

Giuseppe Baldovin, Ezio Baldovin, Giuseppe Buggè *

LA DIGA DI CASTAGNARA SUL F. METRAMO PER LA PIANA DI ROSARNO-GIOIA TAURO

THE CASTAGNARA DAM ON METRAMO RIVER FOR THE ROSARNO-GIOIA TAURO PLAIN

La Piana di Rosarno-Gioia Tauro (Calabria), ove i centri abitati risalgono all'epoca greca, è stata colpita, nei secoli, da sconvolgenti eventi meteorologici e sismici i cui effetti sono stati solo di recente contrastati, dapprima dai Borboni, e poi, ben più decisamente, nel XX secolo, con piani di riordino territoriale e bonifica idraulica. Per l'agricoltura e per i crescenti usi civici si è dimostrata essenziale la creazione di serbatoi per la regolazione della risorsa idrica. Il più importante fra questi è quello realizzato, negli anni '90, sul F. Metramo, con una diga in terra/rockfill a nucleo centrale, dell'altezza di 100 m. Il progetto ha affrontato rilevanti problemi per l'imposta e lo schermo di tenuta, in rocce granodioritiche tettonizzate ed alterate, e per le cave. Per il nucleo è stato installato un impianto che prosciugava il materiale di cava, additivandolo con bentonite per le parti più sollecitate. L'analisi sismica, effettuata mediante un modello fisico e numerose calcolazioni numeriche, ha indicato accelerazioni massime dell'ordine di 0.5 g, nella parte superiore del rilevato. Il comportamento dell'opera, dopo il primo invaso, è risultato del tutto soddisfacente.

Parole Chiave: Bonifica, Comportamento sismico, Dighe, Irrigazione, Materiali, Nucleo.

The Rosarno-Gioia Tauro Plain (Calabria), where many towns have been founded by the Grecians, was struck, in the past centuries, by terrific meteoric and seismic events which were faced, firstly during the Borbonic domination and, later, more intensely, in the XX century, with urban and territorial arrangement and land reclamation. To develop the agriculture with rational irrigation systems and for the water supply of the Plain the necessity to dispose of water storage became evident. The most important one was formed in the '90s on Metramo River, with a central core earth/rockfill dam, 100 m high. Relevant problems were faced for the foundation modelling and for the deep grout curtain, being the rock a tectonized and weathered granodiorite, and for the quarries. An unusual plant was installed to dry and to mix the silty/sandy material and to improve its permeability and plasticity in the more stressed zones, with the addition of a little percentage of bentonite. The seismic analysis, which included a physical model and several numerical calculations, pointed out a maximum acceleration around 0.5 g at the upper elevations of the embankment. After the first impound, the behaviour of the dam is fully satisfactory.

Key Words: Core, Embankment Dams, Irrigation, Land Reclamation, Materials, Seismic Behaviour.

1. INTRODUZIONE

La Piana di Rosarno - Gioia Tauro, nella quale scorrono i Fiumi Mesima e Petrace, si estende lungo il versante occidentale della Calabria meridionale: è delimitata a Nord dalla riviera di Nicotera, a Sud dalle coste di Bagnara, ad Est dai monti della dorsale appenninica delle Serre e dell'Aspromonte e ad Ovest dal Mar Tirreno (Fig. 1).

In queste terre, la "bonifica" dei suoli e delle acque iniziò con i Greci i quali, con ogni probabilità, furono i primi ad occuparsi della difesa del territorio e delle città da essi fondate (Fig. 2).

Frequenti sconvolgimenti tellurici hanno tormentato la Calabria, specie nei secoli XI, XIII, XVIII; si ricorda, in particolare, il sisma violentissimo del 5 febbraio 1783, ancor oggi rievocato col nome di "Flagello". Il terremoto colpì specialmente il versante occidentale della provincia di Reggio Calabria, ove mutò l'aspetto stesso del territorio, lasciandolo spesso desolato ed in rovina. Lo sconvolgimento tellurico provocò, tra l'altro, l'abbassamento della pianura del F. Mesima e si vide "l'acqua o raccolta in bacini o fuggente mutare corso e stato, i fiumi adunarsi a lago o distendersi a paludi, o correre senza argini a inondare e insterilire fertilissimi campi" (Colletta, 1838). Il terremoto del 1908 colpì poi Messina e Reggio (Loschiavo Prete, 1915). A Reggio andarono distrutti diversi edifici pubblici; caserme e ospedali subirono gravi danni, con centinaia di vittime. In alcuni paesi costieri, come Scilla, il tasso di mortalità raggiunse il 70%; a Polistena, su una popolazione di circa 4.600 abitanti, ne perirono 2.261. Le scosse provocarono enormi frane che, ostruendo il corso dei torrenti, diedero origine a numerose paludi (solo fra Sinopoli e Seminara se ne formarono 52). Molte zone, tra cui Bagnara e Scilla, furono oggetto di fenomeni bradisismici.

* Giuseppe Baldovin, Ingegnere - Progettista, Ezio Baldovin, Ingegnere, Geotecnica Progetti Srl - Milano; Giuseppe Buggè, Ingegnere, Direttore Generale, Consorzio ed Ingegnere Capo - Reggio Calabria.



Figura 1 - Ubicazione della Diga Castagnara sul F. Metramo.

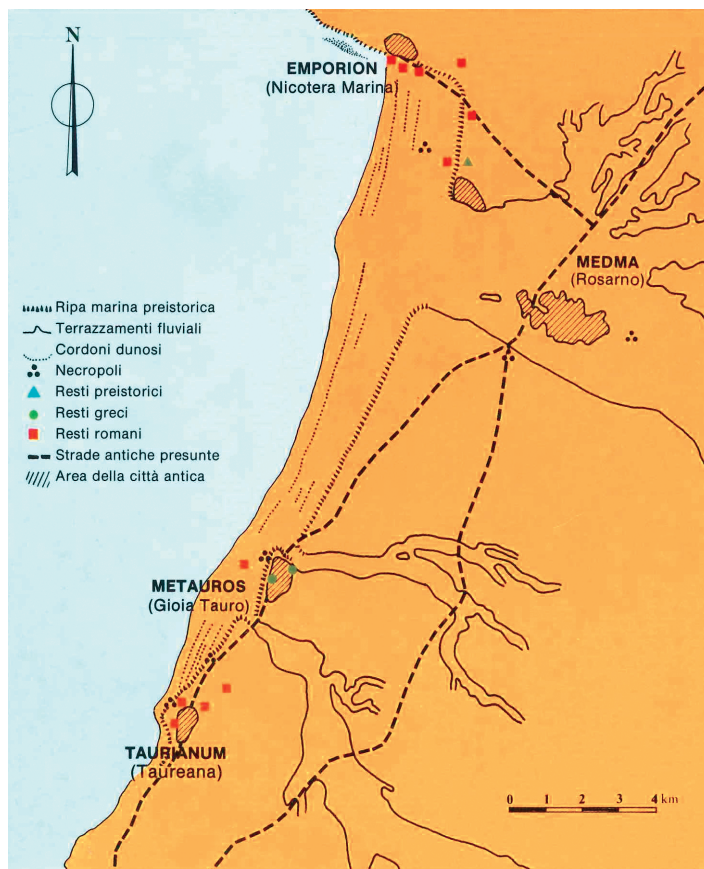


Figura 2 - Città della Piana di Rosarno-Gioia Tauro nell'epoca Greco-Romana.

Il disordine idraulico e le non idonee condizioni igieniche favorirono una persistente epidemia di malaria che contribuì ad incrementare in misura consistente il numero delle vittime.

Nel 1817, per fronteggiare la disastrosa condizione dell'intera area, i Borboni iniziarono i primi veri lavori di bonifica che vennero interrotti nel 1860.

Soltanto nel 1930, peraltro, fu elaborato un piano che, prevedendo interventi anche nella parte montana dei bacini, diede l'avvio all'organica regimazione idraulica degli affluenti del Mesima. Nel 1939, con la riorganizzazione degli Organi per la bonifica territoriale, fu costituito il Consorzio di Bonifica della Piana di Rosarno, quale parte del complesso dei Consorzi Raggruppati della Provincia di Reggio Calabria. Inizialmente detto Consorzio operava su un territorio di 15.375 ha, che nel 1958 fu ampliato fino all'estensione attuale di 86.324 ha. Un piano generale di bonifica programmò, oltre a lavori idraulici, opere di rimboschimento (Fig. 3), linee di distribuzione di energia elettrica, strade e, soprattutto, irrigazione. L'istituzione della Cassa per il Mezzogiorno (CASMEZ) e l'emanazione della Legge Speciale Calabria diedero, nel dopoguerra, al Consorzio la concreta possibilità di operare sull'intero territorio (Consorzio, 1990).

I suoli, riscattati dalla palude, sono stati dotati di una efficiente rete scolante che, complessivamente, oggi raggiunge uno sviluppo di 130 km. L'iniziativa che ha avuto fondamentale incidenza sullo sviluppo socio-economico del comprensorio è la promozione irrigua: negli anni '60 furono realizzati impianti irrigui su di un territorio di circa diecimila ettari, da quota 200 fino al mare. Nello stesso periodo gli studi sulle disponibilità idriche per l'irrigazione venivano inquadrati su scala regionale; fu presto evidente che l'elemento caratterizzante il sistema idrografico era la ben nota forte variabilità, in quest'area, delle portate dei corsi d'acqua, e che era quindi indispensabile modularne i deflussi realizzando serbatoi artificiali di accumulo.



Figura 3 - Ulivi plurisecolari della Piana.

2. I SERBATOI PREVISTI PER LA REGOLAZIONE DELLE RISORSE DELL'AREA

Ci si concentrò, in particolare, sull'utilizzazione delle risorse disponibili nei bacini dei Fiumi Mesima e Petrace, che racchiudono la Piana rispettivamente a Nord ed a Sud. A tal fine al Consorzio veniva affidata la realizzazione dello "Schema Idrico Intersettoriale della Piana di Gioia Tauro-Rosarno", che si concretò in un progetto di massima intitolato "Irrigazione delle aree della Piana di Rosarno - Gioia Tauro con le acque degli invasi sui Fiumi Metramo e Marepotamo, affluenti del F. Mesima, e del F. Allaro (versante ionico)". Nello schema (Fig. 4) si comprendevano, oltre alla costruzione dei 3 detti serbatoi: l'irrigazione delle zone di pianura di competenza del Consorzio e di quelle più interne, al di sopra dei 500 m di quota, e cioè delle aree a monte di Bagnara, dell'altipiano di Giffone, dei Piani della Ghilina, delle aree di Laureana di Borrello, per una superficie netta irrigabile di 26.266 ha; l'integrazione delle irrigazioni esistenti con sollevamenti, alle

basse quote, dai Fiumi Mesima, Metramo e Petrace; la distribuzione ai centri della Piana di un rilevante corpo d'acqua ad uso potabile.

I serbatoi sul Metramo e sull'Allaro potevano dominare una vasta superficie irrigua, in quanto localizzati a quota superiore a 800 m s.m., quello sul Marepotamo era realizzabile soltanto a q.150 circa. L'ipotesi di una eventuale regolazione di questo fiume fu quindi rinviata ad una successiva fase.

Lo schema Metramo-Allaro definitivo prevedeva, pertanto, la realizzazione: del serbatoio sul Metramo e di un minore invaso (Mongiana) sull'Allaro, con una galleria di collegamento di 9 km; della galleria di derivazione, della lunghezza di m 4.500, dalla diga sul Metramo ai Piani della Ghilina, sovrastanti il centro di Galatro; della rete irrigua a servizio di questi Piani; di una condotta di 9.5 km e di una centrale idroelettrica a Galatro, di potenza 15÷20 MW, che avrebbe sfruttato un salto di 600 m producendo 25-30 GWh/anno; di una rete irrigua a servizio di circa 20.000 ha nella Piana.

