

P R O F . I N G . G I O V A N N I C A L A B R E S I

GIA' ORDINARIO DI GEOTECNICA NELLA FACOLTA' D'INGEGNERIA - UNIVERSITA' DI ROMA 'LA SAPIENZA'

CONSORZIO DI BONIFICA DELLA BASILICATA

Diga Abate Alonia sul Torrente Olivento

*Consulenza geotecnica per il coordinamento e la supervisione
dello studio interpretativo del comportamento dello sbarramento.*

RELAZIONE FINALE

Roma, 24 ottobre 2020

Introduzione

Considerato il protrarsi dell'impossibilità di invasare il serbatoio artificiale Abate Alonia sul torrente Oliveto, la cui diga è in condizioni di fuoriestercizio da oltre 10 anni, la Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, con una nota del 22/10/2018 diretta alla Direzione Generale dello Sviluppo Rurale del Ministero per le Politiche Agricole e Forestali e al Consorzio di Bonifica della Basilicata, ha espresso il parere che si debba redigere un Progetto di Fattibilità di ripristino delle condizioni di sicurezza e funzionalità o, in alternativa, di dismissione della diga. A questo fine ritiene necessario che il Consorzio Concessionario *"proceda con urgenza a un riesame sistematico di tutti i dati tecnici disponibili, per giungere a un'aggiornata interpretazione ingegneristica delle cause dei fenomeni deformativi osservati e del loro riproporsi nonostante i lavori di consolidamento della diga attuati nel periodo 1998-2001, e che detto riesame dovrà comprendere un'interpretazione del comportamento geotecnico della diga e dei terreni di fondazione, in rapporto ai fenomeni di consolidazione e di filtrazione nelle diverse condizioni al contorno"*.

Nella nota citata si precisa che per procedere come richiesto siano necessarie e prioritarie le attività sotto indicate, i cui risultati dovranno essere resi disponibili ai concorrenti alla gara da indire per il Progetto di Fattibilità:

- "Studio interpretativo (tramite consulenza tecnico-scientifica geotecnica) del comportamento dello sbarramento e di individuazione delle cause dei dissesti, basato sul riesame di tutti gli atti tecnici disponibili e in particolare dei risultati di tutte le precedenti indagini, con la raccolta e la rielaborazione/interpretazione sistematica di tutti i dati di monitoraggio del comportamento della diga dalla prima costruzione all'attualità."
- "Eventuali ulteriori indagini necessarie per lo studio interpretativo, o in esito ad esso, con eventuale posa in opera di strumentazione."

In ottemperanza a detta richiesta il Consorzio di Bonifica della Basilicata con convenzione del maggio 2019 ha affidato al Dipartimento d'Ingegneria dell'Università degli Studi di Perugia lo svolgimento di un'attività di studio e consulenza geotecnica, finalizzata alla raccolta, organizzazione e analisi critica dei dati relativi alla Diga di Abate Alonia, dalla costruzione dello sbarramento alla data odierna.

Complementare alla convenzione sopra descritta è quella che

nell'agosto 2019 lo stesso Consorzio ha stipulato con chi scrive, per affidargli l'incarico di svolgere le seguenti attività di consulenza professionale:

- indirizzo, supervisione, coordinamento dell'attività affidata con apposita convenzione alla Università di Perugia, concernente la ricerca e l'acquisizione della documentazione utile ai fini della bandizione della gara per l'affidamento dello studio di fattibilità, concernente: progettazione, costruzione, comportamento della diga nelle condizioni iniziali e in quelle determinate dall'intervento eseguito tra gli anni 1998 – 2001;
- selezione dei dati significativi; analisi, ordinamento e confronto dei dati che descrivono l'evoluzione del comportamento, il manifestarsi e l'evoluzione dei fenomeni deformativi che hanno prodotto la condizione di fuori esercizio; questa attività dovrà essere svolta in stretta connessione con il gruppo di ricercatori dell'Università di Perugia;
- valutazione dell'eventuale necessità di aggiornare mediante un'indagine geofisica e geotecnica le osservazioni disponibili sullo stato attuale dello sbarramento, riguardo soprattutto a estensione delle discontinuità del corpo diga e stato dei materiali costituenti il nucleo e i rinfianchi, e, nel caso, definizione di un programma d'indagine supplementare da sottoporre alla Direzione Dighe;
- sintesi e valutazione dei risultati ottenuti a integrazione della documentazione già acquisita.
- redazione di una relazione conclusiva dell'attività sopra descritta, affidata all'Università di Perugia, con illustrazione, sintesi e presentazione dei risultati acquisiti, illustrazione dei fenomeni deformativi avvenuti e dei problemi conseguenti e ipotesi interpretative dei fenomeni osservati, da inserire nella documentazione per il bando dello studio di fattibilità.

Una diagnosi affidabile dei difetti dell'opera e dei fenomeni di fessurazione a causa dei quali è stata posta fuori esercizio richiede l'analisi del suo comportamento nella configurazione progettuale originaria e in quella modificata dall'intervento del 1998-2001, durante i periodi di esercizio e di stato inattivo, al variare delle condizioni idrologiche e ambientali. A tal fine in stretta collaborazione con il gruppo di ricerca dell'Università di Perugia si sono recuperati tutti i documenti di archivio (relazioni, rapporti, informative, verbali di riunioni e visite, disegni, tabelle e grafici di misure strumentali), relativi al progetto, alla costruzione e alla gestione dell'opera, reperibili presso gli archivi della Direzione dighe (ex

Servizio Dighe) del Ministero e dei Consorzi di Bonifica che si sono succeduti nella gestione dell'opera, che a un esame congiunto si sono ritenuti utili per:

- rappresentare sinteticamente le caratteristiche dell'opera nei diversi periodi della sua storia;
- interpretare razionalmente, i fenomeni e le anomalie di comportamento rilevati, l'origine, l'evoluzione e la natura degli stati fessurativi e dei danni che hanno determinato la presente condizione di fuori esercizio;
- fornire i dati di input necessari per il progetto di fattibilità di ripristino della sicurezza della diga.

La relazione che segue illustra i risultati ottenuti nello svolgimento dell'incarico di consulenza professionale sopra citato.

Origine del progetto e sue peculiarità.

La diga sul Torrente Olivento, denominata anche Diga sul Rendina, è stata la seconda diga in terra costruita in Italia nel secondo dopoguerra. E' stata progettata tra il 1948 e il 1951 e costruita tra il 1953 e il 1957, solo alcuni anni dopo l'ultimazione della diga di S. Valentino alla Muta sull'Adige (progetto 1923 con consulenza di K. Terzaghi, costruzione 1939-43 e 1946-49) e poco prima di quella di Bomba sul Sangro (progetto 1950, costruzione 1956-62).

In Italia, all'epoca della costruzione di queste dighe l'ingegneria delle opere in materiali sciolti era ancora in via di sviluppo e i criteri di scelta dei materiali e tecnologia della compattazione, già definiti negli USA dopo le ricerche sperimentali di R. Proctor del 1933, iniziavano appena ad essere applicati nelle costruzioni stradali. In proposito vale la pena di osservare che per i rilevati e le sovrastrutture stradali la scelta dei materiali si indirizza alla ricerca delle terre di massima resistenza e minima deformabilità, proprietà caratteristiche di quelle prevalentemente sabbiose e ghiaiose, comunemente dette granulari, intrinsecamente permeabili. Nelle costruzioni idrauliche, invece, si deve necessariamente ricorrere anche a terre poco permeabili, contenenti perciò una frazione limo-argillosa, le cui caratteristiche meccaniche, molto più complesse, dipendono dalle proprietà della parte fine, dalle modalità di costipamento e dalle condizioni ambientali durante la vita dell'opera.

Al tempo della costruzione della diga Abate Alonia le caratteristiche meccaniche delle terre fini costipate non erano ancora abbastanza conosciute, an-

che a causa delle notevoli difficoltà della sperimentazione in laboratorio e in sito. Il primo apparecchio per prove triassiali su campioni di terra compattata fu costruito in Italia nel dopoguerra, per i lavori della diga di San Valentino, dalla Officina di Protesi di Bolzano, su progetto di Vetter. Un esemplare era presente nel primo laboratorio universitario italiano, presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Roma nel 1958 e chi scrive ebbe l'opportunità di utilizzarlo per ricerca.

Queste considerazioni sullo stato nel 1950 delle conoscenze sulle proprietà meccaniche delle terre compattate possono spiegare l'originalità della soluzione adottata dal progettista, ing. Francesco Sensidoni per la diga sul Rendina. Il progetto fu approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel settembre 1951 (con osservazioni e prescrizioni adottate nella versione definitiva). Si ha notizia di rilievi critici da parte dei pochi esperti italiani della materia, che purtroppo sono andati perduti.

La fonte d'informazione più organica ed estesa oggi disponibile su origine e sviluppo del progetto, scelta e caratterizzazione dei materiali impiegati, condizioni di posa in opera, prove effettuate nel laboratorio di cantiere e misure di controllo in sito, è la Relazione della Commissione di collaudo nominata nel 1964 (Atti di collaudo 24/04/1973).

Geologia

Lo studio geologico di progetto (L. Testa, 1949) e quello effettuato per il collaudo (V. Cotecchia, 1964) illustrano le proprietà della valle del Torrente Rendina, che la rendono particolarmente adatta a formare un bacino di raccolta stagionale delle acque a supporto dell'agricoltura locale, e confermano la validità del progetto allora proposto dal Consorzio di Bonifica.

Infatti il bacino ricade interamente nella formazione plio-pleistocenica di argille marnose e sabbiose molto consistenti e impermeabili dette "argille azzurre", che affiorano anche sui rilievi circostanti, dove per ossidazione hanno assunto un colore giallastro. Sul fondovalle questa formazione argillosa è coperta da depositi alluvionali, che hanno uno spessore complessivo di pochi metri. Questa situazione, accertata in fase di progetto da circa 40 sondaggi di 10-20 m e da due perforazioni profonde 80 m, è favorevole non solo alla tenuta del bacino, ma anche alla stabilità delle sue sponde in condizioni d'invaso e svaso. Ha inoltre consentito

di prelevare localmente, in modo facile ed economico, il materiale necessario alla costruzione.

Progetto originario e variazioni apportate in corso d'opera.

La sezione di progetto delle diga ha un nucleo centrale tra due contronuclei di rinfiando (fig. 1). Il nucleo si approfondisce in fondazione con un taglione che attraversa i depositi alluvionali affioranti nel fondovalle per inserirsi nella sottostante formazione impermeabile delle argille azzurre.

Il materiale dei contronuclei è terra limo-argillosa e sabbiosa giallastra con scarsi elementi granulari, prodotta dall'alterazione superficiale della formazione plio-pleistocenica, prelevata in sponda destra a monte della diga. La protezione del contronucleo di monte dall'erosione del moto ondoso è affidata a un paramento in lastre di calcestruzzo prefabbricate. Il nucleo centrale e il sottostante taglione sono formati miscelando in cava la stessa terra dei contronuclei con un misto granulare di ghiaia e sabbia, approssimativamente in proporzione di 2/3 e 1/3, con l'aggiunta di una modesta quantità di bentonite (1-2 %), per diminuirne la permeabilità. \

Si constata perciò che la concezione progettuale originaria della diga Abate Alonai non è quella tipica di una diga zonata, che ha un nucleo impermeabile di terra argillosa tra contronuclei permeabili di terre granulari. Sotto il profilo idraulico, se la permeabilità del nucleo fosse, come previsto in progetto, approssimativamente pari a quella dei contronuclei la diga sarebbe simile a una diga omogenea. Si può presumere che l'adozione per il nucleo di un materiale diverso dai contronuclei, prodotto mediante una miscelazione controllata quantitativamente, derivi dalla preoccupazione di conferire al nucleo la massima omogeneità di caratteristiche fisiche, a garanzia di impermeabilità. L'aggiunta di misto granulare alla terra limo-argillosa disponibile in sito è stata probabilmente adottata per migliorare la lavorabilità della miscela e facilitarne la posa tra i contronuclei e il versamento nella trincea scavata nel terreno di fondazione per formare il taglione.

Nei mesi che precedettero l'inizio della costruzione del corpo diga si realizzò un laboratorio geotecnico di cantiere, nel quale si svolse un'intensa attività sperimentale di verifica delle ipotesi progettuali, caratterizzazione fisica dei terreni di fondazione e dei materiali di costruzione e definizione dei procedimenti esecutivi.

Nei rapporti di cantiere e nel Giornale dei lavori la narrazione degli eventi è accompagnata da note dell'ing. Sollazzo, incaricato di eseguire i controlli geotecnici, le prove di laboratorio sui materiali e le misurazioni sugli strumenti di monitoraggio installati, ma la documentazione originaria non è più reperibile. Fortunatamente molte informazioni sui risultati di quest'attività sperimentale sono esposte nella citata Relazione di collaudo del 1964-73. Se ne riportano di seguito le principali e più rilevanti.

Terreni di fondazione. I sondaggi eseguiti all'inizio dei lavori confermarono i risultati delle indagini di progetto e mostrarono che le argille plioceniche sono coperte da depositi alluvionali recenti di spessore totale variabile da circa 3 m in sponda sinistra a circa 7 m nella zona centrale, ma di 11 m in media in sponda destra e localmente un massimo di 17 m. In questi depositi affiora uno strato limo-argilloso di spessore non superiore a 3 m, che ricopre un banco sabbioso, la cui permeabilità, misurata con prove di pompaggio, ha valori compresi tra $5 \cdot 10^{-2}$ e 10^{-1} cm/s. Nel banco ha sede una falda che si rilevò non comunicante con l'alveo del Rendina.

