



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI
DI PERUGIA

CONVENZIONE DI RICERCA (del 24.06.2019)

Consorzio di Bonifica della Basilicata e
Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Perugia

*«Comportamento della Diga di Abate Alonia sul torrente Olivento,
in termini di piezometria, spostamenti ed
evoluzione del quadro fessurativo,
dalla costruzione dello sbarramento alla data odierna»*

Relazione Intermedia

Stato di avanzamento al 30 settembre 2019

Gruppo di ricerca UniPG

*Prof. M. Cecconi, Prof. V. Pane, Ing. D. Bellavita,
Dott.ssa V. Cerboni, Dr. A. Vecchiatti*

Sommario

1	Premessa	2
2	Caratteristiche geotecniche dei materiali	5
2.1	Terreni di fondazione (argille azzurre e alluvioni)	6
2.2	Contronuclei	9
2.3	Nucleo.....	15
2.4	Effetto dei trattamenti di iniezione nel corpo diga	17
2.5	Rinfianchi	19
3	Comportamento del corpo diga: considerazioni preliminari	20
3.1	Misure piezometriche.....	22
3.2	Misure assestometriche	27
4	Analisi dei quadri fessurativi documentati	31
4.1	Fenomeno deformativo del 1999	31
4.2	Evoluzione del quadro fessurativo 1994 – 2019	35
5	Riferimenti	37
6	Allegati	38

1 Premessa

La diga di Abate Alonia sbarra, in comune di Melfi (PZ), il torrente Olivento (detto anche Rendina), nel bacino del fiume Ofanto. La diga originariamente progettata negli anni '50 è in terra di tipo zonato, di altezza 27.8 m, sviluppo del coronamento pari a 1220 m. Il volume totale di invaso è pari a 22.8 milioni di metri cubi. La quota del coronamento risultava pari a 202.0 m s.l.m.; la quota di massima regolazione è 199.0 m s.l.m. La pendenza dei paramenti diga è 2:1, 3:1, 5:1 a monte, mentre a valle il paramento, con pendenza 2:1 e 2.5:1, è interrotto da una banchina a quota 192 m s.l.m.

La diga di Abate Alonia è una delle prime dighe in terra costruita in Italia (Jappelli e Silvestri, 2003). La soluzione progettuale adottata è definita singolare (Jappelli, 2003). Il nucleo è formato da miscele di materiali alluvionali limo-sabbiosi, ghiaioso-sabbiosi e bentonite, mentre i contronuclei che costituiscono il corpo del rilevato sono composti da materiale alluvionale limo-sabbioso-argilloso. La fondazione è costituita dalle argille grigio-azzurre plioceniche al di sotto di depositi alluvionali.

Dopo la comparsa di lesioni longitudinali sul coronamento nel 1986, è stato progettato nel 1992-1996, ed eseguito nel 1998-2001, un intervento di consolidamento che ha previsto la sostituzione della parte esterna dei contronuclei e la posa in opera dei rin fianchi in materiale granulare, con modifica della pendenza dei paramenti, iniezioni di cucitura tra il nucleo e i rin fianchi e iniezioni di impermeabilizzazione del nucleo. Il paramento di monte, originariamente coperto da lastre in calcestruzzo, è stato sostituito e realizzato mediante scogliera.

A seguito degli interventi, l'altezza della diga risulta pari a 29.50 m (DM 24.03.82) o 24.50 m (L 584/94), la larghezza del coronamento è di 10 m a quota 204.0 m s.l.m.

Gli invasi sperimentali sono cominciati nel 2002. Nel 2003, dopo un evento di piena che ha comportato anche lo sfioro, ha avuto luogo uno svaso rapido del serbatoio: in tale occasione si sono manifestate chiaramente sul coronamento lesioni analoghe a quelle osservate nel 1986. Il quadro fessurativo è evoluto al punto che la Commissione di collaudo ex art. 14 D.P.R.1363/59 ha dichiarato il progetto inadeguato a porre rimedio ai difetti originari della diga e la necessità di prevedere ulteriori interventi.

Recentemente, e precisamente con Nota del 22/10/2018, la Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche del Ministero delle Infrastrutture ha espresso il parere che si debba redigere un Progetto di Fattibilità - da affidare mediante gara pubblica a una società di ingegneria - per la messa in sicurezza e funzionalità della Diga Abate Alonia sul torrente Olivento o, in alternativa, per la sua dismissione. La stessa Nota afferma che, per poter procedere a detto progetto di fattibilità, si ritengono necessarie e prioritarie le seguenti attività:

- a) studio interpretativo 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;
- b) eventuali ulteriori indagini necessarie per lo studio interpretativo o in esito ad esso, con eventuale posa in opera di strumentazione.

Facendo seguito alle indicazioni della Direzione Generale Dighe, e con riferimento alla fase preparatoria indicata al precedente punto a), in data 24 giugno 2019 è stata stipulata una Convenzione di Ricerca tra il Consorzio di Bonifica della Basilicata ed il Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli Studi di Perugia, avente per oggetto *"un'attività di studio e consulenza scientifica sul comportamento della Diga di Abate Alonia sul torrente Olivento, in termini di piezometria, spostamenti ed evoluzione del quadro fessurativo, dalla costruzione dello sbarramento alla data odierna"*.

In particolare, gli obiettivi dello studio previsti dalla Convenzione possono essere così riassunti:

1. Acquisizione della documentazione geotecnica significativa prodotta dal progetto originale della diga fino alla data odierna, con particolare riguardo alle indagini effettuate, alla caratterizzazione dei terreni di fondazione e dello sbarramento, ai dati di misura e controllo raccolti dal monitoraggio, agli interventi di consolidamento effettuati nel periodo 1998 – 2001.
2. Ricerca storica, catalogazione e trasferimento su supporto digitale delle indagini, delle prove in sito e in laboratorio, delle misure e controlli provenienti dal monitoraggio, degli interventi effettuati durante l'esercizio, nonché di eventi ordinari e straordinari che possono aver influenzato il comportamento della diga.
3. Scelta, sintesi, comparazione e analisi critica di dati significativi, anche sotto forma di grafici e tabelle, con particolare attenzione alla piezometria, agli spostamenti, e alle loro correlazioni con i fenomeni fisici occorsi durante la costruzione e l'esercizio.
4. Riunioni ed incontri presso la sede del consorzio e della Direzione Generale Dighe, o presso le sedi di terze parti coinvolte nell'attività in oggetto.
5. Eventuali sopralluoghi in diga.
6. Sulla scorta delle misure e dell'insieme di dati ritenuti significativi (p.to 3), ricostruzione del comportamento della diga dal progetto originale alla data odierna in termini di piezometria, spostamenti ed evoluzione del quadro fessurativo.
7. Formulazione di un eventuale piano di indagini integrative, misure e dati da acquisire
8. Sulla base dei dati pregressi e degli ulteriori dati desunti dalle eventuali indagini integrative, definizione del modello geologico-geotecnico
9. Formulazione di ipotesi sulle possibili cause dei dissesti dello sbarramento.
10. Sintesi e presentazione dei risultati dello studio – anche in forma digitale – finalizzata ad una spedita acquisizione dei dati significativi da parte dei soggetti coinvolti nelle successive fasi di progettazione.

L'attività di studio e consulenza geotecnica è condotta da un gruppo di lavoro DI_UniPG (Dipartimento di Ingegneria, Università di Perugia), così costituito:

- Prof. Ing. Manuela Cecconi (Responsabile Scientifico)
- Prof. Ing. Vincenzo Pane
- Ing. Diego Bellavita
- Dott.ssa Valentina Cerboni
- Ing. Alessia Vecchietti

L'attività di ricerca prevede due stati di avanzamento, uno intermedio ed uno finale, a conclusione dello studio. La presente relazione intermedia riferisce sul primo stato di avanzamento, e precisamente sulle attività svolte nel primo trimestre successivo alla stipula della Convenzione (periodo 24 giugno – 30 settembre 2019).

Relativamente al p.to 1 del precedente elenco delle attività previste dalla Convenzione, parte della documentazione cartacea è stata reperita presso la DGD (giugno/luglio19), parte della documentazione in formato digitale è stata trasmessa dal Consorzio alla sede UniPG (giugno 2019).

I documenti consultati più rilevanti sono i seguenti:

- ❖ 1951 Progetto esecutivo (Ing. Sensidoni)
- ❖ 1951 indicazioni del Consiglio Superiore dei LL. PP.
- ❖ 1952-7 alcune relazioni mensili laboratorio di cantiere (Ing. Sollazzo), alcune relazioni del Direttore Lavori (Ing. Anfossi)

- ❖ 1958 Sollazzo, «Diga di terra sul Torrente Rendina», Geotecnica Vol.1, pag. 5-16
- ❖ 1973 Atti di collaudo
- ❖ 1996 Progetto interventi di ripristino e di adeguamento funzionale della diga (Prof. Cotecchia), Relazioni e Allegati. 3° aggiornamento (approvato 1997)
- ❖ 1999 Rapporto n°3bis «Esame preliminare risultati consolidamento con iniezioni» (Prof. Cotecchia)
- ❖ 1999 Rapporto n°4 (Prof. Cotecchia)
- ❖ 2001 Relazioni riassuntive dei lavori di iniezione nucleo diga (Prof. Cotecchia, Trevi)
- ❖ 2005 Parere DGD – Geotecnica (Ing. P. Paoliani) – «non collaudo»
- ❖ 2006 Relazione DGD – Geotecnica (Ing. C. Russo)
- ❖ 2006 Piano di ricerca geofisica sul corpo della diga del Rendina (PROGEO, Prof Calabresi)
- ❖ 2019 Aggiornamento misure e rilievo del quadro fessurativo (Ing. M. Marchitelli)

Sulla base della documentazione ad oggi resa disponibile, è stato possibile “ricostruire” le vicende della diga dalla costruzione ai giorni nostri (v. Allegato 1).

In merito al p.to 3 si intravede la necessità di chiarire l’affidabilità delle misure: si evidenziano alcune lacune dei dati, o problematiche ricorrenti nella strumentazione e nella misura dei dati pregressi.

In merito ai p.ti 2, 3, 7 l’attività di studio è in corso di svolgimento e se ne prevede il completamento entro il mese di ottobre p.v.

In merito al punto 4, si sono avuti diversi incontri presso la Sede del Consorzio e presso la Direzione Generale Dighe. Durante tali incontri, nonché nel corso di numerose riunioni tenute presso il Dipartimento di Ingegneria, lo stato di avanzamento dello studio ed i risultati preliminari sono stati fruttuosamente discussi insieme al Prof. Giovanni Calabresi, nel suo ruolo di *“Consulente Professionale del Consorzio di Bonifica della Basilicata per il coordinamento e supervisione dello studio interpretativo della diga”*.

Tutto ciò premesso, nella presente relazione intermedia:

- si riassumono le caratteristiche dei materiali desunte dalla documentazione consultata; sulla base dei dati, si propone di condurre ulteriori indagini in sito
- si descrive il comportamento della porzione in sinistra del corpo diga (Sezioni 2, 4-A) sulla base delle misure piezometriche ed assestometriche disponibili; tale analisi verrà successivamente estesa all’intero corpo diga (ulteriori Sezioni. 6-B, parte centrale, e 10-C, in sponda destra)
- si analizzano il fenomeno deformativo del 1999 ed i quadri fessurativi rilevati (1994, 2004, 2019).

Allo stato attuale, è in corso la pianificazione (v. punto 7 delle attività previste da Convenzione) di un programma di indagini integrative – che comprende prove geofisiche, prove geotecniche in situ, prove di laboratorio – ritenuto fondamentale per la caratterizzazione geotecnica dei materiali e la definizione del modello geologico-geotecnico.

2 Caratteristiche geotecniche dei materiali

Le indagini all'epoca della costruzione della diga ebbero per oggetto i terreni di fondazione ed i terreni per la formazione dei contronuclei e del nucleo della diga; altre indagini furono eseguite durante la costruzione dell'avandiga. Sono inoltre disponibili alcune misure in situ durante la costruzione della diga (Rel. Direttore Lavori 1952-57). I risultati delle prove di laboratorio sono riassunti in Sollazzo (1958) e negli atti di Collaudo (1973).

Nell'ambito del progetto degli interventi di ripristino e adeguamento funzionale (Cotecchia 1996) vennero condotte ripetute campagne di indagini. La prima fase (1988-89) consentì di fornire informazioni aggiornate sullo stato di conservazione dei materiali del rilevato ed in particolare della sponda sinistra, la seconda fase (1992) venne richiesta dal Servizio Dighe per approfondire aspetti particolari dei materiali dei contronuclei (sezioni 4, 6, 8 T4 e T6), mentre la terza fase (1995-6), rispondeva ad osservazioni del Servizio Dighe, finalizzate ad una migliore comprensione delle fenomenologie osservate, ed ebbe per oggetto il materiale del coronamento in sponda sinistra che risultava maggiormente lesionato dalle fessure. Complessivamente le indagini comportarono l'esecuzione di 71 sondaggi a carotaggio continuo, 8 prove di assorbimento nei fori di sondaggio, 6 sondaggi di piccolo diametro per determinazione di contenuto d'acqua e peso di volume tramite sonda a radioisotopi, 4 prove penetrometriche statiche sul coronamento, 8 pozzi per prelievo di campioni "rappresentativi" del corpo diga, ed un totale di 71 campioni indisturbati (Tabella 1).

Più recentemente, un'ulteriore campagna di indagini condotta nel 2006 (Calabresi, 2006) ha visto l'esecuzione di ulteriori 3 sondaggi sul coronamento, di cui un sondaggio con prelievo di campioni indisturbati a distanza 50 cm (27 campioni), e una tomografia sismica tra fori per l'indagine del nucleo.

I sondaggi disponibili (Figura 1) hanno permesso una ricostruzione litologico-stratigrafica dei materiali del corpo diga e dei terreni di fondazione. Gli elaborati grafici relativi alle sezioni rappresentative della sponda sinistra (Sezioni 2 e 4-A) sono riportati in Allegato (v. Allegato 2). Gli elaborati relativi alle ulteriori Sezioni 6-B (parte centrale) e 10-C (sponda destra) saranno presentate nella Relazione Conclusiva.

Ai fini del modello geotecnico, sono ad oggi disponibili alcune indicazioni sulle proprietà fisiche e proprietà indice dei diversi materiali. La stima della permeabilità è desunta da indicazioni riportate nella documentazione, ma non si dispone di tutti i certificati di prova. Per quanto riguarda la caratterizzazione delle proprietà meccaniche, si hanno informazioni in termini di resistenza (da prove di laboratorio, in alcuni casi da verificare), mentre la rigidità può essere desunta solo per materiali a granulometria più fine, dai risultati prove edometriche; si intravede la necessità di ulteriori indagini integrative finalizzate a una chiara caratterizzazione geotecnica di tutti i materiali.

Tabella 1 Indagini disponibili dal progetto degli interventi di adeguamento (Cotecchia, 1999, Trevi 1999 e Calabresi 2006)

		Sondaggi geognostici	Pozzi	Misure in sito	Prove in sito	Campioni (indisturbati, rimaneggiati)
Terreni di fondazione	1988-89	62	-	-	-	14
	1995-96	3	-	-	3 (SPT)	4
Corpo diga	1988-89	62	-	6	-	16
	1992	-	8	-	-	8
	1995-96	6	-	-	4 (CPT)	34
	1999	si	-	-	si (Lefranc)	9
	2006	3	-	-	1 (tomografia sismica CH)	27
Rinfianchi	1992	-	3	-	-	3



Figura 1 Planimetria dei sondaggi disponibili

2.1 Terreni di fondazione (argille azzurre e alluvioni)

Il terreno di fondazione è costituito dalla formazione delle argille azzurre in sponda sinistra, dai depositi alluvionali recenti del torrente Rendina (spessore variabile 2 – 7 m al di sopra della formazione argillosa di base) nella porzione centrale, mentre in sponda destra sono presenti depositi alluvionali di spessore variabile da 7 a 22 m al di sopra delle argille azzurre.

I depositi alluvionali sono costituiti da un primo strato superiore di terreni a grana fine, limoso-sabbiosi e/o limoso-argillosi, con intercalazioni di livelli sabbiosi, e da un secondo strato inferiore di terreni a grana grossa, sabbioso-ciottolosi, talora con sottili intercalazioni e di livelletti limoso e/o limoso sabbiosi (Figura 2), variamente alternati/intercalati. Lo strato a grana più fine corrisponde al materiale utilizzato per i contronuclei e si estende con spessore che tende a diminuire, dalla sponda destra e per una lunghezza di circa 350 m; il materiale più grossolano risulta maggiormente presente in sponda sinistra e in corrispondenza dell'alveo del Rendina.

La Tabella 2 e la Tabella 3 riassumono, rispettivamente, le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione.