Alla data, è stata costruita la diga sul Metramo, di cui si tratta nel seguito, e si sono realizzati: la galleria Allaro-Metramo per gli ultimi 3 km, che consentono l'allacciamento al Metramo del T. Anneschia; 2.5 km della galleria in pressione Metramo-Ghilina; l'impianto di irrigazione Ghilina.

La ripartizione delle disponibilità idriche, circa 30÷35 Mm³/anno, venne stabilita come segue: Ghilina per 2010 ha, 2.0 Mm³/anno; Laureana-Taurianova per 5000 ha, 12.5 Mm³/anno; Integrazione prese fluenti a valle di Galatro: 6.0 Mm³/anno; Integrazione prese fluenti dal F. Mesima: 2.5 Mm³/anno; Erogazione potabile nella Piana di Gioia Tauro: circa 10.0 Mm³/anno.

3. IL SERBATOIO SUL F. METRAMO

Il Fiume Metramo origina sul versante meridionale del Monte Petrulli (q.1.230 m s.m.): scende, dapprima con direzione Sud e poi Ovest, entro una stretta valle dal tipico profilo a V in cui mantiene una pendenza media elevata, dell'ordine del 10-11%, fino a quota 950-1000 m s.m. (Fig. 5).

A quota 800 m s.m. circa, su di una tratta pressoché rettilinea, lunga circa 700 m, con versanti regolari e quasi simmetrici, la pendenza del fondo si riduce sino all'1% circa; la valle si apre dando forma ad una conca, detta Castagnara (Fig. 6), in cui confluiscono due valloni con rilevanti apporti idrici. Di seguito, la pendenza aumenta di nuovo ed il fiume scorre per 10 km in una gola molto incisa fino all'abitato di Galatro, a q. 160 m s.m. circa.

Detta conca è apparsa idonea per la creazione di un invaso. Il serbatoio è formato da un ramo principale, diretto NW-SE,

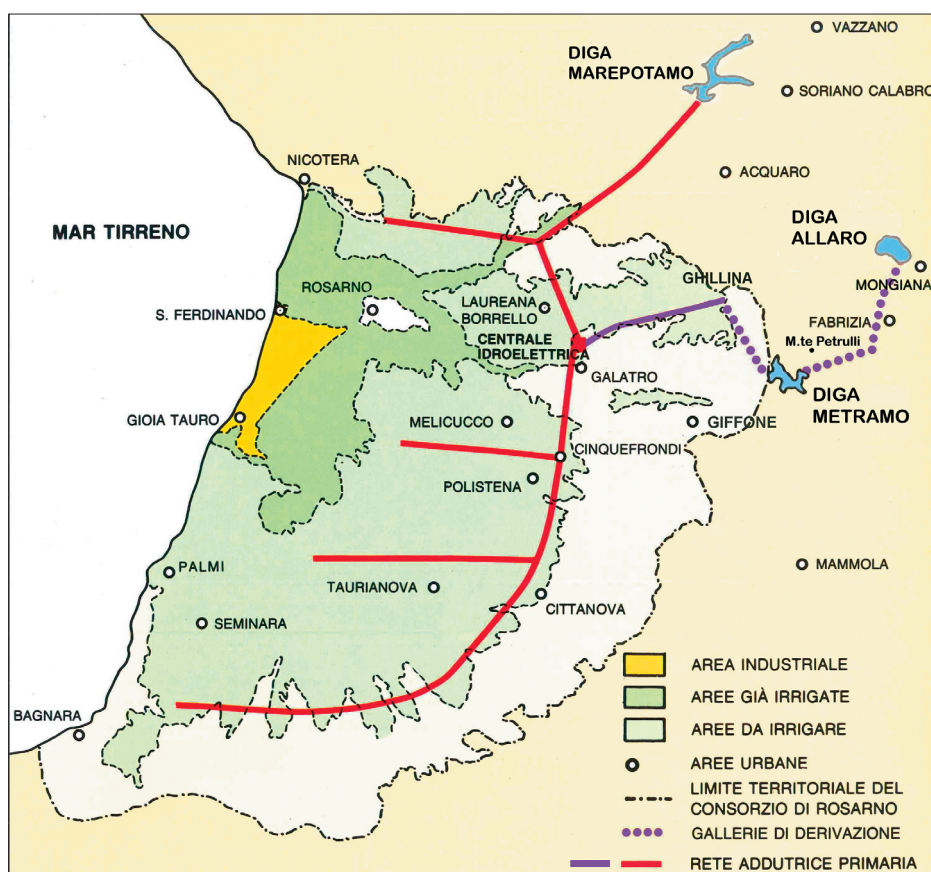


Figura 4 - Schema idrico della Piana Rosarno-Gioia Tauro.



Figura 5 - Bacino imbrifero del F. Metramo km² 16,3.



Figura 6 - Conca di Castagnara vista da valle.

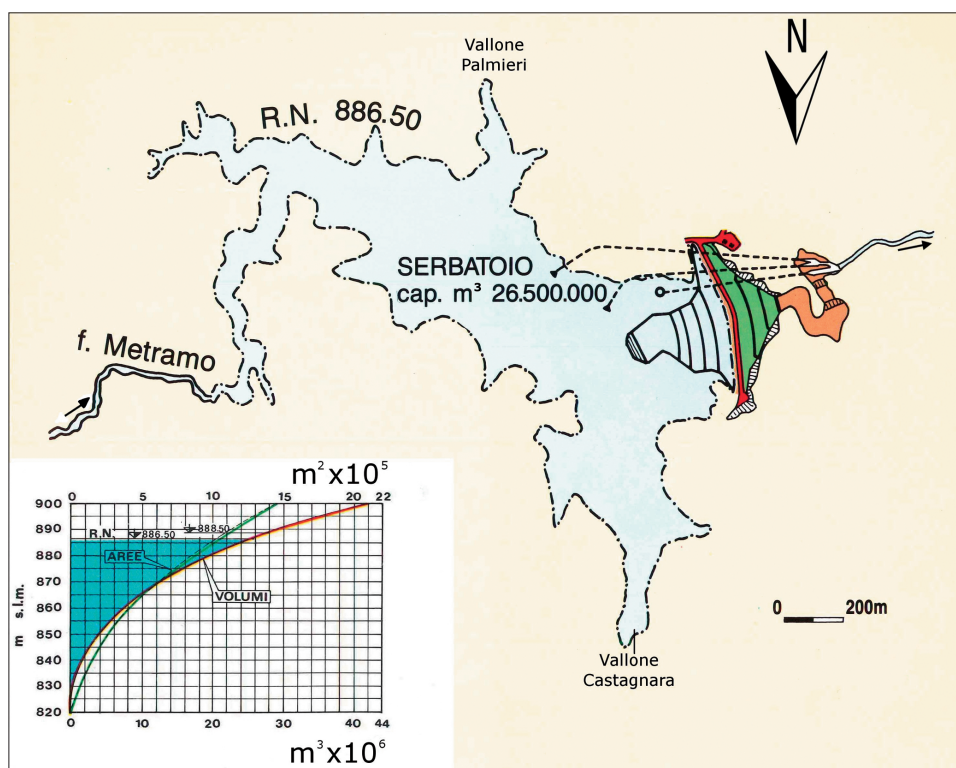


Figura 7 - Planimetria del Serbatoio con curva aree-volumi.

ed uno secondario diretto S-N; l'estensione massima dello specchio è di circa 4 km; l'area alla quota di regolazione è di circa 120 ha (Fig. 7). Nel 1961 fu redatto da G. De Rogatis un progetto di massima che ivi prevedeva un serbatoio con una diga in rockfill di circa 90 m di altezza. Successivamente, su iniziativa della CASMEZ, nell'area sono stati eseguiti, negli anni '70, studi ed indagini e poi fu redatto, a firma di Giuseppe Baldovin, il progetto esecutivo; negli anni '90 lo sbarramento, in terra/rockfill, è stato realizzato. L'invaso, nella disposizione definitiva, si estende fra la quota d'alveo 800 m s.m. circa e la ritenuta normale a 886.50 m s.l.m., ed ha un volume totale di 26.50×10^6 m³, che rende disponibili 30×10^6 m³ annui medi (Fig. 7).

4. LA DIGA CASTAGNARA

4.1 Geologia e tettonica del bacino e dell'area diga

La zona prescelta per la realizzazione del serbatoio ricade nella dorsale appenninico-calabrese in cui affiora la formazione cristallina delle Serre ("Granito delle Serre e della Sila", in Carta Geologica d'Italia 1:100.000 - Foglio 246 "Citranova") costituita da rocce plutoniche a composizione variabile nell'ambito dei termini granitoidi. Queste rocce sono attraversate da molteplici filoni e vene di pegmatiti a grossi cristalli di feldspato, oltreché da un reticolo diffuso di fratture e diaclasi originato dalle intense sollecitazioni tettoniche e dalle contrazioni da raffreddamento delle masse plutoniche. L'intensa fratturazione favorisce la facile penetrazione delle acque meteoriche in profondità ed il conseguente sviluppo di fenomeni di alterazione tipici delle rocce granitoidi, notoriamente legati perlopiù all'ossidazione dei minerali micacei ed all'idratazione dei feldspati, fino alla completa "arenizzazione" della roccia, ed a processi di "caolinizzazione" che possono raggiungere profondità notevoli. In superficie tali fenomeni si manifestano con la presenza di un'estesa coltre di terreno detritico eluviale, mentre solo ad una certa profondità gli ammassi rocciosi divengono relativamente integri o sani.

Nella sezione scelta per la diga (Nicotera, 1976) il substrato roccioso è prevalentemente costituito da rocce chiare a struttura granulare e grana da media a fine, contenente essenzialmente quarzo, feldspati e mica nera. L'ammasso è intensa-

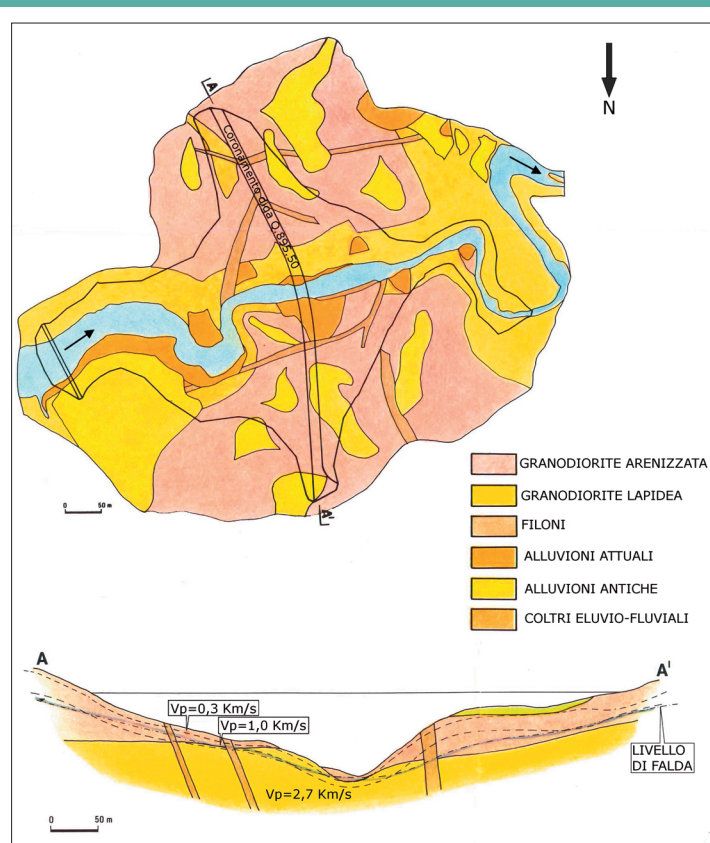


Figura 8 - Geologia dell'area di Imposta.

