



CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI
SEGRETERIA GENERALE

***Alla Direzione Generale per le dighe e le
infrastrutture idriche ed elettriche
SEDE
dg.digheidrel@pec.mit.gov.it***

TRASMESSA VIA PEC

OGGETTO: Aff. n. 52/2017 - Cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR) n. arch. 1839. Progetto definitivo 2016. Integrazioni luglio/agosto 2017 - Trasmissione copia parere.

Con riferimento alla richiesta di parere formulata con nota Prot. 18150 del 9.8.2017, si trasmette l'allegata copia conforme, in formato pdf, del parere n. 52/2017 reso dall'Assemblea Generale nella adunanza del 15 dicembre 2017.

IL SEGRETARIO GENERALE

GIUSEPPE IANNIELLO
21 dic 2017 12:09



Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Assemblea Generale

Adunanza del 15 Dicembre 2017

N. del Protocollo 52/2017

OGGETTO: Cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR) n. arch. 1839. Progetto definitivo 2016. Integrazioni luglio/agosto 2017.

L'ASSEMBLEA

VISTA la nota prot. n. 18150 del 09/08/2017, acquisita agli atti con prot. n. 7434 del 09/08/2017, con cui la Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche ha trasmesso la documentazione relativa all'affare in oggetto per esame e parere ai sensi dell'art. 5 del Decreto del Presidente della Repubblica 1 novembre 1959, n. 1363;

VISTA la documentazione integrativa trasmessa dalla Agenzia Interregionale per il fiume Po con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017, acquisita agli atti con prot. n. 10025 del 23/11/2017;

ESAMINATI gli atti;

UDITA la Commissione Relatrice (FERRANTE, DA DEPPO, MONTRASIO, NAPOLITANO, VANZI, SIMEONE, FONTANELLA, LOMBARDO, FEDELI, CAPOROSSI)

PREMESSO

Con nota prot. n. 18150 del 09/08/2017, acquisita agli atti con prot. n. 7434 del 09/08/2017, la Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche ha trasmesso la documentazione relativa all'affare in oggetto per esame e parere ai sensi dell'art. 5 del Decreto del Presidente della Repubblica 1 novembre 1959, n. 1363;

Per un inquadramento generale, si riporta l'istruttoria allegata alla nota di trasmissione della D.G. Dighe, in cui si illustrano gli aspetti salienti della divisione IV – Coordinamento istruttorie progetti e vigilanza lavori.

“1. PREMESSE

Con nota n. 34991 del 30.11.2015 l'Agenzia Interregionale per il Po (AIPo) ha presentato alla Direzione Generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche (DGDighe) il progetto preliminare per la realizzazione di una “Cassa di espansione sul torrente Baganza, nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma”, al fine di acquisire il parere tecnico ai sensi dell'art.1 del Regolamento approvato con D.P.R. 1363/1959 e dell'accordo tra DGDighe e AIPo, sottoscritto in data 12-16.11.2015 (all.1) in applicazione della Circolare P.C.M. n. DSTN/2/7311/1999 pubblicata sulla G.U. n.87 del 15.4.1999 (all.2), recante precisazioni sulle competenze del Servizio nazionale dighe e sull'applicazione della L.584/1994 per quanto riguarda in particolare gli sbarramenti per la laminazione delle piene, le casse di espansione e le arginature fluviali.

Nel rimandare al paragrafo successivo per l'inquadramento normativo, nel caso specifico il progetto della Cassa di espansione sul torrente Baganza è stato sottoposto all'esame tecnico di DGDighe in quanto l'opera comprende uno sbarramento (diga) in alveo, di altezza e volume di invaso tali da superare i limiti di cui all'art.1 del D.L. 507/1994 conv. L.584/1994 (altezza superiore a 15 m, volume di invaso superiore a 1 Mm³ e in particolare prossimo a 3 Mm³ per il comparto in linea).

Su tale progetto preliminare l'Ufficio Tecnico per le Dighe di Milano (UTDMI), con nota n.2029 del 3.2.2016, ha espresso parere favorevole, ai sensi dell'art. 1 del citato Regolamento approvato con D.P.R. 1363/59 (di seguito DPR 1363/1959), con osservazioni e prescrizioni da recepirsi in sede di progetto definitivo, in accordo con l'avviso della competente Div. di coordinamento di DGDighe (nota n. 1524 del 27.1.2016).

AIPo ha successivamente presentato il progetto definitivo dell'opera con note n. 3174 dell'8.2.2017 (in forma digitale) e n. 6903 del 22.3.2017 (in forma cartacea corredata di istanza di approvazione tecnica), progetto comprendente significative modifiche rispetto alla soluzione progettuale del progetto preliminare. Detto progetto definitivo è datato Ottobre 2016 (con successiva rev. di alcuni elaborati in Giugno e Agosto 2017) ed è a firma di progettisti facenti parte di un Raggruppamento Temporaneo di Professionisti di cui è mandataria Majone & Partners Engineering.

Il progetto definitivo è stato presentato in primis alla Regione Emilia Romagna per la procedura di V.I.A. regionale ed è in corso di valutazione nell'ambito della Conferenza di servizi indetta dalla medesima Regione ai sensi della L.R. 9/1999, che disciplina le valutazioni di impatto ambientale per le opere di competenza regionale. Nel caso specifico il M.A.T.T.M. (con nota n. 5452 dell'8.3.2017 della Direzione generale per le valutazioni e le autorizzazioni ambientali) ha infatti ritenuto e confermato che "l'opera idraulica, essendo progettata per consentire il solo accumulo temporaneo di acqua in occasione di eventi di piena e non per '.. trattenere, regolare o accumulare le acque in modo durevole ..', non è da ricomprendersi tra quelli di cui all'All.II, Parte II del D. Lgs. 152/2006 e ss.mm.ii., punto 13) e pertanto le competenze in materia di VIA .. sono in capo alla Regione Emilia Romagna", che ha inquadrato il progetto "tra quelli di cui all'All.IV – Parte II del D. Lgs. 152/2006 .., p.to 7, lett.o) 'opere di canalizzazione e di regolazione dei corsi d'acqua' ".

Tenuto conto che la citata procedura di V.I.A. regionale regolata dalla citata L.R. 9/1999 prevede l'acquisizione nell'ambito della Conferenza di servizi di tutti gli atti di assenso comunque denominati (con espressione di un unico parere per le amministrazioni statali – artt.17 e 18 L.R. cit., art.14 ter L. 241/1990), DGDighe ha espresso la propria posizione con nota n. 4432 del 20.2.2017, con la quale è stata evidenziata, tra l'altro, alla Regione la distinzione tra procedimento di valutazione ambientale e procedimento di approvazione tecnica ai fini della sicurezza, regolato - anche per quanto attiene ai termini e ai sub-procedimenti - da differenti norme statali, che stabiliscono anche l'acquisizione sul progetto definitivo del parere obbligatorio del Consiglio Superiore dei LL.PP..

Nell'ambito dell'istruttoria tecnica ai sensi dell'art. 1 del D.L. 507/1994 conv. L. 584/1994, DGDighe ha costituito un gruppo di lavoro comprendente, oltre alla Div. di coordinamento responsabile del procedimento, anche le competenze delle divisioni specialistiche e dell'UTD di Milano. Esaminato il progetto definitivo DGDighe ha chiesto ad AIPo, in sede istruttoria, chiarimenti ed integrazioni (nota DGDighe n. 11661 del 15.5.2017 con annessa relazione¹), suddivisi tra aspetti generali, geologici, idraulici, geotecnici e strutturali; tali osservazioni hanno anche tenuto conto delle modifiche alle opere apportate in sede di progettazione definitiva rispetto a quanto previsto nella progettazione preliminare.

In riscontro alle osservazioni istruttorie AIPo ha presentato integrazioni e chiarimenti con note acquisite al prot. n. 15715 del 5.7.2017 e n. 17809 del 3.8.2017, presentando alcuni nuovi elaborati (in particolare geologici) e un'ulteriore relazione tecnica dal titolo "Controdeduzioni alle osservazioni istruttorie del MIT – DGD" (di seguito "Relazione Controdeduzioni").

La presente istruttoria è relativa all'esame tecnico del complesso degli elaborati presentati da AIPo (cui si rimanda per ogni illustrazione e dettaglio), risultando quindi il Progetto definitivo composto secondo l'elenco di cui all'elab. BAG2_01_GEN_R_EE_01C allegato al progetto, integrato come sopra specificato. Il parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è chiesto ai sensi dell'art.5 del DPR 1363/1959.

2. CASSE DI ESPANSIONE PER LA LAMINAZIONE DELLE PIENE – INQUADRAMENTO NORMATIVO

La competenza sulle casse di espansione non ha in passato trovato organica definizione, riscontrandosi prima dell'emanazione della L.584/1994 una prassi di assimilazione di dette opere talvolta agli sbarramenti di ritenuta (sottoposti alla disciplina del DPR 1363/1959), talvolta alle arginature e alle opere di sistemazione fluviale.

¹ A detta relazione istruttoria fa riferimento la Relazione di progetto dal titolo "Controdeduzioni alle osservazioni istruttorie del MIT–DGD" che ne riporta testualmente i quesiti e le osservazioni, che pertanto non si riprendono ulteriormente, in quanto in gran parte superati.

La Circolare P.C.M. n. DSTN/2/7311/1999, intervenuta sull'argomento, ha consolidato la prassi prevalente confermando l'esclusione della arginature fluviali dalle norme sulle dighe e chiarendo che "le casse di espansione, intese come aree opportunamente arginate per consentire l'accumulo temporaneo di acqua in occasione di eventi di piena mediante sfioro di una soglia libera o regolabile inserita in un tratto di sponda del corso d'acqua, oppure mediante altri sistemi quali sifoni auto innescanti o tratti di argine fusibili, non rientrano nelle fattispecie previste dall'art. 1 della L.584/1994. La loro custodia è demandata all'autorità idraulica competente che opererà, anche in virtù di quanto previsto dall'art. 4, comma 10-ter, della L.677/1996, in conformità di quanto disposto con R.D.2669/1937"; la medesima Circolare ha invece indicato che "per gli sbarramenti per la laminazione delle piene rientranti nelle fattispecie previste dall'art. 1 della L. 584/1994 la cui progettazione e gestione sono demandate all'autorità idraulica deputata alla tutela del buon regime delle acque, potrà essere stabilito un accordo di programma tra il Servizio nazionale dighe e le singole autorità teso a definire, anche tenuto conto della «Premessa» al Regolamento dighe n. 1363/1959, le procedure per il loro controllo e la relativa vigilanza".

La Circolare ha in sostanza precisato che rientrano nella competenza del Servizio nazionale dighe (ora DGDighe) le c.d. "casse in linea" o "casse di valle", se realizzate tramite sbarramenti in alveo che per altezza o volume di invaso rientrano nella fattispecie della "grandi dighe", escludendo quindi quelle c.d. "in derivazione". Nella fattispecie delle "casse in linea o di valle" rientra – seppur con particolarità - il caso in questione, in relazione alla presenza in alveo di uno sbarramento avente le caratteristiche di "grande diga".

Detto indirizzo consolidato è stato successivamente confermato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. sia in occasione del parere (voto n.154 del 27/10/2005) sul progetto definitivo dello sbarramento per la laminazione delle piene di Ponte Gurone sul fiume Olona (proponente Provincia di Varese – Gestore AIPo, sbarramento realizzato e ora in esercizio), sia in sede di pareri sugli schemi di "Regolamento dighe" (voti n.72/2006 e n.80/2012), che avrebbero dovuto sostituire la "Parte I - Norme generali per la progettazione, costruzione ed esercizio" del DPR 1363/1959 e sulla base dei quali DGDighe ha recentemente ri-promosso l'iter di aggiornamento della regolamentazione. Detti schemi di regolamento definiscono "cassa di espansione: capacità per l'accumulo temporaneo dei volumi di piena di un corso d'acqua; cassa di valle se inserita a cavallo dell'alveo; cassa in derivazione se esterna al corso d'acqua", escludendo dall'applicazione del Regolamento stesso le casse di espansione in derivazione; per le arginature fluviali in genere è parimenti esclusa l'applicazione delle norme sulle dighe, ancorché, con il citato ultimo parere il CSLLPP conferma l'esigenza di precisare che "le arginature fluviali costituenti sponde del serbatoio" debbano essere comprese nell'ambito di applicazione del Regolamento stesso.

Il Protocollo di intesa sottoscritto tra DGDighe ed AIPo nel 2015 per disciplinare, secondo le indicazioni della cit. Circ. PCM n.7311/1999, le attività di vigilanza sulle grandi dighe e traverse gestite da AIPo, così prevede per la fase di progettazione e costruzione di nuovi sbarramenti: "La realizzazione di grandi dighe di ritenuta o traverse, oggetto del presente accordo è soggetta, ai fini della tutela dell'incolumità pubblica, all'approvazione tecnica del progetto da parte della DGDighe ai sensi dell'art.1 del D.L. 507/94, convertito con L. 584/94. L'approvazione tecnica riguarda esclusivamente lo sbarramento di ritenuta – diga o traversa – e dei rilevati arginali strettamente funzionali all'esercizio dello sbarramento (rilevati di spalla), mentre resta di esclusiva competenza dell'AIPo l'approvazione tecnica del progetto e la vigilanza sulla costruzione delle altre arginature fluviali, delle opere di stabilizzazione dell'alveo a monte e/o a valle e delle arginature costituenti eventuali casse di espansione laterali con le relative opere accessorie (manufatti di imbocco e di scarico). L'attività di vigilanza sulla progettazione e costruzione delle opere di sbarramento rientranti nelle competenze

della DGDighe si svolge secondo la vigente normativa tecnica e amministrativa in materia di dighe.”

In quest’ambito, con nota n. 11661 del 15.5.2017 DGDighe ha precisato ad AIPo, relativamente al progetto in questione, che “in considerazione del riparto di competenze stabilito dall’Accordo tra amministrazioni sopra citato e nel caso specifico di opera mista ed articolata in termini di funzionamento idraulico, la competenza tecnica di questa Amministrazione risulta principalmente circoscritta alle strutture di sbarramento trasversali all’alveo (manufatti A e B e rilevato sez. tipo I e relative spalle), assumendo quindi le osservazioni sugli altri manufatti e sulla funzionalità dell’opera nel suo complesso, la valenza di raccomandazioni tecniche, anche in vista del parere da acquisirsi dal Consiglio Superiore dei LL.PP.”

Relativamente alle implicazioni della citata prassi e disciplina su alcune verifiche di progetto (normativa applicabile ai rilevati arginali, tempo di ritorno della piena di progetto, franco idraulico, quota di regolazione concomitante all’evento sismico di progetto) si rimanda ai successivi paragrafi e in particolare al paragrafo 8.1 sulle osservazioni istruttorie riguardanti gli aspetti tecnico-normativi.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE DAL PROGETTO DEFINITIVO

3.1 Generalità

Il progetto definitivo della cassa di espansione sul torrente Baganza, a monte della città di Parma, prevede (v. Relazione generale) la creazione di una capacità d’invaso per laminazione delle piene suddivisa in due comparti:

- il “comparto 1”, in linea, estendentesi prevalentemente nell’area golenale destra del torrente, è delimitato dallo sbarramento principale trasversale al corso d’acqua (manufatto A) e, in continuità con questo, da un’opera di sfioro verso il comparto 2 (manufatto B) e da rilevati di terra risvoltati verso monte e all’incirca paralleli all’asse del corso d’acqua; Il volume utile per la laminazione del comparto 1 è di circa 3 Mm^3 ricavati in parte mediante scavo dei terreni alluvionali;
- il “comparto 2”, in derivazione dal comparto 1, ubicato nell’area golenale destra a valle dello sbarramento principale, è delimitato da arginature e collegato idraulicamente al comparto 1 attraverso il citato manufatto sfioratore in calcestruzzo (manufatto B); in corrispondenza dell’arginatura di valle del comparto 2 è prevista la realizzazione di un manufatto di sfioro e scarico verso l’alveo in calcestruzzo (manufatto C). Il volume utile per la laminazione del comparto 2 è prossimo a $2,2 \text{ Mm}^3$, anch’essi ricavati in parte mediante scavo.

Complessivamente, quindi, il volume utile della cassa di espansione è pari a circa $5,2 \text{ Mm}^3$.

Lungo l’alveo del corso d’acqua, l’ingresso al comparto 1 della cassa di espansione avviene attraverso una briglia in calcestruzzo con soglia a quota 141 m s.m. e salto di fondo di 5 m.

A valle della briglia e prima dello sbarramento principale, la sponda destra dell’alveo è presidiata da una soglia di fondo, realizzata prevalentemente con materiale in sito che separa l’alveo stesso dal comparto 1. Tale opera ha la funzione di convogliare direttamente le portate minori verso le luci di fondo del manufatto A, in modo da evitare l’allagamento e l’interrimento del comparto 1 e la conseguente riduzione della capacità destinata alla laminazione degli eventi di piena maggiori.

Superato lo sbarramento principale, l’alveo prosegue risagomato e con una pendenza inferiore a quella originaria, riceve quindi, in caso di piena, anche le portate scaricate dal manufatto C e continua fino a ricongiungersi con l’alveo naturale, in corrispondenza dell’attraversamento di un oleodotto militare, a valle del quale è prevista la realizzazione di una soglia di fondo in massi, opera che delimita a valle l’intervento in progetto.

