.85 > 1.1$
- Minimo fattore di sicurezza sismico SLV  $R = 1.14/1 = 1.14 > 1.1$

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

**Tabella 7-1 - Invaso di Presenzano. Azioni sulla piastra di ripartizione sul coronamento e Fattori di sicurezza (azioni e resistenze non fattorizzate)**

Caso	invaso	direzione azione sismica	azione orizzontale cresta (5m) (*)		azione verticale cresta		attrito mobilitato	angolo attrito mobilitato	Fattore sicurezza c=0 kPa	Fattore sicurezza c=2 kPa	
			kN	kN/m	kN	kN/m					
1	statico	max	-40	8	114.3	22.9	0.35	19.28	2.23	2.50	
2	statico	min	-38	7.6	126.5	25.3	0.30	16.73	2.60	2.88	
3	SLV	max	monte	-87.75	17.55	113.7	22.7	0.77	37.67	1.01	1.14
4	SLV	min	valle	+39	7.8	120.0	24.0	0.32	18.00	2.40	2.68
5	SLV	max	valle	+79.7	15.9	103.6	20.7	0.77	37.56	1.02	1.15
6	SLD	max	monte	-53.5	10.7	112.8	22.6	0.47	25.37	1.65	1.85
7	SLD	min	valle	-8.3	1.66	120.4	24.1	0.07	3.94	11.33	12.63
8	SLD	max	valle	+28.3	5.66	103.6	20.7	0.27	15.28	2.86	3.24

\*) + = verso valle

## 8. STABILITA' DEL BLOCCO DI BASE

La stabilità del blocco di ancoraggio è verificata se le azioni applicate non producono sollevamento.

Le azioni agenti sono state calcolate come discusso in precedenza e riassunte in

Si osservi che i valori sono stati ottenuti con una analisi di tipo pseudostatico. Al fine di confermare la validità dell'approccio, è stato controllato quale possa essere lo spostamento differenziale tra base e cresta diga, a partire dalle accelerazione in cresta riassunte in Tabella 6-3 (Makdisi-Seed, 1977).

Anche per le condizioni più sfavorevoli (sisma SLC con spettro POS) l'accelerazione spettrale in coronamento porta a uno spostamento spettrale di

$$S_d = 1.76/78^2 = 0.0003 \text{ che corrisponde a circa } 3 \text{ mm.}$$

Essendo il cavo lungo circa  $L_c = 20 \cdot (1^1 + 1.5^2)^{0.5} = 36 \text{ m}$ , l'allungamento è pari a

$$Eps = 3/36000 = 83 \mu\text{-epsilon e una tensione di circa } t = 83 \cdot 210000/1000000 = 17.5 \text{ MPa.}$$

Essendo il cavo di diametro 36 mm, con una sezione di 1018 mm<sup>2</sup>, il corrispondente tiro addizionale è pari a  $T = 17.5 \cdot 1018/1000 = 18 \text{ kN}$ , ossia trascurabile rispetto ai carichi applicati.

L'effetto dell'oscillazione in cresta durante il sisma non altera significativamente la risposta del cavo a valle.

La massa del blocco in calcestruzzo ha un peso di circa 670 kN. La massa si ripartisce su un'area sufficientemente grande perchè la pressione applicata sia modesta. La forma del blocco è comunque ottimizzabile, in modo da conseguire la stessa azione resistente con una superficie di appoggio più grande.

Scomponendo l'azione del cavo nelle direzioni principali è stato possibile eseguire le verifiche allo scorrimento in direzione verticale e orizzontale e di ribaltamento, in base all'Approccio 2 delle NTC. Si è conservativamente assunto per la resistenza lungo il piano di appoggio un angolo d'attrito pari a 35°.

I risultati delle verifiche sono presentati in Tabella 8-2. Tutte le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

**Tabella 8-1 - Invaso di Presenzano. Risultati delle forze applicate al tirante di ancoraggio a valle coronamento**

Caso	invaso	direzione azione sismica	ancoraggio valle kN
1	statico	max	138.3
2	statico	min	134.7
3	SLV	max	monte 311.0
4	SLV	min	valle 0
5	SLV	max	valle 0
6	SLD	max	monte 189.2
7	SLD	min	valle 28.7
8	SLD	max	valle 0
9	SLC	max	monte 380.2
10	SLC	min	valle 0
11	SLC	max	valle 0



Enel Produzione S.p.A.