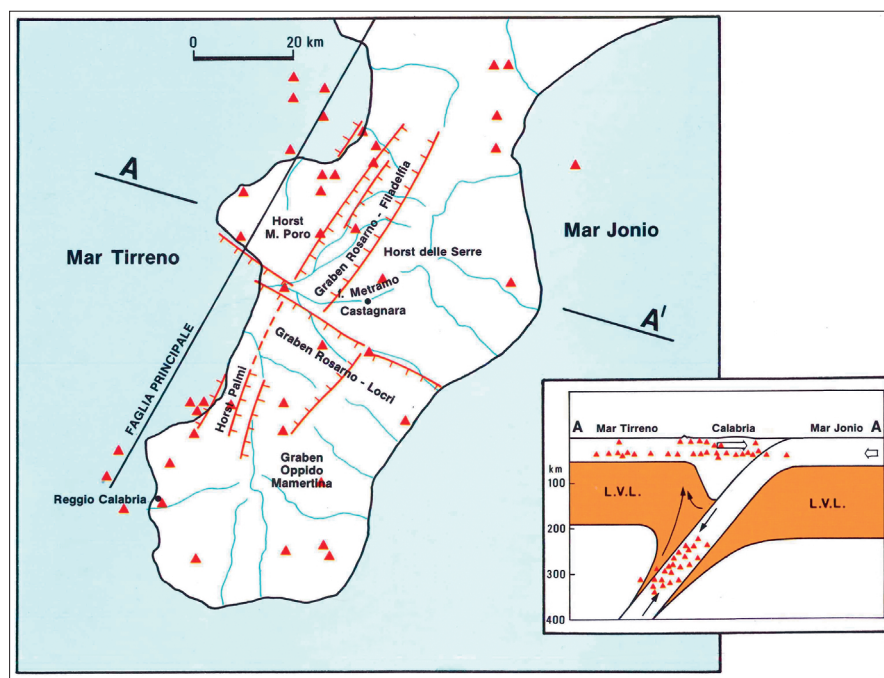


Figura 9 - Schema tettonico regionale.

senta, in asse diga, una sezione a V simmetrica con inclinazione delle sponde di circa 4/1. Il fondo valle, a quota 800 m s.m. circa, è occupato da alluvioni essenzialmente ghiaiose, con terrazzi di origine fluviale dello spessore dell'ordine di 10 m e varia estensione. Dall'indagine geofisica è risultato che la roccia con velocità inferiori a 1000 m/s non si spinge in alveo oltre i 10 metri, mentre sulle sponde raggiunge profondità superiori, con un massimo di 30 m in destra e di 15 in sinistra. L'imposta è ricavata in granodiorite verdastra con inclusi filoni e vene di pegmatite rosata di spessore variabile, fino a 10 m. La permeabilità della roccia, da prove d'acqua in sondaggio, è risultata dell'ordine di 10^{-5} - 10^{-6} cm/sec, con valori massimi in corrispondenza della parte più superficiale. La resistenza meccanica, modesta nelle fasce di copertura, saliva nettamen-

te fratturato alla scala meso e microscopica ed è interessato da diffuse bande di roccia più degradata ed alterabile, con presenza di clorite e caolino.

Le indagini geofisiche con il metodo della sismica a rifrazione, spinte fino ad oltre 100 m, hanno individuato rocce di consistenza crescente con la profondità e velocità sismica V_p fra 500 e 3800 m/s. Quelle più superficiali e alterate hanno spessore crescente procedendo dall'alveo del fiume verso la sommità delle sponde (Fig. 8).

Il serbatoio ricade in un'area di accentuato disturbo tettonico, il cui schema strutturale (Fig. 9) è rappresentato, a scala regionale, da un insieme di masse separate da fratture e faglie verticali, incrociantesi secondo le direttrici di quattro sistemi, diretti rispettivamente NNE-SSO, NE-SO, NNO-SSE e NO-SE (Burton, 1971; Barbano et al., 1980; Ghisetti et al., 1979). Le dislocazioni tettoniche principali hanno provocato la suddivisione della regione in una serie di horst e graben. Questa caratteristica strutturale ha grande rilevanza nei riguardi della sismicità, che è tra le più elevate d'Italia. Lo sbarramento, in particolare, ricade nel centro dello Horst delle Serre, tra i Graben di Rosarno-Filadelfia e Rosarno-Locri. Sotto questo aspetto esso si ubica in una zona sostanzialmente esterna alle grandi direttrici tettoniche regionali.

Come noto, la sismicità della regione appare collegata soprattutto alla presenza di una faglia principale profonda, parallela al margine occidentale della Calabria, che rappresenta una delle discontinuità lungo le quali si articola la complessa zona di contatto tra la zolla africana e la zolla europea.

4.2 Caratteristiche principali della diga

4.2.1 L'area di imposta ed i criteri di concezione dello sbarramento

L'impostazione dell'opera è stata fortemente condizionata dal complesso quadro geomorfologico ed in particolare dal variabile e talora rilevante spessore, in tutta la conca, della fascia alterata. La posizione più idonea per l'asse dello sbarramento è stata individuata nella stretta terminale della conca, sia per l'andamento ivi nettamente convergente verso valle delle sponde, sia per le condizioni relativamente più favorevoli della roccia di imposta. Il corpo diga non poteva che essere del tipo in materiali sciolti, in quanto in grado di ben adattarsi alle particolari e variabili caratteristiche della fondazione.

Il profilo trasversale della valle pre-

te in profondità nelle zone a consistenza francamente lapidea. I moduli elastici, determinati in cunicolo mediante prove con martinetto, risultavano variabili fino a 50.000 kg/cm² nel substrato più superficiale e fra 100.000 e 140.000 kg/cm² a media profondità. Prove di taglio in laboratorio indicavano valori di attrito pari a 25°-35° per la granodiorite arenizzata (suolo residuale) e fra 35° e 38° per le granodioriti ossidate e/o cloritizzate. L'imposta dello sbarramento è stata approfondita sino a raggiungere ovunque una formazione rocciosa con velocità V_p non inferiore a 1500 m/s. Questo cautelativo criterio ha comportato, in qualche caso (Fig. 10), la necessità di modellare i versanti adiacenti all'imposta anche con interventi di stabilizzazione, il più importante dei quali è stata una mantellata di rincalzo, nella parte superiore della sponda sinistra, a quote superiori al coronamento, di una decina di metri di spessore.



Figura 10 - Scavi in sponda sinistra della diga.

4.2.2 La sezione tipo

Le caratteristiche geotecniche variabili dei terreni di fondazione, l'irregolare morfologia delle sponde, le difficoltà nel reperimento di adeguati volumi per i materiali del corpo diga hanno determinato la scelta di una diga di tipo misto, terra-rockfill, strutturata con particolare riferimento all'elevata sismicità. Il coronamento della diga è a q. 895.50 con altezza massima, in asse, di m 99, e, rispetto al piede di valle, di 104.0 m; la larghezza del coronamento è di m 14. Il franco sul livello di massima piena è di m 5,50. Le inclinazioni medie dei paramenti sono di 3/1 a monte e di 2/1 a valle; la larghezza massima alla base, escluse le colmate di rincalzo, è di m 475. La sezione tipo (Fig. 11) è costituita da un ampio nucleo verticale impermeabile (zona 1), cui si addossano a monte una transizione (zona 2) e poi un rinfianco in conglomerato

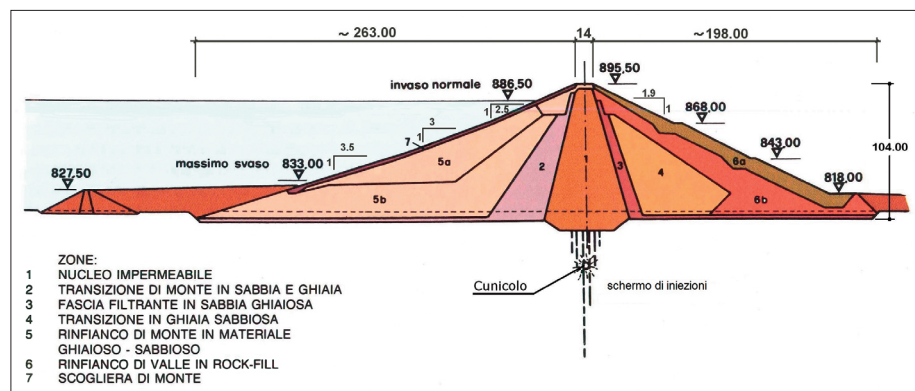


Figura 11 - Sezione tipo della diga.

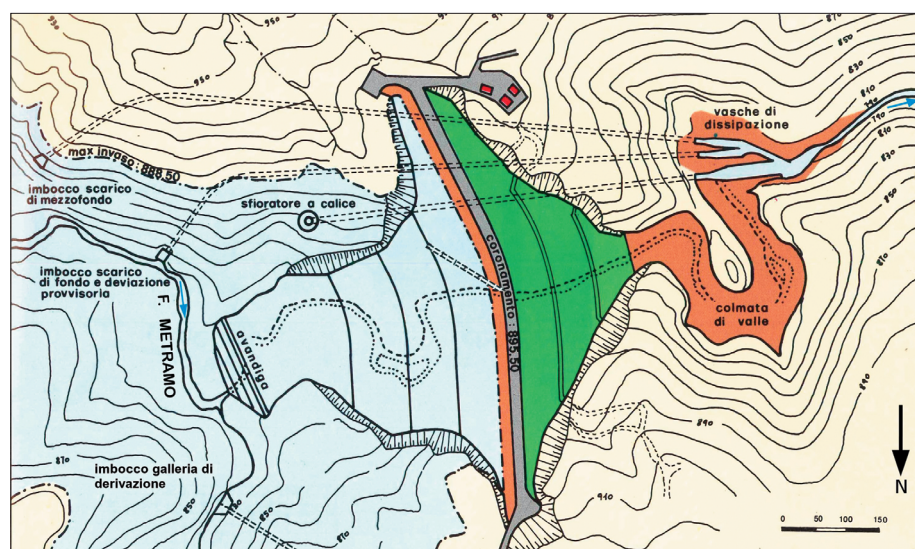


Figura 12 - Planimetria generale della diga.

(zona 5b) ed in materiale alluvionale (5a); a valle una transizione in materiale conglomeratico (zona 4) e, più verso l'esterno, un rinfianco in rockfill (zona 6b e 6a).

Il nucleo è formato con materiale sabbio-limoso, proveniente da depositi di origine pleistocenica, ed ha alla base l'ampiezza di circa 60 m. Fra nucleo e rinfianchi sono quindi interposte larghe fasce di transizione. Inoltre, verso valle, il nucleo è a contatto con un filtro-dreno subverticale (zona 3) che prosegue, alla base, ricoprendo a tappeto tutta la fondazione. Il paramento di monte è protetto da un rip-rap, formato con pietrame in grossi blocchi, che ben si armonizza, sotto il profilo ambientale, con gli affioramenti rocciosi circostanti, quello di valle da un manto erboso su coltre vegetale.