Dal punto di vista costruttivo, lo sbarramento principale, trasversale al corso d'acqua, è sostanzialmente di tipo "misto", essendo costituito da:

- una diga a gravità in calcestruzzo (manufatto regolatore A) dotata di sfioratore a soglia libera e di luci di fondo regolabili, ubicata in corrispondenza dell'alveo del torrente;*
- il già citato manufatto sfioratore B, sempre a gravità in calcestruzzo;*
- un rilevato di terra, ubicato nell'area golenale destra, a separazione tra i comparti 1 e 2.*

In sintesi il funzionamento dell'opera durante un evento di piena può essere schematizzato nel modo seguente: una parte delle portate entranti nella cassa viene direttamente restituita a valle, regolata dalle paratoie delle luci di fondo del manufatto A; la parte eccedente, rigurgitata dallo sbarramento, supera la soglia di fondo prevista lungo la sponda destra dell'alveo ed entra nel comparto 1. Superata la quota della soglia del manufatto sfioratore B, le portate iniziano a riempire il comparto 2 fino a quando, raggiunta la soglia del manufatto di sfioro e scarico C, vengono restituite, laminate, al torrente. Incrementi ulteriori delle portate in arrivo vengono smaltite attraverso lo sfioratore a soglia libera del manufatto A. Terminato l'evento di piena, le acque invase nel comparto 2 vengono scaricate a valle attraverso le luci di fondo del manufatto C, mentre quelle trattenute nel comparto 1 defluiscono attraverso le luci di fondo del manufatto A. Rispetto all'inquadramento normativo delineato nel paragrafo precedente, si tratta quindi di un'opera di fatto più articolata e complessa rispetto agli usuali schemi di funzionamento idraulico (in linea-di valle o in derivazione) delle casse di espansione fluviale.

3.2 Dettaglio delle opere previste

Il progetto preliminare prevedeva la realizzazione di un unico comparto (cassa in linea o di valle) con un manufatto di regolazione avente scarichi regolati e un dispositivo di scarico di superficie sagomato "a becco d'anatra". Per le motivazioni sulla variazione progettuale e sull'iter della scelta progettuale nell'ambito anche della pianificazione di bacino si rimanda al successivo § 3.3, alla Relazione generale, alla Relazione sul quadro di riferimento progettuale e alla Relazione Controdeduzioni pp.8 e ss..

Il progetto definitivo condivide con il preliminare la stessa superficie di sedime ma parte del volume di laminazione del comparto 1 viene recuperato variando i volumi di scavo in alveo, riducendo la pendenza dell'alveo naturale all'interno della cassa allo 0,7% (nel progetto preliminare la riduzione era maggiore e pari allo 0,2%) a fronte di una pendenza attuale di 1,2% e prevedendo un abbassamento dell'alveo massimo di 5 m (contro i 12 m del progetto preliminare). Nel progetto definitivo la realizzazione dell'intera cassa comporta lo scavo di circa 2,5 Mm³ di materiale al netto degli scavi per lo scotico e l'ammorsamento delle arginature (circa 400.000 m³), dei prescavi a sezione obbligata per i manufatti (circa 210.000 m³), nonché degli scavi per le sistemazioni ambientali (circa 140.000 m³); con tali ulteriori interventi il volume totale di scavo somma circa 2,8 Mm³.

Gli argini perimetrali e di separazione tra i due comparti sono di tipo omogeneo con tenuta affidata alla bassa permeabilità delle terre di cui si prevede l'utilizzo e, in fondazione, a diaframmi in jet-grouting; questi ultimi non si sviluppano su tutto il perimetro ma soltanto laddove necessario per allungare i percorsi di filtrazione o intestarsi in livelli meno permeabili (v. schema Tav. BAG2_10ARG_D_ST_01A).

Gli argini perimetrali del comparto 1, aventi coronamento a quota 147,50 m s.m., hanno un'altezza massima di circa 15 m in prossimità dei manufatti di regolazione A e B e si riducono in altezza spostandosi progressivamente verso monte, fino ad azzerarsi ove il medesimo piano campagna raggiunge la quota di 147,50 m s.m. Il confine di monte del comparto 1 della cassa è privo di arginature ed il volume a disposizione si ottiene prevalentemente mediante scavo in scarpata.

Gli argini hanno sezione trapezia, con pendenze di 2/1 lato campagna e 3/1 lato invaso, intervallate per ogni 5 m di dislivello da banche della larghezza di 4 m, aventi lo scopo sia di interrompere il ruscellamento delle acque superficiali che di permettere ispezioni e manutenzioni sui paramenti. Il coronamento dell'argine, realizzato con inerte stabilizzato, è largo 6 m per consentire il transito di mezzi di servizio. Analogamente anche le bancate intermedie verranno realizzate con un cassonetto in materiale granulare stabilizzato proveniente dagli scavi, per consentire l'agevole transito dei messi di servizio. Gli argini terminano nella parte esterna, lato piano campagna, con una canaletta di guardia, mentre all'interno, alla quota di scavo, che è inferiore al piano campagna, verrà realizzato un fosso di guardia.

Nel tratto di argine-diga che separa il comparto 1 dal comparto 2 ($h_{max} = 15$ m), essendo possibile invasi su entrambi i lati, sono previste scarpate con pendenze 1/3 per entrambi i paramenti.

Gli argini perimetrali del comparto 2 hanno il coronamento a quota 145,50 m s.m. e si elevano rispetto al piano campagna di valle di circa 16 m nei pressi del manufatto C, per ridursi progressivamente verso monte a circa 5 m, a valle dell'argine di separazione tra comparto 1 ed il comparto 2. Nella estrema parte N-W del comparto 2 essi si elevano rispetto al fondo sistemato del T. Baganza di 16,18 m, differenza tra le quote 145,50 m s.m., sommità arginale e quota fondo = 129,32 m s.m.

Analogamente al comparto 1, le arginature perimetrali del comparto 2 hanno una pendenza di 2/1 lato campagna e 3/1 lato invaso intervallate ogni 5 m da banche della larghezza di 4 m. Il coronamento dell'argine, realizzato in stabilizzato, è largo 6 m. Le bancate intermedie verranno realizzate con un cassonetto in materiale granulare stabilizzato. Gli argini terminano nella parte esterna dell'opera sul piano campagna con una canaletta di guardia, mentre all'interno, alla quota di progetto, che è inferiore al piano campagna, verrà realizzato un fosso di guardia.

Il fondo del comparto 1 ha una quota di monte di 138,80 m s.m. ed una quota di valle di 134,72 m s.m. Il comparto 2 ha fondo cassa caratterizzato da una quota di monte di 132,50 m s.m. e una quota di valle di 129,30 m s.m. La quota di fondo torna a coincidere con quella dell'alveo attuale (126,40 m s.m.) in prossimità dell'attraversamento di un oleodotto militare, linea che costituisce il termine di valle dell'intervento in progetto. La soglia a valle del predetto oleodotto è realizzata a raso, in massi del peso minimo di 500 kg ciascuno. Per il fondo di entrambi i comparti è prevista la realizzazione di "prato stabile" e di drenaggi in trincea, dimensionati per garantire l'intercettazione e il recapito delle portate filtranti e mantenere vuota la cassa (v. Relazione idrogeologica).

Il manufatto A, trasversale al corso d'acqua, è costituito da una struttura tracimabile a gravità in calcestruzzo ed è dotato di 4 luci di fondo di larghezza 6 m ed altezza 3,5 m di fondo presidiate da paratoie a settore. Il ciglio sfiorante dello scarico di superficie ha una luce netta di 116 m ed è posto a quota 144,90 m s.m.; ciascuna paratoia è movimentata mediante un impianto oleodinamico e relativi comandi di manovra e controllo ubicati nell'edificio di servizio posto sul coronamento.

Il manufatto è fondato a quota 128,50 m s.m., con approfondimenti fino a quota 127,00 m s.m. in corrispondenza dei tagli di monte e di valle. La sua altezza massima, ai sensi del D.M. 26.6.2014, è pari a 17,35 m. Sopra il ciglio di sfioro corre un ponte carrabile, avente un impalcato largo 6,70 m con piano stradale (coronamento) a quota 148,25 m s.m.

Il manufatto è formato da 14 conci ognuno della larghezza di 12 m e presenta due concetti: il primo tipo ospita una luce sotto battente, il secondo ha sezione piena; entrambe le tipologie sono interamente sfioranti. I conci contenenti le luci sotto battente presentano pendenza (h/v) del paramento di monte di 0,25/1 e del paramento di valle di 0,75/1, mentre quelli privi di luce presentano pendenze rispettivamente di 0,25/1 e di 1/1.

L'intero manufatto è dotato di uno schermo di impermeabilizzazione in fondazione, in corrispondenza del piede di monte, realizzato in jet-grouting, e da un sistema di

drenaggio in fondazione costituito da perforazioni di diametro di 200 mm ad interasse di 2,5 m. Nel corpo diga, parallelamente al paramento di monte, sono previste in elevazione canne drenanti con diametro di 120 mm ed interasse 2,5 m. I fori di drenaggio in fondazione e le canne drenanti nel corpo diga fanno capo a cunicoli in fondazione e le acque intercettate vengono scaricate a valle mediante sollevamento meccanico.

Nel manufatto sono ricavati due cunicoli: il primo, in fondazione, corre a quota 129,00 m s.m. ed intercetta i le canne drenanti in corpo diga ed i fori di drenaggio in fondazione; il secondo, ubicato a quota 140,00 ÷ 140,85 m s.m., è stato previsto per ispezionare il sistema di movimentazione delle paratoie a settore.

Il manufatto B si sviluppa per circa 120 m in prosecuzione del manufatto A (con un elemento di raccordo in calcestruzzo opportunamente immerso nell'argine perpendicolare a valle) e divide il comparto 1 dal comparto 2; esso è costituito da una struttura trascinabile in calcestruzzo massiccio con pendenza (h/v) del paramento di monte pari a 0,25/1 e paramento di valle pari a 0,8/1, realizzata mediante 10 conci da 12 m (per lo schermo in fondazione e i drenaggi vale quanto riferito per il manufatto A). La soglia libera sfiorante ha luce netta di 114 m. Il manufatto è fondato a quota 130,00 m s.m., con approfondimenti fino a q. 128,50 m s.m. in corrispondenza dei tagli di monte e di valle. La sua altezza massima, ai sensi del D.M. 26.06.2014, è pari a 16,75 m. Il manufatto presenta un cunicolo in fondazione, a quota 130,50 m s.m., uno schermo di impermeabilizzazione e uno schermo di drenaggio. Esso è privo di scarichi di fondo.

I particolari dei giunti verticali e dei dispositivi di tenuta tra i conci sono descritti nell'elaborato BAG2_11MAN_D_SZ_02_A.

Il manufatto C costituisce il dispositivo di vuotamento del secondo comparto mediante scarico di superficie a soglia libera e due luci di fondo presidiate da paratoie piane. Il manufatto, in calcestruzzo armato, si sviluppa per una larghezza di circa 30 m ed è dotato di sfioratore a pianta rettangolare, con sviluppo del ciglio di sfioro su tre lati, a quota 142,00 m s.m., di luce netta pari a 120 m che convogliano le acque in un canale che le restituisce prima in una vasca di dissipazione e quindi in alveo.

Al piede di monte dell'argine che si innesta lungo le spalle del manufatto, è presente uno schermo di impermeabilizzazione in jet-grouting che prosegue lungo i risvolti in spalla destra e sinistra dell'argine stesso². L'altezza del manufatto C, misurata a partire dal ciglio sfiorante, è di 15,30 m (h = 18,80 m se misurata dal piano di coronamento dell'argine ad esso ortogonale).

I due scarichi di fondo sono costituiti da tombini (q. imbocco 128,10 m s.m., L = 83,50 m e i = 0,5%) a sezione quadrata di lato pari a 3,0 m, presidiati da paratoie piane singole a comando elettromeccanico gestiti con il medesimo sistema di controllo delle paratoie del manufatto A.

I manufatti di regolazione e controllo disporranno di ponti di servizio realizzati con travi in c.a.p. di luce 22 m, 23 m e 24 m, con soletta e traversi gettati in opera, cordoli e parapetti; i ponti di servizio, di larghezza netta pari a 6 m, consentiranno l'ispezionabilità delle opere.

Il sistema della cassa di laminazione è completato da alcune opere accessorie di cui il principale manufatto è l'edificio di servizio ubicato sul piano di coronamento tra i due manufatti A e B.

All'interno di tale edificio è previsto il locale tecnico di controllo e di comando che ospiterà la centrale oleodinamica delle paratoie a settore e la strumentazione per il controllo e la movimentazione delle stesse. Il controllo delle paratoie sarà garantito da PLC dotati di software di comando e segnalazione dello stato delle paratoie, del loro grado di apertura, delle portate scaricate; è previsto un sistema di registrazione dei dati e ridondanze di sistema.

² Si segnala che detto schermo non è correttamente rappresentato nelle tavole di pianta e sezione del manufatto C – elaborati BAG2_11MAN_DPL_03A e BAG2_11MAN_DSZ_01A.

In conformità alle NTD e al DPR 1363/1959 è previsto un sistema di controllo del comportamento delle strutture in calcestruzzo e delle arginature nel corso della costruzione, degli invasi sperimentali e in esercizio; la strumentazione di cui è prevista l'installazione è descritta in particolare nella Relazione geotecnica e nella corrispondente parte di questa Relazione istruttoria.

Nel progetto sono infine previste piste di servizio, una pista ciclabile, un canale di bypass per la salvaguardia dell'ittiofauna e altre opere di mitigazione e di compensazione ambientale, esulanti dagli aspetti di competenza di DGDighe.

3.3 Sviluppo della progettazione e obiettivi di progetto

Le modifiche rispetto alla soluzione del Progetto preliminare (PP) 2015, sono state motivate con riferimento all'esigenza di superare alcuni aspetti problematici e migliorare l'intervento per ciò che concerne il suo impatto sull'acquifero (riducendo volumi e soprattutto profondità massime di scavo), sull'assetto geomorfologico del corso d'acqua e sull'efficienza idraulica dell'opera.

In merito alle specifiche motivazioni della nuova proposta progettuale in comparazione con soluzioni alternative, a parte la "Relazione illustrativa" del Progetto preliminare (PP) 2015 - "Scelta della alternative", si rimanda ai seguenti elaborati del Progetto definitivo (PD) 2016 che la riprendono e approfondiscono:

- BAG2_01GEN_R_RE_01_A "Relazione generale";*
- BAG2_16SIA_R_RE_01_A "SIA – Quadro di riferimento progettuale";*
- Relazione Controdeduzioni.*

Il secondo elaborato, in particolare, esamina l'analisi delle alternative considerate nelle precedenti fasi progettuali e riferisce in merito all'Analisi a criteri multipli eseguita sulle alternative considerate in sede di progettazione definitiva: da un lato la soluzione del progetto preliminare (PP 2015, o "Soluzione A") e dall'altro la soluzione del progetto definitivo (PD 2016 o "Soluzione A ottimizzata").

AIPo descrive il percorso che ha portato alla soluzione prescelta nel progetto definitivo in esame, riesaminando le soluzioni proposte, in tempi diversi, da diversi soggetti:

1. il progetto preliminare della "Cassa di laminazione sul T. Baganza nei Comuni di Collecchio, Parma e Sala Baganza" (PP RER 2004), elaborato nel settembre 2004, costituita da più invasi in parallelo al corso d'acqua, di capacità di invaso di 3,4 Mm³, in grado di laminare la portata duecentennale a 500 m³/s ma non gestibile in sinergia con la cassa sul T. Parma in quanto, essendo in derivazione, sarebbe entrata in funzione soltanto per lo scenario di progetto;

2. il progetto preliminare della "Cassa di espansione sul torrente Baganza" (PP 2015) elaborato nel marzo 2015 che, sulla base degli approfondimenti idrologici ed idraulici svolti a seguito della piena del Baganza dell'ottobre 2014, proponeva le seguenti modifiche al precedente progetto del 2004:

- adozione di uno schema di cassa di laminazione ad unico comparto (in linea) con manovra degli organi mobili in corso d'evento;*
- riduzione (14%) della portata massima di progetto in uscita dalla cassa del Baganza da 500 a 430 m³/s al verificarsi dell'evento di piena duecentennale;*
- significativa riduzione (36%) della portata massima di progetto in uscita dalla cassa del Baganza da 470 a 300 m³/s al verificarsi dell'evento di piena centennale;*
- un corrispondente incremento (38%) del volume di laminazione di 1,3 Mm³ (da 3,4 a 4,7 Mm³);*
- un significativo incremento dei volumi di scavo necessari, da 1,0 a 3,2 Mm³;*

3. la proposta di un "Patto di fiume – Piano di bacino integrato" (P. PROV.PR 2015) avanzata dalla Provincia di Parma nel maggio 2015, integrata da un Studio di fattibilità per tre casse di espansione in derivazione, localizzate lungo l'asta del T. Baganza, la prima sul terrazzo sinistro del torrente Baganza all'altezza di Calestano, la seconda sul terrazzo destro di fronte a Sala Baganza, la terza in località Casale ed infine sul terrazzo

sinistro in località Beneficio, per una capacità totale alle quote di massimo invaso pari a di 3,8 Mm³.