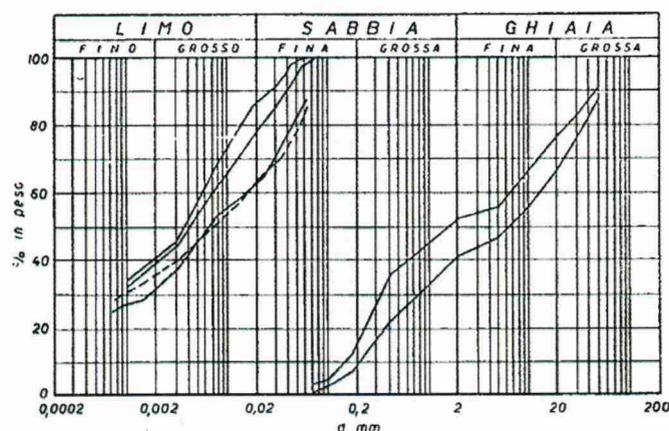


Figura 2 Curve di distribuzione granulometrica dei terreni alluvionali (Sollazzo, 1958)

Tabella 2 Proprietà fisiche dei terreni di fondazione (Cotecchia 1996 e, dove specificato, Sollazzo 1958, Trevi 1999)

	Argilla Grigio – Azzurra	Depositi alluvionali limoso-sabbiosi	Depositi alluvionali grossolani
Peso specifico, γ	2.13 t/m ³ (2.09 – 2.18)	1.86 t/m ³ (1.8 – 2.01)	1.98 t/m ³ (1.96 – 2.01)
peso specifico, γ_s	2.73 t/m ³ 2.7 g/cm ³ da Sollazzo	2.71 t/m ³ 2.6 g/cm ³ da Sollazzo	2.71 t/m ³ 2.72 g/cm ³ da Sollazzo
Peso specifico secco, γ_d	1.81 t/m ³ (1.74 – 1.87) 1.77 da Sollazzo	1.50 t/m ³ (1.48 – 1.52)	1.62 t/m ³ (1.52 – 1.72)
Contenuto d'acqua naturale, w	0.177 (0.138 – 0.204) 0.415 da Sollazzo	0.20 (0.18 – 0.22) 0.433 da Sollazzo	0.22 (0.17 – 0.27)
Indice dei vuoti, e	0.51 (0.457 – 0.584)	0.805 (0.78 – 0.83)	0.675 (0.57 – 0.78)
Grado di saturazione, S_R	0.972 (0.892 – 1.00) 0.997 da Sollazzo	0.445 (0.44 – 0.45)	0.40 (0.36 – 0.44)
Limite di liquidità, w_L	0.40 (0.35 – 0.49) 0.415 da Sollazzo	0.375 (0.34 – 0.41) 0.433 da Sollazzo	-
Limite di plasticità, w_P	0.194 (0.13 – 0.23) 0.216 da Sollazzo	0.18 (0.17 – 0.19) 0.210 da Sollazzo	-
Indice di plasticità, I_P	0.21 (0.17 – 0.26) 0.199 da Sollazzo	0.195 (0.15 – 0.24) 0.223 da Sollazzo	-
Indice di consistenza, I_C	1.08 (0.99 – 1.2)	0.855 (0.77 – 0.94)	-
Attività, A	0.515 (0.45 – 0.6) 0.5 da Sollazzo	0.805 (0.65 – 0.96) 0.62 da Sollazzo	-
D_R (correlazione $D_R - N_{SPT}$)	-	-	70 – 80%
permeabilità k (m/s)	$10^{-9} - 10^{-11}$	0.5 – 1×10^{-3} da Sollazzo 2.6×10^{-3} Lefranc Trevi (1999)	2×10^{-3} da Sollazzo

Tabella 3 Proprietà meccaniche dei terreni di fondazione (Cotecchia 1996)

Argilla Grigio – Azzurra			
Prove edometriche (n. 3 prove, z= 15.2, 20.3 e 30.2 m)	Indice di compressibilità C_c ($\sigma = 0.2 - 0.8 \text{ kg/cm}^2$)	v.medio 0.006	(valori: 0.004, 0.06, 0.008)
	($\sigma = 12 - 25 \text{ kg/cm}^2$)	0.113	(valori: 0.084, 0.153, 0.102)
	Modulo edometrico E_{edo} ($\sigma = 0.2 - 0.8 \text{ kg/cm}^2$)	260 kg/cm^2	(valori: 364, 245, 171)
	($\sigma = 12 - 25 \text{ kg/cm}^2$)	575 kg/cm^2	(valori: 726, 418, 528)
Prove triassiali CU (n. 12 prove)	Indice di rigonfiamento C_s ($\sigma = 0.8 - 0.2 \text{ kg/cm}^2$)	0.061	(valori: 0.052, 0.085, 0.046)
	Permabilità k (m/s)	2×10^{-11}	(valori: 6.4×10^{-12} , 3.3×10^{-11} , 2.1×10^{-11})
Prove triassiali CU (n. 12 prove)	Coesione	0.08 - 0.16 kg/cm^2	di dubbia interpretazione
	Angolo d'attrito, ϕ'	13.5 - 26°	

Depositi alluvionali limoso-sabbiosi			
Prova triassiale CU (n. 1 prova)	Coesione, c'	0.4 kg/cm^2	
	Angolo d'attrito, ϕ'	24°	
Prove di taglio diretto (n. 1 prova «CU»)	Coesione, c	0.2 kg/cm^2	
	Angolo d'attrito, ϕ	32°	
Prove edometriche (n. 2 prove, z= 0.95 e 2.25 m)	Indice di compressibilità C_c ($\sigma = 0.2 - 0.8 \text{ kg/cm}^2$)	0.046	(valori: 0.06, 0.025)
	($\sigma = 12 - 25 \text{ kg/cm}^2$)	0.151	(valori: 0.173, 0.129)
	Modulo edometrico E_{edo} ($\sigma = 0.2 - 0.8 \text{ kg/cm}^2$)	45 kg/cm^2	(valori: 25, 65)
	($\sigma = 12 - 25 \text{ kg/cm}^2$)	467 kg/cm^2	(valori: 401, 533)
Prove edometriche (n. 2 prove, z= 0.95 e 2.25 m)	Indice di rigonfiamento C_s ($\sigma = 0.8 - 0.2 \text{ kg/cm}^2$)	0.027	(valori: 0.023, 0.032)

Depositi alluvionali grossolani: sabbia limosa con ghiaia			
Prove SPT (n. 3 prove)	N_{SPT}	z = 3.5 – 3.95 m	70 (8-27-43)
		z = 6.0 – 6.45 m	75 (21-32-43)
		z = 7.0 – 7.45 m	79 (20-33-46)
Correlazione $\phi - N_{SPT}$ (Schmertmann)	Angolo d'attrito, ϕ'	> 40°	
Prove di taglio diretto (n. 2 prove «CU»)	Coesione, c	0.4 kg/cm^2	(valori: 0.4, 1, di dubbia interpretazione)
	Angolo d'attrito, ϕ	35°	(valori: 35, 23)

2.2 Contronuclei

Il materiale dei contronuclei utilizzato all'epoca della costruzione del rilevato di sbarramento è costituito dai limi sabbioso-argillosi prelevati all'interno dei depositi alluvionali situati in sponda destra. Sollazzo (1958) riporta le caratteristiche previste in progetto (Figura 3 e Figura 4).

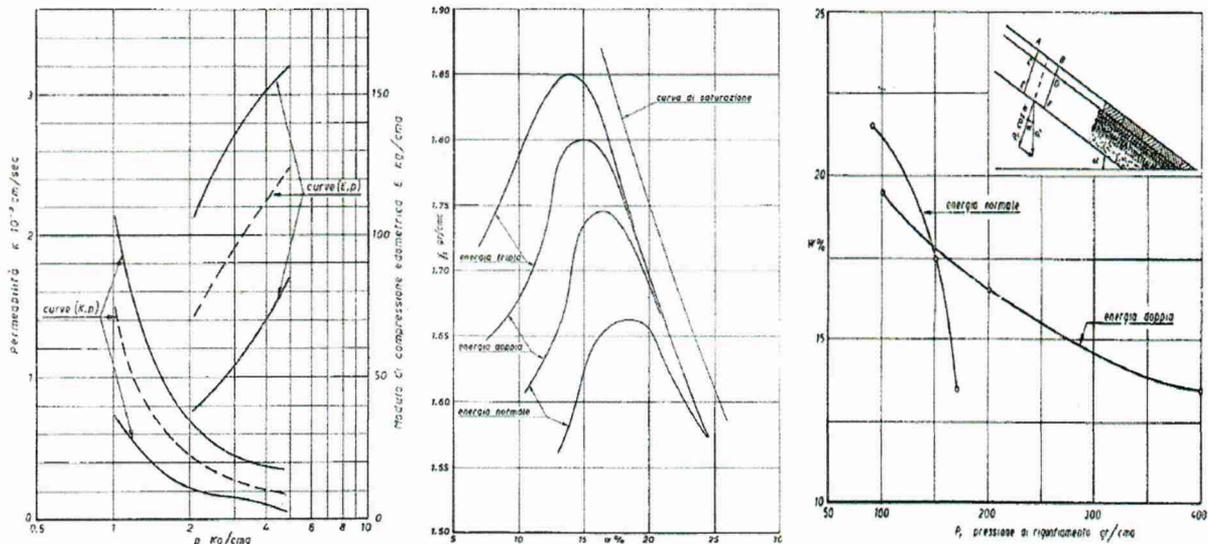


Figura 3 Risultati di prove di compressibilità e rigonfiamento, prove di costipamento sui terreni dei contronuclei (Sollazzo, 1958)

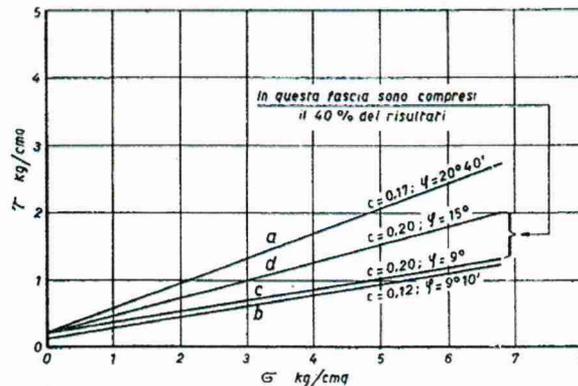


Figura 4 Risultati delle prove triassiali sui contronuclei (Sollazzo, 1958)

Le relazioni del Direttore dei Lavori mettono in evidenza:

- difficoltà di compattazione, discontinuità
- stesura senza curare erpicatura e innaffiamento
- separazione materiali grossi, fasce drenanti possibili, dubbi sulla tenuta della diga
- 20% prove cantiere ricadevano nella fascia optimum
- evidenza di vie d'acqua preferenziali da prove permeabilità, misure piezometriche/assessimetriche.

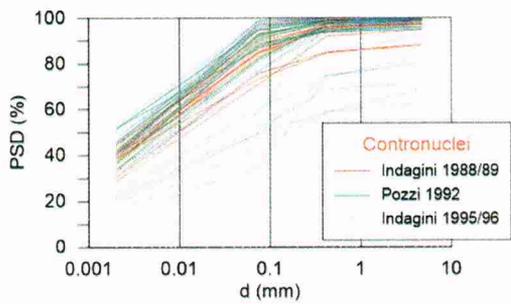
L'esame delle stratigrafie di sondaggio nell'ambito del progetto degli interventi di ripristino e adeguamento della diga (Cotecchia 1996) metteva in evidenza strati "soffici", "difetti", "eterogeneità", "saturazione dei livelli a maggiore contenuto limoso-argilloso", e si riconosceva la stratificazione conseguente alla messa in opera del materiale. Dall'esame delle trincee sulla parte superficiale del paramento di valle veniva notato che il materiale risultava "essiccato, fessurato e intersecato dall'apparato radicale della vegetazione". Si annotava poi che, in concomitanza del livello di invaso a quota 194 m s.l.m. al momento dei prelievi, il

materiale prelevato a quota 190 m s.l.m. risultava umido, mentre quello prelevato a quota 200 m s.l.m. risultava completamente essiccato. Cotecchia concludeva che le prove confermavano “la presenza di una crosta di 4 – 6 m di materiale essiccato, dove quindi è ben probabile la localizzazione di fessure di trazione, e, al di sotto di questo, la presenza di materiale di caratteristiche meccaniche non particolarmente elevate, all’interno del quale ci sono zone caratterizzate da una bassissima resistenza meccanica”.

La Tabella 4, la Figura 5, la Figura 6 e la Figura 7 riportano caratteristiche fisiche e proprietà indice dei contronuclei relativamente a risultati di prove in sito e laboratorio. Si nota come parte del materiale risulta posto in opera in eccesso di umidità, con livelli di materiale in cui il contenuto d’acqua risulta prossimo al limite plastico o al limite liquido (v. quota 190, 187, 186 m s.l.m.) e indice di consistenza estremamente basso. La Tabella 5 riassume le proprietà meccaniche del materiale. La Figura 8 riporta i risultati delle prove penetrometriche.

Tabella 4 Proprietà fisiche dei contronuclei (Cotecchia 1996, Calabresi 2006)

	v. medio	v. min	v. max	(n. determinazioni)
Peso specifico, γ (t/m³)	2.04	1.79	2.18	85
peso specifico, γ_s (t/m³)	2.68	2.21	2.75	83
Peso specifico secco, γ_d (t/m³)	1.70	1.28	1.88	82
Contenuto d’acqua naturale, w	0.20	0.10	0.57	89
Indice dei vuoti, e	0.58	0.45	1.14	82
Grado di saturazione, S_R	91.68	49.00	100	82
Limite di liquidità, w_L	0.396	0.60	0.68	85
Limite di plasticità, w_p	0.187	0.15	0.32	62
Limite di ritiro, w_R	0.125	0.12	0.13	2
Indice di plasticità, I_p	0.213	0.08	36.00	86
Indice di consistenza, I_c	0.971	0.187	1.940	84
Attività, A	0.63	0.47	1.52	61
Permeabilità (prove in sito, Collaudo)	Valori da 10 ⁻⁶ a 10 ⁻¹⁰ m/s			



(59 curve granulometriche)

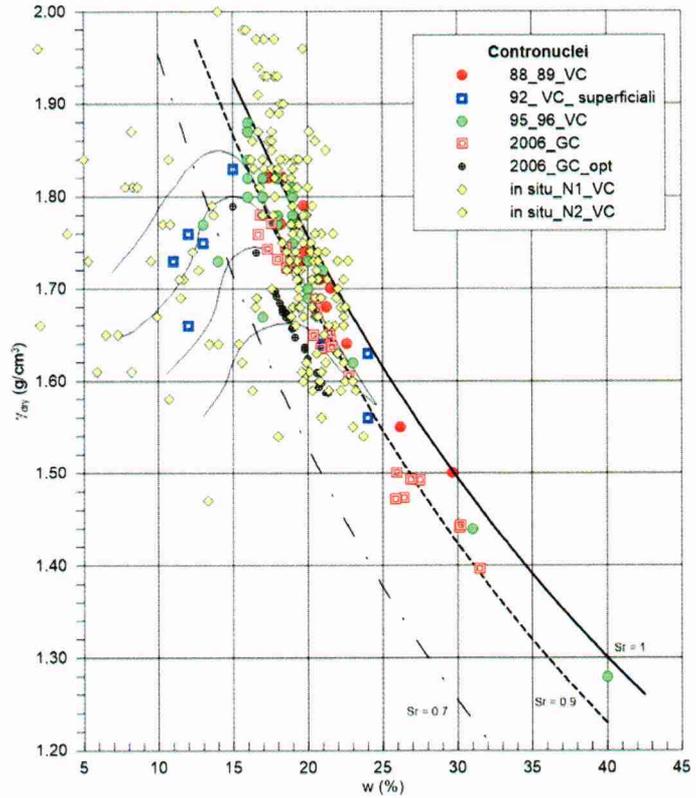
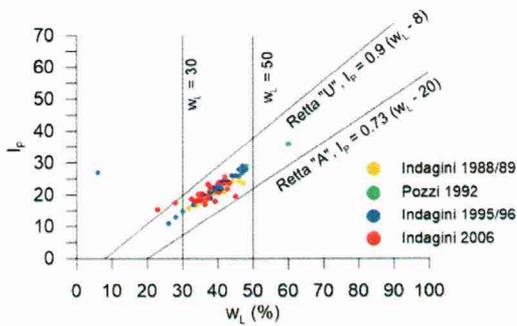


Figura 5 Caratteristiche dei cononuclei (da elaborazione dati Cotecchia 1996, Calabresi 2006)

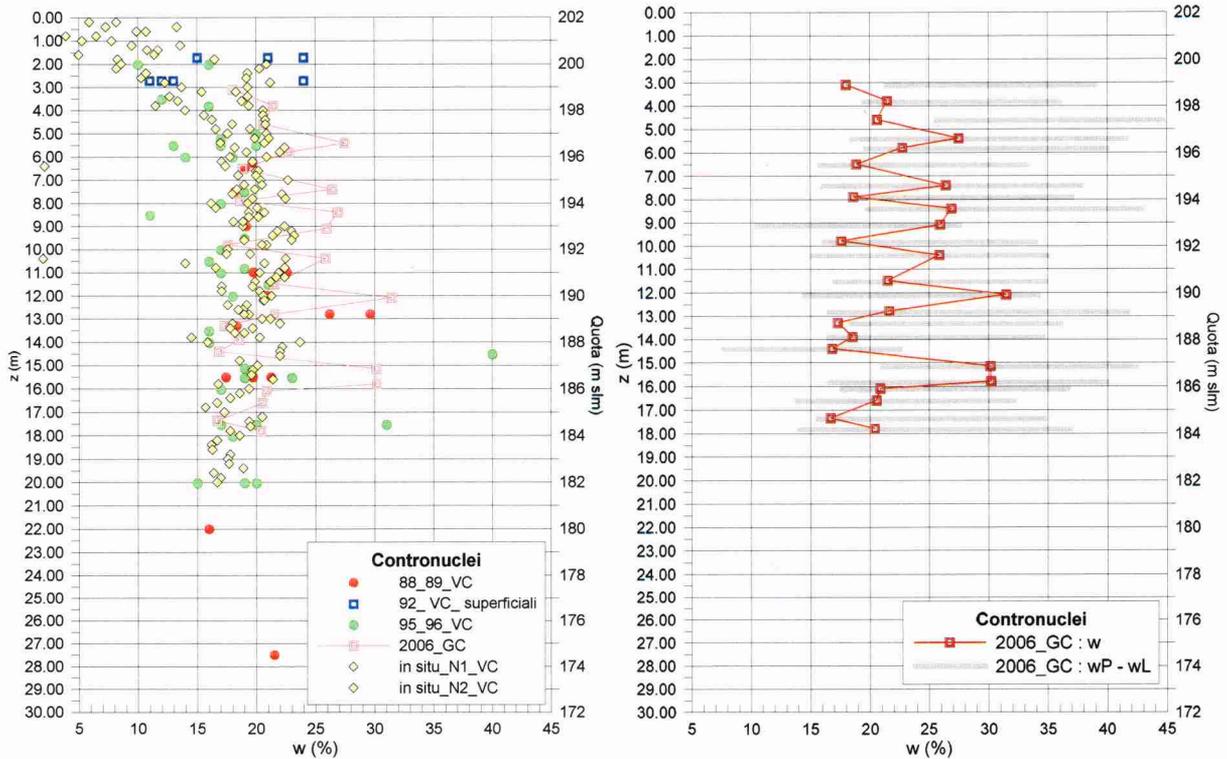


Figura 6 Caratteristiche dei cononuclei. Variazione del contenuto d'acqua lungo la verticale (da elaborazione dati Cotecchia 1996, Calabresi 2006)

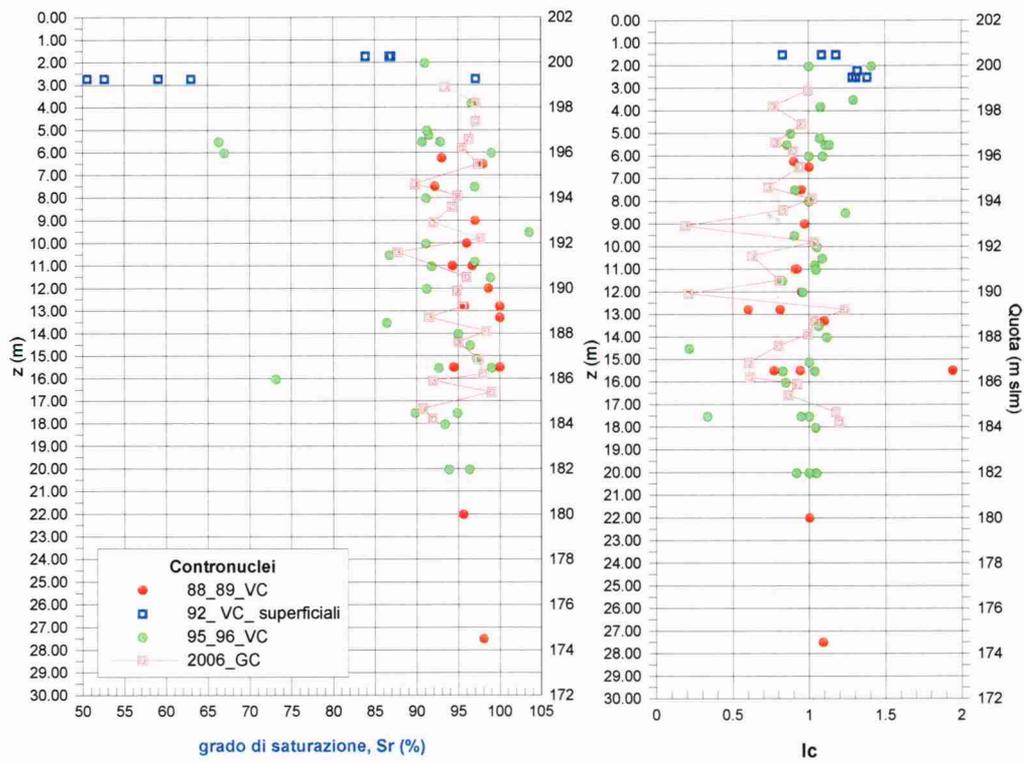


Figura 7 Caratteristiche dei contronuclei. Variazione del grado di saturazione S_R e dell'indice di consistenza I_C lungo la verticale (da elaborazione dati Cotecchia 1996, Calabresi 2006)