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.072.00

PAGE

37 di/of 45

**Tabella 8-2 - Invaso di Presenzano. Verifiche di stabilità del blocco di ancoraggio al piede di valle degli argini**

INPUT										
<i>Geometria</i>										
Vblocco	26.8	m	c							
XG	2.532	m	da sx							
YG	1.525	m								
XT	0.89	m								
YT	1.335	m								
<i>Carichi -</i>										
<i>caso statico (1)</i>					<i>caso sismico SLV (caso 3)</i>			<i>caso sismico SLC (caso 3)</i>		
tiro del cavo - non fattorizzato	T	138.9	kN		T	311	kN	T	380	kN
	TH	116.5	kN		T <sub>H</sub>	260.8	kN	T <sub>H</sub>	318.7	kN
	TV	63.4	kN		T <sub>V</sub>	142.1	kN	T <sub>V</sub>	173.6	kN
	Wblocco	670	kN		W <sub>blocco</sub>	670	kN	W <sub>blocco</sub>	670	kN
<i>Direzione orizzontale</i>				A1+M1+R 3	<i>Direzione orizzontale</i>			<i>Direzione orizzontale</i>		
	FHEd	174.7	kN		F <sub>HEd</sub>	260.8	kN	F <sub>HEd</sub>	318.7	kN
	FHRd	469.1	kN		F <sub>HRd</sub>	469.1	kN	F <sub>HRd</sub>	469.1	kN
	FHRd/FHEd	2.68			F <sub>HRd</sub> /F <sub>HEd</sub>	1.80		F <sub>HRd</sub> /F <sub>HEd</sub>	1.47	
<i>Direzione verticale</i>					<i>Direzione verticale</i>			<i>Direzione verticale</i>		
	FVEd	95.17	kN		F <sub>VEd</sub>	142.06	kN	F <sub>VEd</sub>	173.6	kN
	FVRd	670.0	kN		F <sub>VRd</sub>	670.00	kN	F <sub>VRd</sub>	670.0	kN
	FVRd/FVEd	7.04			F <sub>VRd</sub> /F <sub>VEd</sub>	4.72		F <sub>VRd</sub> /F <sub>VEd</sub>	3.86	

## 9. PORTANZA DEI PUNTELLI

I puntelli sono realizzati mediante micropali in acciaio in fori di 240 mm.

La portanza di tali pali può essere stimata come

$$Q_u = \pi \cdot D \cdot c \cdot k \cdot \sigma'_m \cdot \tan \phi + \pi \cdot (c \cdot D)^{2/4} \cdot \sigma'_m(z_{max}) \cdot N$$

Dove

$$\pi = 3.14$$

D = 0.24 m, diametro di perforazione

c = 1.5, coefficiente di amplificazione del diametro ( $k \cdot D$  = diametro efficace)

$\sigma'_m(z_m) = 21 \cdot 3 = 60$  kPa, pressione efficace media

$\sigma'_m(z_{max}) = 21 \cdot 6 = 120$  kPa, pressione efficace massima

k = 0.7, coefficiente di spinta

$\phi = 43^\circ$  angolo d'attrito

L = 6 m, lunghezza di infissione

N = 5, fattore di portanza

Sostituendo i valori nella formula si ottiene:

$$Q_u = 266 + 61 = 327 \text{ kN}$$

Da cui si ottiene una resistenza di calcolo pari a

$$Q_d = 327 / 2.5 = 130 \text{ kN}$$

Si noti che il fattore riduttivo 2.5 è ampiamente inferiore a quelli secondo le NTC2018 e quindi più conservativo.

In base alla massima azione statica su un palo singolo vale 60 kN mentre quella sismica SLV è pari a 105 kN. Entrambi i valori sono inferiori alla resistenza di calcolo e quindi accettabili.