AIPo riferisce che nel 2015 è stato avviato un confronto tecnico con la Regione Emilia Romagna, l'Autorità di bacino del fiume Po, la Provincia di Parma e l'ARPA per valutare la migliore soluzione tecnica per la riduzione del rischio idraulico, alla luce delle analisi e degli studi disponibili; in tale occasione, seppur non sviluppato a livello di progettazione preliminare e quindi non confrontabile sotto il profilo tecnico-economico, è stata valutata anche la proposta della Provincia di Parma di cui al punto 3. Essa è stata però scartata perché la soluzione delle tre casse non avrebbe garantito gli obiettivi idraulici di sicurezza idraulica necessari per Parma e Colorno. Inoltre la soluzione risultava poco flessibile e funzionale per una gestione coordinata con la cassa sul T. Parma in un'ottica di sussidiarietà e resilienza idraulica delle opere. Infine, rispetto alla realizzazione di un unico invaso a Casale, la soluzione della Provincia avrebbe potenzialmente "moltiplicato per tre" gli impatti delle opere sul territorio (trasporto solido, falda, costi di manutenzione, etc.).

Il percorso valutativo effettuato, ha quindi portato la Regione Emilia Romagna e l'Autorità di Bacino del Fiume Po ad individuare nel PP presentato da AIPo nel marzo 2015 (precedente punto 2), la soluzione progettuale più idonea per il raggiungimento degli obiettivi di sicurezza idraulica prefissati. Nel luglio 2015 il PP AIPo - marzo 2015 è stato quindi validato dalla Regione e dalla Autorità di Bacino ed inserito tra le istanze di finanziamento per gli interventi di mitigazione del rischio idrogeologico, formalizzando la coerenza della proposta con gli strumenti di pianificazione territoriale ed il suo inserimento tra gli interventi prioritariamente individuati attraverso una specifica analisi del rischio, come da D.P.C.M. del 15.09.2015.

Il PP del 2015 è stato quindi segnalato dall'Autorità di Bacino tra gli interventi del Piano del Dissesto Idrogeologico quale intervento determinante e improrogabile per la messa in sicurezza di vaste aree urbanizzate e densamente interessate da infrastrutture. Il progetto è stato inserito nella tabella D del D.P.C.M. del 15 settembre 2015, tabella che individua gli interventi di riduzione del rischio alluvionale tempestivamente cantierabili che fanno parte del Piano Stralcio per le aree metropolitane e le aree urbane con alto livello di popolazione esposta al rischio.

Durante la progettazione definitiva l'analisi delle alternative si è focalizzata sul confronto tra la soluzione del PP 2015 (Soluzione A) e quella poi effettivamente adottata PD 2016 (Soluzione A ottimizzata), anche in relazione agli indirizzi confermati in fase di adozione da parte dell'Autorità di Bacino del fiume Po del progetto di variante del Piano di Assetto Idrogeologico relativa al sistema Parma-Baganza e da parte della Regione Emilia-Romagna in occasione della presentazione del Piano Regionale di Gestione delle Alluvioni.

Il progetto definitivo PD ha confermato la scelta di un'unica cassa di espansione sul T. Baganza, con caratteristiche costruttive e funzionali giudicate dal Proponente migliorative rispetto a quelle del progetto preliminare PP, e con prestazioni più efficaci verso valle rispetto a quelle delle casse di Casale proposta sia dal Progetto Preliminare sviluppato nel 2004 sia dallo studio di fattibilità della Provincia di Parma del 2015.

4. ASPETTI GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

4.1 Aspetti geologico-stratigrafici

L'area destinata ad ospitare la cassa di espansione si inserisce nell'ambito dei depositi afferenti al ciclo Quaternario Continentale della conoide del T. Baganza, formatasi nel Pleistocene superiore, dopo la chiusura del ciclo marino pleistocenico-calabrianico ed il sollevamento definitivo della catena appenninica. Dal punto di vista geomorfologico l'area si colloca nella pianura pedemontana parmense (alta pianura), espressione della coalescenza delle conoidi dei tre corsi d'acqua principali (Taro, Baganza e Parma) e dei terrazzi alluvionali intravallivi e del loro graduale raccordo con la bassa pianura.

In tale contesto l'opera si colloca entro un complesso deposizionale costituito da depositi di conoide e piana alluvionale e da depositi alluvionali intervallivi terrazzati attribuiti al Supersistema Emiliano Romagnolo (Pleistocene medio - Olocene). Le opere in progetto verranno realizzate entro il Sistema Emiliano Romagnolo Superiore (AES), unità alluvionale terrazzata costituita da ghiaie prevalenti passanti a limi con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia (spessore complessivo da 20 a 150 m). Del Sistema AES rilevano ai fini progettuali i Subsistemi più recenti, in particolare il Subsistema di Ravenna AES8 (Pleistocene sup. – Olocene) con spessore massimo di circa 25 metri e costituito da depositi prevalentemente ghiaiosi e da alluvioni sabbiose e limo-argillose solcate localmente da canali di ghiaie, e dalla sovrastante Unità di Modena AES8a (Olocene), spessori medi di 4-8 m, costituita da una successione prevalentemente ghiaiosa, con intercalazioni sabbiose, a giacitura suborizzontale e geometria lenticolare ricoperte da una coltre limoso-argillosa discontinua.

Gli elaborati di carattere geologico consistono in n.9 profili geologici di adeguato dettaglio (scala 1:1000/1:100) sia in senso longitudinale sia trasversale all'impronta della cassa sui quali sono state indicate le geometrie delle opere in termini di profondità di imposta e di scavo. Sui profili è stato inoltre indicato l'andamento della superficie piezometrica ante operam indicata nella Planimetria idrogeologica (Tav. BAG2 03GEO-D-PL-02-A), la sua presunta posizione anche in condizioni di "alto piezometrico" nonché quella a regime in condizioni di "magra". Per una visualizzazione della situazione stratigrafica dell'area sono stati inoltre presentate sezioni geologiche longitudinali e trasversali all'impronta della cassa (TAVV. Serie D-SZ, scala 1:2000/1:1000).

I profili afferenti al comparto 2 (P08, S09, P05bis e S14), indicano che il fondo della cassa "fuori alveo" è interamente costituito dai depositi sabbio-ghiaiosi recenti del T. Baganza (Unità di Modena AES8a, ghiaie a sabbie, $K = 10^{-1} - 10^{-2}$ cm/s) entro i quali insistono l'argine parallelo al corso d'acqua e quello di valle ospitante l'opera di scarico in calcestruzzo; i suddetti argini sono dotati di diaframmi di tenuta in jet-grouting lungo parte del loro sviluppo (v. Fig. 1 della Relazione Geotecnica), spinti in linea generale nella sottostante formazione "meno permeabile" (delle ghiaie e sabbie in abbondante matrice limo-argillosa - Subsistema di Ravenna, AES8, $K = 10^{-2} - 10^{-4}$ cm/s). Il diaframma di tenuta è previsto anche per l'intero sviluppo delle opere che separano i due comparti, nonché, in continuità con le spalle, per un breve tratto arginale a monte delle stesse. I profili stratigrafici afferenti al comparto 2 consentono di caratterizzare con sufficiente dettaglio anche ai fini geotecnici i rapporti geometrici tra le due principali unità idrogeologiche sopra definite, che, da sole, caratterizzano l'intera area interessata dalle opere. La scelta di dotare di diaframma di tenuta in jet-grouting lo sviluppo degli argini fondati sul complesso sabbio-ghiaioso di maggiore permeabilità AES8a appare coerente con le indicazioni litostratigrafiche stante le potenziali filtrazioni in fondazione degli stessi in condizioni di completo riempimento del comparto 2.

I profili afferenti al comparto 1 (P02, P04, P07, S03 e S04) indicano che buona parte del fondo vasca verrà ricavato nella formazione "meno permeabile" delle ghiaie e sabbie in abbondante matrice limo-argillosa AES8 previa asportazione dei sovrastanti depositi alluvionali sabbio-ghiaiosi recenti dotati di elevata permeabilità (Unità di Modena). L'argine est della vasca, privo di diaframma, verrà realizzato entro i terrazzi morfologicamente più elevati della formazione AES8, mentre nel settore di monte sono previsti due brevi diaframmi in jet-grouting (20 e 50 m di lunghezza) in continuità laterale con la briglia in pali trivellati (Fig. 1 Rel. Geotecnica). Il lato sud (monte) della vasca verrà altresì realizzato in buona parte "riprofilando" lato cassa i terrazzi più recenti (Unità di Modena AES8a, ghiaie a sabbie, $K = 10^{-1} - 10^{-2}$ cm/s).

4.2 Aspetti idrogeologici

Dal punto di vista idrogeologico il Subsistema di Ravenna AES8 costituisce un'unità idrogeologica di media permeabilità (ghiaie e sabbie in matrice limo-argillosa, $K = 10^{-2} - 10^{-4}$ cm/s) sede di una falda libera con soggiacenza di 2-5 metri dal piano campagna; i sovrastanti depositi alluvionali recenti del T. Baganza (Unità di Modena) entro i quali scorre l'attuale alveo "alimentante" del corso d'acqua, costituiscono una unità idrogeologica di elevata permeabilità (ghiaie e sabbie, $K = 10^{-1} - 10^{-2}$ cm/s). La presenza di un livello alla base dell'acquifero superficiale (complesso acquifero A0 costituito da AES8 e AES8a) a predominante componente limoso-argillosa di spessore metrico ed estensione areale variabile (Unità di Niviano, AES7a), entro il quale si prevede generalmente di intestare i diaframmi in jet-grouting di tenuta arginale in fondazione, definisce il tetto di un acquifero profondo semi-confinato e/o confinato che non interferisce con i nuovi regimi idraulici dell'acquifero superficiale indotti dalla cassa di espansione.

Nel corso della progettazione definitiva ottobre 2016 sono state eseguite misure di controllo nell'ambito di una rete piezometrica realizzata ai fini della ricostruzione della morfometria della superficie freatica afferente all'acquifero superficiale A0; tali misure piezometriche hanno evidenziato una morfologia di tipo radiale divergente conforme all'andamento topografico della conoide del T. Baganza con direzione di falda prevalentemente orientata SSW-NNE e gradiente idraulico variabile tra circa 1% e 1,4%. Nelle porzioni laterali della conoide, vale a dire nelle aree di affioramento dei litotipi ghiaiosi in matrice argillosa AES8, la soggiacenza della falda dal p.c. presenta valori medi di circa 6 m sia in destra che in sinistra idrografica del T. Baganza, senza osservarne una particolare riduzione procedendo verso Nord, mentre nelle aree di affioramento dell'unità di Modena AES8a si osserva una leggera riduzione della soggiacenza che passa a valori medi di circa 4 m nel settore meridionale della cassa e di circa 3 m in quello settentrionale; tale riduzione è essenzialmente riconducibile alla minore quota media topografica dei terrazzi più recenti rispetto a quelli più antichi vista l'appartenenza delle due unità idrogeologiche allo stesso complesso acquifero.

Un'ulteriore riduzione dei valori di soggiacenza piezometrica, anch'essa connessa alla topografia del territorio, si verifica in corrispondenza dell'alveo attuale del T. Baganza, laddove i piezometri realizzati hanno evidenziato profondità del livello di falda di circa 1,5 - 2 m.

Le oscillazioni nel tempo della falda libera afferente all'acquifero superficiale A0 confermano che i periodi primaverili sono caratterizzati da maggiore ricarica idrica e massimi piezometrici, mentre nel periodo estivo e autunnale i livelli di falda manifestano quote inferiori, sia per effetto di una minore alimentazione che per il concomitante incremento dei prelievi da falda a uso irriguo. L'escursione di livello rilevata per la falda freatica più superficiale è risultata stagionalmente variabile tra circa 1 e 2 m nel periodo di osservazione.

In progetto è stato implementato un "modello numerico di flusso" utilizzando il codice numerico di calcolo alle differenze finite "MODFLOW". Un articolato modello di flusso 3D è stato impostato in modo da poter effettuare applicazioni che interessano, nel caso specifico, le unità idrogeologiche presenti fino a profondità di circa 30 m. L'analisi è stata principalmente mirata alla stima degli impatti territoriali indotti sulla falda e sulle strutture influenzate dall'area dallo scavo della cassa di espansione e dalle opere ad essa connesse (drenaggi e diaframature perimetrali), a partire sia dalle condizioni di minima sia di media alimentazione della falda. L'area modellata ha interessato una superficie di circa $14,4 \text{ km}^2$ ($3,0 \text{ km} \times 4,8 \text{ km}$) ed è stata discretizzata con una griglia con maglie regolari di lato pari a $10 \times 20 \text{ m}$ ruotata di 28° verso NW così da allineare le colonne all'incirca parallelamente alla direzione del flusso principale delle acque sotterranee. La discretizzazione verticale della conducibilità idraulica è stata ricondotta ad un modello a 3 strati riferito all'assetto litostratigrafico ed idrogeologico dell'area

(sequenza unità ASE8a, ASE8 e AES7a). Sono stati considerati quattro scenari di interesse relativi a condizioni permanenti e transitorie (v. “Relazione idrogeologica: analisi degli effetti indotti dall’opera mediante modello numerico di flusso”).

I risultati di tali simulazioni hanno evidenziato secondo i Progettisti impatti territoriali contenuti.

Nella documentazione revisionata nel Giugno 2017 (Relazione Controdeduzioni), i Progettisti confermano che il modello idrogeologico di flusso elaborato con il citato codice di calcolo è stato principalmente finalizzato alla stima degli impatti territoriali indotti sulla falda dalla realizzazione della cassa di espansione e non alle verifiche di filtrazione delle opere in progetto, trattate invece nella Relazione geotecnica. Nell’elaborato integrativo Giugno 2017 sono stati apportati approfondimenti descrittivi e allegati alcuni grafici sulla schematizzazione assunta nel modello numerico. Inoltre, per quanto riguarda l’oscillazione stagionale fino a 10 m registrata in pozzi adiacenti all’area di intervento e monitorati dalla Regione, viene precisato che la diversità di tale oscillazione rispetto all’assunzione di limitare, nel modello numerico, la medesima a soli 2 m, in base a considerazioni di carattere pluviometrico, si giustifica con il fatto che i pozzi in questione interessano acquiferi molto più profondi (influenzati da altri fattori) e comunque confinati, rispetto alla falda freatica nella quale si svolge la filtrazione più superficiale di interesse per l’intervento in esame.

Sulla base del quadro conoscitivo sopra descritto e delle condizioni al contorno assunte, tramite il modello numerico viene calcolata una portata filtrante all’interno della cassa di espansione pari a 40-50 l/s (v. Relazione Controdeduzioni p.21); rispetto a tale valore, incrementato di un coefficiente di sicurezza pari a 1,3, è previsto che sia quindi dimensionato il sistema drenante per il mantenimento in asciutto della cassa in condizioni ordinarie.

4.3 Sismicità dell’area e risposta sismica locale

Per quanto attiene l’azione sismica, il Progettista ha fatto riferimento alla macrozonazione sismica definita dalle NTC 2008, considerando che per l’opera in progetto, la vita nominale e la classe d’uso da considerare siano quelle relative alle opere strategiche e rilevanti ai fini di un eventuale collasso. Nel dettaglio, i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base secondo le NTC 2008, in condizioni ideali di sito di riferimento, necessari per la definizione dello spettro di risposta elastico, sono riportati nella tabella seguente in funzione del periodo di ritorno considerato (nello specifico l’opera è stata considerata di tipo “strategico” e quindi conseguentemente è stato considerato un periodo di riferimento V_R dell’azione sismica pari a 200 anni).

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0,092	2,453	0,269
SLD	201	0,112	2,460	0,274
SLV	1898	0,237	2,501	0,298
SLC	2475	0,255	2,512	0,301

Le analisi di risposta sismica locale prevedono un incremento dell’accelerazione massima rispetto a quella su suolo rigido di riferimento per effetto dell’amplificazione stratigrafica pari a 1,14 (suolo B identificato sulla base delle indagini di progetto), quindi con un’accelerazione massima attesa in superficie, adottata nelle verifiche allo SLC pari a $0,255 \times 1,14 = 0,292$ g (v. Relazione geotecnica pp. 11 e 68 e Relazione calcoli delle strutture³ p.15).

Dal punto di vista amministrativo, il sito in cui è ubicata l’opera ricade nel territori di Comuni di Felino, Parma e Sala Baganza, classificati in Zona 3 dalla D.G.R. Emilia Romagna n. 1435/2003 e dall’O.P.C.M. n.3274/2003.

³ Nella medesima Relazione di calcolo delle strutture risultano indicati in altri punti valori diversi di accelerazione al suolo riferiti allo SLV ma amplificati per un fattore di 1,39, con conseguente presumibile sovrastima finale di a_{max} in alcune verifiche.

Essendo lo sbarramento e la cassa ubicati in area per le quali l'azione sismica di progetto per $T_R = 475$ anni riferita ad un valore $a_g > 0,15$ (seppur di pochissimo essendo per il sito $a_g = 0,155$), il progetto è stato integrato con uno studio sismo-tettonico preliminare (all.6 alla Relazione Controdeduzioni) basato su indagini e dati di letteratura sul sito, a seguito del quale i Progettisti non modificano la pericolosità sismica di normativa.

4.4 Trasporto solido

In progetto il trasporto solido è trattato nella “Relazione tecnica studio del trasporto solido”, dando atto del miglioramento rispetto agli effetti di sedimentazione stimati per la soluzione del Progetto preliminare (unico comparto); è stimata un volume di sedimenti medi annui di 5000 m^3 .