Tabella 5 Proprietà meccaniche dei contronuclei (Cotecchia 1996, Trevi 1999)

Cotecchia (1996)		v. medio	v. min	v. max
Prova triassiale CU (n. 28 prove, alcune di dubbia interpretazione)	Coazione, c'	13.7 kPa	0	92.9 kPa
	Angolo d'attrito, ϕ'	19.4°	3.97° (?)	32°
Prove di taglio diretto (n. 1 prova)	Coazione, c'	29.4 kPa	-	-
	Angolo d'attrito, ϕ'	26°	-	-
Prove edometriche (n. 10 prove)	Indice di compressibilità C_c ($\sigma = 0.2 - 0.8 \text{ kg/cm}^2$)	0.016	0.006	0.03
	($\sigma = 12 - 25 \text{ kg/cm}^2$)	0.148	0.0107	0.223
	Modulo edometrico E_{edo} ($\sigma = 0.2 - 0.8 \text{ kg/cm}^2$)	114	53	261
	($\sigma = 12 - 25 \text{ kg/cm}^2$)	837	310	4334
	Indice di rigonfiamento C_s ($\sigma = 0.8 - 0.2 \text{ kg/cm}^2$)	0.051	0.028	0.071
Permeabilità k (m/s)	2×10^{-9}	$(1.40 \times 10^{-9}, 6.50 \times 10^{-10}, 5.30 \times 10^{-9}, 6.00 \times 10^{-10})$		

Cotecchia (1996)							
prove CPT	CPT 1 q_c (kPa)	CPT 2 q_c (kPa)	CPT 3 q_c (kPa)	CPT 3 q_c (kPa)	q_c media (kPa)	ϕ (*)	c_u (kPa) $\approx q_c/20$
da 0 a 4-5 m ≈ 4.5 m	12500	9000	6000	10000	9400	39°	470
da 4-5 a 6-8 m ≈ 3 m	5000	3000	3000	6000	4250	<32°	210
da 6-8 a 12-13 m ≈ 5 m	4000	3000 ÷ 5000	5000	4000	4250	<32°	210

(*) Dourgunoglu & Mitchell 1975 (terreni incoerenti)

Trevi (1999)				
Prova triassiale CD	Coazione, c'	18 kPa		
	Angolo d'attrito, ϕ'	25.8°		
Prova triassiale CIU	Coazione, c'	25 kPa		
	Angolo d'attrito, ϕ'	28.1°		
	Coazione, c	48 kPa		
	Angolo d'attrito, ϕ	24.3°		
		E (kg/cm ²)	cv (cm ² /s)	k (m/s)
Prova edometrica	($\sigma = 1 - 2 \text{ kg/cm}^2$)	73	0.000234	3.20×10^{-11}
	($\sigma = 2 - 4 \text{ kg/cm}^2$)	115	0.000219	1.91×10^{-11}
	($\sigma = 4 - 8 \text{ kg/cm}^2$)	174	0.000205	1.18×10^{-11}
	($\sigma = 8 - 16 \text{ kg/cm}^2$)	265		
	($\sigma = 16 - 32 \text{ kg/cm}^2$)	453		

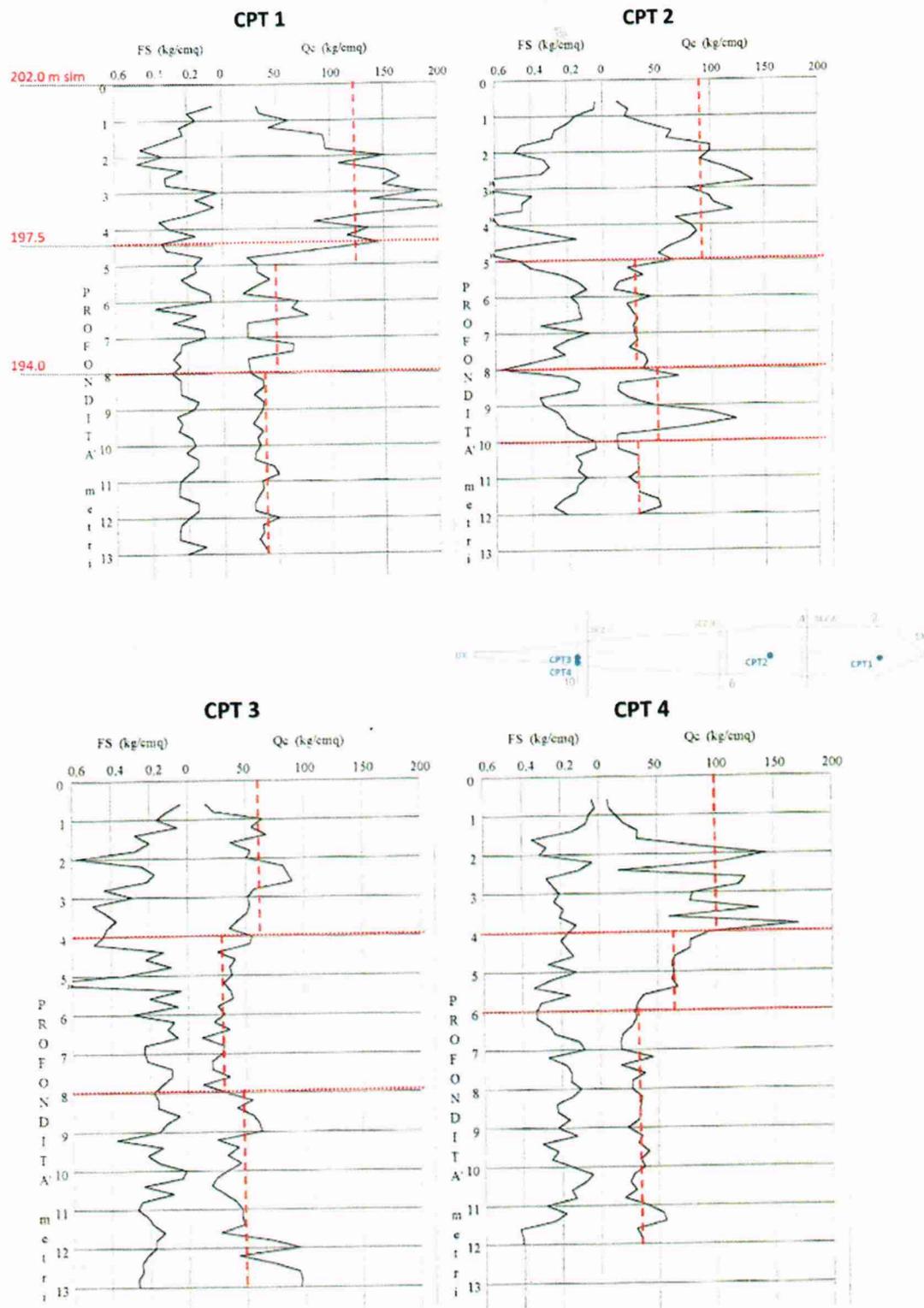


Figura 8 Caratteristiche dei contronuclei. Prove CPT (Cotecchia 1996)

2.3 Nucleo

Il progetto prevedeva la realizzazione di un nucleo centrale impermeabile costituito da una miscela di materiali «scarsamente coerenti» con l'aggiunta di bentonite ed eventualmente di polvere di argilla. La miscela venne realizzata impiegando ghiaie e sabbie dell'Ofanto – quale materiale «scarsamente coerente», limo giallo (lo stesso dei contronuclei) e bentonite (Sollazzo, 1958). Vennero utilizzate diverse miscele di terreno (Figura 9), variando la percentuale di limo (Tabella 6), a motivo della differente permeabilità osservata nella miscela A, tra preparazione in laboratorio e preparazione tramite impianto di miscelazione (10^{-7} cm/s con preparazione in laboratorio, 10^{-4} cm/s con impianto di miscelazione). Le miscele B o C venivano adottate in ragione della granulometria riscontrata all'impianto (Atti di Collaudo 1973).

Nella documentazione Cotecchia (1996) si riporta che i sondaggi TN e S3 del campo prove di iniezioni hanno interessato il nucleo rinvenendo sabbie e ciottoli con limo di colore giallo/giallo-grigiastro; sono state rinvenute tracce di una frazione sottile, verosimilmente bentonite. Le caratteristiche dedotte da prove effettuate su n.2 campioni prelevati lungo il sondaggio S3 sono riportate in Tabella 7.

Le prove di permeabilità eseguite nel sondaggio S3 hanno evidenziato tratti ad assorbimento nullo e livelli più o meno permeabili a diverse altezze.

La miscela del nucleo della diga Abate Alonia è confrontata con quella di altre dighe italiane in Jappelli (2003) e Jappelli & Silvestri (2003). La variabilità media delle proprietà di contenuto d'acqua e peso di volume secco risultano ampie ma prossime ad altre dighe poste a confronto (cfr. Abate Alonia con San Pietro e Don Sturzo I, in Figura 10).

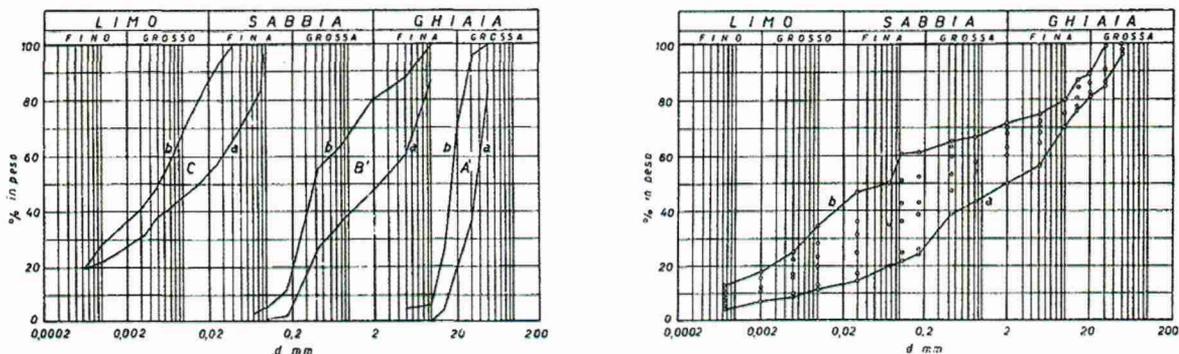


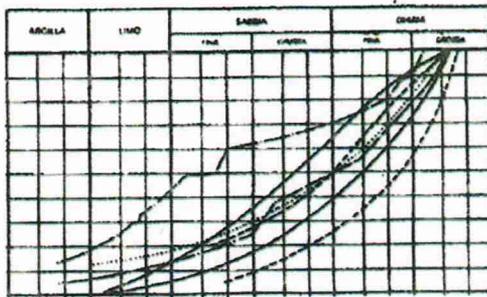
Figura 9 Caratteristiche granulometriche dei terreni per la formazione del nucleo (A' = ghiaia, B' = sabbia, C = limo) e composizione granulometrica della miscela da nucleo (Sollazzo, 1958).

Tabella 6 Caratteristiche delle miscele da nucleo utilizzate (Sollazzo, 1958; Atti di Collaudo, 1973)

Miscela	Ghiaia 10<d<50 mm	Sabbia 0.074<d<10 mm	Limo d<0.074 mm	Bentonite	peso specifico secco, γ_d (t/m ³)	contenuto d'acqua, w
A	30%	50%	20%	1 o 0%	1.95 – 2.13	0.09 – 0.11
B	20%	45%	35%	1 o 0%	1.87 – 2.07	0.09 – 0.13
C	25%	25%	50%	1 o 0%	1.80 – 2.07	0.10 – 0.15

Tabella 7 Caratteristiche del nucleo da prove di laboratorio (Cotecchia, 1996).

	S3 C1 (190.35 m slm)	S3 C2 (175.65 m slm)
Peso specifico, γ (t/m ³)	2.28	2.19
peso specifico, γ_s (t/m ³)	2.73	2.77
Peso specifico secco, γ_d (t/m ³)	2.04	1.92
Contenuto d'acqua naturale, w	11.5	13.9
Indice dei vuoti, e	0.337	0.441
Grado di saturazione, S_R	93.6	87
Limite di liquidità, w_L	0.338	0.296
Limite di plasticità, w_P	0.169	0.25
Limite di ritiro, w_R	0.169	0.046
Indice di plasticità, I_p	1.32	3.39
Indice di consistenza, I_c	0.86	0.32
Attività, A	2.28	2.19
Resistenza unitaria prova ELL	1.310 kg/cm ²	
Permeabilità (prove assorbimento in S3)	assorbimenti nulli e livelli permeabili da 10 ⁻⁵ a 10 ⁻⁷ m/s	



42 - Abate Alonia —————
 43 - S. Valentino - - - - -
 5 - Vernago I - · - - - -
 47 - L'Aja ·········

Simbologia	Rif.	D I G A	Campioni N°	W (%)			γ_s (tm ⁻³)		
				m	s_u	s_u/m	m	s_u	s_u/m
—————	31/1	Don Sturzo I	995-986	13,27	2,32	0,175	1,780	0,077	0,043
- - - - -	39	San Pietro	773	16,5	3,9	0,236	1,700	0,118	0,069
· · · · ·	42	Abate Alonia	1516 + 1530	17,82	2,50	0,14	1,718	0,075	0,044
- · - · -	36	Sella Pedicate	212	18,35	1,51	0,082	1,765	0,040	0,023
- - - - -	19	Sella del Corvo	1739	18,44	2,31	0,125	1,717	0,079	0,046
- · - · -	10	S. Luce	855	16,0	1,3	0,081	1,717	0,065	0,038
- - - - -	9	S. Casciano	1362	17,08	0,82	0,049	1,884	0,051	0,027

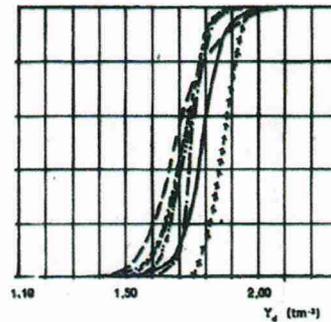
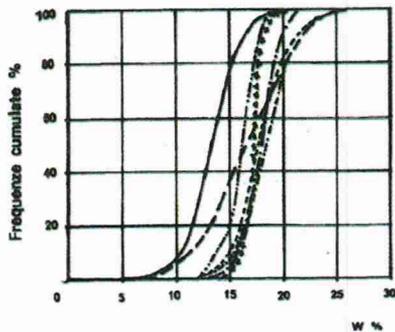


Figura 10 Caratteristiche delle miscele del nucleo di alcune dighe italiane (Jappelli e Silvestri, 2003)

2.4 Effetto dei trattamenti di iniezione nel corpo diga

I lavori di ripristino e messa in sicurezza del 1998-2001 prevedevano due diversi interventi di iniezione, che hanno prodotto i seguenti risultati (Documentazione DGD, 2005):

- ❖ **iniezioni di consolidamento e omogeneizzazione al contatto contronulceo/nucleo:** si prevedeva l'impiego di due tipi di miscele di iniezione: una sospensione cementizia (con cementi ultrafini) "per iniettare i vuoti più grandi" e una soluzione chimica "per iniettare i vuoti di minori dimensioni, non raggiunti dal trattamento precedente". A seguito del trattamento (62361 m lunghezza totale perforazioni, 5198 q assorbimento miscela secca cementizia, 556 m³ di miscela chimica) si è registrata una minore dispersione dei valori di permeabilità.
- ❖ **iniezioni di impermeabilizzazione e omogeneizzazione nel nucleo:** in seguito ai riscontri in sito, venne adottato uno schema a due file, rispetto alla previsione progettuale (una sola fila di fori di iniezione). Le miscele impiegate sono le stesse adottate per i contronuclei (ma maggiore pressione di iniezione superiore, almeno nella zona medio-bassa). A seguito del trattamento (49773 m lunghezza totale perforazioni, 4324 q assorbimento miscela secca cementizia, 1312 m³ di miscela chimica) si è registrata una minore dispersione dei valori di permeabilità.

La Tabella 8 riporta la variazione media osservata nei valori della permeabilità così come riportate nella documentazione.

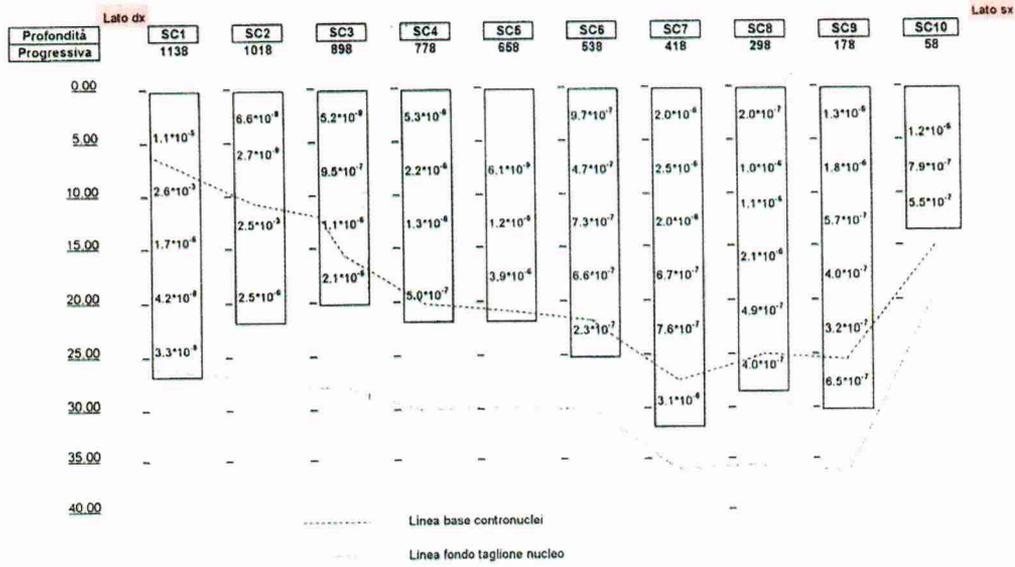
Tabella 8 Variazione della permeabilità in seguito al trattamento con iniezioni (Documentazione DGD 2005)

	Permeabilità (m/s)	
Fascia contronulceo/nucleo (v. Figura 11)	pre-intervento	$1.1 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-9}$
	post-intervento	$2 \times 10^{-6} - 5 \times 10^{-9}$
Nucleo	pre-intervento	$10^{-5} - 10^{-7}$
	post-intervento (v. medio)	8.9×10^{-9}

In concomitanza con l'intervento con iniezioni nella zona in sinistra (progr. 40 – 90 m, zona in cui nel 1986 si è prodotta la prima fessura) si è riscontrato un fenomeno deformativo del coronamento. L'evento è analizzato nella Sezione 4.1. La zona è stata oggetto di iniezioni di consolidamento dei contronuclei (3 file invece delle due previste) ed anche del nucleo (su due file), registrando valori di assorbimento maggiori di quelli delle altre zone (Documentazione DGD 2005).