Contronuclei. Con le prove geotecniche eseguite a inizio costruzione si definirono granulometria e caratteristiche fisico-meccaniche e idrauliche della terra scelta per la costruzione dei contronuclei, ottenuta da una cava di prestito realizzata in un conoide in sponda destra dell'alveo del Rendina, e si stabilirono le modalità di posa e costipamento ritenute ottimali. Le analisi granulometriche mostrano che si tratta di un limo argilloso: la frazione argillosa ($< 2 \mu$) è il 20% della massa totale e quella limosa (0.002-0.06 mm) l'80%; i valori dei limiti di consistenza sono quelli caratteristici di questi terreni. Le prove di costipamento furono eseguite in fustella Proctor per definire secondo le norme tecniche dell'epoca umidità ottima e densità secca massima, per le energie di costipamento standard, normale e doppia. Si ottenne:

energia normale:	w_{opt}	18.2%	γ_{smax} 1.68 t/m ³
energia doppia:	w_{opt}	16.1%	γ_{smax} 1.75 t/m ³

Tenuto conto della natura argillosa della terra e delle condizioni di saturazione previste nella vita della diga, si ritenne opportuno limitare l'addensamento dei contronuclei, nel timore che in seguito alla saturazione subissero un eccessivo rigonfiamento, e si assunsero perciò a riferimento i valori di umidità ottima e densità secca ottenuti con energia Proctor normale. Si prevede pertanto di

mettere in opera la terra con un contenuto in acqua compreso tra il 16 e il 18% per ottenere un valore della densità secca $\gamma_s = 1.65 \text{ t/m}^3 \pm 4\%$. Questi risultati si ottenevano con 12 passate di rullo a piedi di pecora, zavorrato per avere una pressione ai piedi di 15 Kg/cm^2 , su strati di spessore (prima del costipamento) di 25 cm.

Su campioni di terra costipati a queste condizioni e in parte saturati si eseguirono nel laboratorio di cantiere prove di resistenza in apparecchio triassiale. Alla luce delle attuali conoscenze i loro risultati hanno scarso valore. Si eseguirono anche prove di compressibilità, permeabilità e rigonfiamento in edometro. I valori del coefficiente di permeabilità a una pressione di 1 kg/cm^2 , dopo saturazione dei provini, sono compresi tra 1 e $7 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$, sia assialmente che trasversalmente, con valori della pressione di rigonfiamento inferiori a 0.2 kg/cm^2 . Tenuto conto di questi risultati, messi a confronto con quelli di prove eseguite su campioni costipati con maggiore energia e minore contenuto in acqua, si stabilì che il contenuto in acqua all'atto del costipamento non dovesse essere inferiore al 16%.

Queste prescrizioni furono poi verificate utilizzando come rilevato sperimentale l'argine di deviazione provvisoria, realizzato con la stessa terra dei contronuclei. In pratica furono messi a confronto i risultati ottenuti al variare di umidità, spessore di stesa e numero di passaggi del rullo a piedi di pecora, zavorrato per avere una pressione ai piedi di 21 Kg/cm^2 .

A seguito di queste esperienze vennero stabilite le seguenti prescrizioni costruttive:

- costipamento per strati di spessore non superiore a 30 cm;
- numero dei passaggi del rullo a piede di pecora non inferiore a 12;
- contenuto d'acqua della terra non superiore al 19%.

Nucleo. Nel progetto il materiale è descritto come segue: *"il nucleo centrale, incassato per circa 2,00 m per tutta la sua lunghezza nell'argilla azzurra del pliocene, è costituito da una puddinga artificiale impermeabile, di materiali classificati e mescolati in apposite betoniere, previa rettifica dell'umidità all'ottimo di Proctor, rispondente alla seguente composizione media: limo argilloso 35%; sabbia da 0 a 10 mm 44%, ghiaia da 10 a 50 mm 20%; bentonite attivata in polvere 1%."*

Anche per questo materiale, all'inizio dei lavori di costruzione si eseguirono nel laboratorio di cantiere prove sperimentali per definire la migliore composizione e le migliori procedure di posa in opera e costipamento e valutarne le caratteristiche meccaniche.

Furono perciò realizzate in laboratorio otto differenti miscele impiegando in varie proporzioni terra limo-argillosa dei contronuclei, terra granulare dell'Ofanto e bentonite. Le indagini sono consistite essenzialmente in prove di costipamento e di permeabilità.

Dai risultati sperimentali emerse che riguardo a lavorabilità, facilità di costipamento e permeabilità la miscela con migliori caratteristiche era quella denominata Curva granulometrica A:

- materiale dell'Ofanto di dimensioni $10 \leq d \leq 50 \text{ mm}$ 30%
- materiale dell'Ofanto di dimensioni $d < 10 \text{ mm}$ 50%
- limo-argilloso dei contronuclei 19%
- bentonite 1%

Con il costipamento previsto la densità secca della miscela raggiungeva il valore $\gamma_s = 2.1 \text{ t/m}^3$.

La miscela fu messa confronto con una senza bentonite, sostituita da un ugual peso di terra dei contronuclei. Per lo studio della permeabilità si eseguirono prove di lunga durata. Le prove mostrarono che l'aggiunta di bentonite non modificava la permeabilità della miscela ed era pertanto superflua: la permeabilità risultò per entrambe $k = 10^{-8} \text{ cm/s}$. Questa miscela fu denominata Curva Granulometrica B:

- materiale dell'Ofanto di dimensioni $10 \leq d \leq 50 \text{ mm}$ 30%
- materiale dell'Ofanto di dimensioni $d < 10 \text{ mm}$ 50%
- limo-argilloso dei contronuclei 20%

Le prove di permeabilità furono poi ripetute sulle identiche miscele A e B (cioè con bentonite e senza) preparate nell'impianto di miscelazione, anziché in laboratorio, e si ottenne per entrambe $k = 10^{-5} \text{ cm/s}$. La sostanziale differenza fu attribuita alla pezzatura del limo-argilloso, che l'impianto di miscelazione non riusciva a ridurre a dimensioni inferiori a 5 mm, come nella preparazione in laboratorio, e comunque non era uniforme a causa delle variazioni di contenuto in acqua della terra proveniente dalla cava.

Per superare questo problema furono anche provate altre due differenti curve granulometriche, tutte senza bentonite, che in laboratorio dettero risultati soddisfacenti:

Curva granulometrica C:

- materiale dell'Ofanto ghiaia 20%
- materiale dell'Ofanto sabbia 45%
- limo-argilloso dei contronuclei 35%

Curva granulometrica D:

- materiale dell'Ofanto ghiaia 25%
- materiale dell'Ofanto sabbia 25%
- limo-argilloso dei congro-nuclei 50%

In definitiva si stabilì che quando la pezzatura del limo-argilloso era inferiore a 5 mm si sarebbe usata la curva granulometrica B, altrimenti una delle varianti C e D, tutte comunque prive di bentonite. La Relazione di collaudo non precisa la distribuzione delle diverse miscele granulometriche nel corpo del nucleo e a questo riguardo non si sono trovate altre fonti d'informazione.

Per stabilire le condizioni di posa in opera e di costipamento della miscela C si eseguirono prove sperimentali con rullo a piede di pecora, o con mazzapicchio meccanico di 500 kg, essendo il primo mezzo adatto per il nucleo, il secondo per il getto nella trincea del taglione. Si ottennero valori di densità secca compresi tra 2.09 e 2.13 t/m³, per umidità variabili tra 9.8 e 10.5 %; conseguentemente furono prescritti per il costipamento 12 passaggi di rullo a piede di pecora, o 4 di mazzapicchio,

Verifiche esecutive

Durante i lavori si eseguirono sistematicamente prove di controllo delle condizioni del materiale posto in opera. La citata Relazione di collaudo afferma che per i contronuclei si prelevavano campioni ogni 700 m³ di terra compattata, infiggendo fustelle di 70 mm di diametro e 130 mm di altezza, e che in totale si eseguirono 1600 determinazioni di umidità e densità secca. Le prove accertarono che nel 22% del volume complessivo dei contronuclei *"il terreno è risultato costipato con energia inferiore al normale"*: poiché non si può misurare l'energia impiegata per il costipamento, ma solo l'effetto prodotto, si deve intendere che il valore della densità secca fosse inferiore al valore minimo prescritto, $\gamma_s = 1.65 - 4\% = 1.55 \text{ t/m}^3$.

Inoltre la Relazione afferma che per il 32% circa del volume complessivo dei contronuclei *"è stato posto in opera terreno con caratteristiche di costipamento comprese nella zona di optimum"*, che *"l'11% del volume dei contronuclei è risultato for-*

mato da terreni costipati con difetto di umidità" e infine che "nel complesso per la formazione dei contronuclei sono stati impiegati terreni con eccesso di umidità" (si desume quindi $w > 18\%$).

Sul nucleo si eseguirono prove di controllo per ciascuna delle curve granulometriche impiegate. I risultati, in termini di umidità e densità secca, sono per ciascuna miscela piuttosto dispersi,:

- Curva granulometrica B $w = 9-11 \%$ $\gamma_s = 1.95 - 2.13 \text{ t/m}^3$
- Curva granulometrica C $w = 9-13 \%$ $\gamma_s = 1.87 - 2.07 \text{ t/m}^3$
- Curva granulometrica D $w = 10-15 \%$ $\gamma_s = 1.80 - 2.07 \text{ t/m}^3$

Riguardo alla permeabilità le prove effettuate con le apparecchiature disponibili nel laboratorio di cantiere hanno solo empiricamente confermato le caratteristiche previste per il nucleo.

Costruzione ed eventi imprevisti.

Per ripetute interruzioni causate da eventi meteorologici i lavori di costruzione della diga iniziati nel 1952 si conclusero solo nel 1957, oltre il termine previsto. Infatti, tra il 1954 e il 1956 il ripetersi di precipitazioni eccezionali produsse danni e frequenti interruzioni di operatività, influenzando notevolmente il decorso della costruzione. Nel 1954, in seguito a intense precipitazioni si ebbe in primavera una serie di piene dell'Olivento, che invasero gli scavi di fondazione della diga depositandovi uno strato di fango. Seguirono piene autunnali, di cui la più importante tracimò e danneggiò l'avandiga e depose fango nello scavo del taglione. La rimozione dei depositi fangosi e altri eventi di piena tra il 1955 e il 1956 rallentarono ulteriormente la costruzione, a più riprese. La quota di coronamento fu raggiunta nell'agosto 1956 e la fine dei lavori fu certificata a fine giugno 1957. La Tabella 1 riassume cronologicamente le fasi di progetto e di costruzione e i principali eventi che hanno interessato l'opera fino all'inizio degli invasi sperimentali per l'esercizio provvisorio dell'impianto.

Prima fase di esercizio e collaudo.

La prima fase di vita della diga, dal 1957 al 1986, si può dividere in due intervalli di simile durata: dall'inizio degli invasi sperimentali al collaudo e dal collaudo all'apparizione dei primi fenomeni di danno del corpo diga, il più lungo

periodo di regolare esercizio dell'impianto.

Dopo gli invasi sperimentali, il Servizio Dighe autorizzò nel 1968 il raggiungimento del massimo invaso e nel 1973 fu emesso il certificato di collaudo. Avvengono in questo periodo periodici svassi del serbatoio, resi necessari dagli interimenti; si resero evidenti in questi episodi le peculiari caratteristiche idrologiche del bacino imbrifero, nel quale intense precipitazioni autunnali e primaverili sono in grado di riempire in poche ore l'invaso sino alla massima quota di ritenuta. Le piene trasportano ingenti volumi di terre limo-sabbiose, che richiedono di essere periodicamente rimossi, anche perché interferiscono con le opere di presa e con lo scarico di fondo.

Avvenne in questo periodo il sisma dell'Irpinia (23/11/1980), di magnitudo 6.9, il cui epicentro prossimo a Conza della Campania dista solo 35 km dalla diga. Nella documentazione reperita non si rinvennero annotazioni di effetti sulla diga.

Nell'estate del 1986 apparve nel corpo diga una fessura trasversale di ampiezza centimetrica, bene evidenziata da una lesione nella pavimentazione bituminosa del coronamento. Questo fu il primo segno di uno stato di anomalia nel comportamento statico della diga, che a trenta anni dal primo invaso diede inizio a una nuova fase di esercizio dell'impianto. L'allegata Tabella 2 riassume in ordine cronologico gli eventi rilevanti che hanno caratterizzato il periodo compreso tra il 1957 e il 1986.

Apparizione delle fessure. Intervento di ristrutturazione.

Il periodo che segue l'apparizione delle fessure del corpo diga nel 1986 è occupato per un decennio dall'esecuzione di indagini geotecniche, misure topografiche e piezometriche, iniezioni e misure di controllo e per i cinque anni successivi dai lavori di radicale modifica strutturale della diga, e si conclude nel 2002 con l'inizio di una nuova fase di invasi sperimentali. Gli avvenimenti di questo periodo sono descritti esaurientemente e dettagliatamente nella Relazione della Commissione di Collaudo del 1998. La Tabella 3 riporta gli eventi principali.

Avvenne, infatti, che nell'estate del 1987 la fessura trasversale formatasi in prossimità della spalla sinistra, sigillata superficialmente, si aprì nuovamente, mentre si formarono nuove fessure centimetriche, questa volta longitudinali e disposte approssimativamente lungo le tracce delle superfici di contatto tra nucleo e

contronuclei, che dall'anno successivo iniziarono a estendersi progressivamente dalla spalla sinistra verso la parte centrale. Gli eventi che seguirono sono elencati sommariamente nella Tabella 4.

Per identificare le cause del fenomeno nel 1988 fu affidata al prof. Cotecchia una prima indagine geotecnica. Un pozzo di osservazione permise di rilevare che la fessura superficiale si approfondiva fino oltre 3 metri al contatto tra nucleo e contronucleo di valle e che il materiale della diga presentava *“eterogeneità talora marcate, con livelli poco addensati e plastici, livelletti sabbiosi e talora una non perfetta saldatura tra gli strati”*. Inoltre fu rilevato un rigonfiamento nel paramento di valle in corrispondenza della banchina a quota 192 m. A seguito dei risultati dell'indagine il Servizio Dighe prescrisse nel marzo 1989 una limitazione d'invaso, fissandone la quota massima a 190 m s.l.m..