Secondo i Progettisti “si esclude la possibilità di interrimento del serbatoio, in quanto lo stesso è vuoto nel corso del normale esercizio e visto che l'opera è dotata di importanti luci con soglia alla quota del fondo della cassa. Inoltre il Gestore garantirà la conservazione delle quote di fondo cassa di progetto, sia ai fini del mantenimento dell'equilibrio del trasporto solido, sia per conservare il volume di invaso indispensabile ai fini del corretto funzionamento idraulico dell'opera”.

Su tale aspetto alcune considerazioni sono state formulate anche dall'ARPA Emilia-Romagna nella propria istruttoria del dicembre 2015, relativa al parere richiesto da AIPo sulle analisi idrologiche ed idrauliche eseguite per la progettazione preliminare della cassa di espansione (nota ARPA del 23.12.2015 v. Relaz. idrologica e idraulica).

5. ASPETTI IDROLOGICI E IDRAULICI

5.1 Idrogrammi di progetto

Il torrente Baganza (area del bacino idrografico: 188 km^2) confluisce nel T. Parma poco a monte del centro della città di Parma ed a valle dell'attraversamento di “Ponte Nuovo” presso il quale è attiva dal 1975 una strumentazione idrometrografica. La cassa di espansione in progetto ha lo scopo di affiancare l'esistente cassa di espansione sul torrente Parma nella difesa idraulica della città di Parma e dell'abitato vallivo di Colorno. L'evento del 13 ottobre 2014 verificatosi sul torrente Baganza ha provocato infatti ampie esondazioni in città, sia in destra che in sinistra idraulica e il sormonto del Ponte Nuovo, risultato in parte danneggiato. In tale occasione fu stimata una portata massima a Ponte Nuovo pari a circa $722 \text{ m}^3/\text{s}$, valore significativamente superiore a quelli registrati nell'intero periodo di osservazione precedente.

La definizione degli idrogrammi di piena del torrente Baganza per assegnati tempi di ritorno è stata oggetto di numerose analisi avviate dall'Autorità di Bacino del fiume Po con il Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico del 2001, poi proseguite dall'AdB con il Progetto di Variante al PAI denominato “Torrente Baganza da Calestano a confluenza Parma e Torrente Parma da Parma a confluenza PO” del 2015. Tale documento evidenziò “... rilevanti incertezze in relazione ai dati idrologici posti a base delle analisi idrauliche che si fondano su serie storiche ancora non compiutamente integrate, validate e condivise vi è dunque la necessità di definire portate e volumi di riferimento univoci per le verifiche e progettazioni e aggiornare le valutazioni delle attuali capacità di deflusso e di laminazione dell'alveo di piena del torrente Parma a valle della città.”

Parallelamente, il DICATeA dell'Università degli Studi di Parma, per conto della Regione Emilia Romagna, mise a punto lo “Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza, 2003”. Tale studio era basato sull'elaborazione statistica diretta dei dati di portata ottenuti mediante una legge di conversione delle altezze idrometriche registrate a Ponte Nuovo dal 1975 al 2002, ricavata mediante simulazioni con modello matematico. Le distribuzioni di probabilità utilizzate nell'analisi diretta del campione di dati erano quella di Gumbel, la GEV e la Log-Normale i cui parametri erano stati

calcolati in base alle caratteristiche statistiche del campione stesso (analisi diretta locale). In base all'esito dei classici test statistici di Kolmogorov e Pearson, la distribuzione GEV fu ritenuta la migliore nella descrizione del campione di dati. I valori di portata al colmo per assegnati tempi di ritorno calcolati nello studio e posti a base del progetto preliminare della cassa di espansione su torrente Baganza, sono riportati nella tabella seguente.

<i>T</i> (anni)	Portata (m ³ /s)
5	227
10	306
20	397
50	542
100	676
200	835
500	1093
1000	1332
3000	1808

Successivamente, nell'ambito dello studio "Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza", il DICATeA ha ridefinito lo studio precedente avvalendosi dei dati idrometrici registrati da ARPA a Ponte Nuovo nel periodo 2003-2013; i livelli sono stati poi convertiti in portate sulla base di un adattamento della medesima scala di deflusso ottenuta con la modellazione matematica già utilizzata nel 2003. Da tale aggiornamento sono risultati valori di portata al colmo inferiori rispetto a quelli calcolati in base al campione limitato al 2002 per cui, cautelativamente, nel progetto definitivo della cassa si è deciso di utilizzare, per il dimensionamento idraulico delle opere, i dati di portata massima ottenuti con il campione 1975-2002, riportati nella tabella precedente. Gli idrogrammi di piena utilizzati per le simulazioni del funzionamento della cassa ("idrogrammi sintetici") sono stati ottenuti, a partire dai predetti valori al colmo, attraverso un metodo messo a punto dal DICATeA e previa determinazione della curva di riduzione dei colmi di piena di assegnato tempo di ritorno, illustrato nell'all.1 della Relazione idrologica e idraulica della cassa di espansione.

Si rileva che al paragrafo 1.3.3 della Relazione idrologica e idraulica del progetto definitivo della cassa vengono svolte anche considerazioni specifiche sull'evento eccezionale del 2014, non utilizzato nelle analisi idrologiche in quanto la sua introduzione nella statistica dei colmi di piena avrebbe comportato "una sovrastima complessiva delle portate di piena".

Sulle elaborazioni idrologiche effettuate nel progetto preliminare, i cui risultati sono stati confermati nel progetto definitivo, AIPo ha chiesto il parere di ARPA Emilia Romagna, la quale, con nota PGSIM/2015/1575 del 23/12/2015 (v. all.2 alla Relazione idrologica idraulica), ha fornito proprie valutazioni che sostanzialmente confermano quelle effettuate dal DICATeA, anche tenendo conto - in accordo con quanto stabilito dalla Direttiva 2007/60/CE - degli effetti dei cambiamenti climatici sulla formazione delle piene fluviali.

Il parere citato di ARPA conclude sottolineando "che le elaborazioni di cui sopra sono il risultato delle attuali disponibilità di dati e conoscenze e che la carenza delle stesse per il periodo più recente, soprattutto per quanto riguarda gli effetti in atto dei cambiamenti climatici sulla severità degli eventi di piena, conduce a risultati non scevri da margini di incertezza. Va inoltre considerato che ai valori corrispondenti ai tempi di ritorno di 500 e 1000 anni non può ovviamente essere attribuito un vero e proprio significato statistico, sia come considerazione generale che a causa del relativamente breve periodo di osservazione disponibile. Tali valori vanno dunque interpretati come attribuibili ad eventi che, sulla base delle osservazioni disponibili, hanno una probabilità molto bassa di verificarsi. Per quanto sopra e in considerazione del materiale solido che viene

trasportato sul fondo, in sospensione e sulla superficie delle acque in occasione delle piene, si raccomanda l'adozione di opportuni accorgimenti nonché franchi e coefficienti di sicurezza sovradimensionati per tutte quelle opere, impianti o parte di essi che abbiano particolare attinenza con la pubblica incolumità". Nel parere, inoltre, onde "evitare che anche in futuro o per eventuali ulteriori interventi si debba lamentare la mancanza di dati utili a una più corretta progettazione," si raccomanda "di comprendere, fra le previsioni progettuali, l'installazione di un idoneo sistema di registrazione e telemisura dei livelli idrometrici all'interno della cassa e a valle della stessa, nonché di prevedere una serie di misure di portata da effettuarsi a valle della cassa per verificare e definire sperimentalmente una attendibile scala di deflusso in corrispondenza del manufatto".

5.2 Sicurezza idraulica della cassa di espansione

Il dimensionamento delle opere di scarico della cassa e dei franchi idraulici è stato vincolato dalla necessità che, in corrispondenza dell'idrogramma sintetico con tempo di ritorno pari a 1000 anni calcolato dal DICATeA (portata al colmo = $1332 \text{ m}^3/\text{s}$), venisse comunque garantito un franco di 1,80 m rispetto alle sommità dei rilevati arginali di entrambi i comparti (147,50 m s.m. nel comparto 1 e 145,50 nel comparto 2), ipotizzando tutti gli organi di sfioro e di scarico funzionanti. In questo caso estremo, considerando l'effetto di laminazione dei due comparti, la portata massima uscente raggiungerebbe il valore di $1182 \text{ m}^3/\text{s}$, inferiore dell'11% rispetto alla portata massima entrante.

Con la Relazione Controdeduzioni Giugno 2017 i Progettisti esplicitano il calcolo di franco e franco netto per i vari manufatti con riferimento alle disposizioni delle NTD 2014, assumendo a riferimento la quota di massimo invaso derivante dall'evento millenario laminato e verificando il rispetto delle disposizioni sul franco netto minimo applicabili alle dighe di materiali sciolti.

Un'ulteriore verifica limite è stata eseguita per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 3000 anni al fine di valutare l'entità del franco residuo, come richiesto in sede di istruttoria; da tale verifica sono risultati franchi residui rispetto alle arginature pari a 1,3 m per entrambi i comparti.

5.3 Funzionalità idraulica della cassa di espansione

Già in sede di progettazione preliminare era stato calcolato in $4,7 \text{ Mm}^3$ il volume complessivo della cassa in grado di laminare l'evento con tempo di ritorno di 200 anni (portata al colmo = $835 \text{ m}^3/\text{s}$) a valori tali da garantire la sicurezza idraulica di Parma, nonché l'evento con tempo di ritorno pari a 100 anni a valori tali da garantire una portata massima in uscita non superiore a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, necessaria, insieme alla cassa di espansione sul torrente Parma per la mitigazione del rischio idraulico dell'abitato vallivo di Colorno.

Gli idrogrammi sintetici con tempo di ritorno di 100 e 200 anni sono stati quindi utilizzati per le verifiche dell'efficacia idraulica della cassa in rapporto agli obiettivi di mitigazione del rischio idraulico a valle.

Sono state inoltre effettuate simulazioni del funzionamento della cassa in corrispondenza di eventi di piena storici per i quali si dispone di dati sufficientemente affidabili, ovvero l'evento del 12-15.11.2000, non particolarmente intenso ma costituito da due picchi ravvicinati, e quello dell'alluvione del 13.10.2014.

Da calcoli preliminari, basati sull'obiettivo di garantire il totale riempimento della cassa senza movimentare le paratoie ed innescare lo sfioro per l'evento con $T=200$ anni, è risultato che l'apertura di progetto "ottimale" delle luci di fondo del manufatto A sia pari a 1,60 m, corrispondente al 46% dell'altezza delle luci stesse, assumendo identica la parzializzazione delle quattro luci. Manovrando poi opportunamente le paratoie, in corso di evento, si è verificata la possibilità di mantenere costante la portata in uscita dalla cassa, indipendentemente dalle variazioni di livello nella cassa stessa, a favore

dell'efficienza di quest'ultima per tutti i tempi di ritorno, ma soprattutto per i tempi di ritorno più bassi.

I calcoli di laminazione della cassa sono stati condotti con le seguenti condizioni al contorno:

- luci di fondo del manufatto regolatore A mantenute aperte con un'altezza libera fissa di 1,60 m;
- luci di fondo del manufatto regolatore A manovrate durante la piena;
- evento con tempo di ritorno pari a 200 anni, laminato con una portata in uscita dalle luci di fondo del manufatto A pari a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, avendo identificato come centennale ($676 \text{ m}^3/\text{s}$) l'onda in arrivo e mantenendo poi questa convinzione per l'intera durata dell'evento. In queste condizioni la cassa si invasa precocemente e totalmente, provocando l'entrata in funzione degli scaricatori di superficie. La portata massima in uscita ($584 \text{ m}^3/\text{s}$) supera quella assunta a riferimento per la sicurezza idraulica dell'attraversamento cittadino del Baganza e, sommata a quella presumibilmente proveniente dalla cassa sul torrente Parma, potrebbe anche superare, seppur di poco, quella compatibile a Parma, a valle della confluenza e, soprattutto, a Colorno;
- evento duecentennale e concomitante ostruzione di due delle quattro luci di fondo del manufatto A. La massima portata in uscita dalle due luci di fondo utilizzabili è pari a $427 \text{ m}^3/\text{s}$; per un tempo di ritorno pari a 1000 anni entrambi i comparti della cassa si invasano completamente ed entrano in funzione gli sfioratori di tutti i manufatti. Trattandosi di una situazione "anomala" e di emergenza, si ritiene accettabile una riduzione del franco di 5 cm nel comparto 1 e di 10 cm nel comparto 2 rispetto al valore limite di 1,80 m considerato in fase di dimensionamento.

Il dettaglio delle ipotesi di calcolo e dei risultati della laminazione degli idrogrammi di piena effettuati è riportato nella tab. a p.103 del § 5.3 della Relazione idrologica e idraulica della cassa, ove sono anche riportati gli idrogrammi in entrata ed in uscita in corrispondenza di tutte le simulazioni svolte.

Oltre alle elaborazioni degli idrogrammi sintetici, sono stati simulati, come accennato in precedenza, anche gli eventi storici del 2.11.2000 e del 13.10.2014, dai quali è emerso che in presenza della cassa ora in fase di progetto in entrambi i casi, laminando a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, si avrebbe un'efficienza della stessa pari rispettivamente al 38% ed al 62%.

È stata condotta anche una simulazione dello svuotamento del comparto 2 della cassa considerando un'onda di piena millenaria in ingresso affrontata con le quattro luci di fondo del manufatto A aperte per 1,60 m e, compatibilmente con le portate scaricabili a valle, aprendo in sequenza le due luci di fondo del manufatto C. Considerando l'ipotesi appena descritte risulterebbe possibile svuotare interamente il comparto 2 in circa 7 ore.

6. ASPETTI GEOTECNICI

6.1 Indagini geognostiche ed inquadramento geotecnico

Nell'ambito del progetto definitivo, ad integrazione di quanto già eseguito per la progettazione preliminare del 2015, AIPo ha eseguito un'ulteriore campagna d'indagine nel periodo compreso da giugno ad ottobre 2016. Per la descrizione dell'insieme delle articolate e numerose indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche eseguite in sito e in laboratorio (luglio-agosto 2011, giugno-settembre 2012, luglio 2013, giugno-luglio 2016) si rimanda alla Relazione geologica e idrogeologica di progetto (pp. 7-8).

A seguito delle indagini esperite è stato ricostruito il profilo geotecnico dell'area in esame, caratterizzato dalla presenza di tre unità geotecniche differenti:

- U.G.1, costituita da depositi prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi che corrisponde all'unità AES8a (Unità di Modena);
- U.G.2A, costituita da ghiaie e sabbie in abbondante matrice limoso/argillosa che corrisponde all'unità AES8(1) (Subsistema di Ravenna);

– U.G.2B, costituita prettamente da livelli limo-argillosi che corrisponde all'unità AES8(2) (Subsintema di Ravenna).

Più in dettaglio, il Progettista definisce un modello geotecnico costituito da uno strato superficiale formato dall'unità geotecnica 1 con spessore variabile o totalmente assente nelle parti ad Est della zona di progetto, seguito più in profondità da strati di ghiaie e sabbie in abbondante matrice limoso/argillosa (U.G.2A), intervallati da livelli prettamente limo argillosi (U.G.2B).

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni interessati il Progettista geotecnico ricorre ai risultati ottenuti con le n.84 prove SPT eseguite nei fori di sondaggio, elaborati con correlazioni empiriche, e a quelli ottenuti con le prove di laboratorio eseguite su n.14 campioni indisturbati prelevati con i sondaggi nei terreni più coesivi (n.6 prove di compressione con espansione laterale libera, n.6 prove edometriche, n.4 prove di taglio diretto).

Nella tab.1 seguente si riportano i valori caratteristici dei parametri fisico/meccanici assunti per ciascun tipo di terreno.

		U.G.	γ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_u (kPa)	E (MPa)	M (MPa)	C_c	k_s (m/s)
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20	38	0	0	70			10^{-3}
Subsintema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in matrice limo-argillosa	2A	20	36	0		40-70*			10^{-5}
	Livelli prettamente limo-argillosi	2B	19	25	10/20	90	-	5-15*	0,2-0,3	10^{-7}

tab.1

* valori crescenti con la profondità

dove:

- γ peso di volume del terreno;
- ϕ'_k valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace del terreno;
- c'_k valore caratteristico coesione del terreno in termini di tensioni efficaci;
- c_{uk} valore caratteristico coesione non drenata;
- E modulo di deformabilità;
- M modulo edometrico dei terreni argillosi;
- C_c indice di compressibilità delle terreni coesivi;
- k permeabilità.

Per quanto riguarda i rilevati arginali, il Progettista stabilisce che gli stessi verranno realizzati con i materiali provenienti dagli scavi, opportunamente selezionati e miscelati, utilizzando i terreni dell'unità geotecnica UG2A (A6 e A7-6) e dell'unità geotecnica UG2B (A2-6 e A2-7). In particolare si prevede di mescolare l'80% del materiale UG2A e il 20% di materiale UG2B.

Poiché la maggior parte di detti materiali provverrà da scavi sotto falda o prossimi alla falda con elevato contenuto in acqua, è stato previsto uno stoccaggio provvisorio degli stessi atto a far perdere loro umidità e raggiungere le condizioni ottimali per il relativo costipamento (95% del peso di volume secco $\gamma_{d,max}$ ottenuto nella prova Proctor Standard a contenuto d'acqua $w=w_{opt} \pm 2\%$). Ciò verrà conseguito con stesa e compattazione in strati di spessore non superiore a 30 cm.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici delle terre da rilevato, il Progettista assume le seguenti caratteristiche meccaniche:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di resistenza al taglio $\phi' = 27^\circ$;
- coesione efficace $c' = 10 \text{ kPa}$;
- permeabilità $k \leq 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$.