4.2.3 L'impostazione planimetrica

L'andamento piuttosto irregolare delle sponde (Figg. 12 e 13) e la presenza di spessi volumi di materiale alterato da asportare, nonché l'impegno di raccordare al meglio il rilevato con le sponde della valle (Fig. 13), hanno condotto a scegliere per la diga



Figura 13 - Inserimento delle opere nell'ambiente naturale.

un'asse longitudinale mistilineo: esso ha infatti una lieve concavità verso monte nella zona di maggiore altezza del rilevato, ed una modesta flessione in sommità dell'imposta sinistra. Ne risulta uno sviluppo complessivo del coronamento di 596 m. L'impronta planimetrica della diga è contenuta, a valle, da due prominente rocciose che delimitano nettamente la stretta, mentre a monte va a raccordarsi, tramite interventi di sistemazione e placcaggio, ai versanti che si aprono a formare il serbatoio. Alla base, il corpo dello sbarramento è ricalzato da abbondanti colmate: quella di monte si estende per 120 m, sino all'avandiga; quella di valle va a regolarizzare una grande ansa che il Metramo sviluppa prima di riprendere il suo corso incassato a forte pendenza. In sommità, in sponda sinistra, sono ricavati, in adiacenza ai piazzali di servizio, gli edifici per la guardiania e per la centralizzazione dei dispositivi di controllo della diga e delle opere di scarico. Il volume totale del corpo diga, esclusi i notevoli ricalzi di piede e di versante, è di $4,3 \times 10^6 \text{ m}^3$.

4.2.4 Lo schermo di iniezioni ed il sistema drenante

La tenuta della diga in fondazione è realizzata mediante un articolato sistema di iniezioni lanciate in profondità a partire dalla base del nucleo (cfr. Fig. 11). Una parte corticale dell'intervento impermeabilizza il terreno immediatamente sottostante l'imposta: all'uopo su tutta l'area di contatto nucleo-fondazione fori di iniezione a quincce, con passo 5 m, sono spinti fino a 10-15 metri di profondità. Lungo l'asse diga, invece, sono disposte due file principali, distanziate di 3 m, che formano lo schermo profondo; una di queste raggiunge i 50 m sotto l'imposta, l'altra i 100 m; i fori sono ad interasse di 2,5/3 metri. Una terza fila intermedia è profonda 40 m. L'intervento con iniezioni è esteso anche lateralmente all'impronta della diga; in sponda sinistra esso prosegue al largo per circa 68 m, in sponda destra, per 120 m; la superficie complessiva del dispositivo risulta in definitiva di circa 70.000 m² (Fig. 14). La miscela iniettata nei fori delle file profonde era

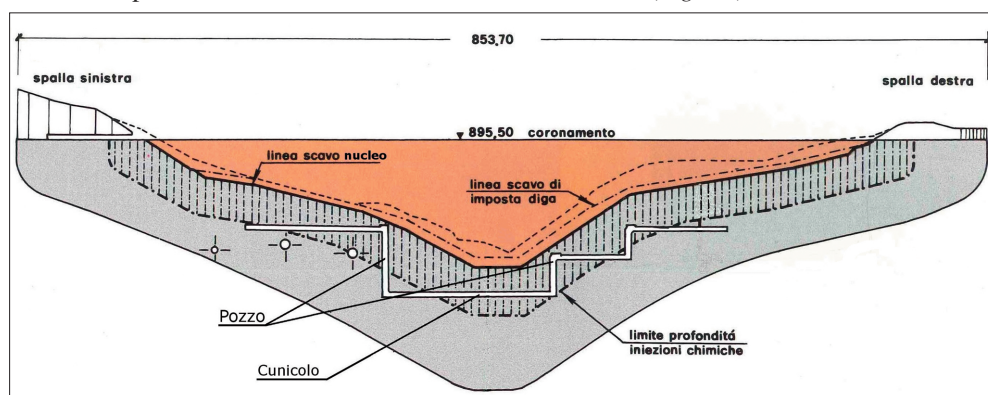


Figura 14 - Sezione longitudinale della diga con lo schermo di iniezioni.

terreni di fondazione, sulla verticale sottostante l'asse diga, a profondità fino a 20-30 m sotto l'imposta del nucleo, è stato realizzato, all'interno della fascia di roccia impermeabilizzata, un sistema scalare di pozzi e cunicoli, dello sviluppo complessivo di 1000 m. Il dispositivo consente il controllo, e l'eventuale ripresa, anche in fase d'esercizio, dello schermo di iniezioni; la stessa funzione è assegnata ad un cunicolo a quota coronamento, sulla spalla sinistra, che si addentra nel versante per 68 m. La localizzazione profonda dei cunicoli assiali è stata scelta perché, stanti le caratteristiche della roccia di fondazione, essa garantisce maggiore sicurezza alle strutture nei confronti dell'abituale soluzione che imposta il cunicolo longitudinale alla base del nucleo. Sulla superficie di fondazione della diga, a valle del nucleo, è steso un letto drenante continuo, che recapita a collettori ed a dispositivi di misura le eventuali acque di filtrazione attraversanti il rilevato o provenienti dalle diverse aree dei terreni di posa. In entrambe le spalle, a valle della diga, sono stati inoltre lanciati drenaggi suborizzontali ubicati in modo da captare ogni venuta d'acqua dovuta ad ipotetico aggiramento del dispositivo di tenuta, ed abbattere quindi la piezometrica ad adeguata profondità nei versanti.

del tipo tixotropico, con la composizione: argilla 65%, cemento 30%, bentonite 5%, acqua 220%. Per la terza fila è stata usata una miscela chimica a base di silicato di sodio. Sono state applicate pressioni di iniezione variabili fra 2 e 15 atm. Con le prove di verifica sull'efficacia delle iniezioni è stato accertato il conseguimento, nella fascia trattata, di permeabilità non superiori a 0,5 unità Lugéon. Nei

5. LE OPERE DI SCARICO

5.1 Scarico di superficie

Le condizioni geomorfologiche delle sponde hanno sconsigliato, per ragioni di esecuzione e di esercizio, la formazione di uno scarico di superficie all'aperto. E' stata perciò adottata una soluzione con sfioratore del tipo a calice (Figg. 15 e 16), ubicato sulla sponda sinistra, che immette in una lunga galleria rettilinea ad alta velocità di deflusso; allo sbocco una vasca di smorzamento dissipa l'energia della corrente, prima della restituzione in alveo. Il calice, con soglia sfiorante di diametro 18,42 m, scarica una portata di massima piena di 350 m³/s, ma è in grado di evacuare, senza ingolfamento, fino a 600 m³/s. Il pozzo sottostante il calice ha un diametro di 5,00 m ed una profondità di 86 m, di cui 56 m entro roccia; alla base, un raccordo blindato con la galleria configura una sezione idraulica di controllo in corrispondenza della quale sbocca un aeroforo che prende aria da uno dei setti dello sfioratore. La galleria ha sezione circolare di diametro 5,70 m; si sviluppa con pendenza 2,5% per 580 m. Al termine uno scivolo immette le acque nella vasca di smorzamento (Fig. 17), che ha una lunghezza di 46 m ed un'altezza dei muri laterali di 13 m. La struttura della vasca è dotata di giunti a tenuta che evitano il collegamento piezometrico delle acque dello scarico con quelle della falda esterna. E' escluso in tal modo ogni problema di stabilità della platea nei riguardi delle pulsazioni della corrente in fase di smorzamento dell'energia. Sia il calice, sia la vasca di smorzamento sono stati verificati su modello fisico idraulico presso l'Università di Padova (Fig. 18). Sulla platea della vasca di smorzamento sono ricavati denti di dissipazione in calcestruzzo armato e blindati, che sono collegati alla struttura ed ancorati in profondità mediante tirantature. A valle della vasca un canale di raccordo, in cui confluiscono anche gli altri scarichi, restituisce le acque all'alveo roccioso naturale.

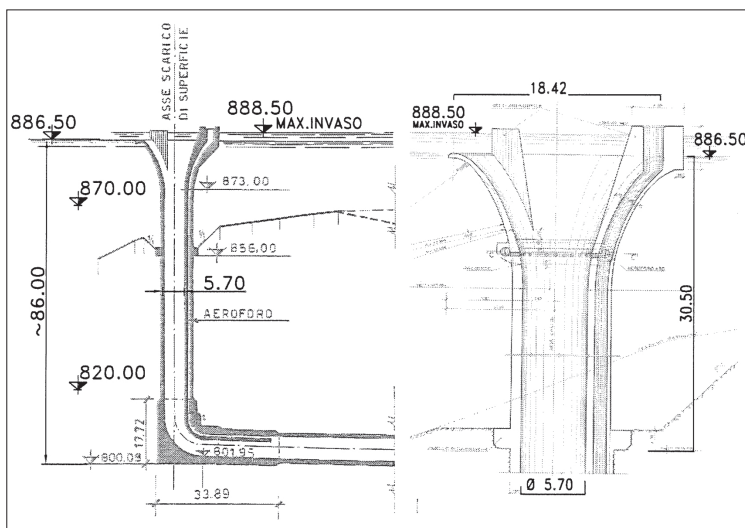


Figura 15 - Pozzo e calice dello scarico di superficie.



Figura 16 - Calice dello scarico di superficie.

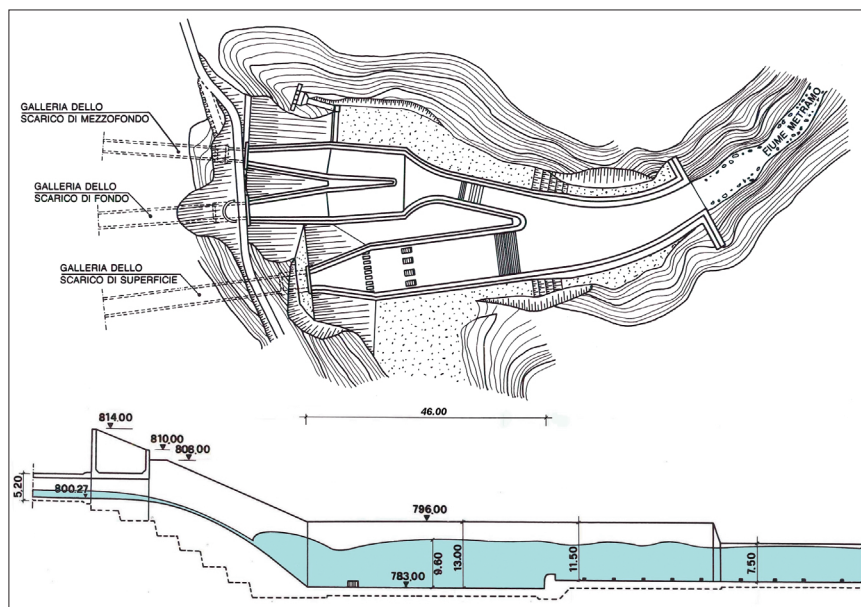


Figura 17 - Vasche di smorzamento degli scarichi.



Figura 18 - Modello vasche di smorzamento.

5.2 Scarichi di fondo e prese d'acqua

Il serbatoio è provvisto di due scarichi profondi: lo scarico di fondo e quello di mezzofondo. Sono entrambi disposti in sponda sinistra, come lo scarico di superficie; hanno gli imbocchi molto distanziati planimetricamente, per ragioni di sicurezza nei riguardi di ipotetiche instabilità, dovute ad eventi sismici, dei terreni circostanti. Sono intercettati da paratoie ubicate in camere di manovra rese accessibili tramite un unico pozzo ed un cunicolo di collegamento.