Al termine delle indagini e degli studi sul comportamento della diga che seguirono, l'ipotesi interpretativa ritenuta più probabile, anche perché sembrava confermata dal limitato spostamento superficiale che nel 1999 aveva interessato la zona superiore del contronucleo di valle, era una deficienza delle condizioni di equilibrio statico dei contronuclei della diga, forse stimolata dal sisma del 1980; un rigonfiamento del paramento fu interpretato come un'incipiente rottura locale del contronucleo di valle. Questa ipotesi interpretativa è alla base del *“Progetto esecutivo degli interventi di ripristino e di adeguamento funzionale della diga”* redatto nel 1991 dal prof. Cotecchia su incarico del Consorzio e aggiornato nel 1992. Il progetto fu trasmesso al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che nel dicembre 1993, dopo aver rilevato *“che l'opera presenta aspetti singolari per la presenza di un setto centrale (nucleo) di ghiaia - sabbia e limo, caratterizzato da un coefficiente di permeabilità molto più elevato ($k=10^{-4}$ cm/s) rispetto a quello del materiale dei fianchi ($k=10^{-7} \div 10^{-8}$ cm/s) e da una deformabilità presumibilmente più ridotta di quella del materiale limoso dei fianchi (contronuclei)”*, mise in dubbio l'interpretazione dei fenomeni deformativi osservati, esprimendo il parere che fossero necessarie nuove analisi del comportamento del corpo diga nel tempo e nuove osservazioni sperimentali, sottoponendone i risultati allo stesso Consiglio. Eseguiti gli studi richiesti il progetto fu aggiornato e integrato.

In sintesi il progetto del prof. Cotecchia prevedeva:

- risagomatura dei paramenti dei contronuclei, previa esecuzione di una avandiga e di scavi di sbancamento;

- rinfianco del corpo diga con materiale grossolano di elevate caratteristiche meccaniche, al fine di migliorarne le condizioni di stabilità;
- innalzamento della quota di coronamento da 202.00 m s.l.m. a 204.00 m s.l.m. in modo da conseguire un aumento del franco con parziale adeguamento a quanto previsto dal D.M. 24/3/82;
- trattamento con iniezioni cementizie e chimiche dell'attacco nucleo-contronuclei per "assicurarne la saldatura" e per ridurre la permeabilità d'insieme del rilevato;
- trattamento con iniezioni cementizie e chimiche del nucleo per ridurre la permeabilità d'insieme del rilevato e assicurarne l'omogeneizzazione

Il progetto fu trasmesso al Servizio Nazionale Dighe e sottoposto al Consiglio Superiore nel 1996, che espresse il suo parere con il voto n. 350 in data 26 settembre 1996.

Nel voto si prende atto che lo studio sullo stato di tensione e spostamento del corpo diga presentato al Consiglio dimostrerebbe che i fenomeni di consolidazione del corpo del rilevato sono esauriti e quelli residui dei terreni di fondazione sono trascurabili e che dalla differenza di deformabilità tra i materiali del nucleo e dei contronuclei sarebbero derivate concentrazioni di tensioni che potrebbero spiegare i fenomeni di rottura osservati. In breve lo studio porterebbe a *"escludere che la causa dei fenomeni fessurativi evidenziatisi a partire dal 1986 sia da attribuirsi allo sviluppo di cedimenti differiti nel tempo"*. Inoltre nel voto si esprimono dubbi sulla caratterizzazione geotecnica di riferimento nelle analisi e si osserva che *"l'analisi fa riferimento a una sezione piana della diga, mentre, proprio in prossimità della spalla sinistra le condizioni al contorno tridimensionali (per effetto di una più accentuata risalita del piano di fondazione in tale zona) potrebbero aver avuto influenza sulla formazione della prima lesione"* (trasversale). Rileva anche che *"la ricostruzione storica delle fasi costruttive, basata essenzialmente su relazioni del Direttore di laboratorio di cantiere, farebbe emergere un quadro assai preoccupante dei problemi esecutivi e dei conseguenti difetti costruttivi che avrebbero interessato il corpo diga, pressoché nella sua interezza, fin dall'epoca della sua realizzazione e che pertanto darebbero ragione delle riscontrate disomogeneità dei materiali del nucleo e dei contronuclei"* e che *"in merito alle caratteristiche di permeabilità dell'attuale corpo diga, le indagini geotecniche recenti e storiche hanno evidenziato che sia il nucleo che i contronuclei sono interessati da livelletti a maggiore frazione sabbiosa, che possono costituire potenziali vie preferenziali di filtrazione, unitamente a discontinuità originate da fenomeni di fessurazione. In sostanza la situazione*

emersa porta ad assimilare l'attuale corpo diga a un rilevato nel suo complesso statisticamente omogeneo, ma nel dettaglio con forti disomogeneità, di carattere sia meccanico sia idraulico, distribuite più o meno casualmente al suo interno: in particolare, sotto l'aspetto idraulico, con permeabilità localmente anche elevata (10^{-3} - 10^{-4} cm/s), sia in piccolo per porosità, sia in grande per intervenute fessurazioni, maggiore, talvolta nel nucleo, talvolta nei contronuclei. E' presumibile, in relazione alle modalità esecutive adottate, che anche nel taglione, che attraversa i depositi alluvionali sui quali è fondata parte del corpo diga, il campo di variazione delle caratteristiche sia simile, se non più accentuato, rispetto al resto del rilevato."

Riguardo agli aspetti idraulici il voto rileva la mancanza di analisi delle perdite per filtrazione nel corpo diga, osservate in un punto di controllo al piede del paramento di valle, e nei terreni di fondazione, attraverso il taglione.

Riguardo alle prove d'iniezione lungo il contatto tra nucleo e contronuclei il voto esprime dubbi sulla loro efficacia, tenuto conto della natura argillosa dei materiali, e perplessità sulle variazioni locali di deformabilità e permeabilità indotte nel materiale, accentuando le disomogeneità già esistenti. Sono anche espresse numerose prescrizioni sulle modalità operative nella costruzione, sulle osservazioni sperimentali e le modalità di controllo da adottare in fase di costruzione e di esercizio dell'impianto.

In conclusione, tenuto conto del miglioramento delle condizioni di sicurezza, statica e sismica della diga, globalmente indotto dall'intervento proposto, il progetto venne dichiarato meritevole di approvazione. Il nuovo progetto ha modificato sostanzialmente l'originaria concezione progettuale. L'opera è molto aumentata in volume (Fig. 2) e ha assunto forma e caratteristiche di una tipica diga zonata.

I lavori iniziarono a settembre 1998. Nel corso della costruzione si eseguirono prove e verifiche sperimentali, che suggerirono alcune modifiche esecutive. I rinfianchi (circa 650.000 m^3) furono realizzati con un misto di ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa, prelevato da depositi conglomeratici distanti pochi chilometri. A seguito dei risultati conseguiti con un rilevato sperimentale, la posa in opera è avvenuta in strati di spessore finito di circa 60 cm, compattati con rullo vibrante di 12 tonnellate. La transizione tra rinfianchi e contronuclei è stata realizzata con la frazione del materiale di rinfianco passante a 25 mm con l'aggiunta di limo in quantità compresa tra 10 e 20 %. Il trattamento mediante iniezioni della fascia di

transizione tra nucleo e contronuclei al fine di omogeneizzare e migliorare la tenuta idraulica della diga mediante intasamento dei livelli sabbiosi era previsto l'impiego di due tipi di miscele di iniezione: una sospensione cementizia e una soluzione chimica. Con l'esecuzione di due campi prova si constatò un assorbimento delle miscele d'iniezione sensibilmente inferiore alle previsioni e una modesta riduzione della permeabilità. Le iniezioni del nucleo, previste con le stesse miscele, ebbero similmente risultati poco soddisfacenti.

Eventi successivi alla ristrutturazione.

I lavori si conclusero nel novembre 2001 e nell'anno successivo ebbero inizio gli invasi sperimentali; nel marzo 2002 fu autorizzato un primo invaso temporaneo per la verifica di funzionalità delle apparecchiature di manovra dello scarico di fondo e per la taratura della strumentazione. Nel periodo di osservazione dei mesi successivi si rilevò che le misure di controllo eseguite risultavano poco affidabili per diverse deficienze strumentali. Gli eventi principali di questo periodo sono riassunti nella Tabella 5.

A fine settembre 2002 apparvero alcune fessure nella pavimentazione bituminosa del coronamento e a fine novembre 2002 il livello d'invaso da 191.50 m crebbe gradualmente in un mese fino a raggiungere in data 26/1/2003 la quota 199.50, superiore a quella di sfioro (199.00 m). Conseguentemente, nei giorni seguenti l'invaso è stato rapidamente vuotato, riconducendone la quota a 190.00 m il 21/2/2003. A seguito del rapido svasso si formarono sul coronamento fessure longitudinali di apertura superiore al centimetro, estese dalla spalla sinistra verso il centro diga per una lunghezza di circa 700 metri. Gli assestimetri misurarono abbassamenti centimetrici del coronamento e gli inclinometri nel contronucleo di monte indicarono una lieve rotazione verso monte della zona sommitale di 4-5 m

Dopo l'evento, da febbraio 2003 a giugno 2005 l'invaso fu mantenuto sempre a una quota inferiore a 191 m e la quota autorizzata fu ridotta a 189.50 m nel febbraio 2004. Negli stessi anni fu installata nuova strumentazione di controllo, mentre le fessure si estendevano irregolarmente in ampiezza e apertura. Il 15/12/2005 fu imposto di mantenere aperto lo scarico di fondo. Un evento di piena nel marzo 2006 produsse un invaso significativo, cui seguì un rapido svasso. Nel 2008 il Registro Dighe impose l'abbassamento della soglia dello scarico di superficie a quota 196.00 m.

Intanto si intensificavano le verifiche e i controlli sperimentali, che tuttavia non permettevano di rimuovere i dubbi sulle condizioni di sicurezza della diga. Pertanto la Commissione di collaudo dei lavori di ripristino e adeguamento funzionale della diga, nominata dal Ministero nel 1998, nella Relazione già citata del dicembre 2005, constatato che *“le condizioni della diga, a distanza di quasi tre anni dall'evento del gennaio 2003, sono ancora in evoluzione, anche se con velocità inferiori rispetto all'evento critico; i cedimenti dei capisaldi proseguono con una velocità costante (compresa tra 6 e 18 mm/anno); la larghezza del coronamento mostra ancora una tendenza all'incremento; prosegue la deformazione verso monte dei punti di controllo posizionati di recente sul coronamento; il quadro fessurativo mostra una seppure modesta evoluzione per estensione, rigetto e grado di apertura”*, ritenne che *“seppure gli interventi eseguiti costituiscano un miglioramento delle condizioni preesistenti per quanto riguarda i coefficienti di stabilità allo scorrimento, siano necessari provvedimenti aggiuntivi per portare a definitivo compimento l'attività di messa in sicurezza dell'opera”* e che in tali condizioni non fosse possibile proseguire gli invasi sperimentali. Conseguentemente nel febbraio 2006 dichiarò la non collaudabilità dei lavori.

A fine anno 2005 il Consorzio, recependo una raccomandazione della Commissione di approfondire lo studio degli aspetti geotecnici dei problemi rilevati, affidò a chi scrive l'incarico di eseguire una nuova indagine geognostica e geofisica sulle condizioni della diga, limitata in estensione, ma specializzata e focalizzata sui fenomeni deformativi, utile per indirizzare un successivo incarico di progettazione. Pertanto l'indagine, che ha riguardato la parte del rilevato maggiormente interessata dalle fessurazioni, in prossimità della spalla sinistra, è consistita in tre perforazioni verticali di 20 m di lunghezza, allineate parallelamente alle Sezioni n. 2 e 3 (di cui una a carotaggio continuo nel contronucleo di valle per permettere l'osservazione diretta e l'identificazione geotecnica dei materiali) e un'indagine sismica tomografica per valutare la profondità della fessurazione e caratterizzare la parte di corpo diga compresa tra i tre fori.

Dai risultati dell'indagine geofisica si dedusse che le fessure si propagavano dalla superficie (204.0 m s.l.m.) per una profondità di circa 4.5 - 5.5 m e che i piani di fessurazione nello strato di copertura del nucleo apparivano come un'estensione delle superfici di contatto tra nucleo e contronuclei di monte e di valle. Era dunque verosimile l'ipotesi che le fessure comparse alla superficie del coronamento corrispondessero a discontinuità formatesi nella parte più alta del corpo diga, tra il nucleo e i contronuclei, per effetto di deformazioni differenziali

di corpi costituiti da materiali che hanno una diversa rigidità.

Nel sondaggio a carotaggio continuo nel contronucleo di valle si prelevano campioni del contronucleo di valle sistematicamente ogni 50 cm, per valutare le proprietà dei materiali. Una simile indagine non era stata mai eseguita in passato. Il rapporto conclusivo dell'indagine geognostica del febbraio 2006, con le prove d'identificazione geotecnica eseguite in laboratorio mise in evidenza la notevole disomogeneità verticale di composizione granulometrica e di condizioni fisiche delle terre.

Nel marzo 2006, a seguito di un importante evento di piena, il livello di invaso raggiunse 194 m, seguì un rapido svaso. Nel 2007 la quota di sfioro dello scarico di superficie fu abbassata da 199 a 196 m. Negli anni successivi l'invaso è rimasto vuoto.

Condizione presente, indirizzi dello studio e indagini integrative.

L'approfondito esame degli eventi riassunti nelle pagine precedenti e l'analisi dei dati dettagliatamente illustrata nella relazione del gruppo di ricerca dell'Università di Perugia ha permesso di definire le caratteristiche fisico-meccaniche del corpo diga e le sue condizioni attuali con un sufficiente grado di attendibilità e conseguentemente di stabilire le maggiori deficienze nelle attuali conoscenze che occorreva colmare per conseguire gli obiettivi dello studio richiesto nella nota del 22/10/2018 della Direzione Generale per le Dighe.

In sintesi, dal complesso di tutti i dati sperimentali raccolti e confrontati emergono gli aspetti più importanti e singolari della costituzione del corpo diga, che più possono averne influenzato il comportamento negli eventi succedutisi nella sua vita e che chiaramente devono essere approfonditi per pervenire a una interpretazione razionale dei fatti osservati. Questi aspetti possono essere così riassunti:

- nell'unico esame effettuato nel 2005 sulla natura e consistenza dei contronuclei realizzati con la terra limo-argillosa estratta dalla cava di prestito sono apparse sensibili disomogeneità di composizione, umidità e stato di addensamento. Considerando le tecniche esecutive, si può ritenere che le variazioni di composizione rilevate verticalmente non abbiano continuità orizzontale, ma si può comunque presumere un'anisotropia della permeabilità: le misure disponibili forniscono valori dell'ordine di 10^{-7} - 10^{-8} cm/s.