TREVI spa

DIGA DI RENDINA - Prove Lefranc sui sondaggi eseguiti sul contronucleo del corpo diga prima del trattamento
(misure di permeabilità in m/sec)



TREVI spa

DIGA DI RENDINA - Prove Lefranc sui sondaggi eseguiti sul contronucleo del corpo diga dopo il trattamento
(misure di permeabilità in m/sec)

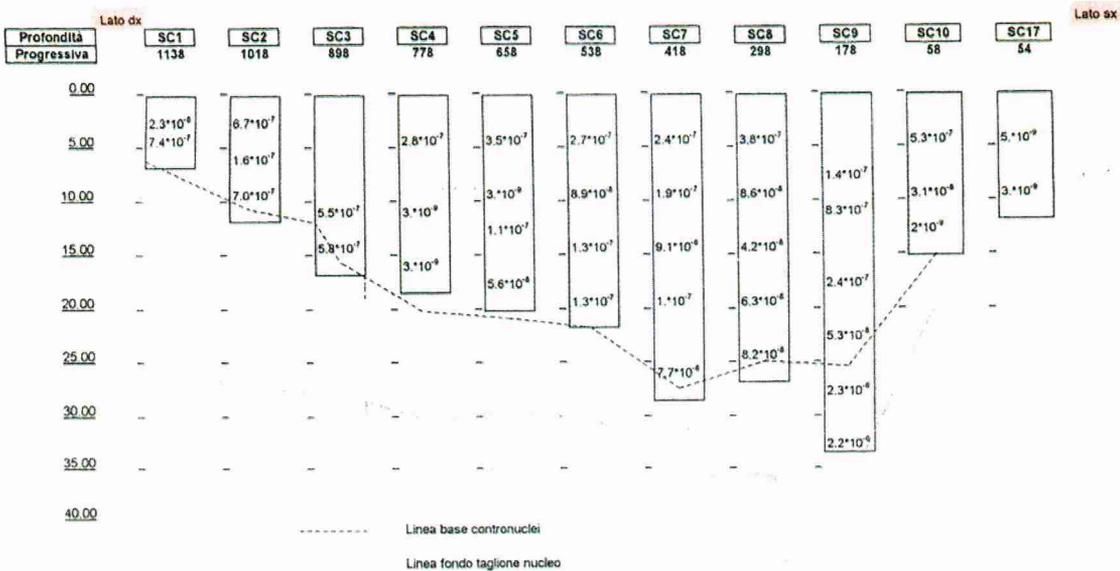


Figura 11 Elaborazione dei risultati delle prove Lefranc su sondaggi eseguiti sul contronucleo prima e dopo il trattamento con iniezioni.

2.5 Rinfianchi

I rinfianchi sono stati realizzati nell'ambito dell'intervento di ripristino e adeguamento. Sono costituiti da ghiaia e ciottoli arrotondati in matrice sabbiosa, sciolti, affioranti in destra diga sui rilievi collinari (Cotecchia 1996). Le caratteristiche fisiche e meccaniche dei rinfianchi sono riportate in Figura 12 e Tabella 9.

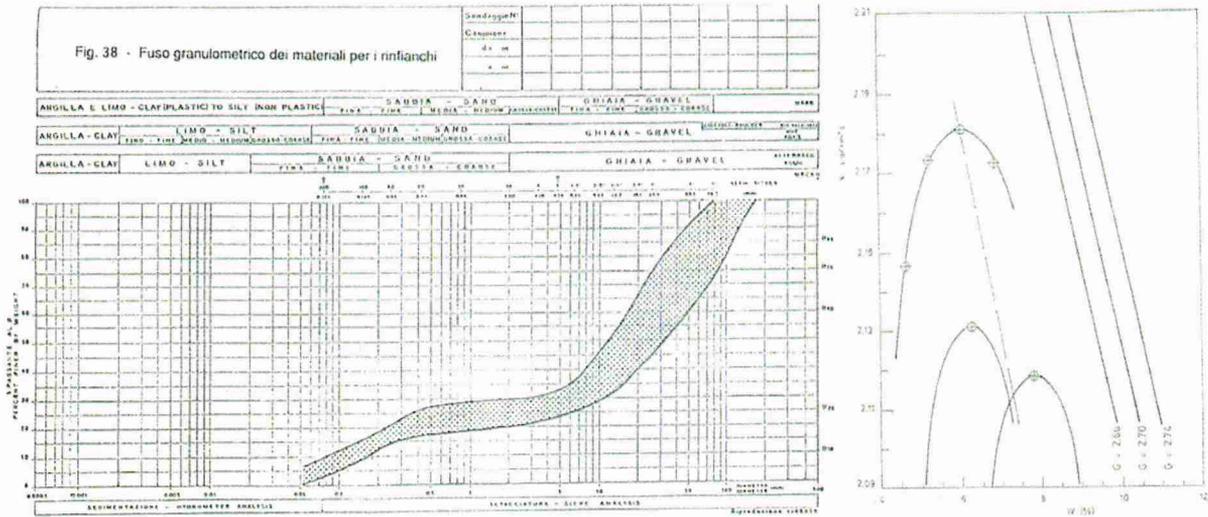


Figura 12 Caratteristiche granulometriche e di compattazione del materiale dei rinfianchi (Cotecchia, 1996)

Tabella 9 Caratteristiche dei rinfianchi (Cotecchia, 1996).

	<i>In progetto</i>	<i>Sito (cantiere)</i>
peso specifico secco, γ_d (g/cm ³)	2.12 – 2.18	v. medio: 2.2
contenuto d'acqua, w	0.06 – 0.08	0.02 – 0.19
Coesione, c (kPa)	77 (64 – 119)	
Angolo di attrito, ϕ (°)	41.6 (38 – 44)	
Coesione a lungo termine, c' (kPa)	0	0
Angolo di attrito a lungo termine, ϕ' (°)	40 - 45	39° (provini ricostituiti ottimo proctor)
Permeabilità, k (m/s)	1×10^{-5} (prove a carico costante)	v. medio: 3.9×10^{-5}

3 Comportamento del corpo diga: considerazioni preliminari

Il comportamento del corpo diga è ricostruito sulla base dei documenti reperiti e dell'evoluzione temporale delle grandezze monitorate.

La costruzione della diga iniziò il 24.03.1952, dopo l'approvazione del Progetto Esecutivo (24.10.1949). La costruzione del corpo diga iniziava nel novembre 1954 (Figura 13). I contronuclei venivano messi in posto con strati dello spessore iniziale di 30 cm costipati con i rulli a piedi di pecora (12 passaggi del rullo, pressione esercitata calcolata in 21 kg/cm^2). Il nucleo veniva messo in posto per strati di spessore inferiore a 30 cm, e il costipamento ottimale era ottenuto con 4 passaggi con mazzapicchio da 500 kg (utilizzato nel fondo dello scavo del taglione) o 12 passaggi del rullo a piedi di pecora (utilizzato nei tratti di nucleo in elevazione). Alcune note del direttore del laboratorio geotecnico documentano difficoltà costruttive di cantiere. Si annotavano "soluzioni di continuità fra gli strati sovrapposti", terreno steso "senza curare affatto l'erpatura e l'innaffiamenti necessario per gli strati successivi" (nota del 05.05.55), presenza di "blocchi di terra di notevole dimensione" che poteva dar luogo a "formazione di vuoti", messa in opera di "materiale troppo umido e scarsamente costipato", e inoltre si evidenziava che "le dimensioni minime del taglione, la natura delle argille attraversate, le variazioni della composizione della miscela..., rappresentavano elementi di dubbio sulla riuscita dell'opera di tenuta della diga" (relazione del 21.05.55).

I lavori venivano ultimati il 30.06.1957, e gli invasi sperimentali iniziavano nel 1958, dopo l'installazione di piezometri a tubo aperto/assestimetri. Il Collaudo (DPR 1363/59) avveniva nel 24.04.1973.

Il progetto dei lavori di ripristino e adeguamento funzionale si protrae dal gennaio 1991 al gennaio 1998. I lavori vengono svolti tra il 28.09.1998 e il 31.10.2001 (Figura 14). Il ciclo di invasi sperimentali non è mai stato completato (diversi invasi tecnici). **Durante i lavori, la strumentazione di monitoraggio pre-esistente viene dismessa e vengono installati nuovi strumenti.**

La strumentazione di monitoraggio storica (anni '55 - '90) comprende:

- ❖ n.27 piezometri a tubo aperto
- ❖ n.27 assestimetri (stesso strumento, piezometri/assestimetri)

per le Sezioni strumentate A, B, C. I dati dal 1961 al 1965 non sono stati rinvenuti (non documentati)

La strumentazione attuale (su 10 sezioni attrezzate), installata tra novembre 2001 e agosto 2004, comprende:

- ❖ n.10 piezometri a corda vibrante
- ❖ n.15 piezometri Casagrande
- ❖ n.10 piezometri a tubo aperto (falda a valle diga) – dismessi dopo poco
- ❖ n.9 assestimetri
- ❖ n.5 inclinometri berma di valle
- ❖ Rete di triangolazione e livellazione, misure di allineamento
- ❖ n.4 pozzi sul coronamento con installazione fessurimetri
- ❖ misuratori di giunto
- ❖ n.2 estensimetri

Nella presente Relazione Intermedia, viene proposta la rielaborazione e l'interpretazione delle misure piezometriche e assestimetriche relative alle Sezioni 2 e 4-A, in sponda sinistra.

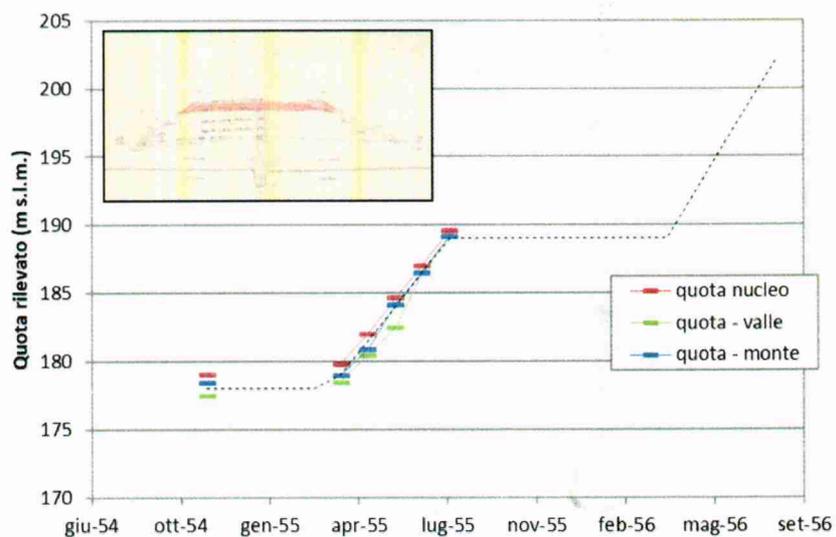


Figura 13 Diagramma temporale relativo alla costruzione del rilevato (Relazioni Direttore Lavori 1954-56)

	nov-98	dic-98	gen-99	feb-99	mar-99	apr-99	mag-99	giu-99	lug-99	ago-99	set-99	ott-99	nov-99	dic-99	gen-00	feb-00	mar-00	apr-00	mag-00	giu-00	lug-00	ago-00	set-00	ott-00	nov-00	dic-00	gen-01	feb-01	mar-01	apr-01	mag-01	giu-01	lug-01	ago-01	set-01	ott-01		
Scavi di sbancamento																																						
Avandiga																																						
Riprofilatura del corpo diga																																						
Rinfiacco del corpo diga																																						
Paramento di monte e unghia di valle																																						
Innalzamento del nucleo																																						
Trattamento con iniezione della zona di contatto nucleo-contronuclei																																						
Trattamento di iniezione del nucleo																																						

Figura 14 Diagramma temporale relativo alla realizzazione degli interventi di ripristino e adeguamento funzionale (Documenti DGD 2005)

3.1 Misure piezometriche

La Tabella 10 riporta alcune caratteristiche della strumentazione installata nella Sezione 4-A e nella sezione 2, relative alla sponda sinistra del rilevato.

Tabella 10 Caratteristiche dei piezometri installati nelle Sezione 2 e 4-A

Sezione	Piezometro	Tipologia	Lato	posizione	litologia	quota boccaforo (m s.l.m.)	quota punta (m s.l.m.)	lunghezza tubo (m)	posa in opera	funzionante sino al
A-4	A01	TA	Monte	Paramento	base diga	184.608	176.383	8.225	4-ott-54	mai
	A02	TA	Monte	Paramento	base diga	192.827	176.291	16.536	1-ott-54	1959
	A03	TA	Monte	Paramento	corpo diga	192.827	184.899	7.928	22-lug-55	1959
	A04	TA	Monte	Coronamento	taglione	202	171.37	30.63	23-ott-54	1990
	A05	TA	Monte	Coronamento	base diga	202	178.01	23.99	8-nov-54	1990
	A06	TA	Monte	Coronamento	corpo diga	202	185.099	16.901	24-lug-56	1990
	A07	TA	Monte	Coronamento	corpo diga	202	191.787	10.213	23-mag-56	1990
	A08	TA	Valle	Coronamento	argille azzurre	202	166.42	35.58	12-ott-54	1990
	A09	TA	Valle	Coronamento	taglione	202	171.24	30.76	23-nov-54	1990
	A10	TA	Valle	Coronamento	base diga	202	177.86	24.14	6-nov-54	1990
	A11	TA	Valle	Coronamento	corpo diga	202	185.003	16.997	23-lug-55	1990
	A12	TA	Valle	Coronamento	corpo diga	202	191.99	10.01	26-mag-56	1990
	A13	TA	Valle	Berma	base diga	192	177.262	14.738	22-ott-55	1990
	A14	TA	Valle	Berma	corpo diga	192	184.637	7.363	19-lug-55	1990
	A15	TA	Valle	Unghia	base diga	182	176.843	5.157	12-ott-55	1990
2	pc 2.1	PC	Valle	Coronamento	corpo diga	204.23	186.38	17.85	25-giu-04	2019
	pc 2.2	PC	Valle	Coronamento	base diga	204.23	179	25.23	28-giu-04	2019
	pc 2.3	PC	Valle	Coronamento	argille azzurre	204.23	170.58	33.65	28-giu-04	2019
	pc 2.4	PC	Valle	Berma	argille azzurre	194.24	170.52	23.72	2-ago-04	2019
4-A	pc 4.1	PC	Monte	Coronamento	base diga	204.19	177.52	26.67	29-giu-04	2008
	pcv 43	PCV	Valle	Coronamento	corpo diga	-	194.18	-	17-apr-02	2008
	pcv 44	PCV	Valle	Coronamento	corpo diga	-	184.18	-	17-apr-02	2008
	pcv 45	PCV	Valle	Coronamento	base diga	-	177.18	-	17-apr-02	2008
	pcv 47	PCV	Valle	Berma	base diga	-	177.38	-	17-apr-02	2008
	pcv 48	PCV	Valle	Berma	argille azzurre	-	172.33	-	17-apr-02	2008

TA: piezometro a tubo aperto, PC: piezometro Casagrande, PCV: piezometro a corda vibrante

L'andamento temporale delle misure piezometriche e della quota d'invaso relativo all'epoca 1955-90 è rappresentato in Figura 15. Si nota che:

- o piezometri **A7 e A12**: dopo lo spurgo (1969), il livello misurato (194 m slm) risulta pressoché pari al valor medio dell'invaso nel tempo (oscillazioni tra 190 m slm e 199 m slm), di qualche m al di sopra della quota d'installazione (circa 192 m slm); le variazioni delle quote piezometriche appaiono indipendenti dalle variazioni della quota di invaso. Le misure si attestano alla stessa quota dal 1983 (monte-valle), di poco superiore alla quota di installazione; l'effetto isolante nucleo sembrerebbe marginale.
- o piezometri **A5 - A6 - A10 - A11**: le variazioni delle quote piezometriche appaiono indipendenti dalle variazioni della quota di invaso. Per A6 e A11 le misure si attestano pressoché alla stessa quota (monte-valle) e denotano un incremento nel tempo, a partire dal 1973, epoca in cui la quota

piezometrica in A5 supera la q. installazione di A6; l'effetto isolante nucleo sembrerebbe marginale. Le misure sono coerenti con quella rilevate in A5 che denotano anch'esse un progressivo incremento del tempo. Nei contronuclei sembrerebbe quindi aversi una saturazione progressiva (nel tempo) da A5 verso A6 (a monte) e da A8 verso A9 e A10 (a valle); in A10 la quota piezometrica è comunque sempre inferiore a quella di A5.

- piezometri **A8 – A9 – A10**: misure coincidenti dal 1968. La quota piezometrica in A8 (nelle argille azzurre) governa nel tempo A9 (alluvioni) e A10 (rinfianchi a valle), ad indicare presumibilmente un fronte di saturazione dal basso verso l'alto, condizionato più dai livelli piezometrici in fondazione che da quelli nel rinfianco di monte.
- piezometro **A4**: installato nel taglione, a monte, segue l'andamento dell'invaso sebbene l'incremento massimo/minimo sia diverso rispetto all'escursione del livello d'invaso (Figura 15).
- piezometro **A2**: in continuità con l'invaso (finché rilevato).
- piezometri **A13, A14** (berma valle) e **A15** (unghia valle): quasi sempre asciutti.

L'andamento temporale delle misure piezometriche e della quota d'invaso relativo all'epoca 2000-oggi è rappresentato in Figura 16 (Sezione 2) e Figura 17 (Sezione 4-A). Si nota che:

- i piezometri **Casagrande (PC)** sono stati modificati con trasduttore di pressione a fondo foro nel 2004; le misure si interrompono a giugno 2010 e riprendono a novembre 2018. I piezometri Casagrande pc 2.1, 2.2, 2.3, 4.1 mostrano un andamento affetto da notevoli variazioni, e valori anche di diversi metri superiori al livello di invasore corrente (compresa tra q. 192 e 195 m slm.), con innalzamenti e picchi di durata temporanea; potrebbe trattarsi di un possibile effetto delle piogge, qualora i piezometri non siano isolati dall'esterno, in sommità, e/o il sistema di fessure convogli i flussi di pioggia alla profondità del piezometro. Riguardo a dubbi sul funzionamento, prove di permeabilità in foro eseguite nel 2005 sembrano aver confermato il corretto funzionamento. Nelle misure recenti, si osserva una diminuzione del livello rispetto al livello medio degli anni 2000, che potrebbe denotare il processo di dissipazione di pressioni interstiziali residue dopo gli interventi di ripristino e adeguamento funzionale. Il piezometro pc 2.4 installato nella fondazione, in corrispondenza della berma, rileva una quota piezometrica sensibilmente inferiore. Per alcuni strumenti, qui non riportati, si annota l'otturazione di uno dei tubi, o un disaccordo delle misure nei due tubi. Sarebbe auspicabile un ulteriore controllo del funzionamento della strumentazione in sito.
- ai piezometri a **corda vibrante (pcv)** è stato assegnato un valore iniziale della pressione pari a quello della quota di installazione; tale assunzione non è necessariamente veritiera, e la maggior parte di detti strumenti misura oggi un valore della quota piezometrica inferiore alla quota di installazione. L'andamento riscontrato ha pertanto solo un valore relativo. Gli strumenti hanno registrato un costante abbassamento del livello, fatta eccezione per quelli installati alle quote più basse (pcv 4.8) che ha registrato nel tempo escursioni di 1-2 metri al massimo del livello.