Circa i terreni ghiaiosi più permeabili appartenenti all'unità geotecnica UG1, utilizzati per la realizzazione delle unghie di valle dei rilevati il Progettista propone modalità di stesa e compattazione analoghe a quelle sopra richiamate, e attribuisce agli stessi le medesime caratteristiche stimate per la corrispondente unità geotecnica (angolo di resistenza al taglio $\phi'=38^\circ$; coesione efficace $c'=0$ kPa; permeabilità $k \geq 1 \times 10^{-3}$ m/s). Il peso di volume è stato uniformato agli altri terreni ($\gamma = 19$ kN/m³).

Il Progettista, in accordo con le NTC 2008 e le NTD 2014, ha infine verificato che i terreni di fondazione dei manufatti non risultino suscettibili alla liquefazione in condizioni sismiche; ciò in quanto riscontra che la relativa distribuzione granulometrica si estende al di fuori dei "fusi" per i quali (da NTC) risulta possibile la liquefazione; ha inoltre accertato che le relative caratteristiche meccaniche (resistenza penetrometrica normalizzata) risultano mediamente maggiori del limite di attenzione $(N_1)_{60} > 30$, pure definito dalle NTC.

6.2 Verifiche filtrazione e sifonamento

Il Progettista ha eseguito analisi di filtrazione dei rilevati arginali (con il codice di calcolo "Slide – Rocscience") inizialmente per le tre sezioni più gravose (tipo 1, 2 e 3) e poi estese alle ulteriori sezioni significative (3, 6 e 7A). Nelle verifiche si è tenuto conto, ove presente, del diaframma di tenuta idraulica (sez. tipo 1 e 2).

Le analisi sono state eseguite con ipotesi di moto stazionario, vasca piena con livello posto alla quota di massimo invaso (corrispondente a $T_r = 1000$ anni), falda lato valle assunta cautelativamente pari alla quota del p.c., e due scenari diversi con riferimento alle caratteristiche di permeabilità dei terreni di fondazione (U.G. 2A e 2B): differenziate con assegnazione delle rispettive caratteristiche di permeabilità (U.G. 2A: $k_s = 10^{-5}$ m/s; U.G. 2B: $k_s = 10^{-7}$ m/s) o mediate nel complesso (permeabilità media U.G. 2: $k_s = 4 \times 10^{-6}$ m/s).

Sulla base dei risultati di dette analisi sono state eseguite verifiche nei confronti del sifonamento, controllando che il rapporto tra il gradiente critico i_c , assunto pari a 1, e il gradiente idraulico massimo in uscita i_e risultasse superiore a 2. Dalle analisi condotte il gradiente massimo in uscita è risultato pari a 0,411 e quindi tale condizione (rapporto $i_e/i_c > 2$) è risultata soddisfatta.

Il Progettista ha anche eseguito verifiche speditive con il metodo di Lane, controllando che in tutte le sezioni esaminate i valori del rapporto di scorrimento risultassero sempre maggiori di $3,5 \div 4,0$ (valori di riferimento per terreni di natura ghiaiosa-sabbiosa).

A seguito delle integrazioni richieste da DGDighe in fase di istruttoria del progetto definitivo, il Progettista ha anche eseguito il controllo degli SLU idraulici secondo le NTC 2008, verificando, nelle zone dove con le analisi di filtrazione si sono riscontrati i maggiori gradienti idraulici, che la pressione interstiziale destabilizzante non risultasse superiore al valore della tensione totale stabilizzante, tenendo conto dei rispettivi coefficienti parziali. Detti controlli hanno dato esito favorevole.

Le medesime verifiche di filtrazione per il controllo della sicurezza nei confronti del sifonamento e nei confronti degli stati limite ultimi idraulici sono state svolte anche per i manufatti A e B (v. cap. 8.1 della Relazione geotecnica rev. giugno 2017) con risultati soddisfacenti.

6.3 Verifiche di stabilità globale dei rilevati e dei fronti di scavo

Le verifiche sono state eseguite inizialmente per le sezioni tipo più impegnative (1, 2 e 3) e poi estese alle ulteriori sezioni significative (3A, 6 e 7A). Le verifiche sono state svolte nelle seguenti condizioni:

- livello idrico nella vasca corrispondente alla quota di massimo invaso (con riferimento a $T_r = 1000$ anni) e falda a valle dei rilevati posta al piano campagna;
- rapido svasso;
- sismiche in presenza di cassa vuota (condizione di esercizio).

Le verifiche di stabilità globale dei rilevati sono state svolte secondo i criteri di cui alle NTD 2014, utilizzando il metodo di Bishop semplificato mediante l'impiego del codice di calcolo "Slide - Rocscience". Nello specifico le verifiche sono state svolte adottando l'approccio 1 con la combinazione 2 (A2+M2+R2) delle NTC 2008, facendo riferimento ai coefficienti $\gamma_r = 1,1$ in fase di svaso rapido e $\gamma_r = 1,2$ nelle condizioni di serbatoio pieno (come adeguati nella relazione di aggiornamento giugno 2017).

Le verifiche sono state ripetute anche in assenza del previsto diaframma di tenuta (sez. tipo 1 e 2) che hanno, in questo caso, fornito valori non ammissibili, a riprova della necessità di realizzazione dell'elemento di tenuta in fondazione per modificare il regime di pressioni interstiziali.

Le verifiche in condizioni di svaso rapido, condotte ipotizzando un posizionamento della superficie piezometrica nel corpo del rilevato prossimo al paramento di monte, sono pure risultate soddisfatte (v. par. 7.2.2 della Relazione geotecnica).

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche (con invaso vuoto - v. osservazioni § 8.1), nella relazione di aggiornamento Giugno 2017 il Progettista procede ad una stima dei cedimenti indotti con il modello di Newmark; in particolare egli ricava il coefficiente di spinta orizzontale critico k_h , definito come quello in corrispondenza del quale si innescano fenomeni di spostamento, risultato dell'ordine di $0,9 \div 0,95 a_{max}$. Per detti rapporti il medesimo Progettista, sulla base di studi di letteratura, stima cedimenti massimi attesi di qualche cm, e quindi ritenuti ammissibili.

Il Progettista ha poi proceduto (come richiesto da DGDighe in fase istruttoria del progetto definitivo) ad un'analisi di sensitività procedendo a valutazioni aggiuntive, verificando preliminarmente le condizioni di sicurezza in condizioni sismiche e cassa piena con livello di invaso corrispondente alla quota raggiungibile in occasione di eventi di piena caratterizzati da $T_r = 100$ anni (quota 143,70 m s.m. sia per il comparto 1 che per il comparto 2); tali verifiche sono risultate soddisfatte.

Le verifiche sono poi state estese anche a condizioni di invaso nella vasca corrispondente ad eventi di piena millenari (quota 145,70 m s.m. per il comparto 1 e quota 143,70 m s.m. per il comparto 2), e stimando, sempre con il modello di Newmark, gli spostamenti massimi attesi. Nello specifico il Progettista ricava coefficienti di spinta orizzontale critici k_h dell'ordine di $0,5 \div 0,9 a_{max}$ per i quali, sempre sulla base di studi di letteratura, stima cedimenti massimi attesi dell'ordine del dm, ancora ritenuti ammissibili.

Con le integrazioni del luglio 2017 il Progettista ha esaminato anche le condizioni di stabilità del fronte di scavo della vasca "lato sud", con gli stessi criteri adottati per le l'esecuzione delle verifiche di stabilità degli altri rilevati arginali. Detto fronte risulta sagomato con due scarpate con pendenza (h/b) pari a 3/1 di cui la prima alta al massimo 5 m e la seconda alta al massimo 3,7 m. Le scarpate sono intervallate da una banca intermedia di 4 m di larghezza, posta a quota 142,50 m s.m.

Le verifiche condotte in condizioni di massimo invaso e svaso rapido sono risultate soddisfatte; analogamente le verifiche in condizioni sismiche e in condizioni di massimo invaso ($T_r = 1000$ anni) hanno condotto a stime di cedimenti massimi inferiori a 10 cm (rapporti k_h/a_{max} pari a 0,7), ritenuti ammissibili.

6.4 Calcolo dei cedimenti

Le verifiche di sicurezza agli SLE riguardanti i cedimenti del terreno di fondazione per effetto del peso indotto dai nuovi rilevati arginali sono valutati inizialmente per la sezione tipo 2 e poi per le altre sezioni significative (tipo 1, 3A, 6 e 7A). L'analisi dei cedimenti è stata condotta ipotizzando la presenza di condizioni edometriche e stimando gli incrementi di tensione indotti nel terreno con la teoria dell'elasticità. Il calcolo è stato eseguito mediante l'impiego del software "Settle 3D – Rocscience".

I moduli di deformabilità dei terreni sono stati assunti coerentemente con quelli riportati nella tab. I precedente, tenendo conto del loro incremento con la profondità.

Dalle analisi condotte sono stati stimati i seguenti cedimenti:

Sezione	H rilevato (m)	Cedimento totale a lungo termine (cm)	Cedimento di tipo elastico legato ai terreni incoerenti a breve termine (cm)	Cedimento di consolidazione legato ai terreni coesivi a lungo termine (cm)
1	13	18	11,5	6,5
2	16	16	3,5	12,5
3A	15	7	3,5	3,5
6		14	3	11
7A	15	25	5	20

In definitiva, il Progettista ritiene che i valori di detti cedimenti, esclusi quelli che si scontano in fase costruttiva, siano da ritenersi ammissibili per il tipo di struttura; ciò tenuto pure conto che anche i cedimenti differiti nel tempo matureranno per buona parte (50%) in un tempo compreso tra qualche mese ed un anno, mentre il 90% in un tempo compreso tra un anno ed un massimo di 3 anni e che in definitiva buona parte dei cedimenti di consolidazione matureranno durante le fasi costruttive.

Il Progettista ritiene pertanto sufficiente assegnare ai rilevati una monta di 15-20 cm al fine di garantire il franco netto, ponendo come condizione quella di realizzare, in fase costruttiva, prima gli argini e poi i manufatti.

Con il medesimo approccio egli procede anche alla stima dei cedimenti dei manufatti A e B, calcolati sulla base delle sollecitazioni trasmesse dai manufatti stessi sui terreni di fondazione in condizione di stato limite di esercizio, risultati dell'ordine di circa 5 cm e quindi giudicati ammissibili in quanto cedimenti di ricomprensione e quindi maturati in fase costruttiva.

6.5 Verifica opere di sostegno briglia di monte

La briglia di monte viene considerata in progetto come una paratia costituita da pali di diametro $D = 1,0$ m con interasse $i = 0,8$ m e una lunghezza complessiva pari a $L = 17$ m. La paratia, in fase di scavo, verrà sostenuta da un ordine di tiranti provvisori. Le verifiche relative a tale paratia riportate in progetto hanno considerato gli SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo strutturale (STR).

Seguendo le NTC 2008 la verifica SLU(STR) è stata condotta secondo l'Approccio I-Combinazione1 mentre la verifica SLU(GEO) è stata condotta secondo l'Approccio I-Combinazione2 mediante un modello F.E.M. (codice "ParatiePlus2016"). Per il calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento al metodo pseudostatico basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno a monte della paratia, calcolato secondo la teoria di Mononobe-Okabe.

È stata considerata una singola sezione significativa con quota del piano campagna a $z = 141,00$ m s.m. tenendo conto della sequenza delle lavorazioni e delle fasi di scavo; le verifiche strutturali e di stabilità (v. Relazione geotecnica) sono risultate soddisfatte. Il Progettista riporta anche, secondo le NTC 2008, le verifiche dei tiranti provvisori, riscontrando una resistenza di calcolo $R_{a,d}$ maggiore dell'azione di progetto.

6.6 Sistema di monitoraggio

Per il controllo degli spostamenti dei manufatti in calcestruzzo, dato che la loro condizione di esercizio ordinario è a serbatoio vuoto, è stato previsto un sistema di monitoraggio semplice e affidabile in grado di rilevare gli spostamenti altimetrici e quelli relativi tra i conci; con questa finalità sono stati previsti:

- un sistema di livellazione con un caposaldo su ogni concio dei manufatti;*
- postazioni dilatometriche triassiali con lettura manuale delle misure: costituite da basi in acciaio inox ancorate al calcestruzzo a cavallo dei giunti con 3 coppie ortogonali di basi che permettano la misurazione degli spostamenti x , y , z dei giunti, da installarsi all'interno dei cunicoli: 1 postazione per ogni giunto.*

Per quanto riguarda le eventuali perdite/portate filtranti dai manufatti, esse verranno monitorate mediante stramazzi Bazin da mettere in opera all'interno dei cunicoli con 2 postazioni per ogni manufatto in modo da monitorare sia la parte destra che sinistra di ciascuno di essi.

L'allontanamento dell'acqua dai cunicoli in fondazione è previsto tramite sollevamento, essendo stato valutato non possibile il drenaggio a gravità per motivi altimetrici.

Per i rilevati arginali è stato previsto un monitoraggio delle seguenti sezioni tipo:

- Sezione tipo 1, intermedia (tra comparto 1 e comparto 2);*
- Sezione tipo 2, valle (tra comparto 2 e campagna);*
- Sezione tipo 3, tra comparto 2 e campagna (EST);*
- Sezione tipo 7, tra alveo (OVEST) e comparto 2.*

I controlli saranno eseguiti mediante installazione di assestimetri, tubi inclinometrici, piezometri Casagrande, rilievo su capisaldi topografici.

7. ASPETTI STRUTTURALI

7.1 Sbarramenti a gravità ordinaria A e B

Il manufatto A è composto da 4 conci con luci sotto battente e da 6 conci sfioranti. La geometria dei conci con luci sotto battente è dettata dall'ingombro delle paratoie a settore all'interno e da necessità statiche; quella dei conci sfioranti è dettata unicamente da necessità statiche, con pendenze del paramento di valle diversa tra le tipologie di concio. Il Progettista ha chiarito in proposito che un incremento di dimensioni dei conci sfioranti per allineare il profilo del paramento di valle con quello dei conci con luci sotto battente avrebbe comportato un aumento di volume di calcestruzzo ed una diminuzione del coefficiente di efflusso dello sfioratore. In definitiva i Progettisti sono del parere che “le differenti sezioni tipo per le due tipologie di conci è stata dettata dalla necessità di ottimizzare i volumi di calcestruzzo coniugando il buon esito delle verifiche con criteri di massima economia”.

Nella Relazione “Strutture e impianti – Calcoli delle strutture” del Progetto Definitivo ottobre 2016, le verifiche di sicurezza degli sbarramenti a gravità ordinaria in calcestruzzo A e B hanno riguardato i seguenti quattro conci:

- manufatto A: concio che presenta la luce sotto battente;*
- manufatto A: concio sfiorante;*
- manufatto B;*
- concio di raccordo tra i manufatti A e B.*

Le principali caratteristiche prestazionali del calcestruzzo utilizzato sono le seguenti:

- peso di volume 23,5 kN/m³;*
- resistenza caratteristica a compressione pari a 25 MPa, a 90 giorni di maturazione;*
- cemento a ridotto sviluppo del calore di idratazione;*
- classe di consistenza S3.*

Con riferimento al calcestruzzo che sarà utilizzato per gli sbarramenti a gravità A e B, nel paragrafo 3.1 della Relazione “Strutture e impianti – Calcoli delle strutture”, sono riportati i valori limite delle tensioni a compressione ed a trazione per la combinazione quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte e per la combinazione caratteristica rara, in accordo con quanto previsto dalle NTD 2014 per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono state eseguite in corrispondenza del contatto diga-roccia di fondazione ed a quote significative delle strutture. I parametri di resistenza adottati sono i seguenti:

- contatto diga-roccia di fondazione: $\phi = 35^\circ$ e $c = 0$ MPa;*
- contatto calcestruzzo-calcestruzzo: $\phi = 54,5^\circ$ e $c = 1$ MPa (sulla base di dati di letteratura).*

Esse sono state eseguite considerando 4 combinazioni di carico (v. Relazione Calcoli delle strutture pp.39 e ss.):

1) livello idrico alla quota di sfioro manufatto A (q. 144,90 m s.m.) con tempo di ritorno pari a 200 anni;

2) massimo invaso manufatto A (q. 145,70 m s.m.) con tempo di ritorno pari a 1000 anni;

3) quote di invaso decrescenti (simulazione vuotamento del solo comparto di monte) a partire dalla quota di sfioro del manufatto B (q. 143,70 m s.m.) fino a fondo comparto 1 (q. 132,50 m s.m.);

4) cassa vuota in presenza di sisma.

Nella relazione si presentano:

- per le combinazioni di carico 1), 2) e 3): verifica tensionale e verifica allo scorrimento per lo SLU in corrispondenza del piano di fondazione e di una sezione all'interno del corpo diga; verifica al galleggiamento;

- per la combinazione di carico 3) del manufatto di raccordo: verifica allo scorrimento per lo SLU in corrispondenza del piano di fondazione, verifica al galleggiamento;

- per la combinazione 4): verifica allo stato limite ultimo allo scorrimento in corrispondenza del piano di fondazione.