- il nucleo appare più omogeneo dei contronuclei e più permeabile: le misure in sito citate nella relazione di collaudo del 2004 riportano $k = 10^{-4}$ cm/s, un valore di un ordine di grandezza maggiore di quello misurato in laboratorio all'epoca della costruzione.
- le fessure rilevate sul coronamento nel 2003 sembrano l'estensione di quelle che nel 1986 hanno portato alla conclusione del periodo iniziale di esercizio della diga e sono tuttora localizzate lungo le superfici di contatto tra nucleo e contronuclei. Nel 2005 la loro profondità era di circa 5 m, l'apertura superficiale di pochi centimetri, l'estensione longitudinale progressivamente aumentava dalla spalla sinistra a tutto il coronamento.
- nel terreno di fondazione, a copertura della formazione delle argille plio-pleistoceniche è presente un deposito alluvionale di spessore variabile, crescente dalla sponda sinistra alla destra, formato da uno strato superficiale limo-argilloso sovrastante uno sabbio-ghiaioso. Appare confermata la separazione idraulica tra questo e l'invaso, accertata in fase di costruzione e in successive misure.
- in un tratto della diga compreso tra mezzeria e spalla destra, in prossimità della sezione sperimentale 10 dove lo spessore dei livelli alluvionali è maggiore, alcune difformità tra i rilievi di varie epoche generano incertezze sulla profondità del taglione e conseguentemente sulla effettiva intercettazione degli strati permeabili presenti in fondazione.

Tutto ciò considerato, al termine della prima fase di analisi della documentazione raccolta e di selezione dei dati più significativi, chi scrive ha ritenuto assolutamente necessario aggiornare, integrare e ampliare i dati raccolti, come previsto nell'incarico ricevuto, ed ha proposto un Piano di indagini geofisiche e geotecniche integrative, trasmesso al Consorzio il 18 ottobre 2019.

Tenendo conto della necessità di limitare le indagini a quanto necessario per colmare le lacune riscontrate e di proporzionare la quantità dei dati da acquisire al tempo disponibile per effettuarne l'elaborazione e l'analisi, si sono individuate quattro sezioni trasversali tra quelle più dotate di apparecchi di misura (sezioni 2, 4, 6 e 10), che fossero in grado di rappresentare significativi segmenti longitudinali del corpo diga.

L'indagine geotecnica è stata suddivisa tra prove da eseguire in sito e in laboratorio, affidate conseguentemente a soggetti diversi. L'indagine in sito, affi-

data a impresa geognostica mediante una gara di appalto aperta, è consistita in tre perforazioni verticali a carotaggio continuo per ciascuna delle quattro sezioni, finalizzate a:

- permettere l'osservazione e la descrizione lito-stratigrafica del materiale attraversato;
- prelevare sistematicamente a intervalli costanti piccoli campioni per le prove di caratterizzazione da effettuare in laboratorio;
- eseguire in sito prove di permeabilità Lefranc e prove penetrometriche statiche CPTU.
- installare nei fori il rivestimento necessario per le misure geosismiche.

Le indagini di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi comprendono prove standard d'identificazione e classifica e misure di peso unitario, umidità e massa specifica dei grani. Queste determinazioni consentono di verificare se quanto osservato nel contronucleo di valle nella perforazione del 2005 riguardo a composizione, plasticità, porosità, stato di addensamento, grado di saturazione e contenuto in acqua trova riscontro nei contronuclei di monte e di valle delle quattro sezioni.

L'indagine geofisica, estesa a tutto il corpo diga compreso tra le due spalle, consiste in una serie di misure geosismiche con l'obiettivo di:

- localizzare le disomogeneità delle proprietà fisiche del corpo diga;
- confrontare la risposta sismica locale con le caratteristiche fisico-meccaniche dei contronuclei e del nucleo rilevate nell'indagine geotecnica;
- ottenere gli elementi necessari per effettuare un'analisi della vulnerabilità sismica della diga;
- verificare la penetrazione del taglione nella formazione argillosa pliocenica di base;
- determinare la profondità delle fessure che affiorano sul coronamento.

Si sono perciò eseguite:

- una sezione sismica tomografica a onde di compressione e di taglio in asse al coronamento per lungo tutta la lunghezza dello sbarramento;
- quattro sezioni sismiche trasversali allo sbarramento estese dal piede di monte a quello di valle;
- quattro sezioni sismiche Cross Hole Tomografiche (CHT) tra i fori eseguiti nelle sezioni trasversali;

- due sezioni sismiche a riflessione in onde di taglio alla sezione 10, dove in fondazione è maggiore lo spessore dei depositi alluvionali.

Risultati delle indagini integrative.

Le indagini integrative sono dettagliatamente esposte nelle relazioni delle imprese esecutrici. Per ragioni intrinseche ed eventi imprevedibili, le indagini si sono concluse in tempi diversi: l'insieme dei risultati, il cui confronto è necessario per definire un quadro di sintesi e l'input dei modelli di analisi, è risultato disponibile solo il 30/09/2020. Nel seguito sono esposti e riassunti i risultati più importanti.

L'indagine geofisica, la prima effettuata su tutta la diga utilizzando i più avanzati metodi di analisi numerica e di rappresentazione grafica, ha fornito un quadro d'insieme delle caratteristiche dei materiali che formano il corpo diga d'importanza fondamentale.

Nei risultati, sintetizzati negli allegati alla relazione, risalta in particolare la sezione tomografica longitudinale riportata in fig. 3, che illustra graficamente la distribuzione delle velocità delle onde di taglio V_s , parametro direttamente legato alla deformabilità elastica e all'addensamento delle terre attraversate.

Nella figura risalta un'ampia zona di minore velocità, estesa longitudinalmente dalla spalla sinistra fino alla sezione strumentale 4 e oltre, e in profondità dal coronamento per oltre metà altezza diga. Questa situazione trova conferma, e una più precisa localizzazione, nelle quattro sezioni trasversali riportate in fig. 4. Si osserva che in tutte le sezioni le zone di minore velocità delle onde di compressione e di taglio sono situate al centro del contronucleo di monte e si estendono in profondità allontanandosi dal nucleo. Tenuto conto del processo di costruzione del corpo diga per stesa di livelli orizzontali, si deve presumere che la presente situazione sia stata generata da fenomeni occorsi dopo la costruzione.

L'indagine a riflessione effettuata in prossimità della sezione 10 per accertare il profilo e lo spessore dello strato alluvionale ha confermato che il taglione lo attraversa completamente, attestandosi nella formazione argillosa sottostante.

Tra i risultati dell'indagine geotecnica in sito sono soprattutto interessanti i coefficienti di permeabilità del nucleo ottenuti dalle prove Lefranc, piuttosto uniformi, dell'ordine di 10^{-4} cm/s, cioè molto maggiori dei dati progettuali e

delle misure eseguite in laboratorio al tempo della costruzione.

Riguardo invece a caratteristiche e stato di consistenza del materiale dai contronuclei e del nucleo, l'indagine geotecnica in sito non ha apportato elementi contrastanti con le precedenti conoscenze, che appaiono però confermate dalla quantità di determinazioni eseguite e di dati raccolti, acquisendo perciò un maggiore grado di affidabilità. In particolare le prove penetrometriche nei contronuclei mostrano variazioni di resistenza chiaramente derivanti dall'intrinseca variabilità di composizione della terra, come già rilevato dalle prove penetrometriche e dalle analisi del 2005.

I risultati delle prove eseguite dal Laboratorio Geomeccanico Orazi su oltre 100 campioni prelevati nelle perforazioni delle sezioni strumentali 4, 6 e 10 sono esposti nella Relazione del Laboratorio. Le elaborazioni, i confronti e le sintesi analitiche e grafiche che evidenziano gli aspetti più interessanti e significativi ai fini della presente ricerca, sono raccolti nelle figure e le tabelle che seguono.

La figura 5 riporta le curve granulometriche per vagliatura dei contronuclei e del nucleo. Com'è noto, i contronuclei sono stati formati integralmente e senza alcuna selezione con la terra prelevata da una cava di prestito appositamente realizzata in un detrito di falda nel versante destro della valle del Rendina. Le disomogeneità rilevate nelle analisi ed evidenziate dalle prove penetrometriche, in assenza di correlazioni con la posizione dei campioni entro il corpo diga, sono perciò quelle originarie del terreno prodotto dalla miscelazione della coltre alterata della formazione plio-pleistocenica di base. Le curve granulometriche dei diversi campioni prelevati si differenziano solo per la frazione sabbiosa ($>60\ \mu$), che varia tra 5 e 30 %.

L'analisi statistica dei risultati delle prove d'identificazione degli stessi campioni (v. Tabella 6) conferma e quantifica la variabilità di caratteristiche dei contronuclei. In particolare si constata la variabilità dei Limiti di Consistenza (frazione $<0.42\ \text{mm}$): il Limite di Liquidità w_L varia tra 25 e 52 % e l'Indice di Plasticità I_p tra 10 e 28, con uno scarto quadratico medio (*std.dev.*) del 18% del valore medio.

Sono altrettanto variabili i dati su porosità e , contenuto in acqua w e grado di saturazione S_r . Per l'interpretazione dei fenomeni di ritiro e rigonfiamento prodotti da variazioni del contenuto in acqua è interessante notare che il valore medio del Limite di Ritiro $w_s = 13,5\ \%$ risulta sensibilmente inferiore all'attuale valore medio del contenuto in acqua $w = 19,6\ \%$; il rapporto w/w_s varia tra 1 e 2.2,

con valore medio 1.5. Questo fatto è in accordo con le valutazioni progettuali, riportate nella descrizione dei processi decisionali attuati in fase costruttiva esposta nella Relazione di Collaudo del 1973, per le quali si ritenne opportuno limitare il costipamento al valore massimo della energia detta *Proctor normale*, anziché a quella detta *Proctor modificata*, adottando di conseguenza per il costipamento un maggiore contenuto in acqua w_{opt} , sensibilmente più alto del Limite di Ritiro w_s .

Al Laboratorio Geomeccanico Orazi, oltre le analisi ora descritte è stato richiesto di eseguire alcune prove speciali per analizzare i fenomeni di ritiro e rigonfiamento prodotti da cicli ripetuti di de-saturazione e saturazione sulla terra dei contronuclei, riportata alle condizioni iniziali di posa in opera, e determinare i parametri che li governano. A tal fine sono stati miscelati tra loro, al limite di liquidità, più campioni dei contronuclei prelevati a diverse profondità (10, 15, 20, 25 m), per formare in un consolidometro di 100 mm di diametro quattro campioni di prova di adeguate dimensioni, che poi sono stati consolidati, incrementando il carico applicato, fino a raggiungere un contenuto d'acqua prossimo al limite di ritiro. Dai campioni così consolidati si sono ricavati i provini che, dopo una fase di consolidazione edometrica a carichi diversi in condizioni di totale immersione, sono stati sottoposti sotto carico costante a due cicli di ritiro e rigonfiamento, per essiccamento e imbibizione, misurando l'evoluzione della deformazione nel tempo.

Come mostra la fig. 6 tratta dalla relazione del laboratorio, i diagrammi deformazione-tempo ottenuti dai diversi campioni sono pressoché identici nella forma, mentre la deformazione prodotta da un ciclo di ritiro e rigonfiamento varia secondo le caratteristiche di plasticità, tra 0,63 e 1,85 %. È interessante rilevare che al secondo ciclo il cedimento finale supera leggermente il valore precedente.

Analisi del comportamento della diga.

Al fine di proporre e valutare ipotesi interpretative dei fenomeni deformativi osservati nel corpo diga, da inserire nella documentazione per il bando dello studio di fattibilità di ripristino delle condizioni di sicurezza e funzionalità, era necessario simulare con modelli matematici l'evoluzione delle condizioni di esercizio e degli eventi occorsi, per valutarne gli effetti al confronto con il comportamento osservato. Pertanto fin dall'inizio dello studio il gruppo di ricerca dell'Università di Perugia ha acquisito e messo a punto i software di analisi più adatti a modellare i diversi aspetti del comportamento dell'opera. È ben noto che

l'affidabilità dei risultati della modellazione numerica, anche la più raffinata, dipende direttamente e soprattutto dalla validità dei dati di input. Questo aspetto è quello più critico per l'analisi del comportamento della diga sul Rendina, costruita oltre 60 anni fa, nella quale gli strumenti di controllo sono in massima parte da tempo fuori uso e i dati registrati sono poco affidabili. Sussistono notevoli incertezze sullo stato tensionale del corpo diga: all'intrinseca complessità del comportamento delle terre argillose non sature si aggiunge la totale assenza di misure di pressione interstiziale e suzione. Rimangono anche incertezze su estensione delle fessure già individuate e sull'esistenza di altre discontinuità, in forma di fessure e microfessure, su permeabilità del nucleo e del taglione, su spessore, estensione e permeabilità dei depositi alluvionali sovrastanti la formazione argillosa pliocenica.

Pertanto nel caso presente le modellazioni numeriche effettuate, ampiamente descritte nella Relazione dell'Università di Perugia, non possono pretendere di descrivere quantitativamente i fenomeni avvenuti nella storia della diga e di ottenere risultati direttamente confrontabili con dati sperimentali, ma hanno piuttosto lo scopo di verificare se le ipotesi avanzate per interpretare i fenomeni osservati, associati alla successione degli eventi occorsi, sono compatibili con caratteristiche dei materiali e valori ragionevoli dei parametri che le descrivono. Ciò considerato i modelli numerici scelti sono stati impiegati per ripetere numerose analisi con diversi insiemi di dati di input, realisticamente ipotizzabili in base ai dati acquisiti nelle indagini geotecniche e geofisiche.