Lo scarico di fondo (Fig. 19) a monte delle paratoie è realizzato con una galleria di sezione policentrica con $H = 4$ m; a valle, per funzionamento a pelo libero, ha invece sezione policentrica con $H = 5,75$ m. La sua lunghezza totale è di 312 m a monte e di 379 m a valle. Questa galleria esercita le molteplici funzioni di deviazione provvisoria del fiume, di scarico di fondo, e di presa d'acqua e derivazione. Come deviazione, era in grado di smaltire una portata di $150 \text{ m}^3/\text{s}$; come scarico di fondo evacua $110 \text{ m}^3/\text{s}$. A valle delle paratoie una passerella in acciaio seziona orizzontalmente la galleria. Lo scarico di mezzofondo è una galleria di sezione circolare di diametro 3,50 m, e di lunghezza 453 m, fino alla camera paratoie. La tratta a valle, a pelo libero, ha sezione policentrica con $H = 4$ m e sviluppo di 374 m. La sua portata massima è di $110 \text{ m}^3/\text{s}$.

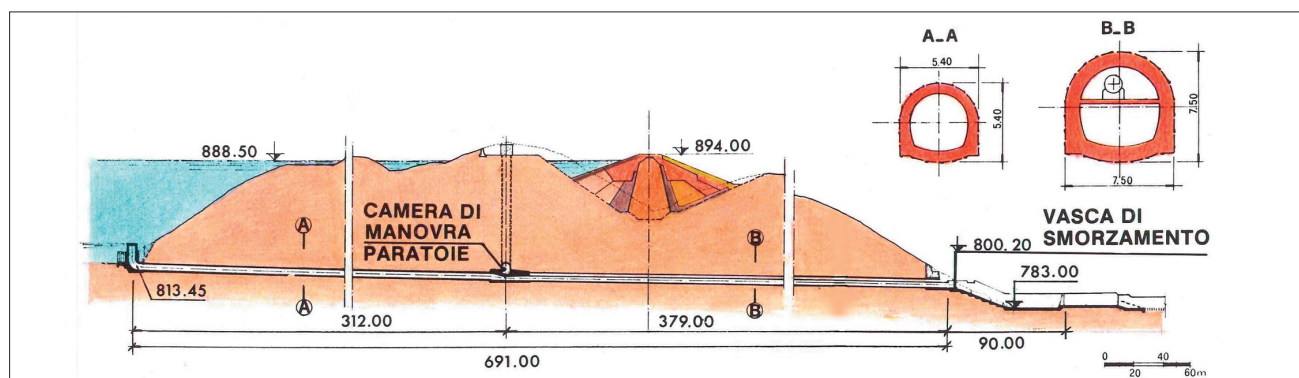


Figura 19 - Profilo dello scarico di fondo.

Entrambi gli scarichi allo sbocco della galleria immettono, tramite due scivoli, in un'unica vasca di smorzamento, strutturata come elemento ad U; all'uscita della vasca un breve raccordo convoglia lateralmente le acque al canale di restituzione principale che è in asse con lo scarico di superficie. Con il funzionamento in contemporanea è assicurato il vuotamento del serbatoio in circa 50 ore. Anche le opere per gli scarichi profondi sono state verificate su modello fisico idraulico. In sponda destra (Fig. 12) è ubicata l'opera di presa principale per la derivazione che costituisce il manufatto di imbocco della galleria in pressione Metramo-Piani della Ghilina; la galleria ha inizio alla base di un pozzo, con sommità a quota coronamento, ove sono ubicate 2 paratoie.

6. I MATERIALI PER LA DIGA

6.1 Individuazione delle cave

Il progetto di massima prevedeva una diga in rockfill formata con materiale granitico e con struttura di tenuta sul paramento di monte. Il progetto esecutivo si orientò invece, come detto, su un tipo di diga in terra/rockfill con nucleo centrale. Tale scelta fu il risultato di un'indagine molto estesa, e della messa a punto di varianti alternative. Per il rockfill granitico, fino alla distanza di 30 km, l'elemento sfavorevole era rappresentato dalla struttura tabulare delle formazioni rocciose, che presentavano, in via generale, un'elevata scistosità e microfratturazione. Una sola fra queste, con caratteristiche soddisfacenti, è stata individuata a 6 km di distanza, in località Serricella, ma essa non poteva fornire che un volume dell'ordine del 10-25% di quello complessivo della diga. Per le zone permeabili della diga sono stati pertanto individuati, e poi utilizzati, due depositi di materiale sciolto: uno a distanza di 18-20 km, presso il Passo della Limina, ove era disponibile un cospicuo banco (qualche milione di m^3) di conglomerato poco cementato, un altro, a distanza di 12 km, in gola del Torrente Fermano, ove era utilizzabile un eccellente deposito alluvionale, del volume di circa 1 milione di m^3 . Le maggiori difficoltà, peraltro, si sono dovute superare per il reperimento del sito e la selezione del materiale per il nucleo. L'unico deposito disponibile, con caratteristiche idonee, è stato localizzato in località Prateria, alla distanza di 9 km. In Fig. 20 sono riportati i fusi granulometrici dei materiali utilizzati per le varie zone della diga.

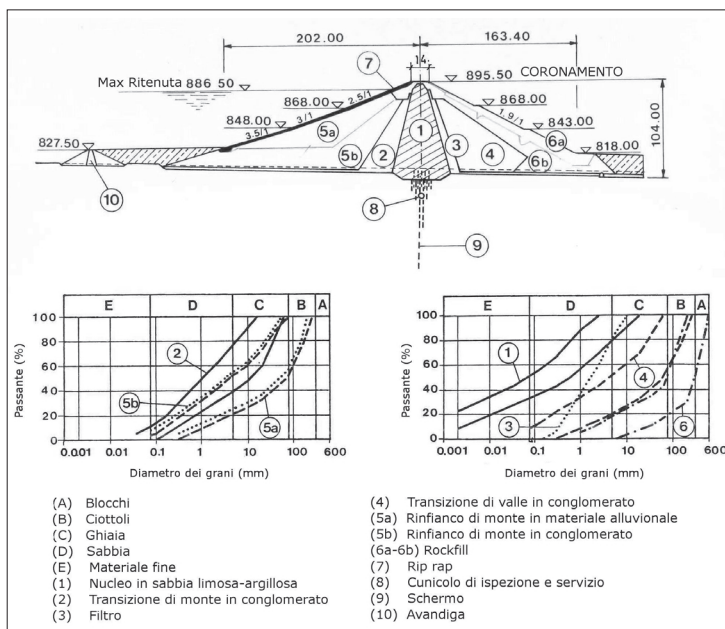


Figura 20 - Fusi granulometrici dei materiali per le varie zone della diga.

6.2 Caratteristiche dei materiali e loro utilizzo nel corpo diga

6.2.1 Materiale lapideo

La Cava di Serricella, per la zona 6a, zoccolatura di valle, è stata aperta sulle sponde dell'omonimo torrente (Fig. 21), in una zolla formata da un potente filone compatto di granodiorite biotitica di peso specifico $2.6 \div 2.65 \text{ t/m}^3$ e da adiacenti banchi di roccia più fratturata, ma poco alterata. La resistenza a compressione della roccia compatta era dell'ordine di 800 kg/cm^2 ; prove di taglio diretto su blocco hanno indicato valori di attrito fra 40° e 45° .

La coltivazione della cava avveniva su fronti parziali di circa 20 m di base e 10 di altezza, operando cioè con un criterio selettivo anche per limitare l'impatto del cantiere sul territorio. Il materiale, con pezzatura massima di $70 \div 80 \text{ cm}$, veniva trasportato integralmente in diga, ove la compattazione avveniva su strati di spessore dell'ordine di $1 \div 1.2 \text{ m}$; in opera la densità γ_d è risultata di $2 \div 2.1 \text{ t/m}^3$.



Figura 21 - Cava di Serricella.

6.2.2 Materiali di media e grossa pezzatura

In termini di volume, l'utilizzo maggiore di materiali granulari e grossolani è stato quello del conglomerato di Passo della Limina, con cui sono formate le zone 2, 4, 5b, 6b del corpo diga. La cava è stata ricavata in un affioramento di conglomerati, costituiti da ciottoli subangolari o arrotondati entro una matrice ghiaioso-sabbiosa grossolana, provenienti dal disfacimento di rocce granitiche e metamorfiche. Entro questo materiale erano presenti blocchi di dimensioni superiori a 250 mm e fino ad oltre 1 m, in proporzione anche del $20 \div 25\%$ del volume di cava. La frazione ghiaiosa, e così i grossi blocchi, erano per lo più integri e costituiti da roccia con ottime caratteristiche. Sono stati qui ricavati i materiali per la transizione ed il rinfilanco di monte, con pezzatura massima di 100 mm, e quelli per la transizione di valle, con pezzatura massima di 250 mm. Dopo la compattazione su strati di spessore 0.6-0.7 m, si sono ottenuti in opera valori di γ_d di $2.1 \div 2.2 \text{ t/m}^3$ e permeabilità di $5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$. Inoltre, mediante frantumazione dei blocchi, si è prodotto il materiale per la zona interna (6b) del rockfill di valle con pezzatura massima di 400 mm. La presenza di grossi blocchi ha inoltre consentito, previa selezione e fratturazione di quelli di maggiore dimensione, la realizzazione di una parte consistente della scogliera per la protezione del paramento di monte.



Figura 22 - Scogliera per il paramento di monte.

Con il materiale alluvionale proveniente dal T. Fermano, di ottime caratteristiche petrografiche e granulometriche, è formato infine il rinfilanco di monte a contatto con l'acqua. Alla compattazione il materiale alluvionale forniva valori di γ_d dell'ordine di $2 \div 2.1 \text{ t/m}^3$ e permeabilità dell'ordine di $6 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$. Dallo stesso banco alluvionale sono stati pure ricavati, mediante vagliatura e frantumazione, i materiali per la fascia filtrante. Anche la scogliera per il paramento di monte (Fig. 22) è stata realizzata, oltreché con materiale selezionato proveniente dalla cava Limina, con blocchi di grande pezzatura (fino a 2 m) reperiti nell'alveo del Torrente Fermano e di altri limitrofi.

6.2.3 Materiali a grana fine per il nucleo

L'evoluzione geomorfologica dei terreni nella zona delle opere ha portato alla formazione di depositi sedimentari con prevalente frazione sabbiosa e, solo in subordine, siltosa.

Con un'esplorazione estesa fino alla distanza di 25 km si è accertato che tali depositi, di età pleistocenica, derivavano dal disfacimento di formazioni continentali, od erano costituiti da colluvio recente.

Quello di maggiore interesse è stato individuato in località Prateria, a circa 9 km di distanza.

Il deposito era ivi formato da un'alternanza, spesso con strati dello spessore di pochi centimetri, di sabbie limose ed argillose, argille limose e sabbie siltose e ghiaie (Fig. 23). Pertanto una sua utilizzazione poteva rendersi possibile soltanto con un sistematico processo di movimentazione e miscelazione; se ne sarebbe ricavato un materiale riconducibile alla Classe SC della classifica USBR (Bal-dovin et al., 1991).

L'area era peraltro sottoposta a piogge medio-annue di 1500 mm e giaceva ai piedi di un pendio interessato da un acquifero.