I risultati ottenuti dalle verifiche sono i seguenti:

- verifiche tensionali: risultano sempre ampiamente verificate con sezione interamente reagente e con valori delle tensioni sempre inferiori delle tensioni limite di norma;

- verifiche allo scorrimento con massimo invaso: valori del rapporto $Tr/\Sigma T$ sempre maggiori del valore limite di normativa $\gamma_R=1,15$; il valore minimo di $Tr/\Sigma T$ è pari a 1,20 (in corrispondenza del manufatto A - sez. con luci sotto battente, per la combinazione di carico 2); per le riprese di getto i valori del rapporto risultano ampiamente superiori;

- verifiche al galleggiamento: risultano sempre ampiamente verificate;

- verifiche allo scorrimento con serbatoio vuoto e sisma: valori del rapporto $Tr/\Sigma T$ sempre maggiori del valore limite di normativa $\gamma_R=1,15$. Il valore minimo di $Tr/\Sigma T$ è pari a 1,62.

Nella Relazione Controdeduzioni Giugno 2017 è confermata la scelta progettuale di trascurare a favore di sicurezza la componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di valle di entrambi i conci del manufatto A mentre nel caso del manufatto B la stessa componente è stata considerata nei calcoli. La giustificazione di tale scelta progettuale dipende dal fatto che per il manufatto A la componente verticale della spinta idrostatica di valle è pari al 5% del peso del concio, mentre per il manufatto B è pari al 22%; pertanto per il manufatto A tale componente può essere trascurata.

Come richiesto dalla DGDighe, nella cit. Relazione Controdeduzioni è stata riportata la verifica a scorrimento in fondazione per il concio con luce sotto battente del manufatto A, tenendo anche conto della spinta del terreno a monte. Dei quattro manufatti (manufatto A con luce sotto battente, manufatto A con concio massiccio, manufatto B e concio di raccordo) è stato verificato allo scorrimento in fondazione con la spinta del terreno a monte solo il concio del manufatto A con luce sotto battente perché era quello che aveva fornito il valore minore del rapporto fra taglio resistente e taglio agente pari a 1,2.

La verifica allo scorrimento lungo il piano di fondazione fornisce un valore di tale rapporto pari a 1,16 che risulta di poco superiore al valore del coefficiente γ_R pari a 1,15, previsto dalle NTD/2014 ed è stata fatta con le seguenti ipotesi:

- considerando la spinta attiva del terreno a monte per un'altezza pari a 6 m;

- trascurando a favore di sicurezza la spinta del terreno di valle e la componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di valle.

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante manufatti A e B (inclusa nella Relazione geotecnica), sono state svolte le verifiche di sicurezza delle fondazioni dirette nei confronti del carico limite agli SLU, in ottemperanza a quanto previsto dalle NTC 2008, verificando il rispetto della condizione: $E_D \leq R_D$, dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Le verifiche sono state eseguite nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Il calcolo della resistenza di progetto RD del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) delle NTC 2008, utilizzando le consuete formule di Terzaghi, tenendo conto della forma delle fondazioni, della loro profondità di imposta e della presenza di azioni orizzontali (con taglio e momento agenti sul plinto stesso); le verifiche, riportate nel cap. 8.3.1. della Relazione geotecnica, sono risultate tutte ampiamente soddisfatte.

Per quanto riguarda gli aspetti sismici, nella Relazione "Strutture e impianti – Calcoli delle strutture" sono riportate le verifiche a scorrimento per la condizione di carico di serbatoio vuoto con sisma per gli sbarramenti A e B. Le verifiche sono fatte con il metodo pseudostatico utilizzando il valore dell'accelerazione massima orizzontale e verticale attesa al sito per una categoria di sottosuolo di tipo B (motivato sulla base della caratterizzazione geotecnica dei terreni) ai sensi delle NTC 2008. I coefficienti di sicurezza ottenuti (con riferimento ad un'accelerazione al suolo corrispondente allo SLV) risultano sempre maggiori di 1,62 e quindi le verifiche sono soddisfatte, in accordo con quanto previsto dalle NTD 2014 che prevedono un valore minimo del coefficiente γ_R pari a 1,15. Per la condizione di carico di serbatoio vuoto con sisma sono state eseguite solo le verifiche a scorrimento al contatto diga-roccia di fondazione.

Inoltre con riferimento alla richiesta - in sede istruttoria - di calcolare l'accelerazione massima al suolo ed il relativo tempo di ritorno dell'azione sismica massima che gli sbarramenti A e B sono in grado di sopportare con un livello di invaso a monte pari a 143,70 m s.m. (quota soglia sfiorante manufatto B), i Progettisti, nella cit. Relazione Controdeduzioni Giugno 2017, ritengono che "la condizione di invaso alla massima regolazione non corrisponde alle normali condizioni di esercizio, ma solo al verificarsi di eventi di piena tali da luogo al raggiungimento di tale livello nel comparto 1" e pertanto ritengono che tale verifica "non corrisponde ad una realistica condizione di esercizio del manufatto" se considerata in concomitanza con il sisma. Il calcolo è stato comunque effettuato ed i valori dell'accelerazione massima al suolo e del relativo tempo di ritorno sono riportati nella seguente tabella:

	$a_{max} (g)$	$T_R(anni)$
Manufatto A: conci con luci sotto battente	0,074	49
Manufatto A: conci massicci	0,083	63
Manufatto B	0,062	32

In particolare è stata calcolata la massima accelerazione che i tre manufatti sono in grado di sopportare in corrispondenza della quota 143,70 m s.m., nell'ipotesi di assumere il rapporto fra taglio resistente e taglio agente pari al valore minimo normativo 1,15.

In definitiva i Progettisti sono del parere che "i manufatti sono in grado di sopportare un sisma con tempo di ritorno di almeno 32 anni avendo invasato il primo comparto fino alla quota del ciglio di sfioro del Manufatto B (143,70 m s.m.), quota di invaso che viene raggiunta nel corso di un evento di piena con tempo di ritorno di 100 anni. La concomitanza tra un sisma con $TR=32$ anni ed una piena con $TR=100$ anni, eventi notoriamente indipendenti, ha un tempo di ritorno superiore a 3000 anni".

7.2 Manufatto di scarico C

Le verifiche di sicurezza dello sfioratore in c.a. del comparto 2, denominato manufatto C, hanno riguardato le sezioni 1A, 2, 4, 5, S6-S7.

Per la realizzazione del manufatto C e di tutti i getti strutturali in c.a. (pile ed impalcati dei ponti) si prevede l'utilizzo di calcestruzzi di classe C(28/35) e barre di acciaio del tipo B450C.

Le verifiche sono state effettuate considerando tre condizioni di carico:

- 1) quota di sfioro (q. 142,00 m s.m.) con tempo di ritorno pari a 200 anni;*
- 2) massimo invaso (q. 143,70 m s.m.) con tempo di ritorno pari a 1000 anni;*

3) serbatoio vuoto con sisma

Le verifiche di sicurezza effettuate sono state le seguenti:

- verifica a flessione retta allo SLE;*
- verifica a flessione retta allo SLU;*
- verifica a taglio allo SLU;*
- verifica al sollevamento.*

I risultati ottenuti dalle verifiche sono i seguenti:

- verifiche a flessione retta allo SLE: risultano sempre ampiamente verificate con valori delle tensioni massime sempre inferiori resistenze di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio;*
- verifiche a flessione retta allo SLU: risultano sempre verificate con valori delle caratteristiche della sollecitazione M e N che ricadono all'interno del dominio M-N;*
- verifiche a taglio allo SLU: risultano sempre ampiamente verificate con valori del taglio massimo inferiore alla resistenza a taglio;*
- verifiche al sollevamento: risultano ampiamente verificate.*

7.3 Ponti a coronamento

Le verifiche di sicurezza dei ponti a coronamento hanno riguardato le travi in c.a.p. precomprese a trefoli aderenti sui manufatti A, B e C, gli impalcati orizzontali e le pile. Nella Relazione Controdeduzioni sono indicate la geometria della sezione in campata ed in testata delle due tipologie di impalcati in c.a.p..

Per la realizzazione delle travi in c.a.p. si prevede l'utilizzo di calcestruzzi di classe C(45/55) e trefoli in acciaio armonico con tensione caratteristica di rottura > di 1860 MPa.

Le verifiche delle travi in c.a.p. effettuate sono state le seguenti:

- verifica tensionale allo SLE in fase di tesatura, in fase di getto della soletta, in fase finale per combinazione rara ed in fase finale per combinazione quasi permanente;*
- verifica a pressoflessione ed a taglio allo SLU;*
- verifica a fessurazione;*
- verifica allo stato limite di deformazione in mezzzeria.*

Per l'impalcato sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

1) stato limite di esercizio: combinazione caratteristica rara e combinazione caratteristica quasi permanente;

2) stato limite ultimo: combinazione fondamentale e combinazione sismica.

Per le pile sono state considerate le combinazioni di carico: 1a, 1b, 2a, 2b e sismica, ai sensi della tab. 5.1.IV delle NTC 2008.

I principali risultati ottenuti dalle verifiche delle travi in c.a.p. sono i seguenti:

- verifica tensionale allo SLE: risultano sempre verificate con valori delle tensioni massime sempre inferiori resistenze di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio;*
- verifica a pressoflessione allo SLU: risultano sempre verificate con valori delle caratteristiche della sollecitazione M e N che ricadono all'interno del dominio M-N;*
- verifiche a taglio allo SLU: risultano sempre ampiamente verificate con valori del taglio massimo inferiore alla resistenza a taglio.*

Sono inoltre presenti le verifiche a flessione allo SLU per l'impalcato orizzontale e le pile.

Il Progettista evidenzia che le ulteriori verifiche previste dalle NTC 2008 (ovvero l'inclusione nelle verifiche presentate anche delle azioni secondarie) saranno dettagliate nella successiva fase di progettazione esecutiva.

8. OSSERVAZIONI ISTRUTTORIE

In fase istruttoria DGDighe, con nota n. 11661 del 15.5.2017, ha formulato osservazioni sul Progetto Definitivo presentato da AIPO con note n. 3174 dell'8.2.2017 e n. 6903 del

22.3.2017 (progetto Ottobre 2016), chiedendo chiarimenti ed integrazioni su aspetti geologici, idraulici, geotecnici e strutturali.

AIPo ha risposto alle osservazioni con nota acquisita al prot. n. 15715 del 5.7.2017, riesaminando le singole questioni punto per punto, presentando la Relazione Controdeduzioni, nonché una revisione progettuale di alcuni singoli elaborati. Per i soli aspetti geologici sono state trasmesse ulteriori integrazioni con nota del 3.8.2017.

Detta fase istruttoria si intende conclusa e pertanto le osservazioni istruttorie di seguito esposte, ai fini del parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ai sensi dell'art.5 del DPR 1363/1959, tengono già conto dei chiarimenti acquisiti, per i quali - ai fini di completezza documentale - si rimanda agli elaborati sopra citati.

8.1 Osservazioni su aspetti di carattere tecnico-normativo e di maggiore rilevanza tecnica

Si formulano di seguito osservazioni di carattere generale sulla cassa di espansione per la laminazione delle piene e sull'applicazione a detta tipologia di opera delle norme tecniche di settore, sulle quali acquisire il parere del Consiglio Superiore dei LL.PP. anche in relazione alla parziale regolamentazione della materia.

Il progetto prevede la realizzazione di una cassa di espansione, in parte in linea (di valle) con sbarramento in alveo (avente le caratteristiche di "grande diga"), costituita da due comparti di cui il secondo in derivazione dal primo; la specificità dell'opera pertanto, più articolata rispetto agli schemi semplici di casse di espansione, pone questioni interpretative di delimitazione delle competenze ai fini dell'approvazione del progetto e della vigilanza sulla sicurezza, nonché sulla normativa tecnica da applicarsi.

Sulla base della normativa vigente e in itinere, della prassi e degli indirizzi in materia (in partic. Circ. PCM 7311/1999) e della disciplina cui DGDighe ed AIPo si sono volontariamente assoggettate, la questione è stata affrontata in sede di progetto ed istruttoria come segue:

1) Relativamente al riparto di competenze tra DGDighe (Amministrazione competente a vigilare sulla sicurezza della "grande diga" e dell'invaso artificiale) ed AIPo (Autorità idraulica), è stato precisato per il progetto in questione che, sulla base dell'Accordo tra amministrazioni stipulato ai sensi della cit. Circ. PCM 7319/1999, "la competenza tecnica di questa Amministrazione risulta principalmente circoscritta alle strutture di sbarramento trasversali all'alveo (manufatti A e B e rilevato sez. tipo 1 e relative spalle), assumendo quindi le osservazioni sugli altri manufatti e sulla funzionalità dell'opera nel suo complesso, la valenza di raccomandazioni tecniche"; ciò al fine di contemperare l'applicazione della regolamentazione con l'esigenza di esame unitario dell'opera, non potendo le arginature (in particolare del comparto 1) considerarsi separatamente dallo sbarramento.

2) Relativamente alla normativa applicabile si è ritenuto comunque di far riferimento, per omogeneità di approccio progettuale, oltre che alle NTC 2008, alle NTD 2014 sia per gli sbarramenti veri e propri (v.p.to precedente) sia per le arginature perimetrali dei due comparti.

3) In sede di interpretazione dell'applicazione delle NTD 2014 al caso specifico della cassa di espansione sul torrente Baganza (realizzata tramite uno sbarramento in alveo in calcestruzzo e un sbarramento laterale di separazione tra i due comparti della cassa in parte in calcestruzzo e in parte di materiali sciolti), è stato adottato un tempo di ritorno della piena di progetto pari a 1000 anni (come previsto per le nuove dighe in calcestruzzo) anziché 3000 anni (come previsto per le nuove dighe di materiali sciolti); ciò in relazione sia al fatto che lo sbarramento principale è di tipo a gravità in calcestruzzo, sia tenendo conto degli indirizzi in materia in corso di assunzione da parte della Commissione di cui all'art.2 del D.M. 26.6.2014 (unificazione a 1000 anni del T_r della piena di progetto per tutte le tipologie di dighe), sia in relazione alla circostanza

che un evento estremo plurimillenario (a parte l'attendibilità di valutazione) investirebbe a livello territoriale l'area con scenari da valutare nel loro complesso e caratterizzati dalla presenza di altre arginature a monte/valle con livelli di sicurezza inferiori.

4) In ogni caso si è chiesto al Proponente di determinare il franco residuo anche in caso di evento trimillenario (v. Rel. Idrologica e idraulica) e di integrare il progetto con gli scenari di propagazione di eventi di piena estremi (1000 e 3000 anni) lungo il Baganza in modo da identificare gli elementi di maggiore criticità e le eventuali implicazioni in termini progettuali. In proposito AIPo segnala che è stata commissionata all'Università degli studi di Parma una specifica modellazione numerica bidimensionale che sarà presentata unitamente agli studi sulla propagazione delle onde di piena artificiali. Dalle prime verifiche (v. Relazione Controdeduzioni p.26-28) risulta che un evento con tempo di ritorno pari a 1000 anni produrrebbe "allagamenti fuori alveo a monte della cassa (con tiranti modesti)" che, comunque, rientrerebbero all'interno della stessa senza causare propagazioni d'acqua a valle non controllate. Le valutazioni degli scenari per un evento con tempo di ritorno pari a 3000 anni sono in corso di redazione.

5) Sempre in sede di interpretazione dell'applicazione delle NTD 2014 al caso specifico della cassa di espansione, coerentemente con l'assunzione di cui al p.to 4, la quota di massimo invaso di progetto (per le verifiche strutturali e geotecniche e ai fini del calcolo del franco netto) è stata determinata con riferimento all'evento millenario; in coerenza si è ritenuto di conseguire, a favore di sicurezza, per tutti i manufatti un franco idraulico (franco netto) non inferiore a quello minimo stabilito dalle NTD 2014 per le dighe di materiali sciolti in funzione dell'altezza della diga, dell'ampiezza d'onda da vento e dei cedimenti attesi o possibili.

6) Ai fini delle verifiche sismiche, a fronte di una prassi non uniforme per le casse di espansione, i Progettisti hanno ritenuto di considerare, quale quota assimilabile alla massima regolazione, quella determinata dalla soglia degli scarichi regolati, in quanto normalmente aperti, effettuando conseguentemente verifiche sismiche a cassa vuota (le NTD non prevedono infatti la concomitanza di azioni sismiche ed evento di piena estremo e nel caso specifico anche il raggiungimento della quota di sfioro non può considerarsi evento ordinario). In base all'utilizzo ed alle finalità previste, la cassa è infatti destinata a riempirsi fino alla quota di sfioro solo in caso di evento centenario o pluricentenario, a parte nel corso degli invasi sperimentali che nel caso specifico dovrebbero avere durata contenuta (alcuni mesi). Le argomentazioni dei Progettisti circa la bassa probabilità di contemporaneità tra sisma e piena sono sintetizzate nella Rel. Controdeduzioni. Al riguardo occorre anche evidenziare che le Norme tecniche di cui al D.M. 24.3.1982 e le nuove di cui al D.M. 26.6.2014 distinguono e definiscono "Volume di laminazione: volume del serbatoio compreso tra la quota di massimo invaso e quella massima di regolazione; per i serbatoi realizzati per sola laminazione delle piene è la capacità compresa tra la quota di massimo invaso e quella della soglia ["inferiore" ex D.M. 24.3.1982] dei dispositivi di scarico".