Tutto ciò considerato si sono sviluppate due distinte serie di analisi numeriche, caratterizzate da una diversa complessità e dall'impiego di software diversi, per analizzare separatamente i problemi di filtrazione e il comportamento tenso-deformativo del corpo diga.

L'insieme dei risultati ottenuti con le modellazioni numeriche condotte all'Università di Perugia, esaurientemente documentati e illustrati graficamente nella relazione specifica, è così ampio per numero di modelli e campo dei parametri introdotti che non è possibile riassumerli in questa sede. Pertanto se ne sono estratti e sono esposti di seguito solo gli aspetti più rilevanti ai fini dell'incarico ricevuto.

L'analisi della filtrazione è stata condotta per la configurazione originaria del corpo diga e per quella modificata dall'intervento del 1998-2001, con diverse ipotesi circa la permeabilità del nucleo, dei contronuclei e dei terreni di fonda-

zione. Nei dati tratti dalla documentazione storica le maggiori incertezze riguardano la permeabilità del nucleo e del taglione: non sono menzionate prove di permeabilità in sito durante la costruzione, mentre in base alle prove in laboratorio si riteneva che la miscela impiegata avesse una permeabilità pari alla terra dei contronuclei, o poco diversa. Dalle successive prove effettuate in sito, comprese quelle eseguite nella presente campagna d'indagine, si è invece ottenuto un coefficiente di permeabilità di circa 10^{-4} cm/s, cioè quattro ordini di grandezza maggiore. Si deve quindi dedurre che il nucleo, che attraversa i livelli sabbio-ghiaiosi in fondazione, non ostacola il drenaggio del flusso verso il contronucleo di valle e i depositi alluvionali. Da queste considerazioni è scaturito l'interesse a confrontare le reti di filtrazione risultanti da diverse ipotesi sui valori dei parametri incerti.

La fig. 7 mette a confronto alcuni risultati ottenuti nella modellazione numerica al variare della permeabilità del nucleo e degli strati alluvionali, in forma di isopieze nel corpo diga e nel terreno di fondazione, per il progetto originario in condizioni stazionarie di massimo invaso. I diagrammi mostrano chiaramente che la maggiore permeabilità del nucleo non altera sensibilmente il campo dei valori piezometrici al suo interno; la bassa permeabilità e il volume del contronucleo di monte limitano fortemente il flusso che lo attraversa, che può quindi defluire senza apprezzabili perdite di carico attraverso il nucleo, il taglione e le alluvioni in fondazione, più permeabili. Il quadro d'insieme non è significativamente modificato dalla riduzione dei contronuclei e dai nuovi rinfianchi granulari realizzati nell'intervento del 1998-2001. Queste conclusioni sono in accordo con il fatto, più volte constatato, che il carico idraulico nelle alluvioni dal lato di valle è scarsamente influenzato dal livello d'invaso e che le perdite attraverso il terreno di fondazione sono trascurabili.

Lo stesso modello mette in evidenza il campo delle quote piezometriche nel contronucleo di monte che dopo uno svasso rapido, a causa della bassa permeabilità, rimane praticamente invariato per lungo tempo, con sensibile effetto sulle condizioni di stabilità.

La seconda serie di simulazioni numeriche è indirizzata all'analisi del comportamento tenso-deformativo del corpo diga, determinato dalla storia della costruzione e dalle condizioni di esercizio. Le analisi sono volte a esaminare i cedimenti e le deformazioni, analizzando il processo di consolidazione che ha interessato il rilevato e i terreni di fondazione e la storia di invaso (analisi accoppiata)

e sono state condotte con un codice di calcolo agli elementi finiti (FEM) per analisi di deformazione, stabilità e filtrazione, specifico per applicazioni geotecniche. Nella modellazione (bidimensionale) è stata considerata sia la configurazione geometrica originale del corpo diga “pre-intervento”, sia quella realizzata con l'intervento del 1998-2001.

Il complesso delle analisi effettuate è particolarmente interessante perché prende in considerazione lo stato di parziale saturazione delle terre argillose costituenti il corpo diga. Si già sottolineata la difficoltà di rappresentare il comportamento meccanico di terre coesive costipate, non sature. Esso dipende dalla tensione superficiale dell'acqua nei menischi aria-acqua, che si traduce in una “suzione” (agente come una forza di attrazione sui granuli solidi), che può raggiungere valori elevatissimi, e non è univocamente definita dal grado di saturazione, che nelle variazioni cicliche produce effetti non reversibili. I modelli di comportamento assunti nelle analisi sono quelli suggeriti dagli studi sperimentali più recenti degli ultimi anni, ma hanno intrinsecamente ampi margini di approssimazione. I parametri introdotti nei dati di input derivano dalle indagini geotecniche condotte nel corso del presente studio e riassunti in quanto precede. Dai risultati ottenuti, esposti nella Relazione dell'Università di Perugia, si ritiene utile sottolineare e riportare in questa sede almeno due aspetti fondamentali.

Nell'insieme il corpo diga modellato nelle analisi, per effetto della consolidazione iniziale per peso proprio e degli eventi ripetuti d'invaso e svaso, quindi di saturazione e parziale de-saturazione dei contronuclei, riproduce qualitativamente gli aspetti fondamentali del comportamento osservato in realtà. Tra questi ha la massima rilevanza la deformazione volumetrica dei contronuclei prodotta dalle variazioni di invasore, che non è totalmente reversibile, ma si incrementa leggermente, sia pure in modo decrescente, ad ogni ciclo.

Le componenti orizzontali delle deformazioni accumulate producono uno spostamento graduale dei contronuclei dal nucleo più rigido, in direzione opposta, producendo le condizioni per la possibile formazione di *tension cracks*.

A causa della forte variazione del profilo longitudinale del terreno di fondazione in prossimità della spalla sinistra, dove si sono manifestati le prime anomalie in forma di fessure trasversali, la simulazione numerica dei processi tenso-deformativi del corpo diga richiederebbe una modellazione tridimensionale, che non è stato possibile eseguire nell'ambito della convenzione dell'Università di

Perugia. Tuttavia i risultati delle analisi bidimensionali permettono una valutazione qualitativa approssimata della deformazione del corpo diga prodotto dalla consolidazione iniziale. Si può infatti ragionevolmente presumere che in direzione longitudinale, dove l'altezza della diga varia fortemente, le stesse variazioni volumetriche della consolidazione iniziale e dei successivi processi di saturazione e de-saturazione previste dalla modellazione delle sezioni trasversali correnti abbiano prodotto una deformazione longitudinale crescente verso l'alto, in allontanamento dalla spalla, fino alla formazione di *tension cracks*, come avvenuto nel 1986.

Conclusioni

Questo studio ha avuto origine dalla mancanza di una chiara diagnosi delle cause che hanno generato l'iniziale fessurazione trasversale del 1986 e le successive fessure longitudinali del corpo diga e causato la messa fuori servizio dello sbarramento, e dal fatto che la diagnosi su cui è fondato l'intervento del 1998-2001 è stata contraddetta dal riprodursi dei fenomeni fessurativi.

Ciò considerato, per superare le incertezze sulle cause dei dissesti e sulle reali condizioni della diga e disporre dei dati e delle conoscenze necessari per stabilire se, e come, rimettere l'impianto in condizioni di sicurezza e funzionalità, è apparso necessario:

- riprendere l'esame dell'opera *ab origine*, con l'acquisizione e l'analisi di tutta la documentazione disponibile sulla costruzione e sul comportamento nel tempo;
- definire ed eseguire le indagini necessarie per colmare le lacune conoscitive e ottenere una migliore conoscenza delle caratteristiche fisico-meccaniche e dello stato dei materiali costituenti il corpo diga;
- basandosi sui dati acquisiti nelle indagini simulare con modellazioni matematiche la costruzione e la vita dell'opera, assumendo razionali ipotesi interpretative del comportamento dei materiali, per verificare la validità delle ipotesi assunte attraverso il confronto dei risultati con le misure sperimentali.

Rispetto alle ricerche del 1988-1992 è stato possibile avvalersi di sostanziali progressi nei mezzi d'indagine e di analisi, quali la tomografia delle velocità di propagazione delle onde elastiche nella geofisica e i software di analisi numeri-

ca F.E.M. dei processi di filtrazione e tenso-deformativi, e dei progressi recenti nella conoscenza della meccanica delle terre non sature e nei mezzi di analisi del loro comportamento. I risultati delle attività svolte sono dettagliatamente ed esaurientemente esposti nelle relazioni dei soggetti incaricati delle indagini e nella Relazione del gruppo di ricerca dell'Università di Perugia. Essi soddisfano quanto richiesto dalla Direzione Generale per le Dighe nella nota del 22/10/2018, per essere messi a disposizione di chi parteciperà al bando per lo studio di fattibilità e per il successivo progetto esecutivo. Sono riassunti di seguito solo quei risultati della ricerca che hanno la maggiore rilevanza nell'indirizzare la ricerca delle soluzioni progettuali per rimettere in esercizio l'impianto in condizioni di sicurezza e funzionalità.

Le nuove indagini, il reperimento di altri dati sulle tecniche costruttive e le simulazioni matematiche hanno permesso di individuare la causa principale delle anomalie di comportamento della Diga del Rendina (prima solo genericamente attribuite a difetti di progettazione della diga) nelle modalità di posa e compattazione meccanica delle terre impiegate. Infatti, come brevemente riportato nel verbale di collaudo del 1973, in corso d'opera si decise, in base a considerazioni qualitative forse allora giustificate, di non spingere il costipamento della terra argillosa dei contronuclei oltre la densità secca massima della prova detta Proctor Normale $\gamma_s = 1.677 \text{ t/m}^3$.

Più precisamente tra le prescrizioni esecutive si stabilì *“che conveniva porre in opera materiale con un contenuto in acqua compreso tra il 16 e il 18%, con conseguente oscillazione del peso secco tra i valori di 1.65 t/m³ più o meno il 4%”*. I successivi controlli mostrarono poi che in parte dei contronuclei il valore della densità secca era inferiore al valore minimo prescritto, cioè $\gamma_s = 1.65 - 4\% = 1.55 \text{ t/m}^3$. Questo valore è molto basso ed è stato ottenuto per un contenuto in acqua $w_{\text{opt}} = 18\%$, che è sensibilmente superiore a limite di ritiro w_s . Questi valori si sono ora effettivamente riscontrati nei campioni prelevati nei sondaggi: su 90 campioni esaminati si ha in media $w = 19.2\%$ e $w_s = 13.5\%$.

In queste condizioni la consolidazione per peso proprio, la saturazione e la de-saturazione indotte da cicli ripetuti di invaso e svaso generano contrazioni volumetriche parzialmente irreversibili, come si è osservato nelle prove eseguite in laboratorio sui campioni ricostituiti. Le conseguenti deformazioni verticali e orizzontali potrebbero aver favorito la fessurazione al contatto tra contronuclei e nu-


cleo più rigido, come appare dai risultati della modellazione numerica. La fig. 8 riporta una sintetica rappresentazione grafica del campo di spostamenti orizzontali indotti nel modello da un ciclo di invaso e svaso.

Il fatto che questo fenomeno non sia emerso durante la prima fase di esercizio della diga si può spiegare osservando che, come mostra la fig. 9, tra il 1961 e il 1985 nelle oscillazioni annuali del livello d'invaso la durata dei periodi di svaso è stata breve rispetto al tempo di equalizzazione delle pressioni interstiziali nel contronucleo e che il valore medio della quota d'invaso è rimasto abbastanza alto, compreso tra 190 e 193 m s.l.m. Le variazioni annuali hanno quindi prodotto solo una progressiva parziale de-saturazione della parte superiore del contronucleo di monte, dove si sono formate le fessure, e la sovrastruttura in materiali granulari del coronamento ha ritardato l'apparizione delle fessure nella pavimentazione.

Questa situazione comporta che, non potendosi modificare l'addensamento del materiale, ogni intervento sulla diga che mantenga il contronucleo di monte soggetto a cicli di sommersione e prosciugamento al variare del livello d'invaso continuerà a generarvi deformazioni aggiuntive (in particolare orizzontali), anche modeste, ma non trascurabili, com'è avvenuto dopo l'intervento del 1998-2001. In definitiva, se è corretta questa interpretazione dei fenomeni che hanno interessato la diga, è preferibile indirizzare il progetto di fattibilità di un intervento di recupero della diga verso lo spostamento delle funzioni di impermeabilizzazione dal corpo diga a una nuova struttura idraulica da realizzare a monte, al fine di sottrarre il contronucleo di monte alle variazioni cicliche del grado di saturazione prodotte dalle variazioni del livello di invaso.

In tal modo si utilizza appieno la sicurezza statica del corpo diga, assicurata dall'intervento del 1998-2001, verificata con la modellazione ora eseguita, e sottraendo i contronuclei ai moti di filtrazione indotti dall'invaso e alle pressioni interstiziali che ne derivano, se ne aumenta sostanzialmente la resistenza a ulteriore vantaggio della sicurezza statica e sismica della diga.