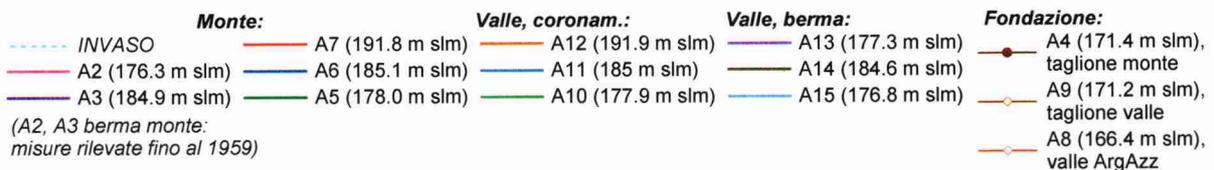
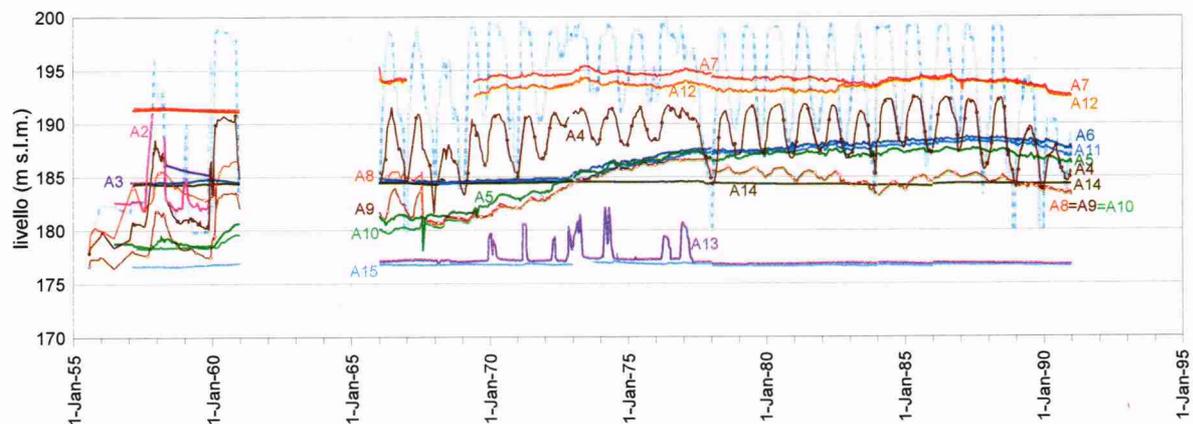
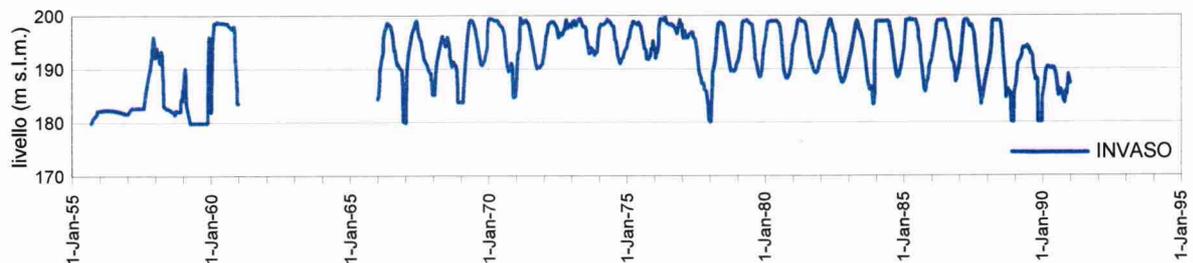
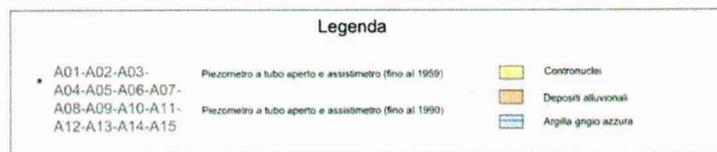
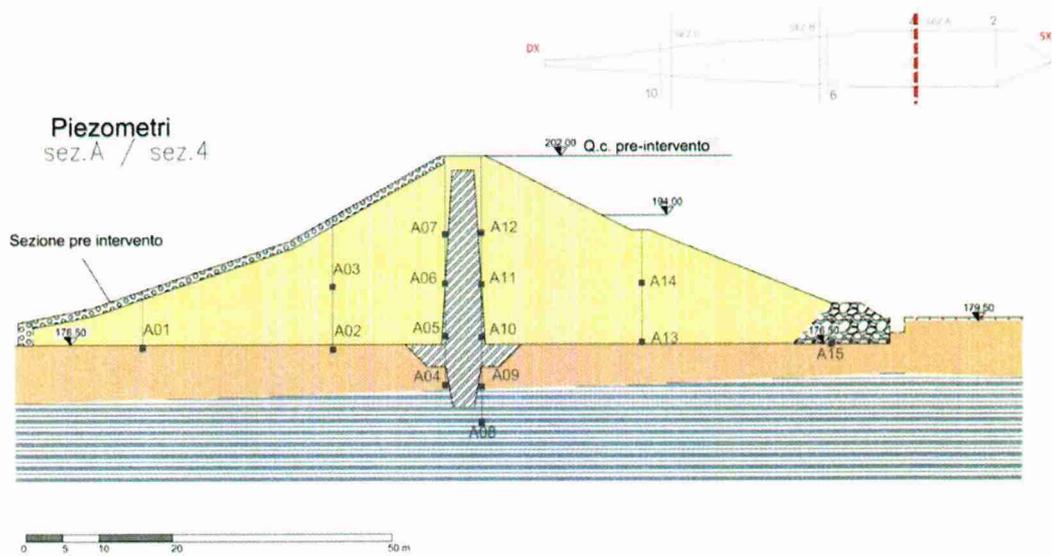


Figura 15 Misure piezometriche per la sezione 4-A, epoca 1955-1990

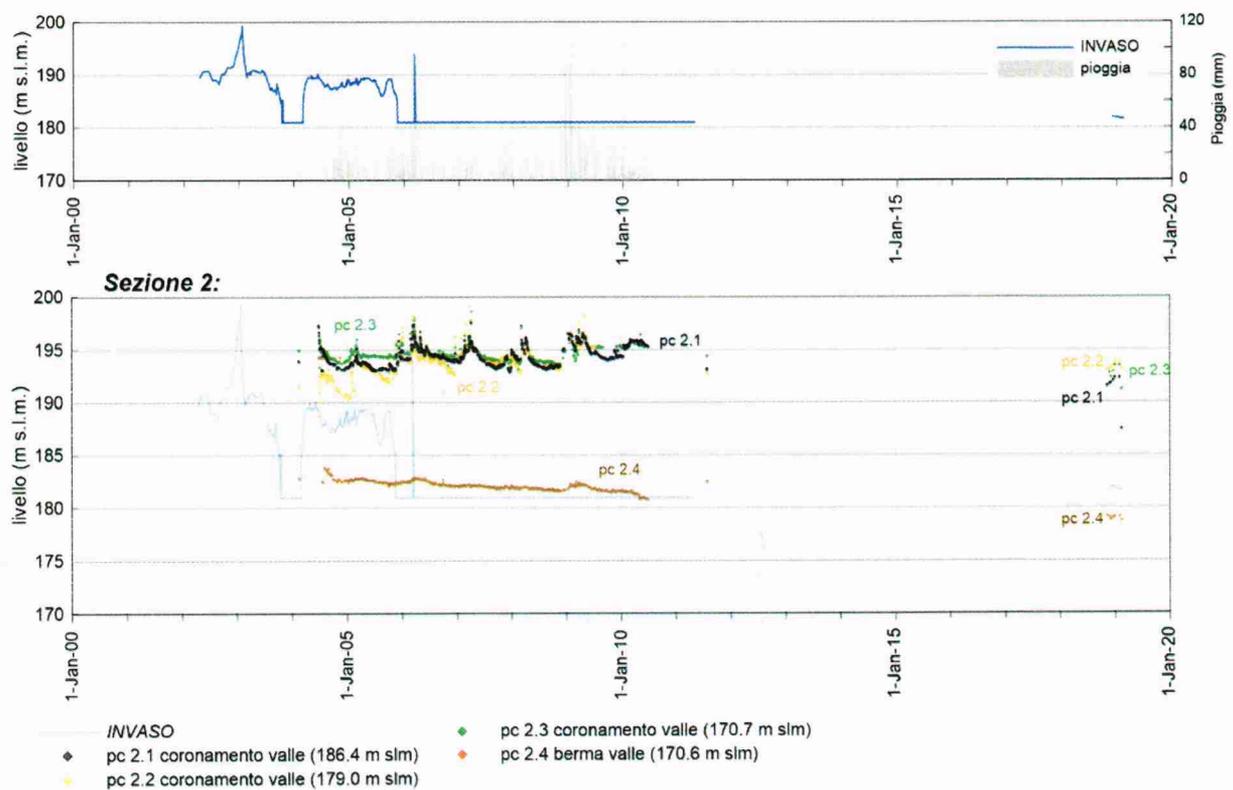
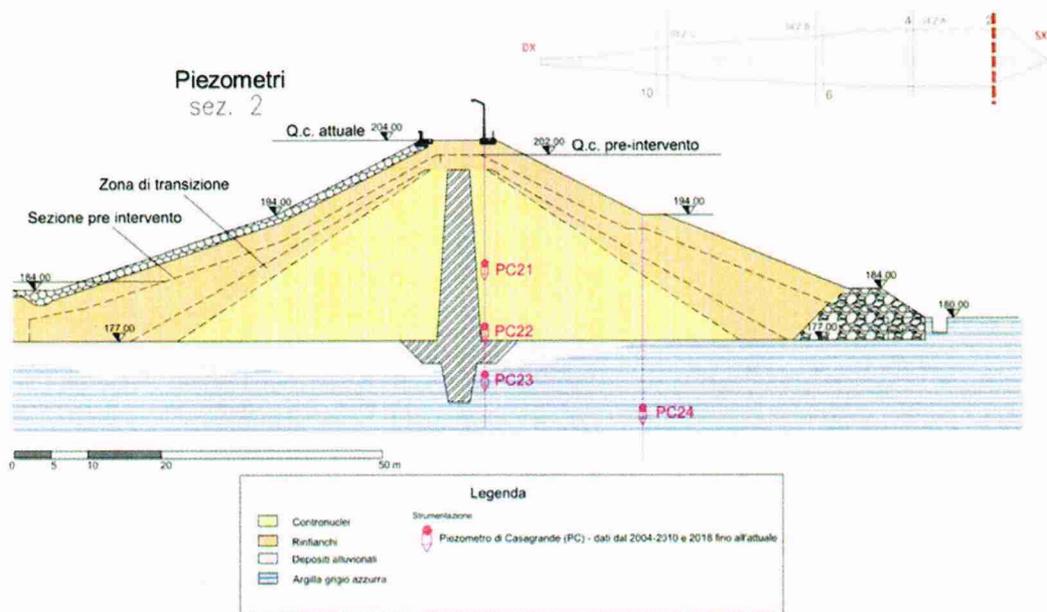


Figura 16 Misure piezometriche per la sezione 2, epoca 2000-2019

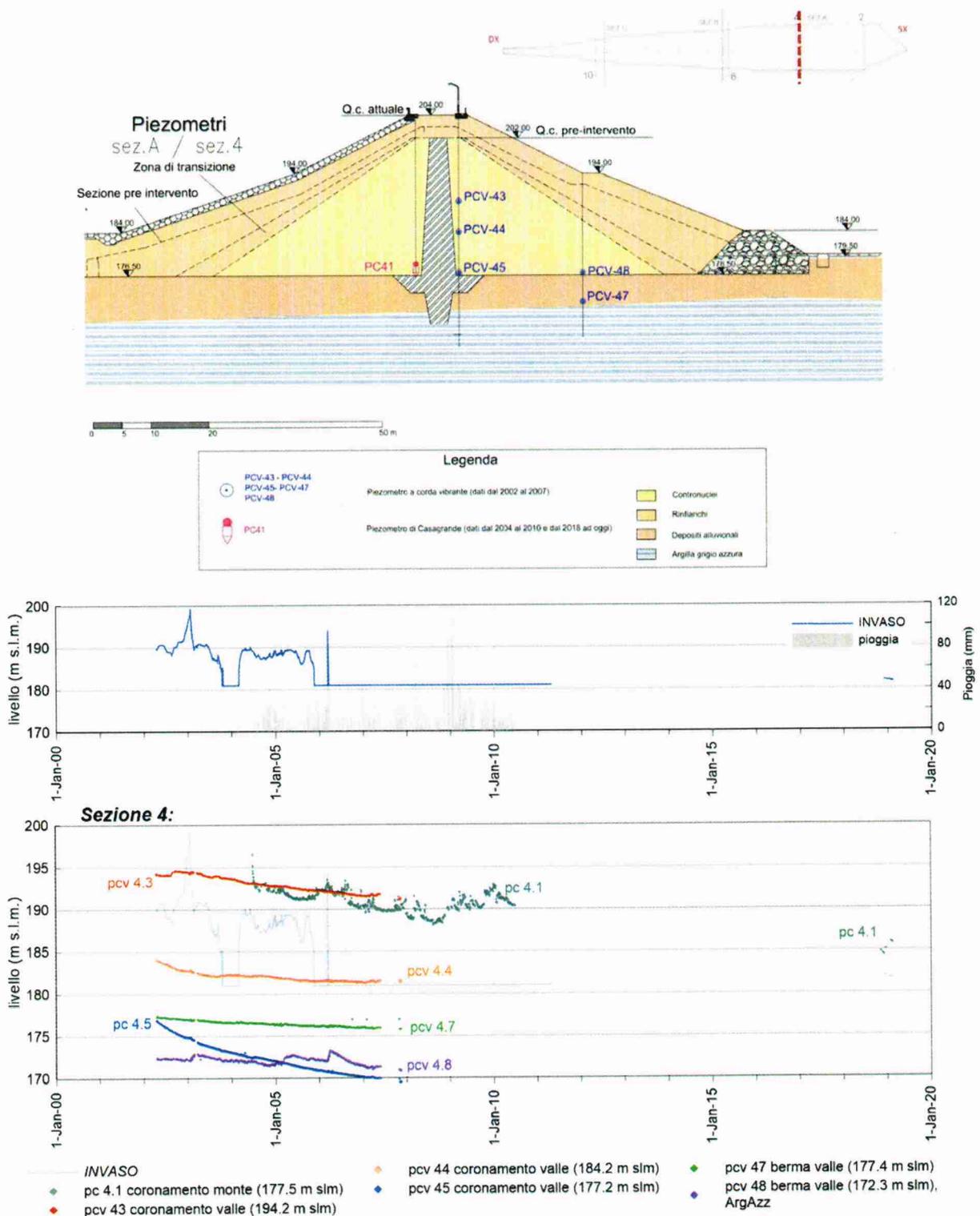


Figura 17 Misure piezometriche per la sezione 4-A, epoca 2000-2019

3.2 Misure assestometriche

La Tabella 11 riporta alcune caratteristiche della strumentazione installata nella Sezione 4-A relativa alla sponda sinistra del rilevato. Per l'epoca '50-'90, la strumentazione era del tipo piezometro/assestometro.

Tabella 11 Caratteristiche degli assestimetri installati nella Sezione 4-A

Sezione	Assestometro	Tipologia	Lato	posizione	litologia	quota boccaforo (m s.l.m.)	quota punta (m s.l.m.)	Inizio lettura	ultima lettura
4-A	A01	PTA/A	Monte	Piede	base diga	184.608	176.383	4-ott-54	mai
	A02	PTA/A	Monte	Piede	base diga	192.827	176.291	1-ott-54	1959
	A03	PTA/A	Monte	Piede	corpo diga	192.827	184.899	22-lug-55	1959
	A04	PTA/A	Monte	Coronamento	taglione	202	171.37	23-ott-54	1990
	A05	PTA/A	Monte	Coronamento	base diga	202	178.01	8-nov-54	1990
	A06	PTA/A	Monte	Coronamento	corpo diga	202	185.099	24-lug-56	1990
	A07	PTA/A	Monte	Coronamento	corpo diga	202	191.787	23-mag-56	1990
	A08	PTA/A	Valle	Coronamento	argille azzurre	202	166.42	12-ott-54	1990
	A09	PTA/A	Valle	Coronamento	taglione	202	171.24	23-nov-54	1990
	A10	PTA/A	Valle	Coronamento	base diga	202	177.86	6-nov-54	1990
	A11	PTA/A	Valle	Coronamento	corpo diga	202	185.003	23-lug-55	1990
	A12	PTA/A	Valle	Coronamento	corpo diga	202	191.99	26-mag-56	1990
	A13	PTA/A	Valle	Berma	base diga	192	177.262	22-ott-55	1990
	A14	PTA/A	Valle	Berma	corpo diga	192	184.637	19-lug-55	1990
	A15	PTA/A	Valle	Unghia	base diga	182	176.843	12-ott-55	1990
	A3 c1	Multibase	valle	coronamento	rinfianco	204	200.3	27-dic-04	20-apr-10
	A3 c2	Multibase	valle	coronamento	contronucleo	204	189.7	16-mar-05	20-apr-10
	A3 c3	Multibase	valle	coronamento	contronucleo	204	181.4	27-dic-04	20-apr-10
	A3 b1	Multibase	valle	berma	rinfianco	194	189.8	27-dic-04	20-apr-10
	A3 b2	Multibase	valle	berma	transizione (rinf/cont)	194	186.7	27-dic-04	20-apr-10
A3 b3	Multibase	valle	berma	alluvioni	194	177.2	27-dic-04	20-apr-10	
A 4.1	Monobase	valle	coronamento	argille azzurre	204	168.0	17-apr-02	20-apr-10	
A 4.2	Monobase	valle	berma	argille azzurre	194	168.0	17-apr-02	20-apr-10	

L'andamento temporale delle misure assestometriche e della quota d'invaso relativo all'epoca 1950-1990 è rappresentato in Figura 18 (Sezione 4-A). In Figura 19 sono rappresentate le deformate a diverse quote, per due epoche di riferimento. Si nota che:

- al termine della costruzione (luglio 1957), il cedimento presentava un andamento decrescente nel procedere dall'asse diga verso i paramenti; la base diga (A5-A10) registrava un cedimento di circa 32-36 cm, mentre nel corpo diga (A6-A11) il cedimento era di 40-45 cm. Nella fondazione (A4-A9) si rilevava un cedimento di 12-20 cm, mentre nelle argille azzurre (A8) il cedimento era di circa 12 cm.
- al dicembre 1990, la base diga (A5-A10) registrava un cedimento di circa 56-64 cm, mentre nel corpo diga (A6-A11) il cedimento era di 46-60 cm. Nella fondazione (A4-A9) si rilevava un cedimento di 24 cm, mentre nelle argille azzurre (A8) il cedimento era di circa 16 cm.

L'andamento temporale delle misure assestometriche e della quota d'invaso relativo all'epoca 2002-2010 è rappresentato in Figura 20 (Sezione 4-A). Si nota che non sono disponibili le specifiche tecniche degli strumenti, e pertanto l'interpretazione della misura è soggetta all'assunzione che le misure rappresentino un cedimento assoluto. Si evince che:

- L'assestometro multibase A3 fornisce un cedimento progressivo nel tempo che è maggiore all'interno del corpo diga rispetto al coronamento; il valore massimo è di circa 18 mm.
- Gli assestimetri monobase A 4.1 e A 4.2, installati nelle argille azzurre, denotano un cedimento progressivo che raggiunge il valore massimo di 60-70 mm (fondo scala strumento?); alla testa tubo si misura un cedimento massimo di 30 - 50 mm. Incrementi della velocità di abbassamento sono riscontrati in corrispondenza delle due manovre di svaso rapido.