Anche considerando il caso estremo con sisma SLC si ottiene un valore di 120 kN < 130 kN e quindi accettabile.

**Tabella 9-1 - Invaso di Presenzano. Massime azioni sui puntelli posti a valle del coronamento**

Caso	invaso	direzione azione sismica	azione verticale palo	
			kN	kN/palo
1	statico	max	126.9	63.5
2	statico	min	100.2	50.1
3	SLV	max	211	105.5
4	SLV	min	47.7	23.9
5	SLV	max	81.5	40.75
6	SLD	max	154.8	77.4
7	SLD	min	60.9	30.45
8	SLD	max	81.5	40.75
9	SLC	max	242.7	121.35
10	SLC	min	47.7	23.85
11	SLC	max	81.5	40.75

## 10. STABILITA' DEGLI ARGINI

### 10.1. Analisi condotte

Sono state condotte alcune analisi di stabilità sulla sezione maestra dei rilevati arginali, al fine di valutare l'effetto delle nuove installazioni. A questo scopo sono state fatte alcune analisi sulla sezione arginale priva di installazioni al fine di stabilire un valore di riferimento per il coefficiente di sicurezza.

Le analisi sono state condotte all'equilibrio limite secondo il Metodo di Janbu Semplificato e Morgenstern-Price, utilizzando il programma SlopeW di Geoslope.

Per poter meglio eseguire il confronto, le potenziali superfici di scorrimento sono state imposte e non generate automaticamente, adottando geometrie tipiche per le condizioni limite di materiali granulari in cui sia coinvolta una certa massa di rilevato (non è stata ovviamente incluso la condizione limite di scorrimento parallelo al pendio, ovvero pendio infinito, non modificata dalla presenza delle forze di ancoraggio). Sono state analizzate superfici che coinvolgono diverse porzioni del rilevato, ossia:

- la sola parte sommitale (1/3 dell'altezza),
- la parte sommitale con la parte centrale (2/3 dell'altezza),
- l'intero paramento (3/3 dell'altezza)
- l'intero paramento e una parte di fondazione (stabilità globale)

Si osservi che tutte le superfici includono il coronamento, in quanto sul coronamento agiscono le forze trasmesse dai cavi e relativi blocchi di ripartizione.