Roma, 24 ottobre 2020



Data o periodo temporale	Descrizione
1948 - 1957	PROGETTO E COSTRUZIONE DIGA: DALL'INIZIO DELLA STESURA DEL PROGETTO ORIGINARIO ALLA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO
1948	inizio stesura del Progetto Esecutivo (progettista: Ing. Francesco Sensidoni)
agosto-settembre 1951	ultimazione del Progetto e approvazione dello stesso da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
04/03/1952	inizio dei lavori di costruzione della diga (Direzione Lavori: Ing. Alfonso Anfossi)
ottobre 1952	indagini in sito: sondaggi e prove di permeabilità; Dir. Lab. di cantiere: cava n°5 per prelievo materiale per contronuclei e limo del nucleo
autunno 1952	prove di permeabilità in sito
gennaio 1953	prove (Lab. di cantiere) per la definizione delle caratteristiche granulometriche del nucleo
aprile 1953	fine costruzione avandiga
primavera 1953	esecuzione di prove di compattazione e di permeabilità (laboratorio geotecnico di cantiere)
1954	inizio della costruzione del rilevato
ottobre 1954–maggio 1956	installazione degli strumenti (assestimetri/piezometri)
18/02/1954	piena della durata di 12h, con deposizione di 5 cm di fango sul terreno di fondo valle del Rendina
18/04/1954	piena con allagamento dello scavo di imposta delle fondazioni della diga (circa 4 cm di riporti depositati)
12/11/1954	raggiungimento quota 177.50 m s.l.m. (nucleo e contronuclei)
14/11/1954	piena della durata di 5h con danneggiamento dell'avandiga, allagamento e depositi di strati di fango. Conseguente sospensione totale dei lavori
17/11/1954, 13/12/1954	altre piene dell'Olivento, prosegue la sospensione totale dei lavori
gennaio 1955	interventi di bonifica
09/01/1955	piena dell'Olivento
marzo 1955	ripresa dei lavori con bonifica del piano di fondazione: rimozione depositi fangosi
novembre 1955	interruzione invernale dei lavori a quota 190-191 m s.l.m.
marzo 1955-gennaio 1956	completamento del taglione
15/08/1955-aprile 1956	nuova interruzione dei lavori
26/02/1956	piena fino alla quota di 191.5 m s.l.m.
agosto 1956	raggiungimento della quota di coronamento (202 m s.l.m.)
30/06/1957	termine della costruzione del rilevato diga e fine dei lavori

Tabella 1

Data o periodo temporale	Descrizione
1957 - 1986	FASE DI ESERCIZIO DIGA: DALL'INIZIO DEGLI INVASI SPERIMENTALI AL RILIEVO DELLE FESSURE SUL CORONAMENTO
agosto 1957	inizio degli invasi sperimentali
1957	raggiungimento quota di invaso 196.5 m s.l.m.
01/04/1958	svaso lento del serbatoio causa problemi allo scarico di fondo
16/11/1960	svaso completo del serbatoio causa interrimento
22/03/1961	perizia con previsione spurgo piezometri esistenti e installazione di nuovi piezometri
giugno 1964	prima relazione del Prof. V. Cotecchia, riguardante la stabilità delle sponde del bacino dove si rileva un movimento franoso apparentemente
luglio 1965	I lastroni di cls del paramento di monte appaiono "alquanto dissestati" ed "erosi"
18/02/1966	autorizzazione a raggiungere quota di invaso 198 m s.l.m. con incremento giornaliero max di 1 m
07/04/1966	seconda perizia con previsione spurgo piezometri esistenti e installazione di nuovi piezometri
03/02/1968	autorizzazione al raggiungimento della quota di massima regolazione, 199.0 m s.l.m.
23/06/1969	spurgo dei piezometri
1971-1975	opere di sfangamento (durata: 4 anni, rimossi 5 milioni di mc di materiale)
aprile 1973	collaudo con esito positivo dell'opera al termine degli invasi sperimentali [Relazione di Collaudo]
1980	rifacimento della pavimentazione del coronamento; possibile cedimento rilevato all'epoca dei lavori
23/11/1980	terremoto Irpinia (con epicentro a circa 35 km di distanza), senza apparenti effetti sul rilevato diga
26/11/1980 – 23/01/1981	limitazione dell'invaso, probabilmente conseguente al sisma
primi anni '80	sfangamento del bacino (non sono note le date di esecuzione dei lavori e l'entità dello sfangamento)
1985	15 gg di gelo, con temperature sempre < 0°C (evento mai capitato fino a quel momento)

Tabella 2

Data o periodo temporale	Descrizione
1986 - 1997	PROGETTO DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE: DALLE INDAGINI PRELIMINARI ALL'APPROVAZIONE DEL PROGETTO ESECUTIVO
estate 1986	si rileva fessura trasversale sul coronamento (per un tratto di circa 30 m in prox. della spalla in sx idrografica), successivamente sigillata con mastice
estate 1987	comparsa di nuove lesioni, più marcate, e riapertura della fessura rilevata l'anno precedente
gennaio 1988	compiuti sopralluoghi vari per osservare l'evoluzione del fenomeno
estate 1988	nuova riproposizione del fenomeno, con riapertura delle fessure già riscontrate/evidenziate precedentemente
1988	prime indagini preliminari; proposta di installazione di strumenti (successivamente installati, funzionando solo per 10 mesi fino al marzo 1990)
1988-1989	prima campagna di indagini (spalla sx idrografica) e primo periodo di studio del fenomeno, con installazione di strumenti
07/03/1989	limite vaso abbassato a 190.0 m s.l.m. (imposto dal Consiglio Superiore)
1992	seconda campagna di indagini (estesa all'intera diga)
settembre 1992	si evidenzia un peggioramento dello stato fessurativo sul coronamento
dicembre 1992	stesura della prima versione del Progetto di ripristino e adeguamento funzionale della diga del Prof. V. Cotecchia
aprile-dicembre 1993	comparsa di nuove fessure longitudinali sul coronamento, il quadro delle lesioni apparse sul coronamento della diga risulta esteso a tutto lo
fine 1993 - febbraio 1994	primo rilievo delle fessure (disponibile nella documentazione del Progetto Esecutivo)
1995-96	terza campagna di indagini
aprile 1996	1° aggiornamento (seconda versione) del Progetto di ripristino e adeguamento funzionale della diga del Prof. V. Cotecchia
agosto 1996	2° aggiornamento (terza versione, finale) del progetto di ripristino e adeguamento funzionale della diga del Prof. V. Cotecchia (che prevede iniezioni,
1997	approvazione definitiva del Progetto esecutivo del Prof. V. Cotecchia

Tabella 3

Data o periodo temporale	Descrizione
1998 - 2001	LAVORI DI RIPRISTINO E DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE DELLA DIGA
28/09/1998	inizio dei lavori di messa in sicurezza della diga
nov. 1998-nov. 1999	realizzazione delle iniezioni della fascia di contatto nucleo-contronuclei
giugno 1999	fenomeno deformativo osservato sul coronamento (ad una progressiva di circa 40 – 90 m dal piazzale antistante la casa di guardia, in sponda sx
luglio 1999-marzo 2000	scavi di sbancamento dei contronuclei originari
ottobre 1999-marzo 2000	lavori di adeguamento dell'avandiga
aprile 2000-aprile 2001	riprofilatura del corpo diga
maggio 2000-agosto 2001	costruzione dei nuovi rinfianchi del corpo diga, del paramento di monte (poggiata la scogliera di protezione) e dell'unghia di valle
ottobre 2000-giugno 2001	innalzamento del nucleo fino alla quota 201.5 m s.l.m. per un tratto di 600 m a partite dalla Sez. 12 (in destra idrografica)
dicembre 2000-sett. 2001	realizzazione delle iniezioni nel nucleo
05/11/2001	termine dei lavori di messa in sicurezza della diga
28/09/1998	inizio dei lavori di messa in sicurezza della diga
novembre 1998-nov. 1999	realizzazione delle iniezioni della fascia di contatto nucleo-contronuclei
giugno 1999	fenomeno deformativo osservato sul coronamento (ad una progressiva di circa 40 – 90 m dal piazzale antistante la casa di guardia, in sponda sx

Tabella 4

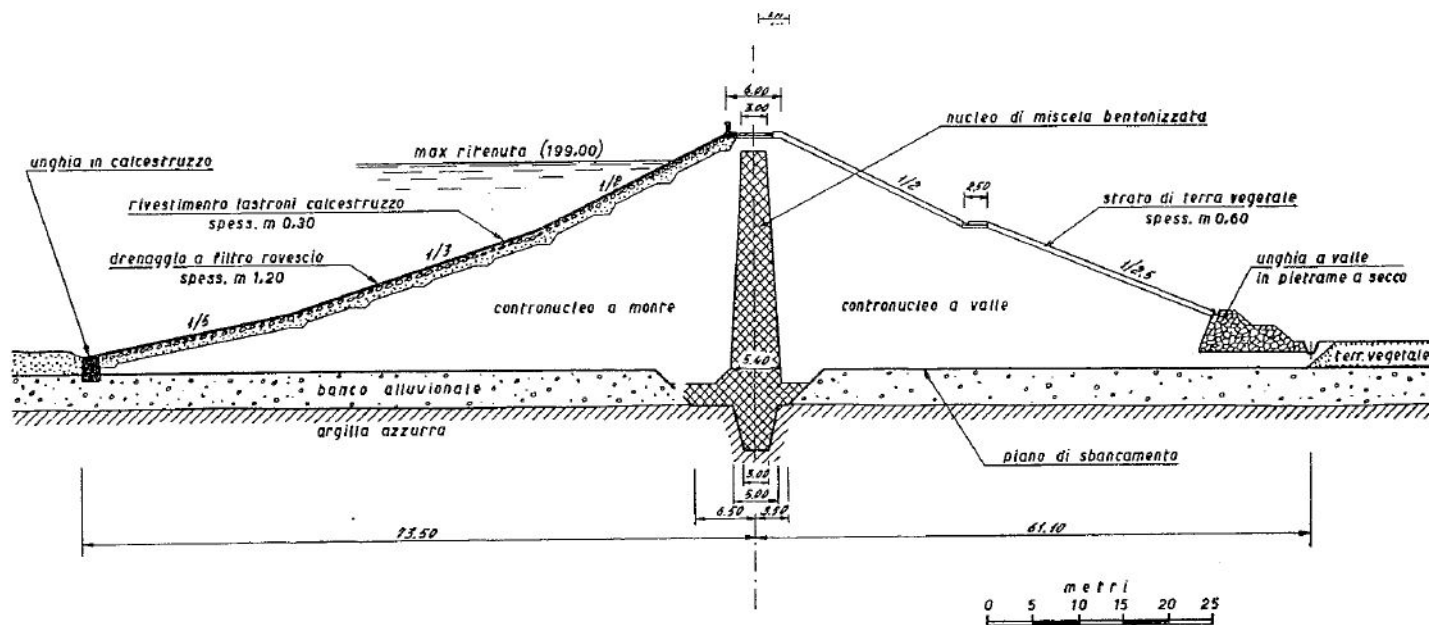
Data o periodo temporale	Descrizione
2001-2008	NUOVA FASE DI ESERCIZIO DELLA DIGA: DAI PRIMI INVASI SPERIMENTALI ALLO SVUOTAMENTO DEFINITIVO DELL'INVASO
autunno 2001	installazione di parte della nuova strumentazione
primavera 2002	inizio degli invasi sperimentali
20/09/2002	si rileva la fessurazione del manto stradale del coronamento in prossimità della maggiore altezza del rilevato diga
26/01/2003	piena fino alla quota di 199.5 m s.l.m. con conseguente sfioro, rapido svaso e comparsa di nuove lesioni, analoghe a quelle del 1986; la piena venne
26/01/2003-04/02/2003	successivamente alla piena, viene effettuato uno svuotamento rapido fino a 194 m s.l.m., poi più lento fino a 190 m s.l.m.
04/02/2003	comparsa di nuove fessure longitudinali fino a 700 m dalla spalla in sx idrografica
ottobre 2003 – inizio 2004	rilevato del nuovo quadro fessurativo
27/02/2004	la quota di invaso autorizzata viene ridotta a 189.50 m s.l.m.
agosto 2004	installata nuova strumentazione
01/08/2005	autorizzato innalzamento temporaneo della quota di invaso fino a 191.50 m s.l.m. limitatamente alla stagione irrigua, durante l'estate
15/12/2005	imposizione scarico di fondo aperto, con completa apertura delle paratoie (fino ai giorni nostri)
2005/2006	indagine geofisica (Prof. Giovanni Calabresi)
febbraio 2006	l'opera non viene collaudata [Relazione finale della Commissione di collaudo del 28/12/2005]
marzo 2006	nuovo significativo evento di piena e successivo svaso rapido
2007 – set. 2008	abbassamento dello scarico di superficie fino a quota 196.0 m s.l.m.

Tabella 5

Caratteristiche fisiche dei contronuclei

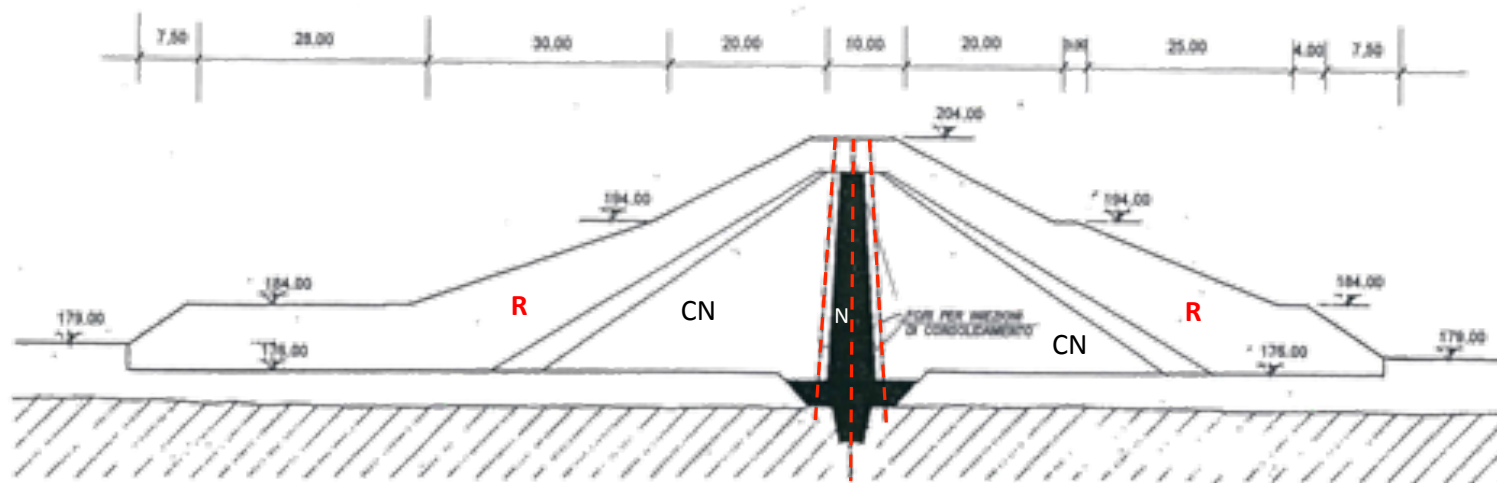
sondaggio	profondità (m)	w (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	w _S (%)	<75μ (%)	γ kN/m ³	γ _d kN/m ³	e -	S _r -	w/w _s -
CARATTERISTICHE FISICHE DEI CAMPIONI PRELEVATI DAL CONTRONUCLEO DI MONTE												
sondaggio	profondità (m)	w (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	w _S (%)	<75μ (%)	γ kN/m ³	γ _d kN/m ³	e -	S _r -	w/w _s -
n.		86	90	90	90	90	14	10	10	10	10	90
media		19.6	37.4	19.6	17.7	13.5	82.6	19.7	#RIF!	0.7	73.4	1.5
max		28.1	52.5	27.3	27.7	18.6	84.9	20.2	#RIF!	0.8	83.3	2.2
min		13.6	25.4	15.2	10.2	10.4	76.6	18.9	#RIF!	0.6	53.7	1.0
dev.std		3.4	4.6	2.4	3.2	1.6	3.1	0.4	#RIF!	0.1	9.5	0.3
dev.std/media		17.1%	12.4%	12.3%	18.0%	12.2%	3.8%	2.0%	#RIF!	10.4%	12.9%	19.6%