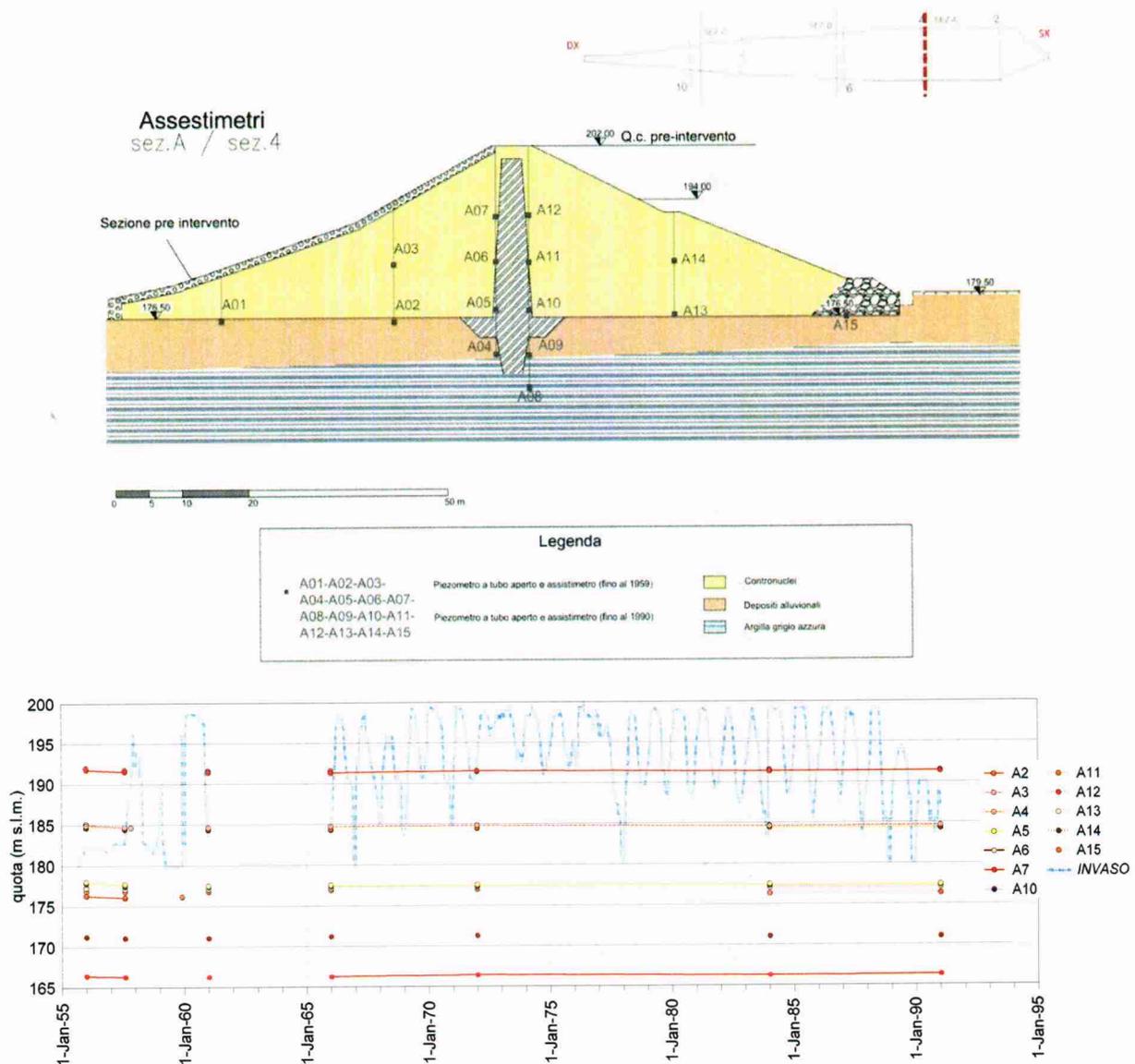


Figura 18 Misure assestimetriche per la sezione 4-A, epoca 1955-1990

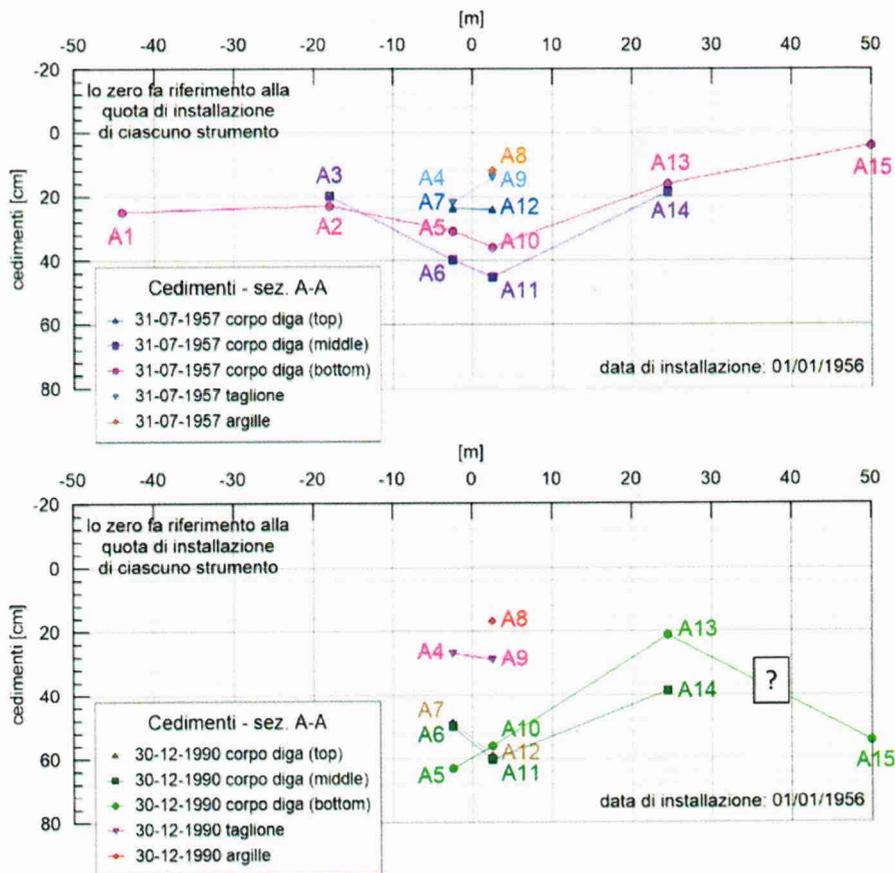


Figura 19 Deformata indicata dagli assestimetri per le diverse quote: corpo diga top (circa 192 m s.l.m.), corpo diga middle (circa 185 m s.l.m.), corpo diga bottom (circa 176 m s.l.m.), taglione (circa 171 m s.l.m.) e argille (circa 166 m s.l.m.). Situazione al termine della costruzione (luglio 1957) e al 31-12-1990.

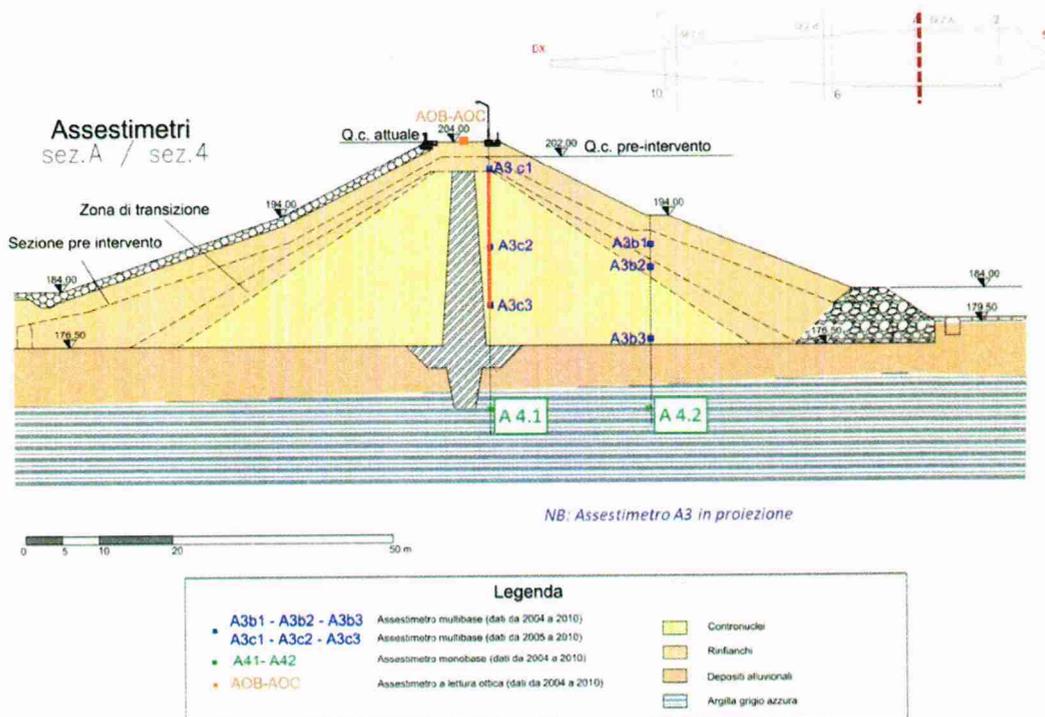


Figura 20 Misure assestimetriche sezione 4, epoca 2002 - 2010.

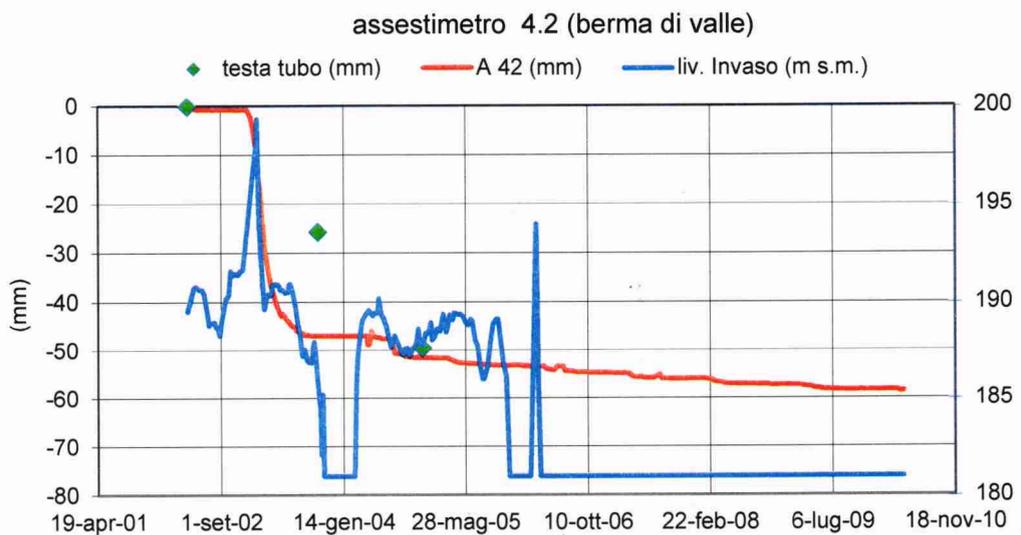
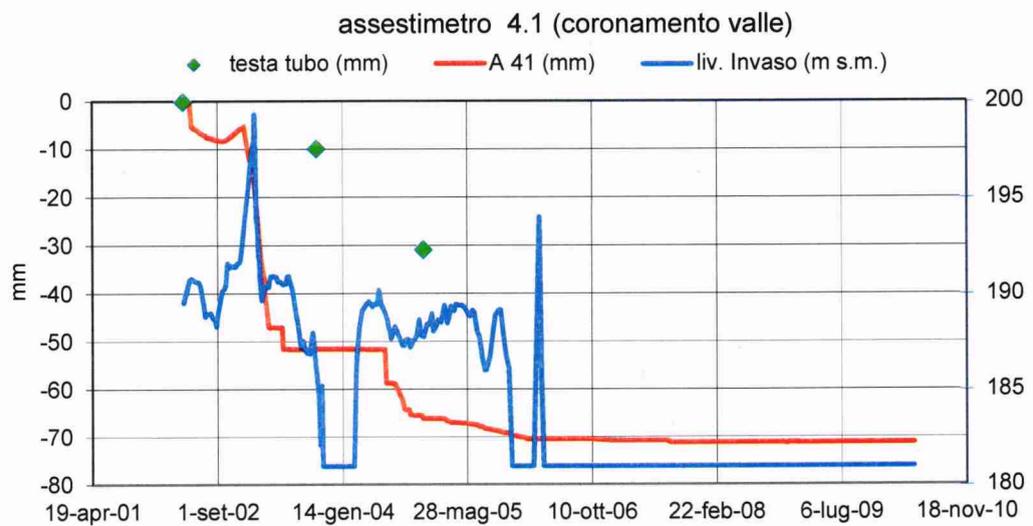
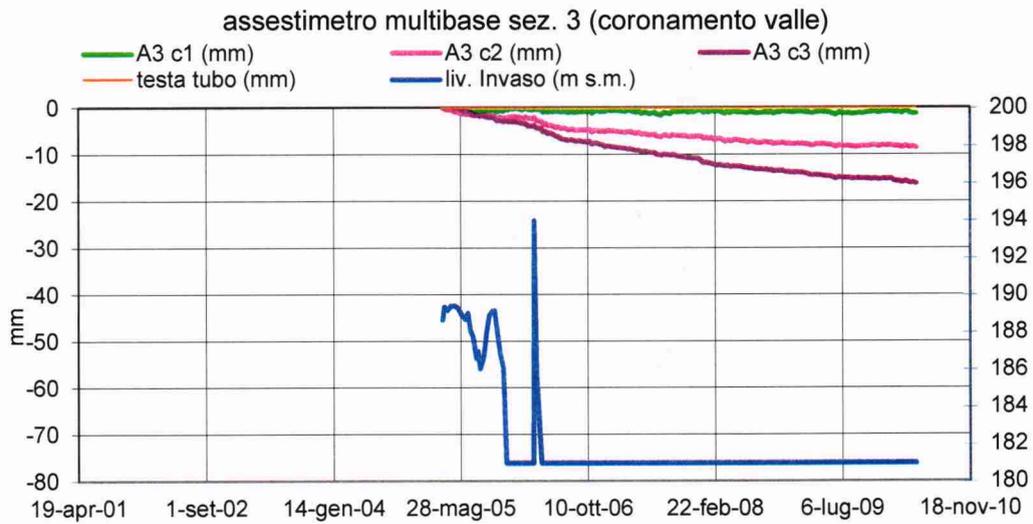


Figura 20 Misure assestimentriche sezione 4, epoca 2002 – 2010. (continua)

4 Analisi dei quadri fessurativi documentati

Un aspetto fondamentale del comportamento della diga riguarda l'evoluzione dei quadri fessurativi che nel tempo si sono manifestati in maniera molto evidente lungo il coronamento.

In merito alla comparsa della prima lesione (estate 1986) si hanno poche informazioni: si evidenziava una lesione principale passante dal lato valle al lato monte del coronamento, in prossimità della spalla sinistra con deformazione del cordolo di monte e spostamento della prima fila delle lastre di calcestruzzo e spostamento della canaletta sulla banchina di valle, e lesioni secondarie ad andamento longitudinale, spostate verso il paramento di valle, alcune con bordi che tendono a richiudersi verso paramento di valle, alcune con rigetto (Cotecchia 1996).

Riguardo i rilievi del quadro fessurativo del coronamento, si dispone dei seguenti documenti:

- ❖ Rilievo 1994 (progetto Cotecchia), tavole in scala 1:20
- ❖ Rilievo 2004 disponibile in formato .pdf
- ❖ Rilievo 2019 disponibile in formato .dwg

Ulteriori informazioni riguardanti l'estensione in profondità delle fessure possono essere desunte dall'interpretazione della tomografia sismica tra fori (Calabresi, 2006).

Di seguito si analizza il fenomeno deformativo occorso nell'estate 1999, durante gli interventi di ripristino e adeguamento funzionale, i rilievi delle fessure disponibili (1994, 2004 e 2019), e le evidenze della tomografia sismica.

4.1 Fenomeno deformativo del 1999

Nel giugno 1999 veniva osservato un cedimento dell'ordine di circa 20 cm di una porzione del coronamento della diga in prossimità della sponda sinistra idrografica, pressoché corrispondente a quella in cui nel 1986 si era rilevata la prima fessura; il 28/06/1999 il Direttore dei Lavori (Ing. G. A. Claps) osservava una marcata deformazione del guard-rail lato monte, nonché l'apertura di un giunto fra cordolo in cls del parapetto e pavimentazione del coronamento. Il Rapporto n. 4 (Cotecchia, 15/11/1999) localizzava il fenomeno circa fra le progressive 40 e 90 m (estensione: 50 m) a partire dal piazzale in sponda sinistra, mentre nella relazione dell'assistente governativo (Ferrauto, nov. 1999) il fenomeno veniva localizzato tra le progressive 20 e 100 m (estensione: 80 m), quindi si nota una certa discordanza tra le due relazioni.

Non è noto con certezza il momento in cui il suddetto cedimento abbia avuto inizio, in quanto in precedenza il transito sul coronamento dei mezzi di perforazione (per effettuare le iniezioni) e della stazione di pompaggio delle miscele di iniezione aveva prodotto profonde ormaie, nonché deformazioni e diffuse fessure della pavimentazione in conglomerato bituminoso.

L'evoluzione del fenomeno è ricostruita a partire dalle misure topografiche e inclinometriche disponibili.

Le campagne di misura topografiche effettuate sia in asse diga che ai bordi del coronamento – lato monte e lato valle – fra le progressive 44 e 91 circa riportate nella documentazione resa disponibile, sono relative alle seguenti date: 20 novembre 1998, 28 giugno 1999 e 19 luglio 1999 (Figura 21). Il massimo abbassamento del piano di coronamento in asse diga risultò essere di circa 19.5 cm (in alcuni documenti viene citato un cedimento massimo in asse di 21,5 cm in data 28 ago 1999, ma i tali dati non risultano agli atti).