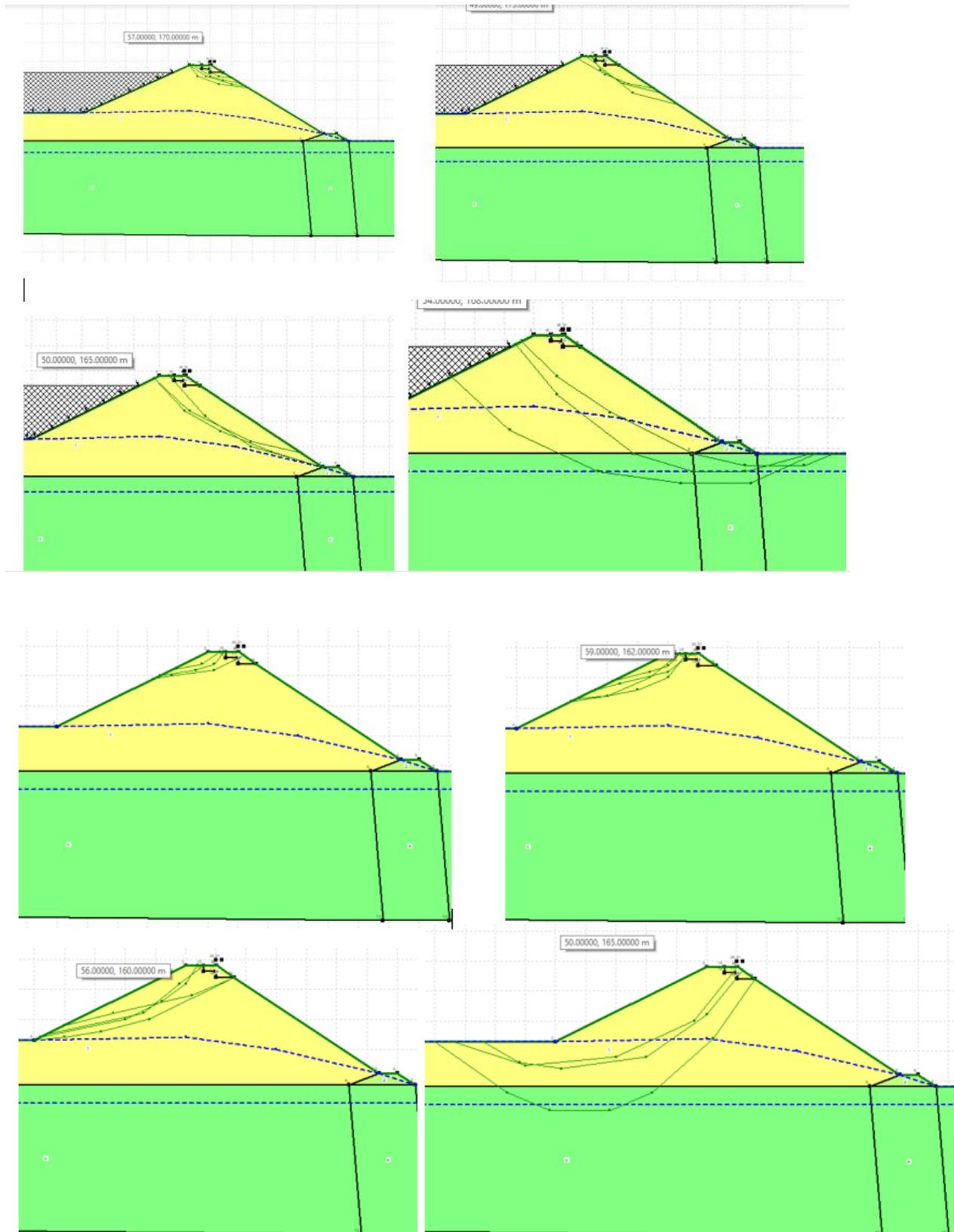
Per quanto descritto, le verifiche condotte vanno considerate in questa sede come verifiche di confronto tra situazione attuale e situazione con ancoraggi.

### 10.2. Geometria e materiali

La geometria come le caratteristiche dei materiali sono state ricavate dalla documentazione di progetto, come discusso nei capitoli precedenti.

In base alla documentazione di progetto e alle indicazioni contenute nello studio sulla vulnerabilità sismica da Speri-Stucky (2021), si è assunto che la falda non interessi il rilevato arginale.

E' stata adottata una geometria semplificata come viene illustrato nelle immagini di Figura 10-1, assieme alle potenziali superfici di scorrimento investigate.



**Figura 10-1 - Invaso di Presenzano. Geometria adottata nelle analisi di stabilità dei rilevati arginali e potenziali superfici di scorrimento investigate**

### 10.3. Carichi esterni e carichi sismici

I carichi esterni applicati sul coronamento sono stati ricavati dalle tabelle presentate nei capitoli precedenti.

Per quanto riguarda i carichi sismici, il coefficiente sismico è stato modulato in funzione della posizione della potenziale superficie di scorrimento lungo ciascuno dei paramenti, secondo la metodologia indicata da Makdisi-Seed (1977).

In particolare, una volta ottenuta la massima accelerazione in cresta, il coefficiente sismico è stato scalato secondo il diagramma di Figura 10-2. I valori del coefficiente sismico così calcolato per le varie posizioni delle superfici di scorrimento è presentato in Tabella 10-1.

Oltre alle forze di massa, nel caso con ancoraggio sono state aggiunte anche le forze derivanti dalla ripartizione sul coronamento.

Si noti che le verifiche del paramento di monte sono state conservativamente eseguite a invaso vuoto, in quanto condizione frequente, vista l'oscillazione del ago per l'operatività dell'impianto idroelettrico.