Tabella 6



- Altezza dal piano di fondazione: 27.80 m
- Sviluppo coronamento: 1220 m
- Larghezza del coronamento: 6 m
- Quota coronamento: 202.0 m s.m.
- Quota max vaso: 200.0 m s.m.
- Quota max regolazione: 199 m s.m.
- **Nucleo:** miscele di materiali alluvionali limo-sabbiosi, ghiaioso-sabbiosi + bentonite
- **Contronuclei:** materiali alluvionali limo-sabbiosi
- **Fondazione:** argille grigio-azzurre ricoperte da depositi alluvionali

Fig. 1 Sezione tipo del progetto originario



Interventi:

- risagomatura dei paramenti degli attuali contronuclei, previa costruzione dell'avandiga e scavi di sbancamento;
- rinfiacco del rilevato diga con materiale grossolano (di seguito denominati «rinfiacchi» e distinti dai contronuclei)
- innalzamento della quota di coronamento da 202.00 m s.l.m. a 204.00 m s.l.m.
- trattamento con iniezioni cementizie e chimiche dell'attacco nucleo-contronuclei per “assicurarne la saldatura” e per ridurre la permeabilità d’insieme dell’attuale rilevato;
- trattamento con iniezioni cementizie e chimiche del nucleo per ridurre la permeabilità d’insieme del rilevato e per assicurarne l’omogeneizzazione
- adeguamento della strumentazione di controllo e opere complementari

Fig. 2 Sezione tipo del progetto 1998

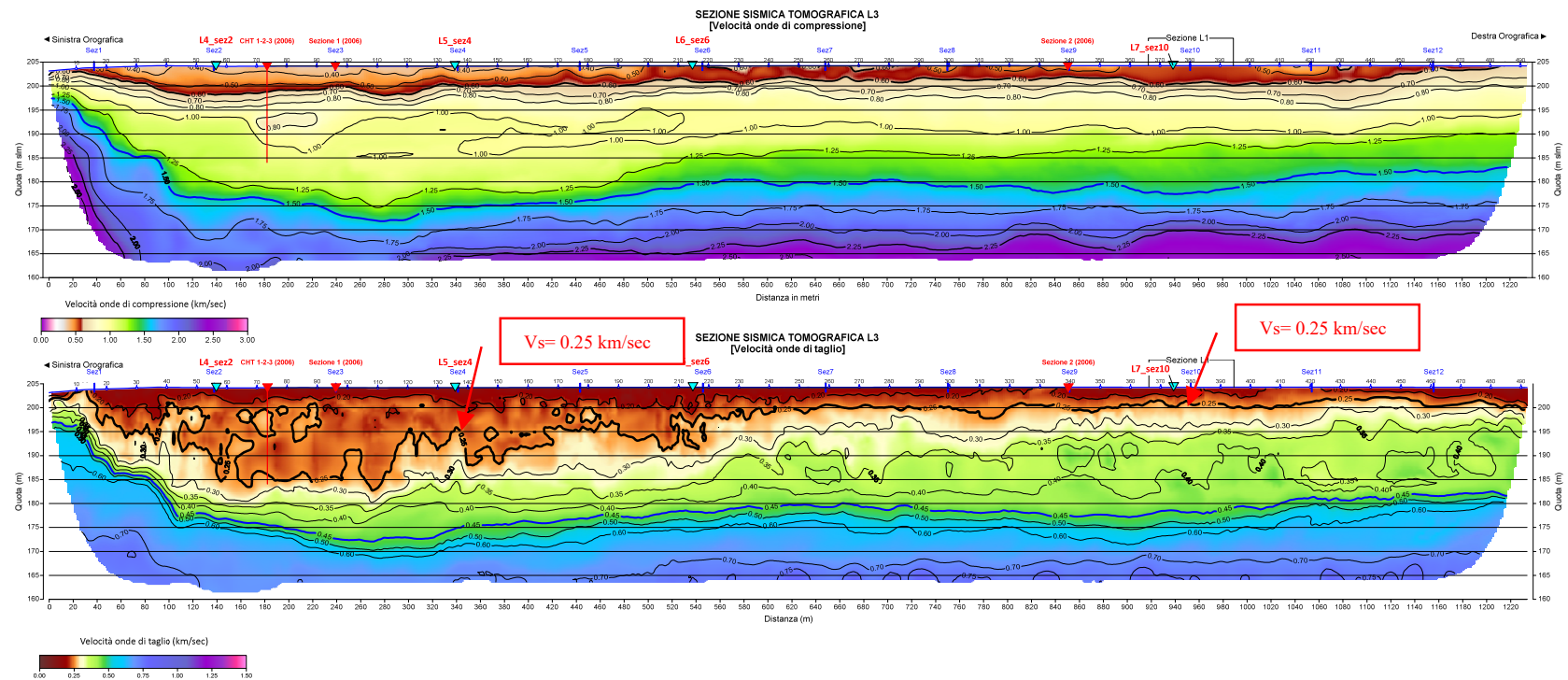


Fig. 3 Sezione geosismica longitudinale Velocità delle onde di compressione e di taglio.

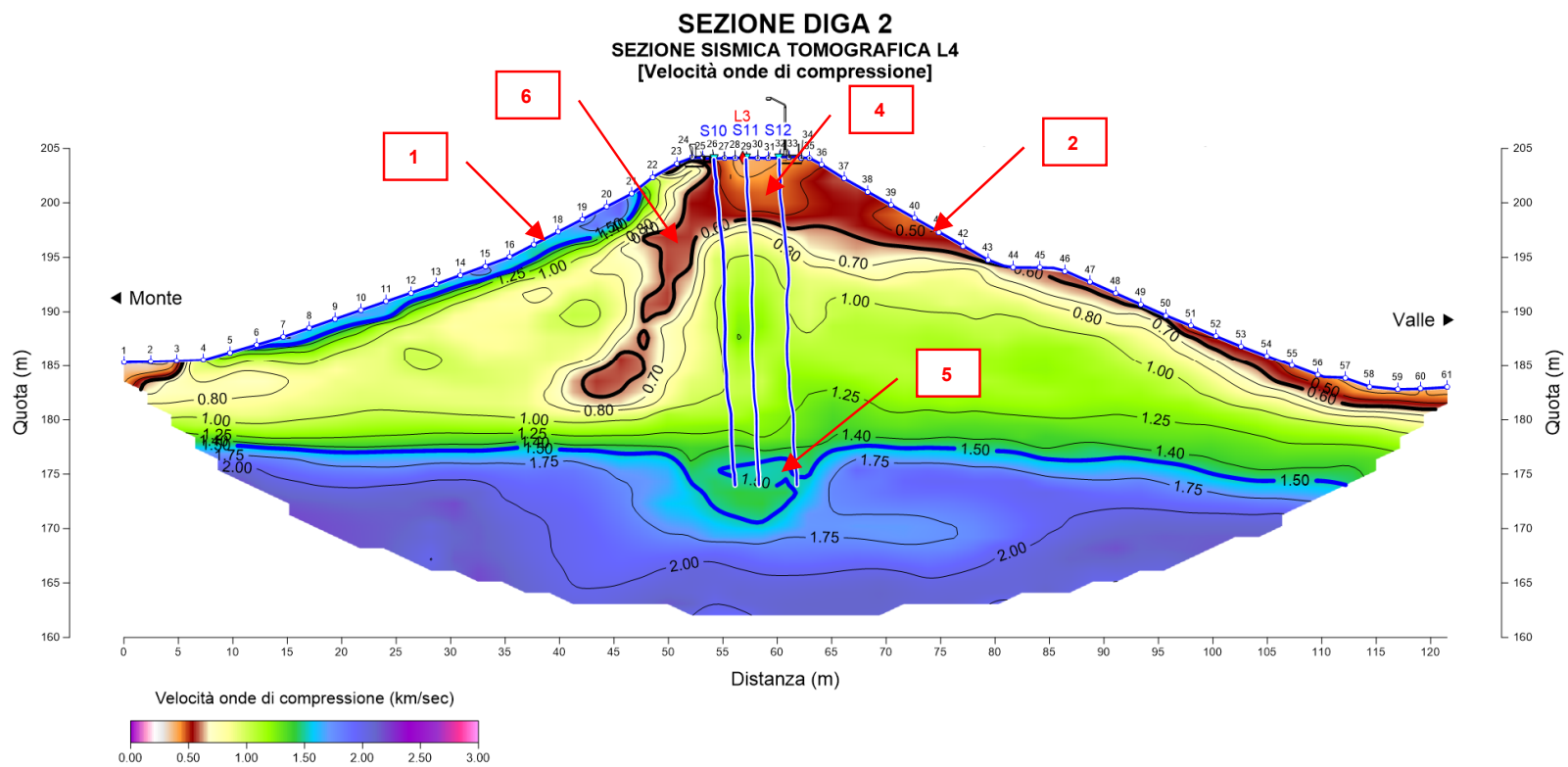


Fig. 4 Sezione. Velocità delle onde di geosismica trasversale compressione

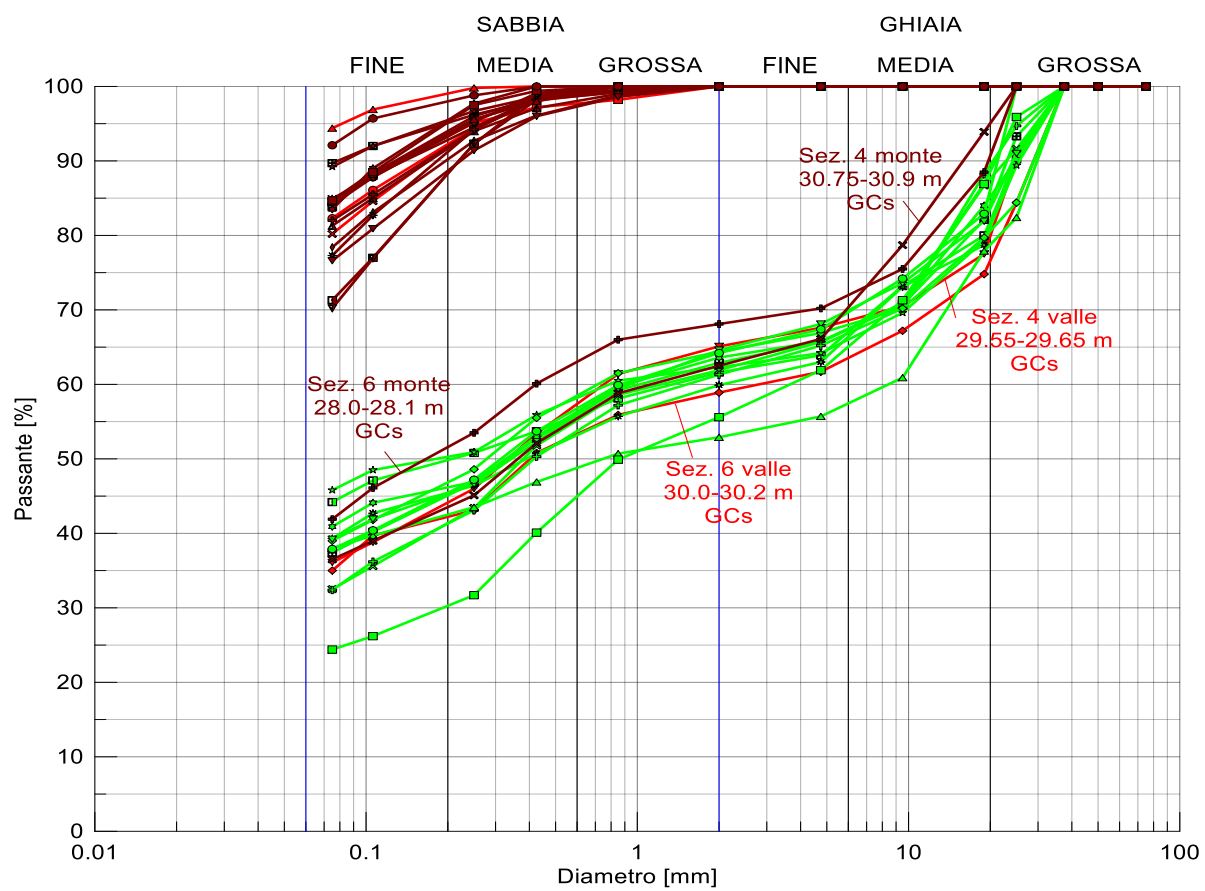


Fig. 5 Granulometria dei contronuclei e del nucleo

Profondità campione		10 m	15 m	20 m	25 m	
CF (<0.002mm)	w_L	%	34.7	38.0	34.0	42.2
	w_P	%	16.2	18.9	16.6	17.1
	I_P	%	18.5	19.1	17.4	25.1
	w_R	%	12.5	14.2	13.0	11.7
	ρ_s	Mg/m³	2.69	2.69	2.70	2.70
	e^*_{100}	-	0.670	0.720	0.661	0.732
	C_c^*	-	0.212	0.223	0.253	0.265