Il tratto in questione era già stato soggetto, per alcuni tratti, alle iniezioni nella fascia di contatto contronucleo/nucleo. Il fenomeno è stato analizzato osservando le misure degli inclinometri, T5 (progr. 20-

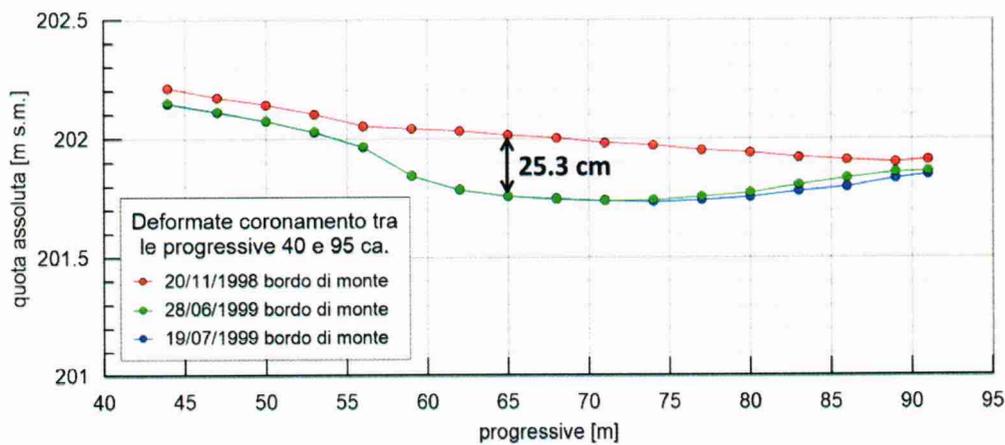
40, campo di iniezione X), T3 (progr. 85-105, campo di iniezione A), T1 (progr. 140-160, campo di iniezione B), T14 (progr. 230-250, campo di iniezione D), installati nel 1989 e di un inclinometro installato ex-novo, SI-1 (progr. 65, campo di iniezione A). L'andamento temporale delle misure di spostamento orizzontale rilevate negli inclinometri è messa in relazione con l'avanzamento degli interventi di iniezione in Figura 22. In corrispondenza delle iniezioni, si annoverano spostamenti dell'ordine di 12 cm che si estendono, con valori decrescenti, fino a profondità di 12-18 m. Per far fronte al dissesto è stato approntato un intervento ad hoc, effettuando con urgenza le iniezioni nella zona in questione. In particolare, nei contronuclei è stata aggiunta una terza fila rispetto alle due previste, mentre nel nucleo sono state realizzate due file, rispetto all'unica prevista in progetto.

Sulla base del complesso delle osservazioni e delle misure svolte, veniva ipotizzato un fenomeno di consolidazione in atto sotto carico di strati soffici presenti all'interno del rilevato diga (Cotecchia, 1999). Tale ipotesi derivava dalle seguenti considerazioni: il progressivo essiccamento del materiale della diga aveva sicuramente favorito un incremento dello stato tensionale in corrispondenza dei livelli più disturbati e molli; la successiva imbibizione d'acqua del materiale della diga (verificatasi durante le perforazioni dei fori di iniezione) aveva, verosimilmente, ri-ammollito gli strati soffici, creando anche localizzate situazioni di elevate pressioni interstiziali. Non era da escludere, infine, che all'assestamento avesse contribuito anche la consolidazione dei terreni di fondazione a seguito del completo svuotamento del lago. Le misure effettuate dopo gli interventi sembravano mostrare un arresto del fenomeno e parziale recupero della deformazione. Il fenomeno verificatosi veniva dunque ritenuto (a novembre 1999) in via di esaurimento, non ponendo problemi alla prosecuzione delle fasi esecutive successive a quelle fino a quel momento realizzate.

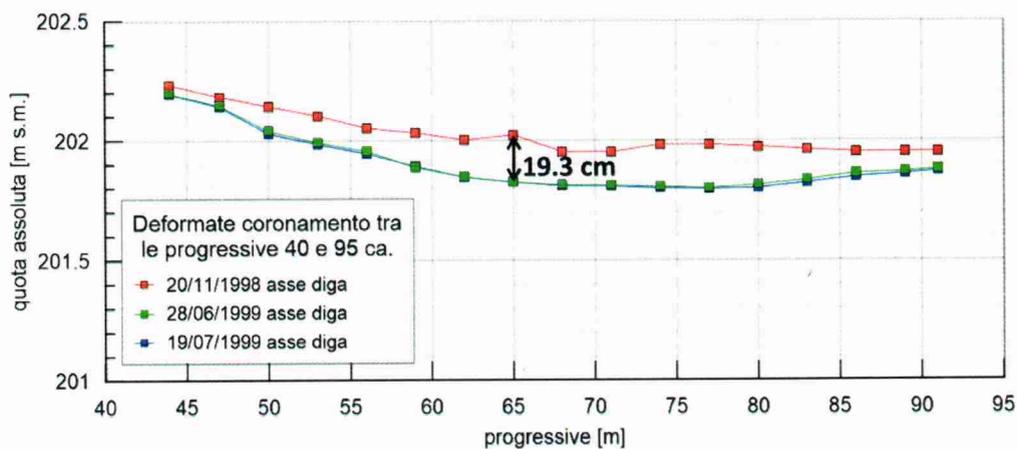
Dalla relazione dell'assistente governativo (Ferrauto 1999) emergono invece maggiori dubbi sulle cause. Dal documento si evince che non fu, al tempo, possibile stabilire con certezza la natura e le cause del fenomeno e che le osservazioni e le misure raccolte avevano fornito dei segnali contrastanti. Se da un lato veniva ritenuta avallabile l'ipotesi della consolidazione, non uniforme, del rilevato per dissipazione delle pressioni interstiziali connesse allo svuotamento del serbatoio, dall'altro l'esistenza di spostamenti orizzontali del rilevato non trascurabili, anche in assenza di cause perturbatrici quali le iniezioni furono ritenute un elemento insolito. Circa l'intervento di iniezioni di consolidamento si affermò che esso venne effettuato in concomitanza con la fase più acuta del fenomeno deformativo e che il suo effetto fu quello di rallentare ed in alcuni casi arrestare la velocità di deformazione.



Coronamento – bordo di monte



Coronamento – asse diga



Coronamento – bordo di valle

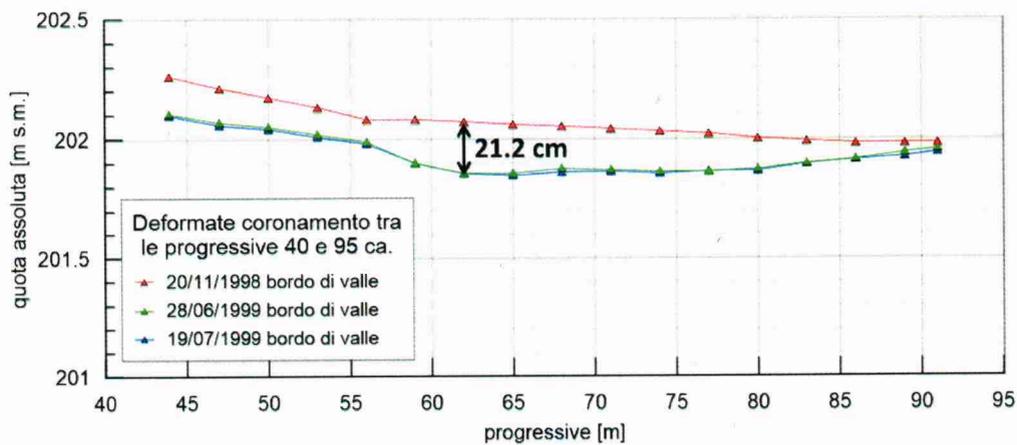


Figura 21 Fenomeno deformativo del 1999. Cedimento del coronamento tra le progressive 40 e 95 m.

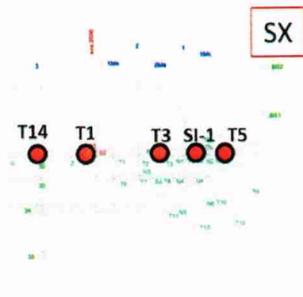
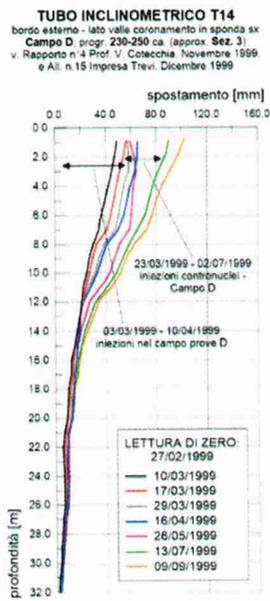
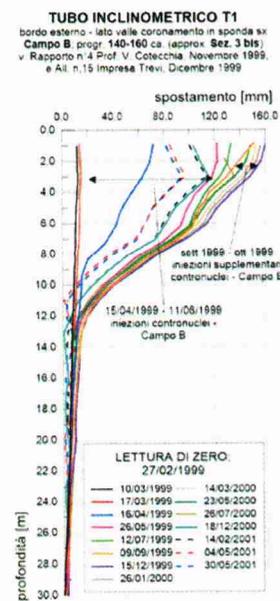
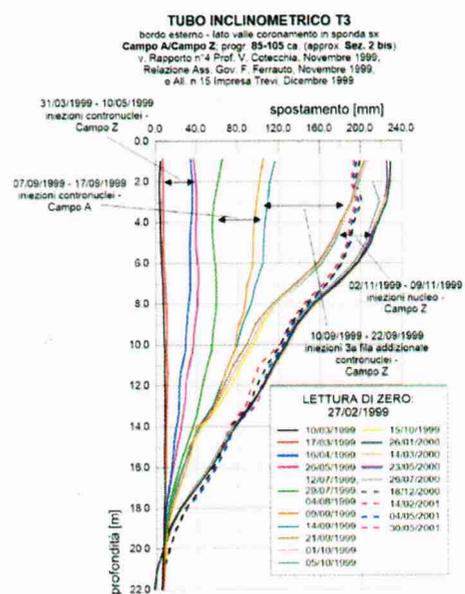
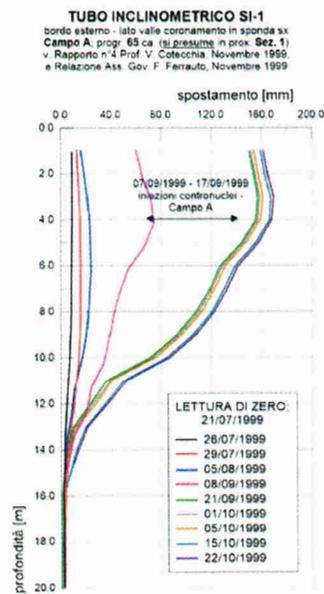
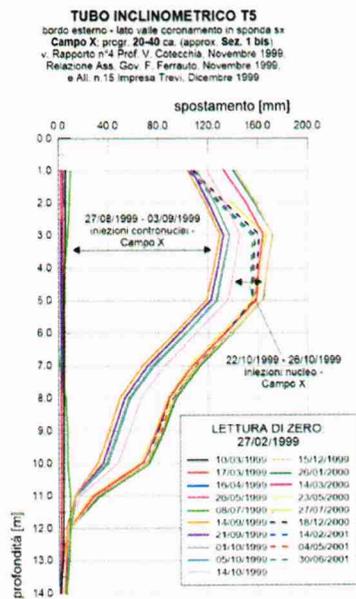


Figura 22 Fenomeno deformativo del 1999. Spostamento orizzontale rilevato dagli inclinometri T5, SI-1, T3, T1 e T14.

4.2 Evoluzione del quadro fessurativo 1994 – 2019

Un rilievo del quadro fessurativo del coronamento datato al 1994 è allegato al progetto degli interventi di ripristino e adeguamento funzionale (Cotecchia 1996). Il rilievo di dettagli (scala 1:20) è riportato in diverse tavole. La Figura 23 riporta una rappresentazione sintetica del quadro fessurativo, che evidenzia le porzioni più danneggiate. Sulla sponda sinistra si nota la fessura trasversale con rigetto che verosimilmente ricalca la fessura documentata nel 1986. Il coronamento risultava fessurato per l'80% della lunghezza. Le porzioni maggiormente fessurate erano rinvenute in sponda sinistra (progr. 0-200 m) e nelle porzioni comprese tra le progressive 350 – 500 m e 650 – 950 m.

In seguito ai lavori di ripristino e all'avvio della fase di invasi tecnici, nell'inverno 2002-3 il livello di invaso è cresciuto dalla quota 191.50 m s.l.m. con una progressione costante (pari a circa 10-20 cm/giorno) fino a raggiungere in data 26/1/2003 la quota 199.5 m slm. Nei giorni seguenti l'invaso è stato rapidamente vuotato, con velocità pari a 60-120 cm/giorno nei primi giorni (diminuzione di circa 5.5 metri in 9 giorni) e successivamente dell'ordine di 20 cm/g fino a che l'invaso è stato ricondotto a quota 190 m slm (21/2/2003). A seguito dell'evento, sul coronamento sono apparse fessure longitudinali, di apertura superiore al centimetro, che hanno interessato una zona della diga di lunghezza circa pari a 700 metri a partire dalla spalla sinistra.

Un ulteriore evento di rapido invaso/svaso occorre nel 2006. Il rilievo del quadro fessurativo 2019 (Figura 24) mostra numerose fessure longitudinali che si estendono per quasi tutta la lunghezza del coronamento. Le porzioni maggiormente fessurate sono rinvenute in sponda sinistra (progr. 50-300 m). Il rilievo del quadro fessurativo 2019 rispetto al quadro 2004 vede il peggioramento nella zona da sempre maggiormente dissestata, ovvero quella nei primi 100 m di progressive (in cui si verificò il dissesto del 1999), ma anche e soprattutto un netto peggioramento di altri tratti, in particolare tra le progr. 650-850 circa, dove si sono aperte numerose nuove fessure in una zona che non era stata, fino al 2004, particolarmente interessata.

Ulteriori informazioni riguardanti l'estensione in profondità delle fessure possono essere desunte dall'interpretazione della tomografia sismica tra fori (Calabresi, 2006), eseguita tra le Sezioni 2 e 3 (progr. 100 circa). L'indagine (Figura 25) mostra che due sistemi di fessure interessano sia il lato monte che il lato valle, con un'estensione in profondità di 4.5 e 5 m rispettivamente rispetto al piano di coronamento.

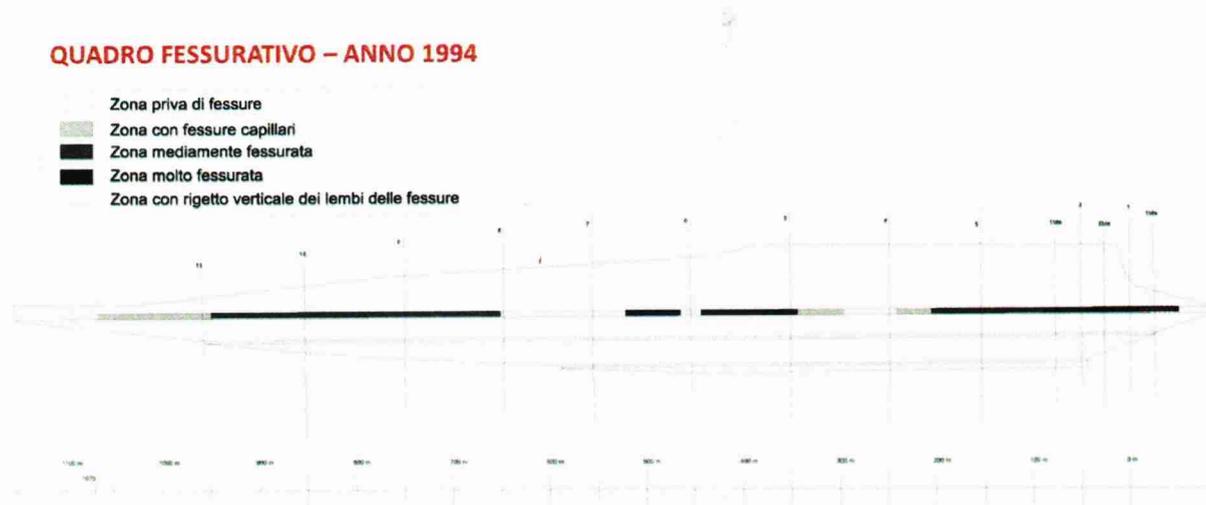


Figura 23 Quadro fessurativo 1994.

QUADRO FESSURATIVO – SITUAZIONE ATTUALE (2019)

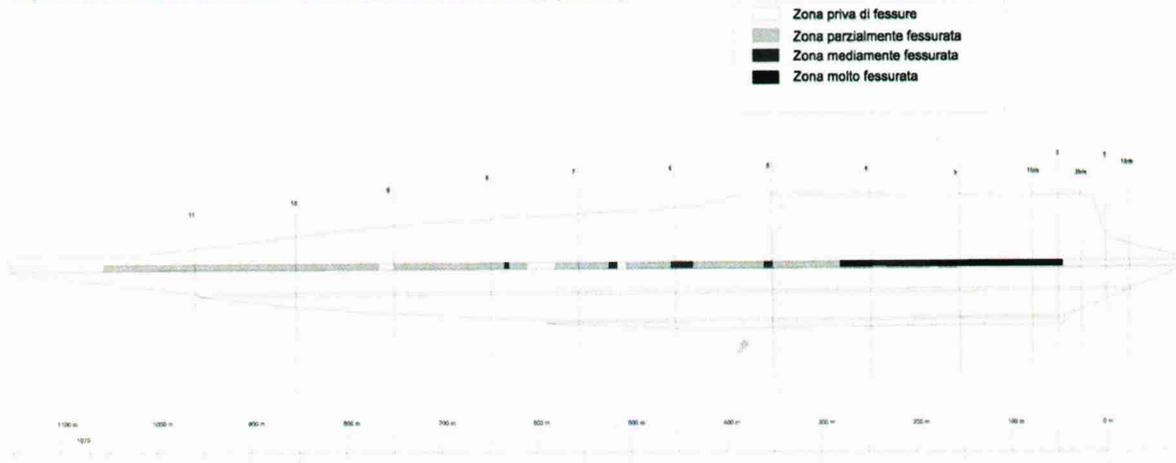


Figura 24 Quadro fessurativo 2019.

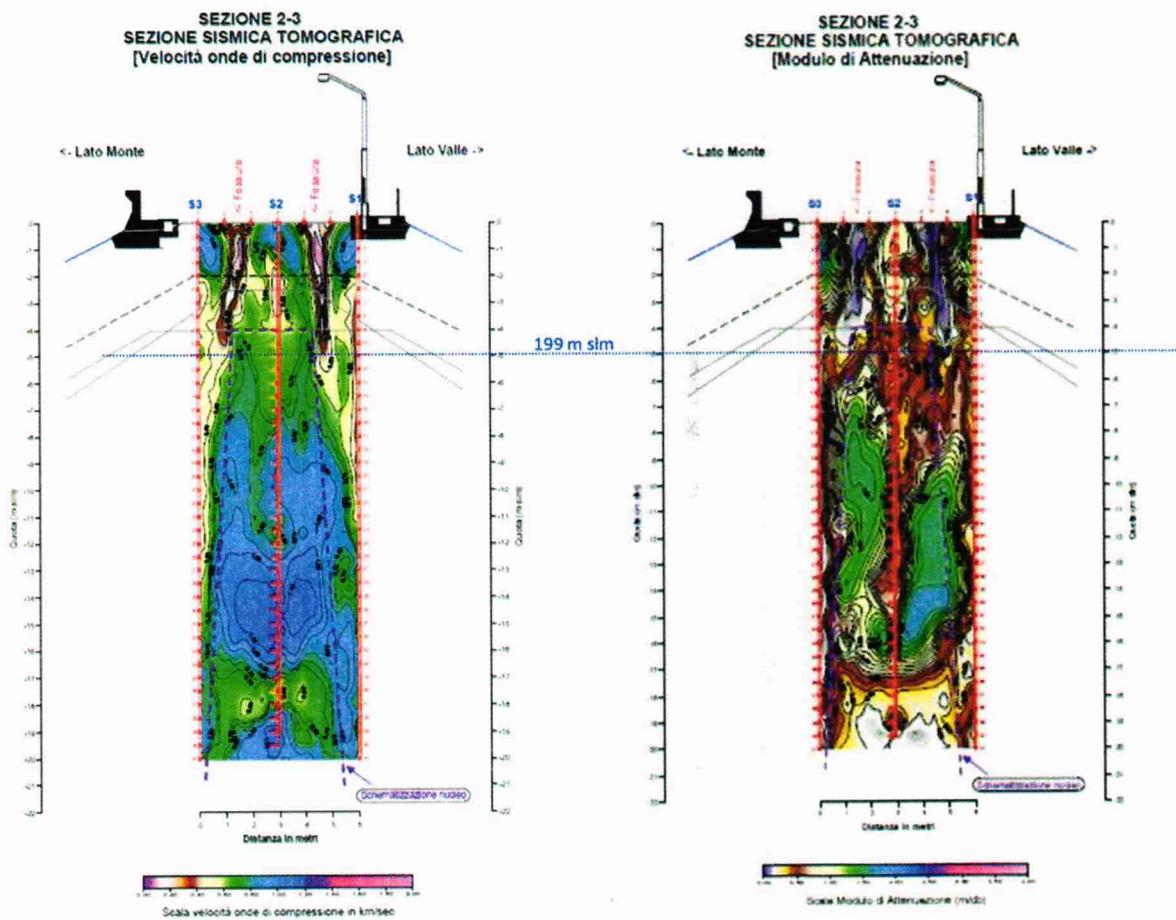


Figura 25 Tomografia sismica tra fori (Calabresi 2006). Profondità delle fessure sul coronamento.