**Tabella 10-1 - Invaso di Presenzano. Tabella riassuntiva dei coefficienti sismici adottati nelle analisi in base a Makdisi-Seed (1977)**

Sisma	amax in cresta	Zona interessata dalla superficie di scorrimento			
		Superiore	Intermedia	Tutto paramento	Globale
		0.85 amax	0.5 amax	0.35 amax	0.35 amax
SLC	1.13	0.96	0.57	0.40	0.40
SLV	0.84	0.71	0.42	0.29	0.29
SLD	0.34	0.29	0.17	0.12	0.12
ay =		0.65	0.54	0.49	0.38
SLC	ay/k	0.68	0.96	1.24	0.96
SLV		0.91	1.29	1.67	1.30
SLD		2.25	3.18	4.12	3.19

### 10.4. Risultati

#### 10.4.1. Condizioni esistenti

I risultati espressi in termini di fattori di sicurezza sono presentati in Tabella 10-2. Si è adottato l'approccio tradizionale del Fattore di sicurezza per avere un confronto più immediato e più direttamente correlabile alla eventuale stima degli spostamenti.

Si può notare che i fattori di sicurezza sono in genere alti, con la sola eccezione per il caso SLV nel paramento di valle, nella parte sommitale della diga, dove l'amplificazione è massima.

Con gli stessi procedimenti e sulle stesse superfici, si è provveduto a a determinare l'accelerazione limite  $a_y$ , cui corrisponde un fattore di sicurezza  $F_s = 1$ , per una stima

semplificata delle deformazioni sismiche associate ai bassi coefficienti di sicurezza. La determinazione è stata condotta con il metodo di Makdisi-Seed sulla base del rapporto  $k/a_y$  tra il coefficiente sismico applicato e l'accelerazione limite, utilizzando gli abachi presentati in Figura 10-3. I valori ottenuti per  $a_y$  e per  $k/a_y$  sono riassunti in Tabella 10-1, per il caso senza ancoraggi.

Nel caso delle superfici con basso coefficiente di sicurezza, nelle condizioni SLV verso valle, il rapporto  $K/a_y = 0.91$ , da cui dalla Figura 10-3, per terremoti con Magnitudo  $M=6.5$ , gli spostamenti associati sono nell'ordine di millimetri, ossia trascurabili.

Nel caso del paramento di monte, i coefficienti di sicurezza ottenuti sono sempre superiori all'unità, compreso, SLV in sommità.

#### 10.4.2. Configurazione con ancoraggi

Le verifiche sono state ripetute per la configurazione aggiornata, con le masse e le forze di ripartizione degli ancoraggi sul coronamento. Anche questi risultati sono stati riportati in Tabella 10-2.

Anche in questo caso i coefficienti di sicurezza sono generalmente ampiamente al di sopra dell'unità, con l'eccezione del caso SLV, sempre per le superfici nella parte alta della diga, sia a valle che a monte.

I valori di  $a_y$ , sono stati ricalcolati per le condizioni statiche in presenza di ancoraggio. Il calcolo è stato eseguito solo per i casi in cui il fattore di sicurezza risultava inferiore all'unità. I valori ottenuti sono riportati in Tabella 10-2.

Per il paramento di valle (superfici nella parte alta, SLV), si è ottenuto  $a_y = 0.49$ , da cui  $a_y/k = 0.49/0.71 = 0.69$ . Dagli abachi di Figura 10-3, per una Magnitudo  $M = 6.5$ , si ottiene uno spostamento sismico di circa 1 cm.

Per il paramento di monte (superfici nella parte alta, SLV), si è ottenuto  $a_y = 0.70$ , da cui  $a_y/k = 0.70/0.71 = 0.99$ . Dagli abachi di Figura 10-3, per una Magnitudo  $M = 6.5$ , si ottiene uno spostamento sismico trascurabile.

#### 10.4.3. Confronto dei risultati

L'applicazione dei carichi di ripartizione degli ancoraggi comporta una leggera diminuzione del coefficiente di sicurezza, proporzionalmente più marcata per le superfici ubicate nella parte sommitale della diga, dove l'amplificazione è massima.