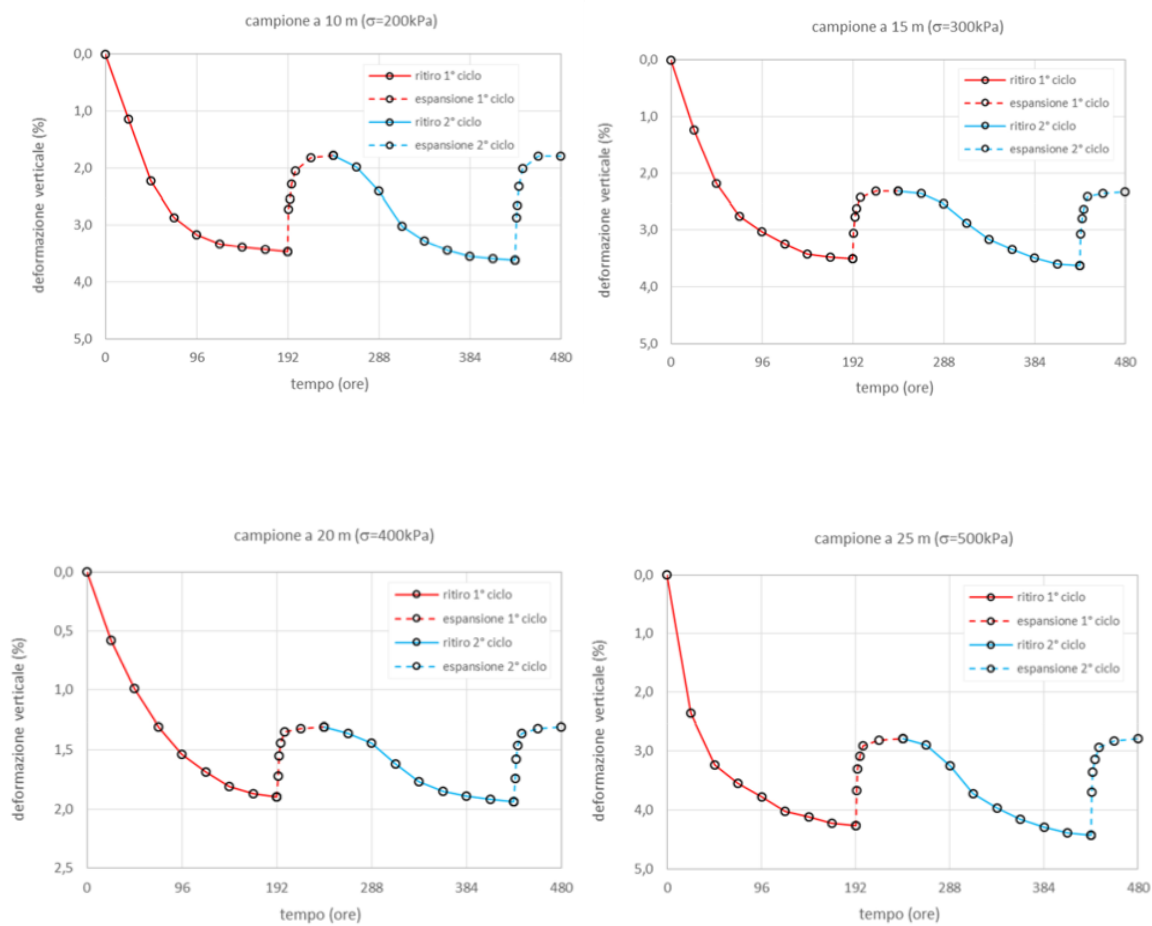
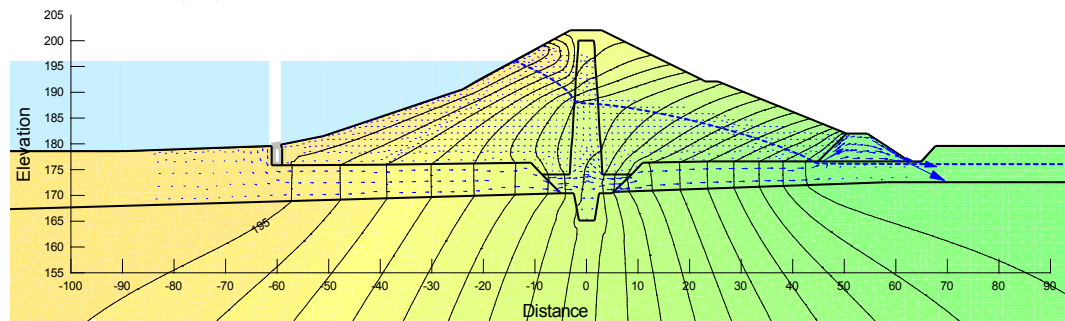
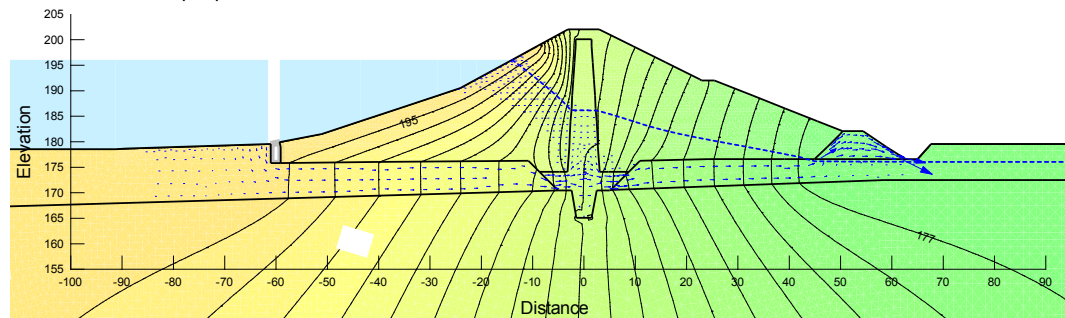


Fig. 6 Prove d'imbibizione ed essiccamento della terra dei contronuclei

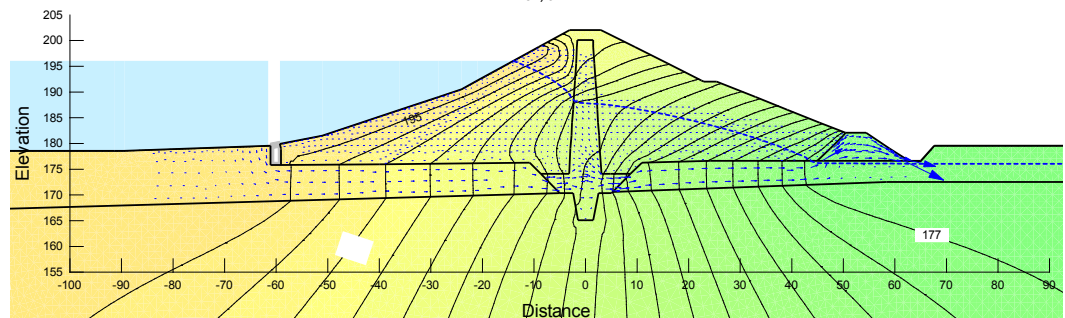
Modello 1: Nucleo più permeabile dei contronuclei



Modello 2: Nucleo più permeabile dei contronuclei



Modello 3: Anisotropia nella permeabilità contronuclei ($k_{CN, orizz} = 7 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)



Modello 4: Anisotropia nella permeabilità contronuclei ($k_{CN, orizz} = 7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$)

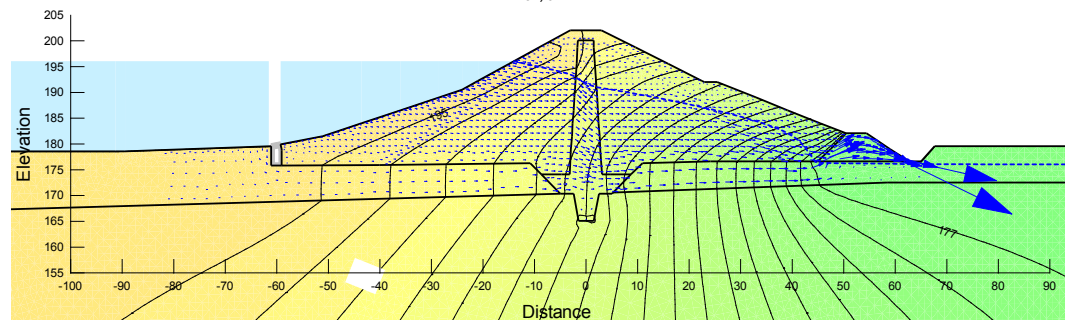


Figura 4 Risultati delle analisi dei moti di filtrazione per la Sezione 4-A, condizioni stazionarie, quota d'invaso $H = 196 \text{ m slm}$ ("pre-intervento"). Isoipse carico idraulico totale e vettori di flusso.

Fig. 7 Modello di filtrazione.
Reti idrodinamiche per diversi valori di permeabilità del nucleo e delle alluvioni.

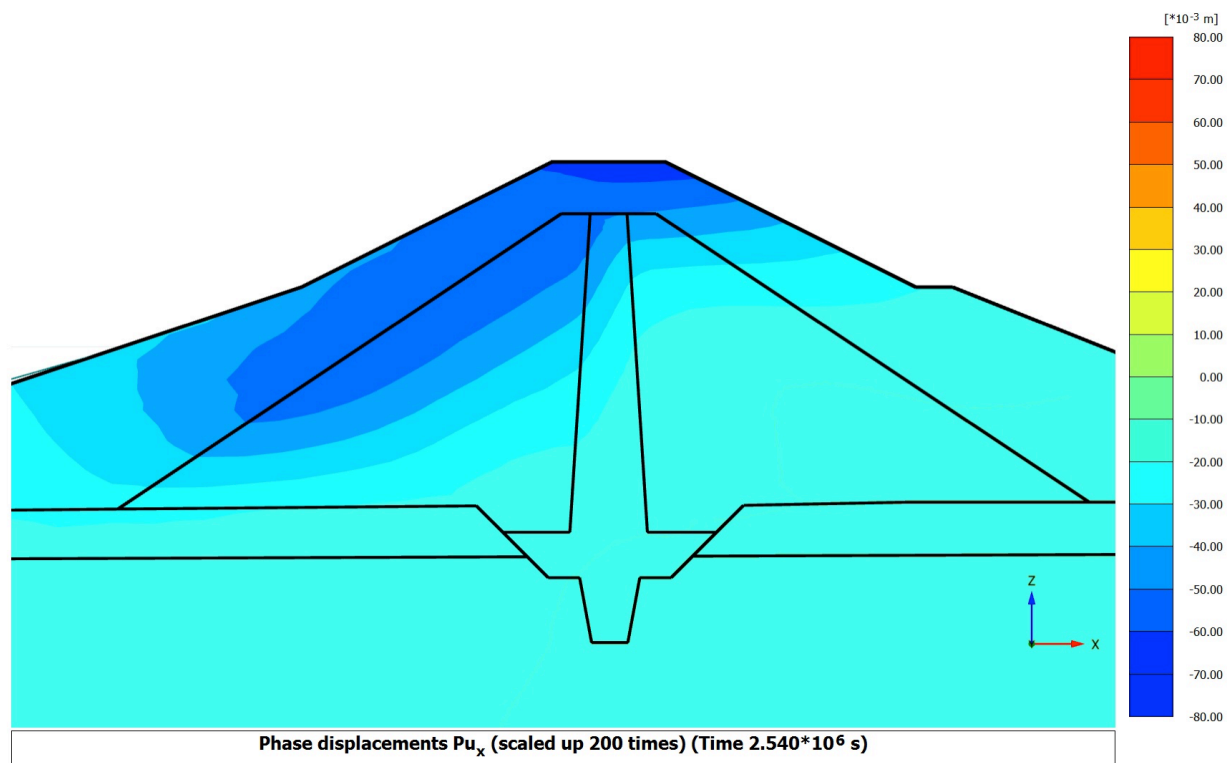


Fig. 8 Modello tenso-deformativo.
Campo degli spostamenti orizzontali prodotti da un ciclo d'invaso e svasso

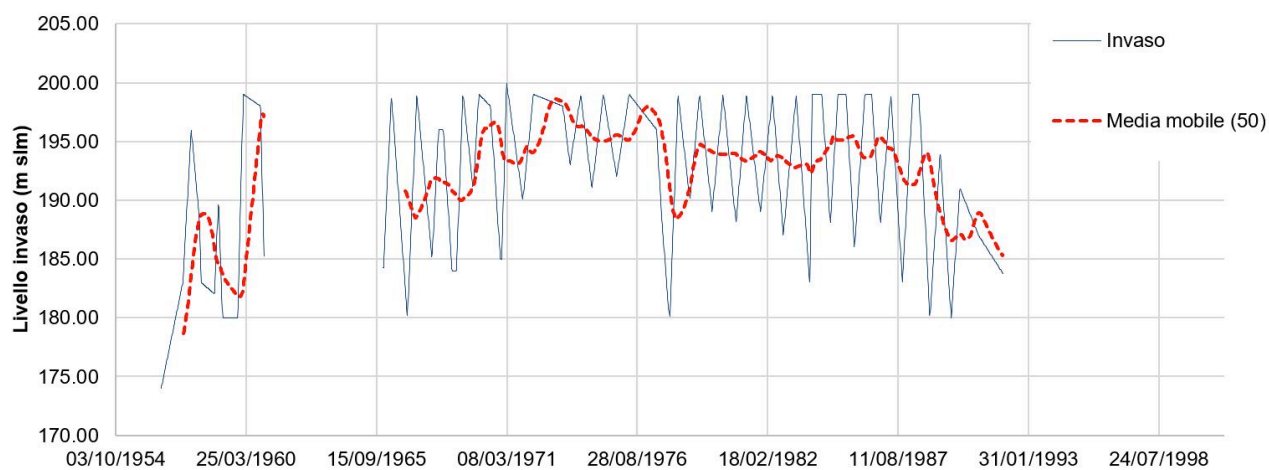


Fig. 9 Quote di invaso 1960-1990