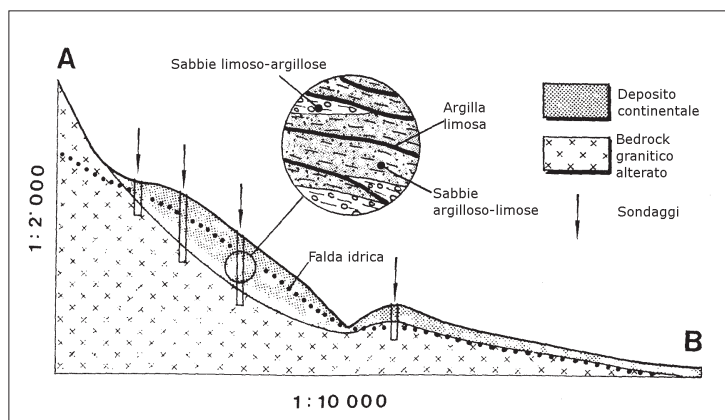


Figura 23 - Cava di Prateria - Sezione geologica.

Le lavorazioni erano quindi possibili nella sola estate, tantoché programmaticamente diveniva indispensabile la messa in opera in diga di un elevato volume giornaliero, dell'ordine del migliaio di m³/giorno.

Per le condizioni idrogeologiche di cui sopra, il materiale aveva, allo stato naturale, un contenuto d'acqua molto elevato (25-27%) che risultava non riducibile, con le abituali manipolazioni, ma neppure con la stesa e l'esposizione, al di sotto del 15-16%, mentre l'ottimo di Proctor era dell'ordine di 12-13%.

Si rendevano quindi inevitabili un prosciugamento artificiale ed una miscelazione, realizzabili soltanto a mezzo di un impianto industriale. Lo scopo era il raggiungimento di caratteristiche granulometriche sostanzialmente riconducibili al fuso di cui in Fig. 20, ad indici di plasticità fra 10 e 20%, e ad una permeabilità inferiore a 5×10^{-9} m/s, parametri che furono poi invero assunti come elementi di riferimento per l'idoneità del materiale in opera.

Si è accertato che tali caratteristiche potevano essere sostanzialmente garantite anche in presenza di occasionali modeste riduzioni del contenuto in finissimo, per il quale di regola era prescritto come minimo il 35%.

Per migliorare le caratteristiche di questo materiale si volle studiare l'effetto di un'eventuale cautelativa sua additivazione con piccole percentuali di bentonite. Questa correzione, oltre a determinare indubbi benefici per la permeabilità, avrebbe avuto lo scopo di ridurre la "rigidezza" del nucleo, migliorandone la plasticità e la deformabilità, elemento ritenuto molto importante in considerazione dell'alta sismicità della zona. L'esito degli approfondimenti portavano a dimostrare che con l'aggiunta di 3-3.5% di bentonite la permeabilità comunque si sarebbe ridotta dell'ordine di 10 volte; con l'1-1.5% di bentonite si sarebbero assicurati valori di permeabilità soddisfacenti; con la bentonite si sarebbe anche ottenuto un miglioramento importante dell'indice di plasticità, fino al 26%; e non si sarebbe modificata, in misura significativa, la resistenza a taglio, già soddisfacente, del materiale, per il quale si erano ricavati valori dell'angolo di attrito ϕ' dell'ordine di 30°.

A seguito di questi risultati fu poi in effetti deciso di additivare, in misura variabile, con bentonite (Fig. 24) il materiale del nucleo per lo spessore di 15÷25 m sotto il coronamento, di 10-15 m lungo tutta l'imposta, ed occasionalmente in altre zone. Tutto il materiale posto in opera con il tenore d'acqua ottimo del Proctor modificato (12%), è stato poi compattato su strati di 20 cm. La densità secca è risultata dell'ordine di 2 t/m³.

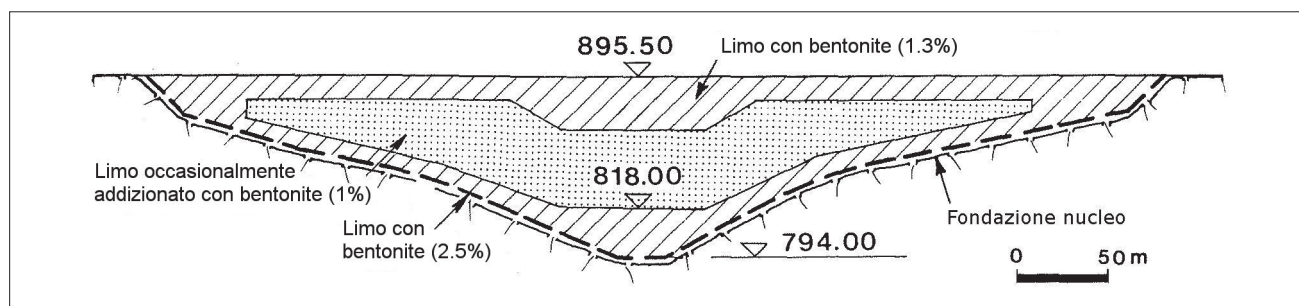


Figura 24 - Disposizione in corpo diga del materiale da nucleo trattato con bentonite.

7. LE VERIFICHE DI SICUREZZA

La stabilità dello sbarramento è stata ampiamente verificata in tutte le condizioni previste dal Regolamento Dighe (D.M. 24 Marzo 1982) con risultati soddisfacenti; ricadendo l'opera in un Comune classificato sismico di 1° categoria ($S=12$), si è considerata con il metodo pseudostatico la concomitanza della spinta idrodinamica e di azioni inerziali pari a 0,1g orizzontale e 0,05g verticale, quest'ultima agente alternativamente verso l'alto o verso il basso.

Inoltre, in relazione alla particolare sismicità dell'area ed alle rilevanti dimensioni della diga, con la presenza a valle, a soli 10 km, dell'importante centro abitato di Galatro, una rilevante attenzione è stata dedicata all'inquadramento sismotettonico della zona ed alla previsione del comportamento dinamico dello sbarramento.

Ciò ha richiesto la preventiva ricostruzione dello stato tensio-deformazionale in condizioni statiche, operata con l'impiego di diversi modelli numerici, la redazione di un accurato studio di hazard sismico e lo sviluppo di modelli fisici e matematici in presenza di sollecitazioni dinamiche.

7.1 Analisi statiche

Queste analisi sono state essenzialmente mirate a identificare le parti del rilevato, ed in particolare del nucleo, ove gli sforzi e le deformazioni risultassero più accentuati.

Il comportamento della sezione trasversale tipo e di quella longitudinale in asse è stato studiato con analisi incrementali agli elementi finiti, ipotizzando per i materiali leggi costitutive elastoplastiche non lineari, quali Drucker-Prager e Cam-Clay. Il modello ha riprodotto la fase di costruzione e quelle dei primi invasi e svasi, approfondendo in particolare lo sviluppo dei fenomeni di consolidazione. È stato evidenziato che la più alta concentrazione di sforzi e deformazioni si localizza al contatto nucleo-fondazione, mentre è stato escluso, fra l'altro, il rischio di fatturazione idraulica, pur con la presenza di un certo effetto "arching" nel nucleo dovuto alla rigidità del materiale dei rinfianchi.

Interessante è stata l'indicazione delle zone del nucleo ove si sarebbero potuti manifestare incipienti effetti di plasticizzazione: esse corrispondono alle quote superiori ed in particolare alle sezioni interessate da una locale modesta variazione di pendenza, in direzione assiale, dell'imposta destra.

Un modello assialsimmetrico non ha evidenziato effetti negativi dovuti alla pianta parzialmente curvilinea del corpo diga.

7.2 Valutazione dell'hazard sismico

L'hazard sismico è stato valutato secondo la metodologia di Cornell (Cornell, 1968), facendo riferimento ai risultati degli studi sulla Neotettonica del CNR (Ghisetti, 1980). Le potenziali zone sismogenetiche di interesse per la diga sono state divise in aree omogenee, ciascuna correlata alla sismicità storica mediante una legge di ricorrenza. Applicando appropriate leggi di attenuazione si sono calcolati i picchi dei valori di accelerazione e velocità al sito in termini di tempo di ritorno.

In particolare per 500 anni, assunti come significativi per l'opera, si sono ricavati picchi variabili fra 0.35 g e 0.25 g per l'accelerazione e fra 25 e 20 cm/s per la velocità. I valori più bassi derivano dall'utilizzo della legge di attenuazione di Sabetta-Pugliese (Sabetta et al., 1987), ricavata con riferimento ad attività sismotettoniche italiane.

Per le analisi dinamiche sono stati utilizzati spettri di risposta rettificati; gli accelerogrammi storici sono stati preferiti a quelli sintetici e la scelta è caduta su Sturmo (1980) e Tolmezzo (1976), risultando il primo fra essi con accelerazioni di picco 0.33 g e 0.23 g, a seconda delle direzioni, e rappresentativo di un carico sismico con tempo di ritorno di 1000 anni.

7.3 Analisi sismiche

Dopo un primo approccio di carattere pseudostatico, il comportamento sismico della diga è stato studiato in campo dinamico con un modello fisico e con diversi modelli numerici.

Il modello fisico è stato realizzato presso l'ISMES di Bergamo tra gli anni 1981-'82. Il prototipo, in silicone, aveva scala 1:450 ed era eccitato mediante tavolo vibrante. Il modello è stato sottoposto ad analisi modale, e provato con accelerogrammi sintetici e storici, il più severo dei quali riferito a Sturmo.

Stanti le proprietà fisiche del materiale utilizzato, il modello consentiva di simulare solo comportamenti elastici con basso valore di smorzamento: si è così ricostruita la prima frequenza modale pari a 0.65 Hz.

Per valutare lo stato tensio-deformazionale dello sbarramento in condizioni dinamiche considerando il comportamento non lineare dei materiali sono stati sviluppati numerosi modelli numerici (Baldovin et al., 1994). Essi hanno utilizzato per le proprietà dinamiche dei materiali i risultati ottenuti con prove in situ tipo cross-holes per i rinfranchi e con prove cicliche di colonna risonante e taglio torsionale in laboratorio per il nucleo.

I calcoli relativi alla sezione maestra della diga sono stati condotti con il metodo degli elementi finiti assumendo per i materiali un modello lineare equivalente.

Per una valutazione delle deformazioni permanenti è stato utilizzato anche uno schema monodimensionale, tipo "shear beam", con comportamento dei materiali non lineare come da modello Martin-Davidenkof.

Le massime accelerazioni, relative al coronamento diga, sono risultate comprese (Fig. 25) fra 0.5 g e 0.4 g; la prima frequenza modale varia fra 0.6 e 1 Hz.

Essendo escluso ogni problema di liquefazione, la stabilità sismica è stata verificata secondo il procedimento di Newmark (Newmark., 1965), ricavando deformazioni verticali permanenti dell'ordine di qualche decina di centimetri e quindi ampiamente compatibili con il franco previsto per la diga.

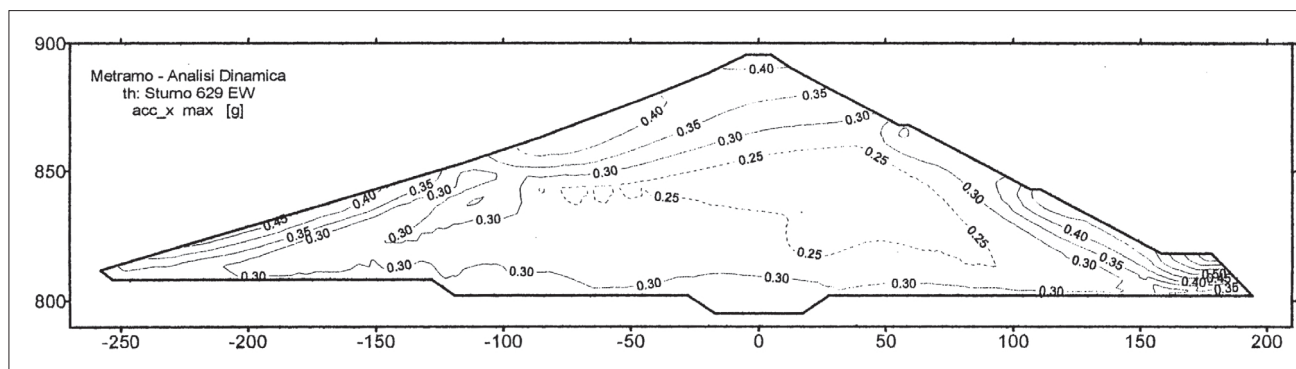


Figura 25 - Analisi dinamica numerica : accelerazioni massime (Terremoto di Sturmo: "a" max = 0,33g).