7) In sede istruttoria, tenuto conto di assenza di specificazioni normative in materia, DGDighe ha ritenuto comunque opportuno acquisire valutazioni sul tempo di ritorno dell'azione sismica che può essere sostenuto dalle opere con livello idrico nei comparti alla quota della soglia di sfioro. Si rimanda in proposito alla Rel. geotecnica che evidenzia per le arginature la compatibilità dei cedimenti attesi (finanche con livello alla quota di massimo invaso concomitante con il sisma). Per i manufatti di ritenuta in calcestruzzo si rimanda alla Relazione Controdeduzioni (pp.56 e ss.) che verifica la sostenibilità, in tali condizioni estreme di piena, di eventi sismici con Tr pluridecennale, cui sarebbe associata una probabilità combinata sisma – piena superiore a 3000 anni. Mediante un'analisi di sensitività, eseguita per le verifiche a scorrimento lungo le superfici di fondazioni dei due principali manufatti in calcestruzzo, il Progettista ha infatti determinato le accelerazioni che sarebbero in grado di sopportare i manufatti A e B con quota d'invaso pari a 143,70 m s.m. (quota soglia di sfioro), imponendo un

coefficiente di sicurezza minimo pari 1,15 ed associandovi i relativi tempi di ritorno. La situazione più gravosa è risultata quella di concomitanza di un sisma con un $T_r = 32$ anni con invaso nel primo comparto della cassa alla quota del ciglio sfiorante del manufatto B (143,70 m s.m.), quota raggiunta nel corso di un evento di piena avente T_r di 100 anni. Il Progettista rileva che a detta concomitanza di sisma - piena, eventi indipendenti, potrebbe essere associato un T_r superiore a 3000 anni, non ritenuto coerente con gli obiettivi di progetto e con l'esigenza di contenimento dei costi di realizzazione (v. Relazione Controdeduzioni p.64).

8) Nelle verifiche eseguite le azioni sismiche risultano essere state comunque sovrastimate, essendo stato attribuito all'opera un coefficiente d'uso C_U pari a quello per "dighe strategiche", risultando invece l'opera in questione, in assenza di diversa classificazione, ricompresa tra le "dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso" (NTD 2014 p.to C.7.7.2: $C_U=1,5$ anziché 2).

Tra gli aspetti tecnici di maggiore rilevanza per la sicurezza si evidenzia inoltre, in relazione alla specificità della soluzione a doppio comparto, la presenza nel secondo comparto del rilevato arginale longitudinale (sez. tipo 7), parallelo e prospiciente al torrente; tale argine costituisce infatti elemento di contenimento della cassa nel caso di riempimento del comparto 2 e contemporaneamente il medesimo argine è impegnato nel contenimento del torrente Baganza che scorre parallelamente allo sviluppo dell'argine stesso, in uscita dal manufatto di regolazione.

Per tale aspetto e per gli accorgimenti da adottarsi (oggetto di osservazioni nel seguito), così come per le condizioni idrauliche di deflusso dal manufatto C di restituzione, potranno risultare concludenti i risultati della sperimentazione su modello fisico ai sensi anche dell'art. 3 del DPR 1363/1959.

Di seguono si espongono le osservazioni sugli ulteriori aspetti tecnici del progetto suddivise per materia.

8.2 Osservazioni sulla completezza degli elaborati progettuali

Gli elaborati progettuali risultano debitamente sottoscritti digitalmente dal Gestore (R.U.P.) e dal Progettista (per il R.T.P. ing. D. Cerlini) e risultano sostanzialmente conformi al livello di progettazione definitiva dichiarato, in relazione alle norme regolamentari di settore.

A parte le prove su modello fisico (v. osservazioni § 8.5), la documentazione risulta infatti corrispondente alle prescrizioni del "Regolamento dighe" di cui agli artt. 2, 3 e 4 del DPR 1363/1959 (con le precisazioni recate dalla Circ. PCM n.22806/1995 p.to E-2-h), con un livello di approfondimento degli elaborati tecnici adeguato a quello di un progetto definitivo.

La documentazione comprende altresì, con i relativi contenuti, gli elaborati previsti dagli artt. 24 e ss. del DPR 207/2010, ancorché esulino dalla competenza di DGDighe (e pertanto non oggetto di esame) gli elaborati prettamente economici, gli elaborati di valutazione dell'impatto ambientale e quelli in applicazione del D. Lgs.81/2008.

Le informazioni fornite sulle soluzioni alternative fin dalla fase di progettazione preliminare (v. § 3.3) risultano esaustive e le motivazioni della nuova soluzione progettuale, in comparazione con le soluzioni esaminate in precedenza, risultano adeguate ai sensi delle vigenti disposizioni in materia di livelli di progettazione, esulando peraltro dalla competenza di DGDighe valutazioni in ordine agli obiettivi di mitigazione del rischio idraulico da conseguire, che restano nella responsabilità di AIPo nelle funzioni di Autorità idraulica.

Si precisa che, tenuto conto delle ulteriori disposizioni intervenute in materia di dighe (successivamente al DPR 1363/1959), il Progetto esecutivo dovrà comprendere, oltre che gli approfondimenti propri del livello di progettazione ai sensi del D.P.R. 207/2010, anche i seguenti ulteriori elaborati: piano per la deviazione provvisoria del T. Baganza e

la gestione delle piene nel corso dei lavori; progetto strutturale delle paratoie metalliche e delle strutture accessorie; schemi degli impianti elettromeccanici a servizio degli organi di scarico⁴; studi di propagazione delle piene artificiali per ipotetico collasso dello sbarramento e per manovre volontarie degli scarichi⁵; progetto di gestione dell'invaso (art.114 D.Lgs. 152/2006 e D.M. 30.6.2004); proposta di Piano di laminazione (ancorché di competenza regionale - Dir. PCM 27.2.2004 e successive modifiche).

8.3 Aspetti geologici ed idrogeologici

Il complesso delle conoscenze e delle relative analisi circa il contesto geologico-stratigrafico ed idrogeologico nel quale si inserisce la cassa di espansione appare adeguato al livello progettuale in esame ed offre un quadro sostanzialmente coerente con l'attuale assetto geomorfologico dell'area.

Le numerose indagini eseguite a supporto delle scelte progettuali sono state altresì integrate da verticali piezometriche posizionate esternamente alla vasca al fine di monitorarne gli effetti sulle aree limitrofe, aspetto questo esulante dalle competenze di DGDighe ed affrontato in sede di VIA.

Aspetto di rilievo, ancorché attinente principalmente la funzionalità della cassa, è costituito dalla realizzazione in scavo della stessa, interessando in parte anche terreni ad elevata permeabilità. La questione è stata affrontata in sede di Relazione geologica ed idrogeologica e in parte in sede di Relazione geotecnica; si rimanda in proposito al modello numerico di filtrazione (ancorché finalizzato specialmente a valutazioni di area vasta relative agli effetti della cassa sulle aree contermini) e oggetto dell'elaborato "Relazione idrogeologica: analisi degli effetti indotti dall'opera mediante modello numerico di flusso".

Per quanto attiene alle analisi di filtrazione a cassa piena, incidenti sulle verifiche di stabilità, si rimanda alla parte geotecnica, rilevandone la loro sostanziale esaustività.

Per quanto attiene ai risultati della citata modellazione idrogeologica relativi alla filtrazione verso l'interno della cassa di espansione (a cassa vuota o in fase di scavo), si prende atto delle precisazioni introdotte con gli elaborati integrativi Giugno 2017 (Relazione Controdeduzioni), con la quale i Progettisti confermano il corretto funzionamento dell'opera con portate da drenarsi relativamente contenute. Sulla base del quadro conoscitivo sopra descritto e delle condizioni al contorno assunte, tramite il modello numerico viene calcolata infatti una portata filtrante all'interno della cassa di espansione complessivamente pari a 40-50 l/s; rispetto a tale valore, incrementato di un coefficiente di sicurezza pari a 1,3, è previsto che sia dimensionato il sistema drenante per il mantenimento in asciutto della cassa in condizioni ordinarie.

A partire dalle citate indicazioni di carattere idrogeologico assunte a base o derivanti dal suddetto modello numerico, si ritiene tuttavia che la definizione progettuale e il dimensionamento esecutivo dei sistemi di drenaggio previsti sul fondo della cassa debbano essere confermati sulla base di un modello geotecnico di filtrazione tarato alla scala di progetto, tenendo anche conto delle diverse condizioni al contorno dei due

⁴ Nella Relazione Controdeduzioni è specificato che i dispositivi di comando saranno collocati all'interno dell'edificio Servizi. E' confermata, inoltre, la possibilità di azionare le paratoie attraverso quadri di comando locali, ubicati in prossimità delle paratoie medesime; la manovra di queste ultime avverrà mediante due fonti indipendenti di energia (rete pubblica e gruppo elettrogeno), oltre all'azionamento manuale. I Progettisti rappresentano che lo schema elettromeccanico degli impianti, fortemente condizionato dalle soluzioni costruttive e tecnologiche che saranno adottate dall'appaltatore, sarà fornito da quest'ultimo e presentato prima dell'installazione degli impianti, con indicazione delle ridondanze di componenti e di sistema considerate necessarie per garantire la continuità della funzionalità dell'impianto medesimo secondo quanto prescritto dalla Circ. LL.PP. 352/1987.

⁵ Gli studi di propagazione delle piene artificiali risultano in corso di redazione da parte di AIPo tramite il DICATeA dell'Università degli studi di Parma, secondo le raccomandazioni allegate alla Circ. PCM n.22806/1995 e le indicazioni fornite in sede di istruttoria, con relazione allegata alla nota n.11661 del 15.5.2017, in modo da rendere disponibili per la pianificazione di emergenza anche scenari non convenzionali connessi a rotture arginali. Con la citata relazione, tenuto conto delle finalità dell'opera (laminazione delle piene), della tipologia funzionale (sbarramento del corso d'acqua più due comparti di accumulo in serie tra loro) e della tipologia strutturale delle opere (calcestruzzo/terra), sono state fornite indicazioni circa le modalità di rottura della diga / apertura scarichi e le ipotesi al contorno da assumere negli studi (v. Relazione Controdeduzioni p.83).

comparti e dell'assetto stratigrafico variabile del lato Sud (monte) del comparto 1 della cassa.

Detto lato sud (monte) della vasca sarà infatti realizzato in buona parte "riprofilando" lato cassa i terrazzi più recenti (Unità di Modena AES8a, ghiaie a sabbie).

Preso atto degli elaborati integrativi presentati (elab. giugno – agosto 2017) si ritiene inoltre necessario che nella progettazione esecutiva siano precisati gli interventi "di raccordo" tra i fronti di scavo afferenti al comparto 1 e l'argine in spalla destra della briglia di ingresso nella cassa, approfondendo i relativi fenomeni di filtrazione che possono instaurarsi; si rileva infatti che l'andamento in condizioni ordinarie della superficie piezometrica post operam indicata nei profili geologici lungo l'asta del T. Baganza a monte della briglia, assegna ai fronti di scavo nei depositi alluvionali recenti funzioni drenanti. Si ritiene, inoltre, opportuno prevedere nel progetto esecutivo, interventi di presidio delle scarpate di scavo da fenomeni di ruscellamento / filtrazione.

Per quanto riguarda gli aspetti sismici e sismotettonici si prende atto che il progetto è stato integrato con uno studio sismo-tettonico preliminare basato su indagini e dati di letteratura sul sito, a seguito del quale i Progettisti non modificano la pericolosità sismica di normativa. Ancorché sia solo di poco superato il limite di a_g di cui al p.to C.7.7.1 ultimo capoverso delle NTD 2014 ($a_g = 0,155 \geq 0,15$), si ritiene tuttavia opportuno che con il prosieguo della progettazione e in funzione anche del parere del C.S.LL.PP. sugli aspetti di applicazione della normativa sismica in precedenza richiamati, lo Studio sismotettonico sia dettagliato per gli aspetti di pericolosità sismica da scuotimento e da fagliazione superficiale, esplicitando i riflessi sull'azione sismica di progetto derivata.

In merito al trasporto solido, trattandosi di volumi invasabili normalmente all'asciutto, il contenimento degli effetti sulla cassa del trasporto solido può essere gestito mediante periodiche asportazioni meccaniche, come prospettato in progetto; tale aspetto (che ha riflessi secondari anche sulle azioni assunte nelle verifiche di stabilità) dovrà essere precisato e trattato nell'ambito del "Piano di manutenzione delle opere" e poi del "Progetto di gestione dell'invaso" (da allegarsi in forma sintetica anche al futuro Foglio di condizioni per l'esercizio e la manutenzione dello sbarramento) ai sensi dell'art.114 del D.Lgs. 152/2006.

8.4 Aspetti idrologici

Si premette che sulle portate/idrogrammi di piena di progetto di assegnato T_r (stabilito dalle vigenti NTD) deve essere acquisito il parere del competente Servizio idrografico (ora regionale) ai sensi dell'art.5 del DPR 1363/1959 e ai sensi della Circ. RID n.6729 del 24.9.2007, che, nelle more nell'aggiornamento della Parte I del citato Regolamento, ha confermato la competenza dei servizi idrografici regionali ad esprimersi sulla portata di "massima piena" nel caso di nuove dighe e la competenza di DGDighe ad esprimersi sugli studi di rivalutazione idrologica-idraulica nel caso di dighe esistenti ai sensi dell'art.4 del D.L.79/2004 conv. L.139/2004.

Ciò premesso si conferma la necessità che il parere di ARPA Emilia Romagna, già reso al Proponente in fase di progettazione indipendentemente dalla normativa citata, sia rilasciato formalmente ai sensi dell'art.5 del citato DPR 1363/1959. Ciò in quanto le raccomandazioni contenute nel parere PGSIM/2015/1575 del 23.12.2015 circa la necessità di adottare "opportuni accorgimenti nonché franchi e coefficienti di sicurezza sovradimensionati per tutte quelle opere, impianti o parte di essi che abbiano particolare attinenza con la pubblica incolumità" non sembrano considerare esplicitamente che per le "grandi dighe" i margini di sicurezza e, in particolare i franchi idraulici, sono definiti dalle norme tecniche di settore (NTD 2014 che hanno sostituito il DM 24.3.1982).

In proposito, ferma restando la competenza del Servizio idrografico regionale, ai fini dell'acquisizione di tale parere, si osserva che le elaborazioni statistiche effettuate dal

DICATeA si riferiscono ad un campione di dati di portata avente numerosità pari a 37 anni di osservazione. Tale numerosità non sarebbe in grado di fornire estrapolazioni sufficientemente attendibili per tempi di ritorno superiori a 100-150 anni. In questo caso, trattandosi comunque di un campione di dati di portata, e quindi contenente informazioni importanti circa il regime idrologico del corso d'acqua, risulta opportuno ricorrere anche ai disponibili metodi di regionalizzazione delle portate per la zona omogenea di interesse individuata dal VA.PI. (Parma-Genova – sottoregione “c”) o eventualmente da studi più aggiornati. L'applicazione di detti metodi di regionalizzazione delle portate, che consente di ampliare l'informazione idrologica utilizzabile, potrebbe portare, per gli eventi estremi, a stime di incrementata affidabilità delle portate al colmo e dei volumi di piena, sia che si consideri l'evento del 2014 sia escludendolo.

8.5 Aspetti idraulici

Franco idraulico

Nella Relazione Controdeduzioni (pp.30-35) è riportato il calcolo dettagliato del franco netto ai sensi delle NTD 2014 per ciascuna delle opere (manufatti in calcestruzzo e rilevati in terra) costituenti la cassa di espansione e considerazioni sul tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto. La verifica del franco netto conduce a risultati sostanzialmente corretti e quindi accettabili, ancorché comprendenti alcune imprecisioni:

- nel calcolo della massima ampiezza dell'onda nelle due vasche si è fatto riferimento a una velocità del vento pari a 80 km/h; al riguardo per la zona in esame le NTC 2008 prescrivono, per la determinazione dell'azione del vento sulle costruzioni, una velocità di 25 m/s, corrispondente a 90 km/h;
- nel calcolo del franco netto è stato erroneamente assunto il valore della semi-ampiezza dell'onda anziché dell'ampiezza dell'onda (quest'ultima pari alla semialtezza);
- nel calcolo del franco netto minimo l'altezza del rilevato sez. tipo 1 (rilevato di separazione tra i due compartimenti) è stata assunta pari a 13 m (“altezza a fini geotecnici”) anziché pari a 15 m, valore effettivo in base alla definizione normativa;
- l'altezza degli sbarramenti in calcestruzzo è indicata senza considerare l'impalcato di coronamento.

E' stata effettuata quindi una verifica d'ufficio assumendo la velocità del vento pari a 90 km/h, il corretto valore dell'ampiezza d'onda, una lunghezza del Fetch interpolata⁶ tra 0 e 1 km, nonché l'effettiva altezza dei rilevati. La verifica ha riguardato il rilevato di separazione dei due compartimenti della cassa (Sez. tipo 1) ed il rilevato longitudinale del comparto 2 di valle (Sez. tipo 7A).