In condizioni statiche il coefficiente di sicurezza nelle due configurazioni attuale e con le forze di ancoraggio, si mantiene sempre, sia a monte che a valle, e per tutte le serie di superfici considerate, al di sopra di  $F_s = 2.2$ , ossia ben al di sopra dei valori minimi generalmente adottati a riferimento.

Lo stesso vale per le condizioni sismiche SLD, per le quali si osserva un ampio margine, ben al di sopra di quello normalmente cercato e accettato in condizioni sismiche, non solo per le condizioni esistenti, ma anche a seguito dell'applicazione delle forze di ripartizione. Come conseguenza, non ci si attendono deformazioni sismiche, con le azioni SLV, anche con gli ancoraggi.

Nel caso SLV, i fattori di sicurezza sono in genere accettabili e sopra l'unità con eccezione per le superfici nella parte alta del rilevato, sia a monte che a valle. L'applicazione dei carichi di ancoraggio abbassa leggermente il fattore di sicurezza ma non modifica nella sostanza il comportamento dell'argine. In particolare, l'analisi semplificata qui condotta suggerisce che a valle, gli spostamenti associati al sisma SLV possano passare da pochi millimetri a una decina di millimetri, con l'inserimento degli ancoraggi.

A monte, gli spostamenti attesi sono ancora inferiori, in quanto l'accelerazione limite è solo leggermente più bassa del coefficiente sismico.

Concludendo, piccoli spostamenti sismici si manifestano potenzialmente solo con condizioni di sisma estreme (superiori a SLV). Gli spostamenti sono in ogni caso piccoli o trascurabili e tali da poter essere assorbiti dal rilevato senza particolari problemi. In particolare, quelli nell'ordine del cm si manifestano verso valle e non comportano aggravio sul sistema di tenuta.

I risultati sono stati basati su analisi semplificate. Per le fasi successive della progettazione sarà necessario approfondire lo studio delle deformazioni con una analisi dinamica, basata sugli accelerogrammi definiti nelle relazioni sulla vulnerabilità sismica.

**Tabella 10-2 - Invaso di Presenzano. Tabella riassuntiva dei fattori di sicurezza determinati nelle varie condizioni di carico.**

ds				Fs	
	superficie	ay/g	sta	etq_SLD	etq_SLV
Attuale	upper	0.650	3.171	1.752	0.928
	intemediate	0.540	2.674	1.879	1.210
	full face	0.490	2.458	1,922	1.406
	global	0.380	2.250	1.681	1.180
Con Ancoraggio	upper	0.490	2.816	1.515	0.771
	intemediate		2.607		1.117
	full face		2.422		
	global		2.232		
u/s					
attuale	upper		3.868	1.996	1.039
	intemediate		3.229	2.194	1.394
	full face		3.261	2.465	1.769
	global		4.122	2.913	2.071
Con Ancoraggio	upper	0.700	2.42	1.701	0.926
	intemediate		2.67	1.954	1.241
	full face		3.04	2.346	
	global		4.07	3.179	