8. CANTIERISTICA E COSTRUZIONE DELLA DIGA

8.1 Le lavorazioni

Il cantiere principale è stato installato su di un altipiano, in sponda destra, a quota sensibilmente superiore a quella della diga e distante circa 1 km dallo sbarramento, ove erano disponibili ampi spazi per collocare non solo il villaggio per alloggi, mense e servizi, ma anche l'officina, l'impianto di trattamento del materiale grossolano (frantumazione, vagliatura e selezione), ed il deposito di quantità significative delle varie classi di materiali in attesa della posa in opera. La viabilità è stata di entità imponente (Fig. 26). Il collegamento più impegnativo è stato quello con la cava del P.sso Limina, distante 15 km e realizzato utilizzando in parte la viabilità provinciale, fra la S.P. Cinquefrondi e Mammola, ed in parte con nuova sede. In definitiva il complesso dei cantieri, da Galatro al Passo della Limina, copriva uno sviluppo di circa 30 km, e comportava quindi problemi di organizzazione, logistica e programmazione non indifferenti.

L'impianto industriale più rilevante è stato quello per il trattamento dei materiali fini per il nucleo (Fig. 27).

Esso svolgeva molteplici funzioni; l'amalgama degli strati per produrre un materiale granulometricamente omogeneo; il prosciugamento di quest'ultimo, sino a raggiungere valori di W dell'ordine dell'ottimo di Proctor (circa 12%); l'aggiunta, per specifiche zone del nucleo, di piccole quantità di bentonite (fra 1% e 3%).



Figura 26 - Collegamenti con le cave per i materiali.



Figura 27 - Impianto di trattamento del materiale per il nucleo.



Figura 28 - Posa e compattazione del nucleo.

Dopo lo studio di varie alternative fu adottata una soluzione, di assoluta novità per l'Italia, essenzialmente basata sull'impiego di un forno rotativo, installato a circa 2 km dalla diga. La tecnologia era riconducibile a quella per la produzione del conglomerato bituminoso: consisteva in un nastro trasportatore che introduceva il materiale nell'essiccatore (cilindro rotativo orizzontale) all'interno del quale apposite spire sollevavano il materiale e lo facevano ricadere attraversando la fiamma del bruciatore; venivano rilevate automaticamente la temperatura e l'umidità. Per l'aggiunta di bentonite un alimentatore versava questo prodotto, in polvere, nella quantità necessaria, all'uscita dal forno; il materiale veniva poi fatto cadere dall'alto, con nastri, formando così dei cumuli ben miscelati; seguivano il trasporto, la stesa in diga, l'epicatura, e la compattazione con rulli a spuntoni (Fig. 28).

Gli operai impegnati dall'Impresa sono stati, nelle fasi di normale produzione, circa 150, cui vanno aggiunti gli addetti dell'indotto, della stessa entità numerica. Complessivamente, la forza lavoro è stata superiore a 1500 anni uomo. Sono stati utilizzati circa 200 mezzi di trasporto, 5 bulldozer, 4 pale escavatrici, gru semoventi, 2 grandi impianti per lavorazione dei materiali, uno nel cantiere principale, in adiacenza al villaggio alloggi e servizi, il secondo, come detto, per il nucleo. La produzione massima del cantiere per il corpo diga è stata di 4000 m³/giorno di terra/rockfill messi in opera.

8.2 La tempistica

La durata dei lavori, esclusi i tempi di sospensione dovuti a ragioni amministrative, è stata di circa 9 anni: le lavorazioni in diga si svilupparono soltanto nei mesi Marzo÷Ottobre, in relazione alle condizioni meteoriche severe del periodo invernale.

L'appalto dei lavori prevedeva, su non abituale indirizzo della CASMEZ, l'esecuzione in due fasi ben distinte: nella prima fase, oltre ad iniziare alcune opere, si sarebbe dovuta accertare la disponibilità, sia quantitativa che qualitativa, delle cave. Nel caso in cui i risultati di detta prima fase avessero segnalato come non conveniente la costruzione della diga, l'Amministrazione si riservava il diritto di risolvere il contratto di appalto; una volta sciolta, invece, la riserva iniziale, i lavori sarebbero proseguiti regolarmente.

Fra il Gennaio del 1981 ed il Novembre del 1982 la prima fase fu conclusa positivamente. A partire da Luglio del 1984, peraltro, si venne e-



Figura 29 - Rilevato diga in avanzata costruzione.



Figura 30 - Paramento di valle della diga ed adiacenze.

riscono positivamente l'opera nell'assetto ambientale tipico della valle. Il microclima favorisce invero la messa a verde, e la persistenza diffusa della vegetazione, che si sposa paesaggisticamente con quella del serbatoio e del paramento di valle della diga (Fig. 30).

9. IL COMPORTAMENTO DELL'OPERA

Per il primo riempimento del serbatoio (Fig. 31), la quota di invaso è stata incrementata con gradualità fino a livelli intermedi nel primo decennio successivo al 2000. Il livello di ritenuta normale (886.5 m s. m.) è stato raggiunto in data 1 Marzo 2013; è seguito il collaudo delle opere da parte della Commissione Ministeriale.



Figura 31 - Vista della diga e del serbatoio con invaso parziale.

Dall'esame dei dati assestometrici acquisiti durante l'elevazione del rilevato, si sono dedotti valori "reali" del modulo di deformazione dei materiali del nucleo variabili tra 300 e 500 kg/cm². Le densità in opera si aggiravano su valori di 2÷2,05 t/m³, ovvero prossime o superiori alla densità ottima ($\gamma \approx 1,95$ t/m³); ciò che testimonia la buona efficacia ottenuta con la compattazione meccanica mediante rullatura. I cedimenti cumulati nella fase di costruzione sono risultati, sulla se-

videnziando la necessità di apportare alcuni adeguamenti al progetto che concernevano essenzialmente gli scavi di imbasamento del corpo diga; la ristrutturazione del corpo diga a seguito di limitazioni prescritte dagli Enti locali per la cava Serricella; l'aggiornamento di bentonite al materiale da nucleo; interventi di stabilizzazione, alle quote superiori della diga, sulla spalla sinistra; consolidamenti integrativi nei lavori in sotterraneo; miglioramenti delle vasche di smorzamento conformi alle prove su modello idraulico; la strada di accesso Galatro-Diga; l'integrazione della rete viaria di servizio per le opere.

Questi interventi furono proposti in una Perizia Generale di Completamento presentata nei primi giorni di Febbraio del 1985. I tempi di approvazione della Perizia resero poi necessaria la sospensione dei lavori a partire dal 5 Giugno 1986 al Novembre 1988; le opere (Fig. 29) venivano poi ultimate entro il nuovo termine stabilito del 30 Agosto 1989. Minori lavori di completamento si sono poi svolti tra il '92 ed il '94, data in cui ne è stata certificata la definitiva conclusione.

Dopo pochi mesi, con la chiusura delle paratoie dello scarico di fondo, aveva inizio il primo invaso del serbatoio.

Gli scavi per la formazione dell'imposta sono stati tutti risarciti: le superfici non rocciose sono state rivestite a verde. Le adiacenze della diga sono state sistemate lungo tutto il perimetro con modellamenti, stabilizzazioni, rinalzi, che inse-

riscono positivamente l'opera nell'assetto ambientale tipico della valle. Il microclima favorisce invero la messa a verde, e la persistenza diffusa della vegetazione, che si sposa paesaggisticamente con quella del serbatoio e del paramento di valle della diga (Fig. 30).

Il monitoraggio, iniziato in fase di costruzione, è stato attuato con un complesso di strumenti installati in diga su 3 sezioni (una di massima altezza) e con sistematiche verifiche di carattere topografico (Fig. 32).

La strumentazione del corpo diga e dei versanti prospicienti comprendeva, in totale: 34 piezometri a corda vibrante; 9 piezometri tipo Casagrande; 14 colonne assestometriche; 3 inclinometri; 1 stazione idrometrica a valle delle vasche di dissipazione; 1 apparecchiatura a "sifone" per la misura delle perdite dai drenaggi del corpo diga; 1 stazione di misura delle perdite dal tappeto drenante; 1 stazione meteo.

Per il controllo del comportamento della diga in occasione di eventi sismici risultano inoltre installati: 4 accelerometri collegati ad un'unità di registrazione remota; 2 accelerografi autogregistranti; 6 sismografi, di cui uno triassiale.

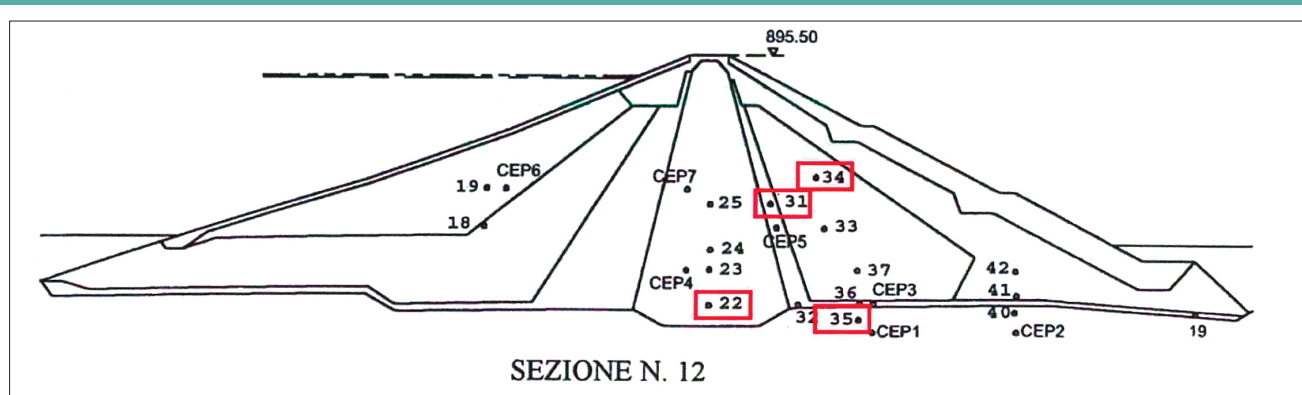


Figura 32 - La strumentazione della sezione maestra.

zione di massima altezza del rilevato, dell'ordine di 2 m circa, corrispondente ad oltre il 50 % del cedimento totale teorico per consolidazione previsto a tempo infinito. L'abbassamento del coronamento, dopo la fine costruzione, è riportato nel grafico dei cedimenti di Fig. 33. Il decorso del cedimento è risultato regolare ed è assimilabile alla parabola teorica tipica della consolidazione dei terreni fini. Il massimo abbassamento registrato, dopo oltre 20 anni dalla fine costruzione, si aggira su valori di 1,2÷1,3 m e pare aver ormai raggiunto la fase di stabilizzazione. Il contributo all'abbassamento do-

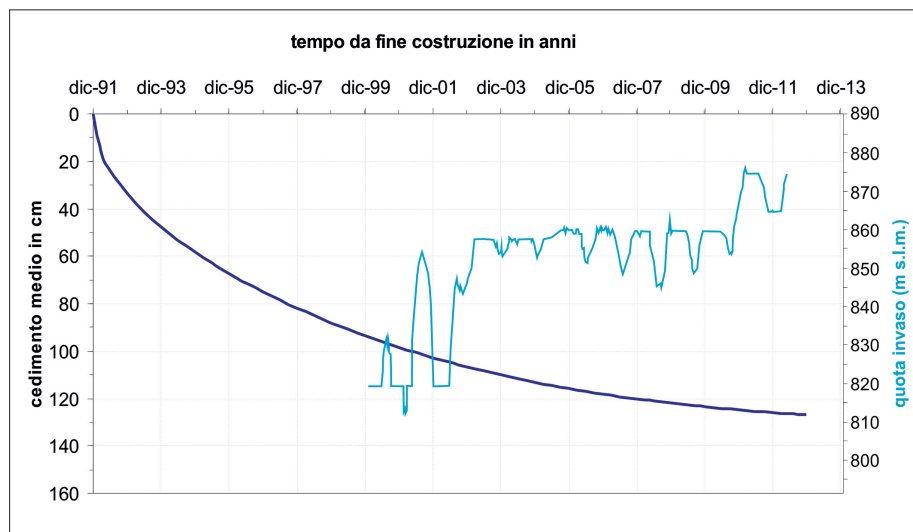


Figura 33 - Cedimenti del rilevato dopo la costruzione.