5 Riferimenti

Calabresi G. (2006), "Piano di ricerca geofisica sul corpo della diga del Rendina" (PROGEO)

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Quarta Sezione – Servizio Dighe, "Sbarramento di Abate Alonia sul Torr. Rendina (Potenza) Consorzio di Bonifica della Fossa Premurgiana. Atti di Collaudo (D.P.R. 1363 del 1 Novembre 1959). Relazione, Verbale di Visita e Certificato di Collaudo". 24 aprile 1973

Cotecchia V. (1996), "Relazione Geotecnica". Progetto Esecutivo degli interventi di ripristino e di adeguamento funzionale della diga di Abate Alonia sul T. Rendina, Allegato 3. Agosto 1996 (secondo aggiornamento).

Cotecchia V. (1999), "Rapporto n° 4 – Esame del fenomeno di deformazione del rilevato osservato fra le progressive 40 e 90". Lavori di ripristino e di adeguamento funzionale della Diga di Abate Alonia sul Torrente Rendina. Bari, 15 Novembre 1999

DGD – Geotecnica (Ing. C. Russo) (2006), "Relazione Diga di Abate Alonia". Febbraio 2006

DGD – Geotecnica (Ing. P. Paoliani) (2005), "Relazione della Commissione di Collaudo". Dicembre 2005

Ferrauto F. (1999), "Relazione sui fenomeni di dissesto del rilevato occorsi durante i lavori". Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento dei Servizi Tecnici Nazionali – Servizio Nazionale Dighe; Novembre 1999

Jappelli R. (2003), "Le costruzioni geotecniche per le grandi dighe in Italia". Terza Conferenza "Arrigo Croce" *Rivista Italiana di Geotecnica* 2/2003, pp. 17-78.

Jappelli R., Silvestri T. (2003), "Rassegna dei materiali sciolti adoperati nelle dighe costruite in Italia nel periodo 1950-1975". Scritti in onore di Arturo Pellegrino. *Questioni di Ingegneria Geotecnica*.

Sensidoni F. (1951) "Derivazioni dal Fiume Ofanto e dai suoi affluenti per uso irriguo. Sbarramento del Torrente Rendina in località Abate Alonia. Progetto Esecutivo".

Sollazzo R. (1958), "Diga di terra sul torrente Rendina", *Geotecnica* n.1 pagg. 5-16

Trevi (1999), "Tabelle riassuntive della permeabilità dei contronuclei dopo il trattamento di consolidamento". Dicembre 1999

6 Allegati

Allegato 1. Cronistoria

Si riporta di seguito la cronologia degli eventi di interesse per lo studio del il comportamento geotecnico della diga.

Epoca	Evento
1948	inizio progetto (progettista: ing. Sensidoni)
1951	fine progetto
04/03/1952	inizio lavori (direzione lavori: Ing. Alfonso Anfossi)
Ottobre 1952	sopralluogo Croce A./Sollazzo (Dir. Lab. Cantiere) e scelta della cava n°5 (materiale contronuclei e limo del nucleo)
Autunno 1952	sondaggi, prove di permeabilità in sito
Gennaio 1953	inizio studio granulometrico per il materiale del nucleo
Aprile 1953	termine costruzione avandiga
Primavera 1953	prove di compattazione (lab) e di permeabilità
Ottobre 1954	inizio costruzione diga, installazione strumenti (assestimetri/piezometri)
18/02/1954	piena per 12h, deposizione di 5 cm di fango su tutto il fondo valle
18/04/1954	piena, allagamento dello scavo fondazioni diga (4 cm di riporti)
14/11/1954	piena per 5h, avandiga danneggiata, fondazione diga allagata, melma depositata su nucleo e contronuclei in costruzione. Di conseguenza sospensione totale lavori
17/11/1954, 13/12/1954	altre piene
Gennaio 1955	inizio bonifica limo depositato dalle piene
09/01/1955	altra piena
Marzo 1955	ripresa lavori
Marzo 1955 - Gennaio 1956	completamento taglione
15/08/1955 - Aprile 1956	interruzione lavori
26/02/1956	piena fino a 191.50m
Marzo 1956	prove di permeabilità in sito
Agosto 1956	raggiungimento quota coronamento (202 m s.m.)
30/06/1957	fine lavori
Agosto 1957	inizio invasi sperimentali
fine 1957	raggiungimento quota di invaso 196.5 m s.m.
01/04/1958	svaso lento serbatoio (problemi paratoia scarico di fondo)
inizio 1960	raggiungimento quota max invaso (199 m s.m.)
16/11/1960	svaso completo serbatoio per interrimento
18/02/1966	autorizzazione a raggiungere quota 198 m
23/06/1969	spurgo piezometri
24/04/1973	collaudo positivo alla fine degli invasi sperimentali
1971 - 1975	sfangamento (durato 4 anni, rimossi 5milioni m ³ di materiale)
1980	rifacimento pavimentazione coronamento – possibile cedimento (oppure lavori fatti

	male, controllare misure)
23/11/1980	terremoto Irpinia (epicentro a circa 35 km di distanza)
26/11/1980 - 23/01/1981	limitazione invaso
Primi anni '80	sfangamento del bacino
1985	15 gg di gelo (temperature sempre < 0°C), mai capitato prima
1980-1985	quota invaso max: 199 m s.m.; quota invaso min: 183 m s.m.
Estate 1986	prima fessura sul coronamento (in prossimità della spalla sinistra) quota invaso dal 20/03 al 01/07/1986 > 199m, sistemazione una sola lesione, poi sigillata
Estate 1987	nuove lesioni, più marcate
Gennaio 1988	sopralluoghi
Estate 1988	analogo fenomeno, riapertura fessure
1988	prime indagini Prof. Cotecchia
1988 - 1989	prima campagna di indagini e periodo di studio del fenomeno Installazione strumenti/tipologia
Marzo 1989	limite invaso abbassato a 190 m s.m. (imposto da Cons. Sup.)
1992	seconda campagna di indagini (estesa all'intera diga)
1992	primo progetto Prof. Cotecchia (diaframma impermeabile)
Settembre 1992	peggioramento stato fessurativo
1993	nuove fessure longitudinali sul coronamento, sopralluogo Ing. Paoliani
Febbraio 1994	rilievo delle fessure (disponibile doc. progetto)
1995 - 96	terza campagna di indagini
1995	CSLLPP non approva il primo progetto Prof. Cotecchia
1997	approvazione nuovo progetto Prof. Cotecchia (intervento MS con iniezioni, riprofilatura e nuovi rinfianchi)
28/09/1998	inizio lavori (direzione lavori: Ing. A. Claps)
Novembre 1998 - Novembre 1999	iniezioni fascia di contatto nucleo - contronuclei
Giugno 1999	fenomeno deformativo sul coronamento (progr. 40 – 90 m): cedimento max di 21.5 cm
Luglio 1999 - Marzo 2000	scavi di sbancamento
Ottobre 1999 - Marzo 2000	avandiga
Aprile 2000 - Aprile 2001	riprofilatura corpo diga
Maggio 2000 - Agosto 2001	rinfianco corpo diga
Maggio 2000 - Agosto 2001	paramento di monte e unghia di valle
Agosto 2000 - Agosto 2001	innalzamento del nucleo
Dicembre 2000 - Settembre 2001	iniezioni nel nucleo
05/11/2001	fine lavori
2002 - 2003	invasi tecnici avviati in primavera 2002
20/09/2002	durante l'ispezione si rileva fessurazione manto di usura del manto stradale in prossimità della maggiore altezza della diga
26/01/2003	piena a quota 199.5 m s.m. (sfiore, rapido svaso e nuove lesioni, analoghe a quelle del 1986); piena raggiunta con velocità di crescita 10-20
26/01/2003 -	svuotamento rapido fino a 194 m s.m., poi lento fino a 190 m s.m.

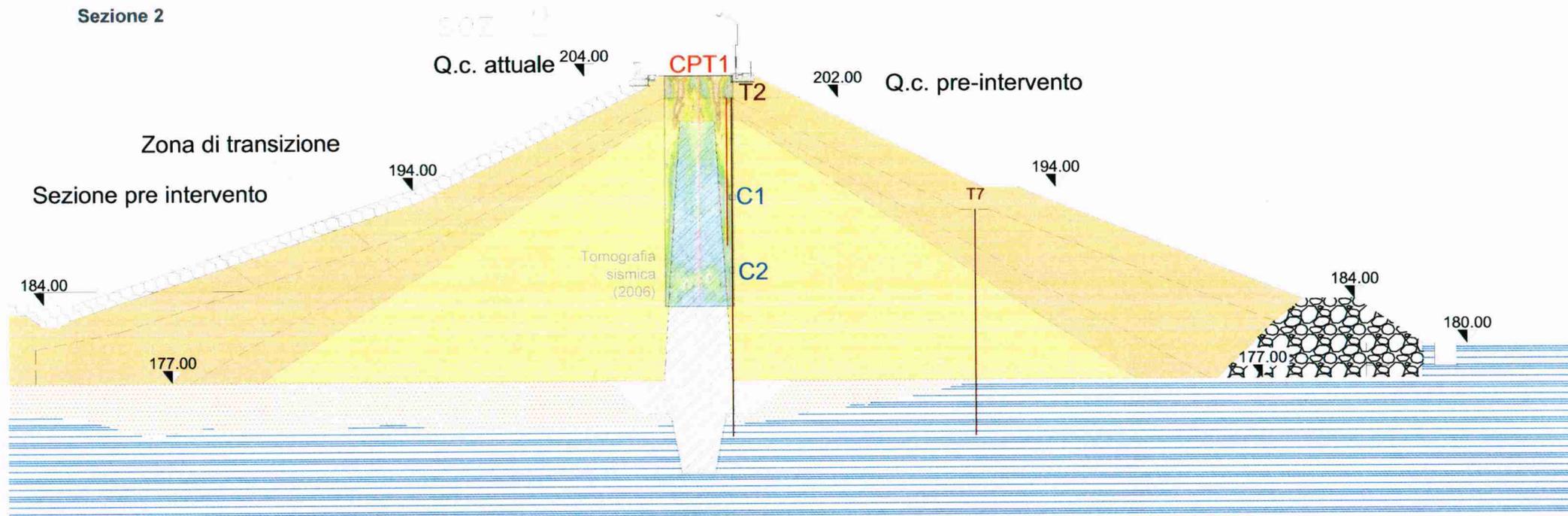
04/02/2003	
04/02/2003	nuove fessure longitudinali fino a 700m da spalla sinistra
Ottobre 2003	nuovo rilievo quadro fessurativo (disponibile .pdf)
27/01/2004	relazione Prof. Cotecchia sul fenomeno fessurativo
27/02/2004	riduzione quota autorizzata 189.50 m s.m.
Agosto 2004	installazione nuova strumentazione
02/04/2005	fessurimetri (n. 3, rigetto improvviso verticale di 1.5 cm)
01/08/2005	autorizzato innalzamento invaso a 191.50 m s.m. (temporaneo, solo per l'estate)
15/12/2005	imposizione scarico di fondo aperto
2005/2006	indagine geofisica
Marzo 2006	evento di piena significativo (scarico di fondo aperto) e successivo svasso rapido
2007 - Settembre 2008	abbassamento scarico di superficie a quota 196 m slm
Luglio 2019	nuovo rilievo quadro fessurativo (disponibile .dwg)
<i>oggi</i>	

Allegato 2. Tavole

Sezione 2 (progr. 50 m da sinistra). Caratteristiche geometriche della sezione trasversale pre- e post-intervento di ripristino e adeguamento, stratigrafia, sondaggi e indagini.

Sezione 4-A (progr. 250 m da sinistra). Caratteristiche geometriche della sezione trasversale pre- e post-intervento di ripristino e adeguamento, stratigrafia, sondaggi e indagini.

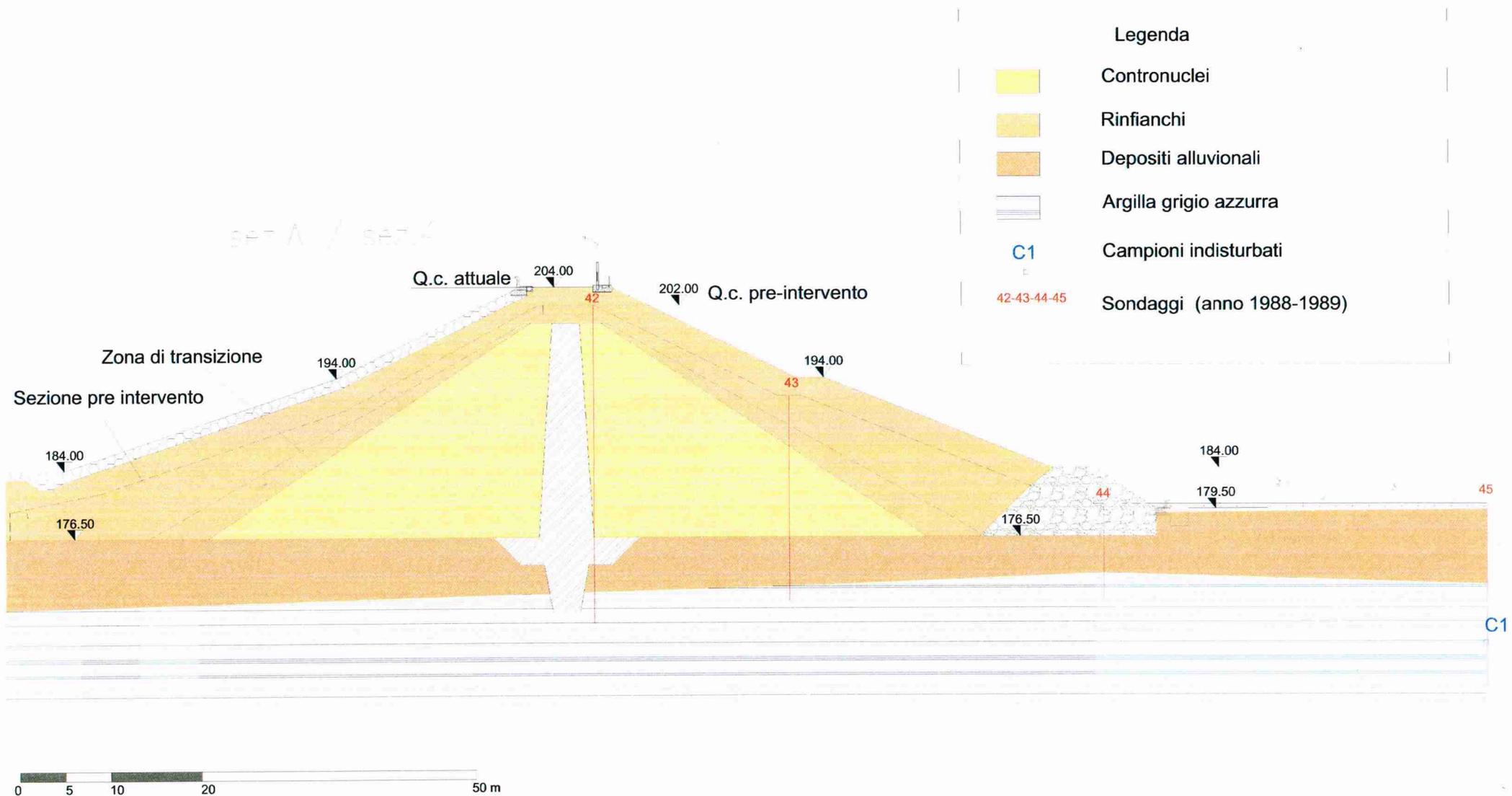
Sezione 2



Legenda

- | | | | | |
|---|------------------------|----------|--------|---------------------------|
|  | Contronuclei | Indagini | T2 -T7 | Sondaggi (anno 1995-1996) |
|  | Rinfianchi | | | |
|  | Depositi alluvionali | | CPT1 | CPT (anno 1996) |
|  | Argilla grigio azzurra | | C1-C2 | Campioni indisturbati |

Sezione 4-A



marianna.marchitelli@bonificabasilicata.it

Da: "Manuela Cecconi" <manuela.cecconi@unipg.it>
Data: venerdì 18 ottobre 2019 11:54
A: <marianna.marchitelli@bonificabasilicata.it>
Cc: "Vania Tofi" <vania.tofi@unipg.it>; "Giovanni Magara" <giovanni.magara@unipg.it>; "Vincenzo Pane" <vincenzo.pane@unipg.it>
Allega: Relazione intermedia_aggiornamento 30_09_19.pdf
Oggetto: Convenzione tra il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Perugia e il Consorzio di Bonifica della Basilicata - Trasmissione Relazione intermedia

Gentile Ing. Marchitelli,
con riferimento a quanto in oggetto, e in conformità a quanto previsto dalla Convenzione (art. 5), con la presente trasmetto un rapporto intermedio sullo stato di avanzamento delle attività di studio svolte nel primo trimestre successivo alla data di stipula della Convenzione.

Attendiamo un Vs. gentile riscontro per l'approvazione di questo documento; siamo naturalmente disponibili per ogni eventuale richiesta di modifica o integrazione.

Nel caso in cui nessuna modifica o integrazione risulti necessaria, La preghiamo di voler comunicare con cortese sollecitudine alla nostra Amministrazione (che legge in cc), nonché alla sottoscritta, l'approvazione del presente elaborato affinché la stessa Amministrazione possa procedere all'emissione della nota di debito (40% del contributo) prevista dall'Art. 5 della Convenzione.

Colgo inoltre l'occasione per ricordare che ad oggi non abbiamo ancora ricevuto il contributo del 20% previsto alla stipula del contratto (giugno 2019).

Con i miei più cordiali saluti,
Manuela Cecconi
(Responsabile Scientifico)

--

Manuela Cecconi, Ph.D.
Professore Associato
Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia
Coordinatore del Corso di Laurea Magistrale in "Protezione e Sicurezza del Territ.
Via G. Duranti, 93 - 06125 Perugia (Italy)
Ph.: +39 075 5853792
e-mail: manuela.cecconi@unipg.it