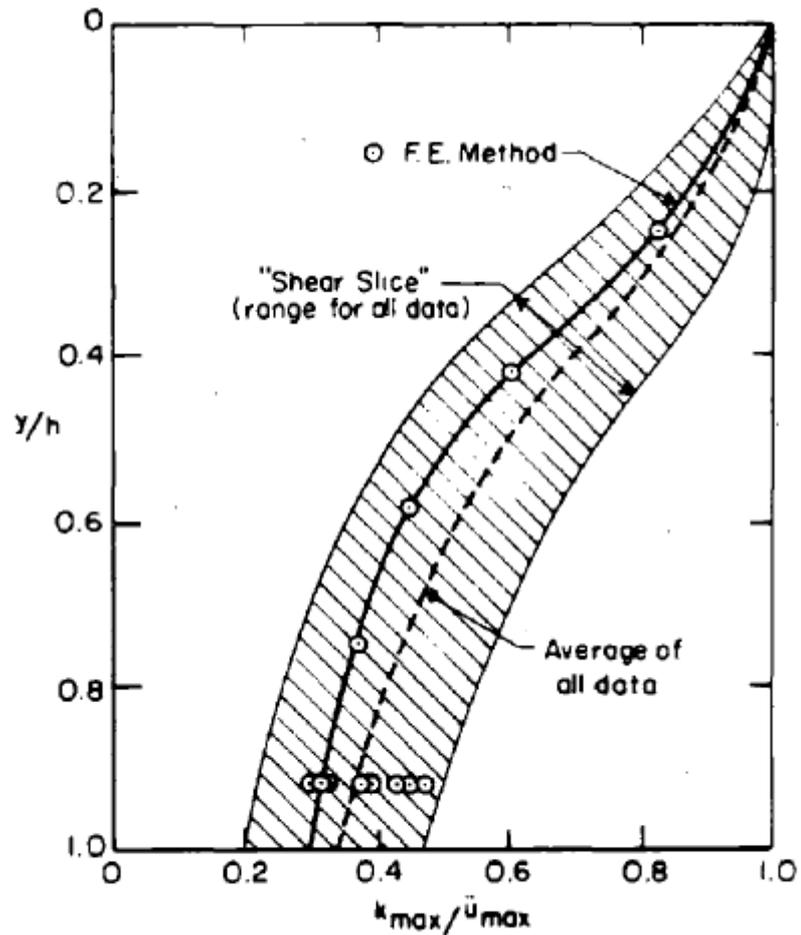


FIG. 9 VARIATION OF "MAXIMUM ACCELERATION RATIO" WITH DEPTH OF SLIDING MASS

Figura 10-2 - Invaso di Presenzano. Diagramma per la stima del coefficiente sismico in funzione della posizione della massa potenzialmente instabile (da Makdisi-Seed, 1977)

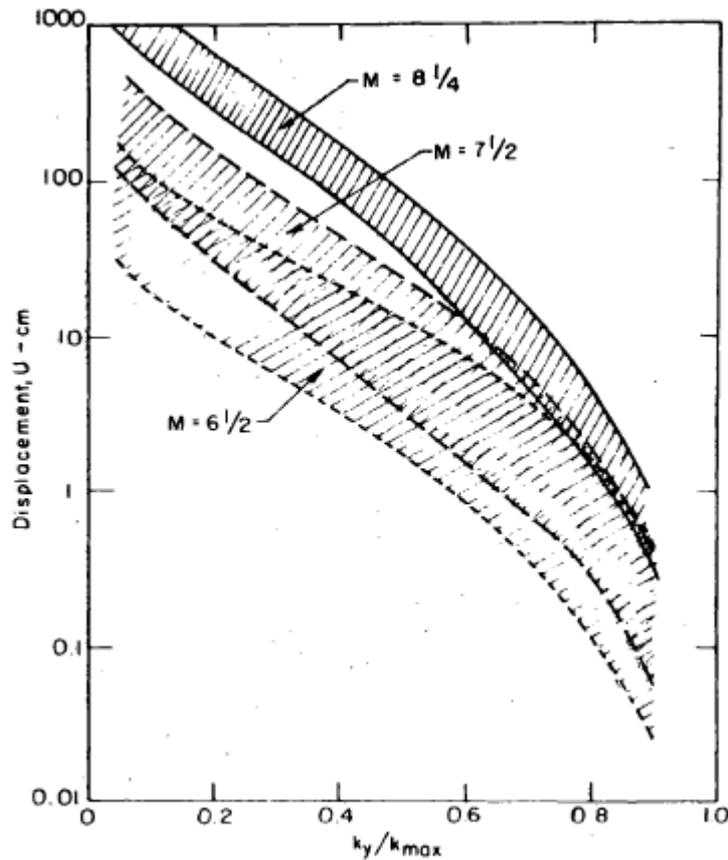


FIG. 14 VARIATION OF PERMANENT DISPLACEMENT WITH YIELD ACCELERATION - SUMMARY OF ALL DATA

**Figura 10-3 - Invaso di Presenzano. Diagramma per la stima degli spostamenti sismici in funzione del rapporto tra coefficiente sismico e accelerazione limite (da Makdisi-Seed, 1977)**