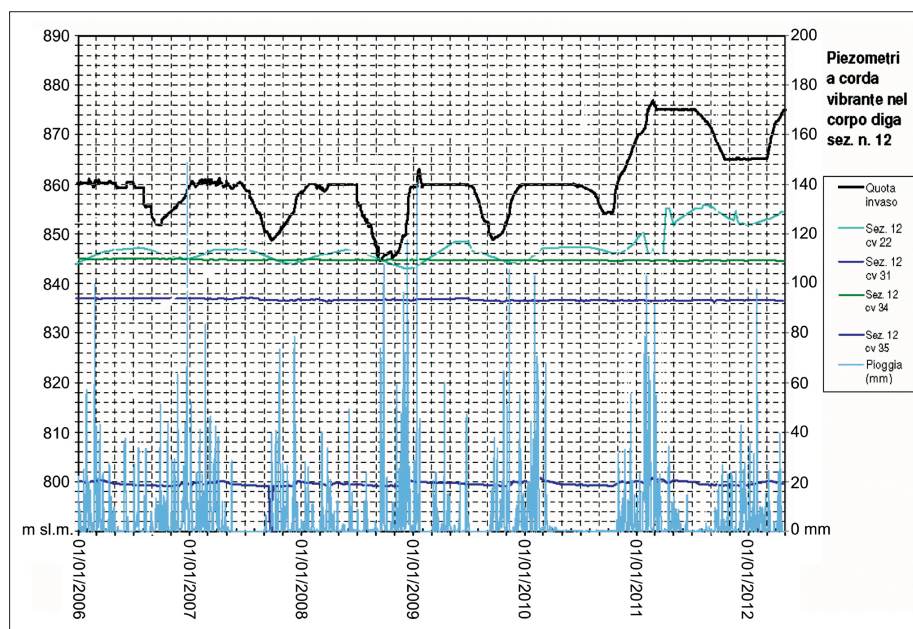


Figura 34 - Misure con piezometri a corda vibrante nel corpo diga.

vuto alla formazione rocciosa di fondazione si può ritenere trascurabile.

I livelli piezometrici in corpo diga segnalano che l'andamento della linea di saturazione nel nucleo o nelle zone adiacenti ha un andamento regolare in presenza dell'invaso.

Nella Fig. 34 sono rappresentati, in proposito, i dati piezometrici acquisiti, a partire dal 2006 fino ad oggi, per la sezione maestra, con alcune celle piezometriche ubicate, rispettivamente, alla base del nucleo (cv 22), a metà altezza entro lo strato filtrante sub-verticale a valle nucleo (cv 31), entro il contronucleo di valle circa alla stessa quota della cella precedente (cv 34) ed alla base del rilevato a valle del nucleo (cv 35).

Le venute d'acqua (perdite) registrate dal dreno a valle nucleo nel periodo 2006-2012, durante il primo invaso, sono risultate prevalentemente condizionate dall'andamento delle precipitazioni e sono dell'ordine del litro/s. Il complesso delle venute d'acqua raccolte da tutto il sistema drenante della diga e dai rincalzi, ad invaso massimo, non supera i 7 l/s. Le quote piezometriche a valle diga, sia nei rincalzi, sia nelle spalle, sono sempre notevolmente depresse rispetto al terreno naturale, a garanzia della stabilità dei versanti e dei terrapieni. I risultati delle misure e dei controlli sono dunque del tutto soddisfacenti.

10. CONCLUSIONI

La formazione dell'invaso sul F.Metramo, recentemente collaudato, ha reso ora pienamente perseguibili gli obiettivi fissati all'atto della concezione dell'opera.

Invero, una volta completate le opere a valle diga, e precisamente la galleria Metramo-Ghilina, già scavata per 2.5 su 4.5 km, la condotta forzata fino a Galatro, ed i collegamenti con gli impianti irrigui del Consorzio, tutte le reti saranno ora alimentabili a gravità, rendendo così possibile l'eliminazione dei costosi sollevamenti. Sarà inoltre possibile arricchire di rilevanti dotazioni idriche le reti ad uso potabile dell'area della Piana.

In particolare la disponibilità permanente di acqua in pressione consentirà di superare, in parte, il concetto di "stagione irrigua", e di adattare gli impianti per l'esercizio permanente, convertendoli in sistemi di erogazione con basso consumo d'acqua, in alternativa al tradizionale sistema "ad aspersione".

L'invaso risponde quindi alle condizioni ed ai fabbisogni, ancorché oggi in parte mutati rispetto al momento di impostazione dello schema irriguo generale. Il Consorzio è tuttora fortemente impegnato, in attesa delle necessarie, ed evidentemente urgenti, risorse finanziarie; a questo fine ha già predisposto il progetto esecutivo della condotta di avvicinamento delle acque invasate sino alla centrale idroelettrica, che ha già ottenuto tutte le approvazioni ed autorizzazioni. Ha inoltre già realizzato sui Piani della Ghilina un moderno impianto di irrigazione.

Va d'altronde sottolineato che la realizzazione della diga ha richiesto un impegno di uomini e mezzi rilevante. Per la sua costruzione si sono valorizzate al massimo le opportunità di affinare, anche con criteri e tecnologie relativamente innovativi, le esperienze tecniche correnti, garantendo per le opere un elevato livello di sicurezza.

Problematica è stata l'impostazione generale del rilevato, in un'area geologicamente complessa, per l'ottimizzazione delle superfici di fondazione e per la sistemazione dei versanti.

Si è realizzato un non abituale schema di cunicoli e pozzi di ispezione/drenaggio profondo, nel corpo stesso dello schermo di impermeabilizzazione, che rappresenta un dispositivo di pregio per il controllo e, se necessario, per il potenziamento della tenuta in fondazione.

La difficoltà nel reperimento delle cave ha imposto un meditato e, per certi versi, singolare equilibrio fra la disponibilità, l'utilizzo selezionato, i processi di trattamento dei materiali e la stessa strutturazione del corpo diga.

L'esecuzione del nucleo ha richiesto lavorazioni non comuni, con l'impiego di un impianto industriale di miscelazione/produzione studiato e costruito allo scopo.

Per la verifica sismica sono stati utilizzati un modello fisico e numerose analisi numeriche che hanno fornito un buon contributo agli studi sulla stabilità del rilevato.

Il comportamento della diga, oltre a segnalare ottimi risultati nei riguardi della tenuta idraulica, ha anche confermato l'efficacia delle lavorazioni in fase di posa e compattazione del materiale.

In definitiva la formazione del serbatoio, che si è inserito armoniosamente nell'ambiente naturale (Fig. 35), rendendo disponibili risorse preziose per la Piana Gioia Tauro-Rosarno, ha anche fornito l'opportunità di approfondimenti tecnici di interesse per l'evoluzione dei criteri di progetto e delle modalità di esecuzione delle grandi dighe in materiale sciolto.



Figura 35 - Serbatoio alla quota massima di regolazione: vista dalla sponda sinistra.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano ringraziare l'Amministrazione del Consorzio che ha reso possibile questa comunicazione.

Ricordano, inoltre, con doverosa gratitudine, Tecnici ed Imprese, che si sono prodigati per la realizzazione dell'opera: in particolare l'Ing. G. De Rogatis - Autore del Progetto di Massima della diga; i Proff. Ingg. P. Nicotera e V. Marone - Consulenti geologo ed idraulico; l'Ing. E. Wolf - Direttore dei Lavori; i Geometri G. Gabetta e F. Di Stilo - Responsabili alla sorveglianza e alla contabilità dei lavori; l'Impresa Ferrocemento, Capogruppo del Raggruppamento FE.LO.VI.; l'Impresa Rodio; i funzionari della CASMEZ e del Servizio Dighe; la Commissione di Collaudo, presieduta dall'Ing. M. Toti.

BIBLIOGRAFIA

- Baldovin E., Paoliani P.**, *Soil-structure interaction: numerical analysis and modelling - Chapter 4: Dynamic analysis of embankment dams - E and FN SPON*, 1994.
- Baldovin G., Baldovin E., Allaria N.**, The core of Castagnara Dam on Metramo River, *XVI ICOLD Congress*, Q.67, R.10, 1991.
- Barbano M. S., Carrozzo M.T., Carveni, P., Cosentino, M., Fonte, G., Ghisetti F., Lanzafame G., Lombardo G., Carbone D.**, *Terremoti di Calabria e di Sicilia nel secolo XVIII*, 1884.
- Patanè G., Riuscetti M., Tortorici L., Vezzani L.**, Elementi per una carta sismotettonica della Sicilia e della Calabria meridionale. *Mem. Soc. Geol. It.*, 19, pp. 625-632, 1978.
- Burton A. N.**, *Carta Geologica della Calabria in scala 1:25.000 - Relazione Generale*, A cura della Cassa per il Mezzogiorno - Servizio Bonifiche Ufficio Piani di massima e Studi, 1971.
- Colletta P.**, *Storia del Reame di Napoli dal 1734 al 1825*, 1838.
- Consorzio di Bonifica di Rosarno**, *Diga sul Fiume Metramo - Monografia*, 1988.
- Cornell C. A.**, Engineering seismic risk analysis, *BSSA*, Vol. 58, 1968.
- Ghisetti F., Vezzani L.**, The geodynamic evolution of the crystal structures of Calabria and Sicily, *IGV, 15th Plenary meeting Proceedings, Italy*, 1979.
- Ghisetti F.**, *Una proposta di zonazione neotettonica*, CNR, PFG, *Sottoprogetto Neotettonica*, Pubbl. n. 356, 1980.
- Loschiavo Prete I.**, *Il terremoto del 1908 nel circondario di Palmi*, 1915.
- Newmark N. M.**, Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No. 2, 1965.
- Nicotera P.**, *Diga sul F. Metramo in località Castagnara - Relazione geologica del progetto esecutivo*, 1976.
- Sabetta F., Pugliese A.**, Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong-motion records, *BSSA*, Vol.77, 1987.