SEZIONE tipo 1

Altezza rilevato	15 m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0,065 m
Cedimenti per azioni sismiche	=0,005x15=0,075 m
Franco netto minimo	=1,5+0,065+0,075=1,64 m
Quota di coronamento Sez. tipo 1	147,50 m s.m.
Quota di massimo invaso	145,70 m s.m.
Fetch del comparto 1	0,633 km
Velocità del vento	90 km/h
Ampiezza dell'onda	0,15 m
Run up	0,02 m
Franco netto	=147,50-145,70-0,15-0,02=1,63 m

Dal confronto risulta che la verifica è di fatto soddisfatta, anche in considerazione della prevista monta di 20 cm che assorbirebbe i cedimenti attesi. Inoltre è stato verificato che,

⁶ Qualora la tabella di cui al p.to C.2 delle NTD 2014 dovesse interpretarsi attribuendo un valore minimo all'ampiezza d'onda per F=1 km i valori di F_n minimo dovrebbero incrementarsi di ulteriori 10 cm circa.

tenendo conto dell'effetto di laminazione, la portata con T_r 3000 anni transiterebbe nel comparto 2 con un franco residuo, nel comparto 1, pari a 1,32; da ciò discenderebbe che il tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto di 1,63 m è molto superiore a 3000 anni.

SEZIONE tipo 7A

Altezza rilevato	11,75 m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato (v. Relaz. Geotecnica)	0,20 m
Cedimenti per azioni sismiche	=0,005x12=0,06 m
Franco netto minimo	=1,5+0,20+0,06=1,76 m
Quota di coronamento Sez. tipo 7	145,50 m s.m.
Quota di massimo invaso	143,70 m s.m.
Fetch del comparto 1	0,50 km
Velocità del vento	90 km/h
Ampiezza dell'onda	0,12 m
Run up	0,02 m
Franco netto	=145,50-143,70-0,12-0,02=1,66 m

Dal confronto risulterebbe che la verifica non è soddisfatta per circa 10 cm, assorbiti tuttavia dalla monta che si prevede di assegnare, destinata a compensare i cedimenti attesi.

Si ritengono pertanto sostanzialmente accettabili i franchi di sicurezza idraulica assegnati.

Per quanto riguarda l'adeguatezza degli scarichi risultano rispettate, per quanto applicabili, le disposizioni di cui al p.to C.1 della NTD 2014 e, per quanto riguarda l'adeguatezza delle luci di scarico, in termini di ampiezza e altezza libera, nei confronti della capacità di evacuazione di materiale galleggianti (tronchi etc.), la configurazione delle opere risulta anche conforme alle raccomandazioni di cui alla circolare RID/3199/2005.

Modello fisico

AIPo prevede in progetto di realizzare in fase successiva un modello fisico per definire il corretto funzionamento dei manufatti e della cassa di espansione, con riferimento in particolare alle modalità di funzionamento della briglia di ingresso alla cassa e del relativo dispositivo di dissipazione a valle, di deflusso attraverso le luci dello sbarramento (sotto battente e sfioratori) e di dissipazione a valle dei tre manufatti, a convalida dei calcoli idraulici di progetto.

Si conferma in questa sede la necessità di realizzare, con il prosieguo della progettazione, detto modello in conformità a quanto previsto al p.to C.1 delle NTD 2014 e all'art.3 del DPR 1363/1959, dovendosi raccomandare l'esecuzione di detto modello a cura del Committente prima o in sede di progettazione esecutiva in funzione anche del tipo di appalto previsto per i lavori.

Argine tipo 7 di separazione tra comparto 2 e alveo del T. Baganza

L'argine tipo 7 costituisce elemento di contenimento della cassa nel caso di riempimento del comparto 2 ed è anche impegnato nel contenimento del torrente Baganza che scorre parallelamente allo sviluppo dell'argine stesso, in uscita dal manufatto di regolazione.

Per tale aspetto e per gli accorgimenti da adottarsi potranno risultare concludenti, come premesso, i risultati della sperimentazione su modello fisico di cui al punto precedente. Per quanto riguarda la stabilità della scogliera al piede del paramento di detto argine, dalle verifiche numeriche effettuate risultano valori di velocità della corrente (2 m/s) non particolarmente elevati. Eventuali correttivi potranno quindi essere introdotti in base alle risultanze delle prove sul modello fisico, tenendo comunque conto delle osservazioni rese sugli aspetti geotecnici in merito all'opportunità di estendere la protezione del

paramento dell'argine tipo 7 a valle del manufatto di raccordo A-B, lato fiume, anche in fondazione e in elevazione fino alle massime quote idriche in alveo.

Ai fini della funzionalità, si raccomanda infine di valutare l'opportunità di estendere il rivestimento di protezione (in alternativa a periodiche manutenzioni) della soglia di fondo tracimabile di separazione tra l'alveo del Baganza, a valle della briglia di ingresso, e il comparto 1.

Soglia all'estremità di valle dell'intervento

La soglia in questione è stata prevista essenzialmente quale elemento di protezione di un oleodotto militare che attraversa l'alveo. I Progettisti evidenziano che, per quanto riguarda le opere in alveo, il criterio progettuale seguito è stato quello di utilizzare, ove possibile, strutture flessibili e di costo contenuto. Inoltre, dallo studio sul trasporto solido del corso d'acqua allegato al progetto definitivo risulterebbe, in quel tratto di alveo, una erosione di 1,50 m a fronte di un approfondimento della soglia nel terreno di fondazione di 3 m.

Si ritiene che le motivazioni fornite da AIPo possano essere condivise nei limiti di quanto preventivabile in base a valutazioni del trasporto solido che, generalmente, possono fornire indicazioni qualitative e per un prefissato intervallo temporale. In questa fase, si evidenzia l'esigenza di definire la sez. tipo schematizzata nell'elab. BAG2_I2BRI_D-PL_02A e si rappresenta l'opportunità di monitoraggio di eventuali fenomeni erosivo a valle della soglia, con adozione di provvedimenti adeguati in caso di scalzamenti superiori a quelli preventivati dallo studio sul trasporto solido.

8.6 Aspetti geotecnici

Il progetto definitivo ottobre 2016, come successivamente integrato nel Giugno/Agosto 2017, affronta con adeguato (definitivo) livello di approfondimento gli aspetti geotecnici connessi con la costruzione dello sbarramento.

Al livello di impostazione progettuale risultano correttamente individuate e affrontate le questioni geotecniche connesse con la costruzione dell'opera, risultando adeguata la relativa progettazione, a meno dei seguenti aspetti da sviluppare, anche con specifici elaborati grafici, in sede di prosieguo della progettazione:

- devono essere definiti i dettagli esecutivi dei contatti tra i manufatti di calcestruzzo e di materiali sciolti, per gli aspetti realizzativi e di tenuta idraulica (v. Tavv. MAN D PL 01 – 02 - detti immorsamenti sono stati comunque migliorati in sede di risposta alle osservazioni istruttorie di DGDighe);*
- deve essere definito con esaustività il collegamento del rilevato in destra della briglia di ingresso nella cassa con lo scavo del comparto 1 (in corrispondenza della sezione sul lato Sud), in relazione a possibili fenomeni di filtrazione per aggiramento in fase di innalzamento della falda.*

A livello di impostazione generale si rileva inoltre che il progetto non prevede interventi di consolidamento dei piani di imposta / terreni di fondazione della diga, stante i soddisfacenti risultati delle verifiche geotecniche dei manufatti (verifiche agli stati limite e calcolo dei cedimenti). Al riguardo, nel prendere atto di detti positivi risultati, ancorché la diga sia di modesta altezza e soggetta ad invasi temporanei, si ritiene comunque opportuno che detta scelta sia ulteriormente motivata nell'ambito delle successive fasi progettuali, con ulteriori approfondimenti (in connessione anche alle prove su modello idraulico) riferiti alla esigenza di evitare fenomeni di scalzamento e ridurre possibili cedimenti differenziali dei manufatti di calcestruzzo tra le diverse parti della struttura (all'unghia di monte le opere si troverebbero fondate su elementi rigidi in corrispondenza della linea dello schermo di tenuta).

Circa la caratterizzazione fisico meccanica dei materiali geotecnici e dei terreni di fondazione, si osserva che il Progettista, sulla scorta dei risultati del complesso delle numerose indagini geognostiche e geotecniche eseguite, perviene ad una stima dei relativi parametri caratteristici facendo ricorso alle usuali correlazioni empiriche, data

la natura prevalentemente granulare degli stessi. Al riguardo si ritiene detta stima condivisibile, ferme restando le prove ulteriori di cui all'art.10 del DPR 1363/1959; parimenti dovranno essere preventivamente accertate, mediante l'esecuzione di rilevati sperimentali ai sensi della norma sopra richiamata, le effettive modalità esecutive per ottenere, mediante miscelazione e compattazione delle terre provenienti dagli scavi (previa riduzione di contenuto in acqua allo stato prevista mediante "stoccaggio"), materiali di caratteristiche conformi a quelle assunte per il corpo arginale nelle verifiche ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 27^\circ$; $c' = 10 \text{ kPa}$; $k \leq 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)⁷.

Le analisi filtrazione (finalizzate alle verifiche di stabilità) risultano correttamente eseguite (v. anche nota precedente). Si formulano in proposito le seguenti osservazioni sui riflessi progettuali delle stesse:

- per il rilevato tipo 1 (v. fig. 27/28 cap. 7.1.1 Relazione geotecnica) le analisi indicano un abbattimento della superficie piezometrica in corrispondenza dei materiali drenanti posti in fondazione in corrispondenza del paramento di valle; a tale proposito si evidenzia che detto dispositivo per esercitare correttamente la sua azione drenante deve avere la possibilità di recapitare all'esterno le portate intercettate; possibilità che al momento non appare definita e pertanto dovranno essere adottati gli opportuni accorgimenti;
- per il rilevato schematizzato con la sezione 7A si evidenzia che le analisi di filtrazione indicano una piezometrica emergente sul paramento di valle, che non appare presidiato da una specifica unghia/strato di valle drenante, adeguatamente protetta da appositi elementi di transizione/filtro; anche in questo caso dovranno pertanto essere definiti gli opportuni accorgimenti e particolari esecutivi; inoltre appare opportuno prevedere una più efficace protezione da effetti erosivi e di scalzamento in relazione al deflusso del T. Baganza al piede di valle, anche in funzione degli esiti delle previste prove su modello idraulico.

Sempre per quanto riguarda le analisi di filtrazione si prende altresì atto che le stesse sono state condotte anche nell'ipotesi limite di assenza di diaframmatrice di monte, riscontrando che per la sezione tipo 1 e tipo 2, la verifica di stabilità al sifonamento non risulta soddisfatta, suffragando indirettamente l'idoneità delle scelte progettuali sul posizionamento e sulla profondità dello schermo impermeabile. In particolare il Progettista prevede la messa in opera di diaframmi con funzione di taglione idraulico al piede delle opere di sostegno (rilevati e manufatti) laddove il gradiente idraulico tra monte e valle risulti significativo, ed in particolare quando la differenza tra il livello idrico di monte e la quota del piano campagna a valle dell'opera risulta maggiore di 9-10 m. Il criterio adottato appare corretto, con la raccomandazione di assicurare nel successivo sviluppo progettuale il raggiungimento, ove possibile, dello strato limo-argilloso a minore permeabilità.

La realizzazione di tali diaframmi è prevista con colonne di terreno consolidato con tecnologia jet-grouting (colonne del diametro di 60 cm, perforate a 50 cm di interasse). Le colonne sono previste di lunghezza pari a 16 m nell'argine tipo 2 (di confine con il comparto 2 e il fiume a valle della restituzione) e pari a 11 m sotto i manufatti A e B, sotto l'argine tipo 1 (di divisione tra il comparto 1 e il comparto 2) e sotto l'argine tipo 7 (di divisione tra il comparto 2 e il fiume a valle del manufatto principale). Detta tecnologia, certamente attuabile in materiali granulari come quelli rinvenuti nell'impronta della fondazione delle opere in progetto, dovrà essere accuratamente sperimentata in fase esecutiva, previa esecuzione di specifici campi prova (art. 10 DPR 1363/1959), con obblighi da recepire nel C.S.A. e nel Foglio di condizioni per la costruzione (art. 6 DPR 1363/1959).

⁷ A tale proposito si condivide la scelta del Progettista di avere comunque adottato nelle analisi di filtrazione (v. tabelle in cap. 7.1.1 Relazione geotecnica) una permeabilità dei materiali arginali di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello ipotizzato in fase di caratterizzazione ($k \leq 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$), valore questo ultimo che appare infatti eccessivamente basso in rapporto alle caratteristiche dei materiali.

In ogni caso sussiste l'esigenza di assicurare la continuità – nei tratti ove è prevista - di detto schermo in fondazione che non appare correttamente indicata planimetricamente in alcune tavole di progetto (al piede di monte dei manufatti principali e al centro del rilevato arginale tipo 1).

Come anticipato nell'ambito delle osservazioni sugli aspetti geologici, si raccomanda di valutare la necessità di estendere lo schermo anche nella zona di collegamento tra la briglia di ingresso e la cassa (allo stato è previsto un diaframma per uno sviluppo di 50 m) nonché eventualmente nella zona adiacente di monte (lato Sud della vasca del comparto 1), a seguito di approfondimenti con il prosieguo della progettazione.

Per quanto riguarda le verifiche stabilità, in condizioni di invaso pieno, si rileva che le stesse risultano tutte soddisfatte tranne quella della sezione tipo 7A (paramento di valle - coefficiente di sicurezza globale 1.107). In proposito in sede esecutiva dovranno pertanto essere adottati gli opportuni accorgimenti costruttivi per ricondurre tale valori ai minimi di norma (1,2). A tale proposito si segnalano inoltre leggere differenze tra i risultati esposti nella Relazione geotecnica dell'Ottobre 2016 e quella integrativa del Giugno 2017, presumibilmente dovute ad una diversa impostazione numerica dei limiti dei cerchi di scorrimento; ancorché non incidenti sulle scelte di progetto, dovranno pertanto essere effettuate le opportune verifiche di riscontro, da eseguire anche nei casi di assenza/presenza dei diaframmi di tenuta in fondazione.

Circa le verifiche condotte in condizioni sismiche, si prende atto che per le arginature anche in presenza di livelli di invaso corrispondenti al massimo invaso (erano in realtà state richieste analisi parametriche fino alla quota della soglia di sfioro) si stimano cedimenti dell'ordine del decimetro, da ritenersi ammissibili in relazione all'altezza della diga (appare pertanto superfluo ripetere le analisi di stabilità adottando il coefficiente riduttivo β ammesso dalle NTC 2008 per le verifiche dei fronti di scavo/rilevati). Si rimanda in proposito anche alle osservazioni sugli aspetti normativi (§ 8.1 p.ti 7 e 8).

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità del fronte di scavo del lato Sud (monte) della cassa (comparto 1), nel prendere positivamente atto dei positivi risultati ottenuti con le verifiche, si ritiene necessario comunque proteggere il profilo delle scarpate da fenomeni di ruscellamento/filtrazione, prevedendo la messa in opera di opportuni presidi (v. anche osservazioni sugli aspetti geologici).

Circa infine il previsto piano di monitoraggio, atteso che la definizione degli strumenti sarà meglio precisata nel progetto esecutivo, si raccomanda fin da ora di avere cura di collocare postazioni piezometriche (a risposta rapida) oltre che nei terreni di fondazione anche nel corpo del rilevato per la verifica dei processi di filtrazione attraverso gli stessi, nonché di prevedere almeno una postazione inclinometrica nel rilevato tipo 1 (di separazione tra il comparto 1 ed il comparto 2) nonché sul paramento di valle della sezione tipo 7 (di separazione tra il torrente ed il comparto 2).

Dovrà inoltre essere installata la strumentazione idrometrica raccomandata da ARPA E.R., di interesse anche per gli aspetti di sicurezza idraulica dello sbarramento.

8.7 Aspetti strutturali

Gli aspetti strutturali risultano correttamente affrontati in progetto (con le osservazioni sull'applicazione normativa riportate nello specifico precedente § 8.1), con un rimando alla progettazione esecutiva per la definizione di alcune strutture secondarie.

Rimandando per questi ultimi aspetti anche alla precedente fase istruttoria, si formulano le seguenti osservazioni residuali:

– Essendo previsti per i manufatti diga e di scarico anche getti di calcestruzzo massivi, il mix-design del calcestruzzo, i cementi a basso calore di idratazione da utilizzarsi, gli inerti, gli additivi e le modalità di confezionamento e getto con i relativi accorgimenti dovranno essere definiti in sede di progettazione esecutiva e poi essere oggetto della sperimentazione preliminare di cui all'art.10 del DPR 1363/1959.

- Relativamente ai manufatti A e B la Relazione “Strutture e impianti – Calcoli delle strutture” comprende, per la combinazione di carico di serbatoio vuoto con sisma, solo le verifiche a scorrimento al contatto diga-roccia di fondazione; non sono state presentate le verifiche tensionali per la medesima combinazione di carico, che dovranno pertanto includersi.
- Le NTD 2014 prevedono per le analisi sismiche di tipo pseudostatico di calcolare il coefficiente sismico della diga in funzione del periodo fondamentale di vibrazione della struttura che si ricava dallo spettro elastico. La verifica a scorrimento in presenza di sisma, effettuata per i manufatti in calcestruzzo considerando un coefficiente sismico pari al valore della PGA dello spettro elastico, non risulta a vantaggio di sicurezza in quanto trascura il comportamento dinamico della diga e la sua interazione i terreni di fondazione. D’altro canto la sovrastima del coefficiente C_U (v. osservazioni sugli aspetti normativi) ha portato ad un’opposta assunzione a vantaggio di sicurezza; dette verifiche dovranno essere pertanto precisate nell’ambito del prosieguo della progettazione, in funzione anche del parere del C.S.LL.PP. sugli aspetti normativi, considerando la risposta (amplificazione) della struttura e integrandole le verifiche con il calcolo delle tensioni in particolare con il sisma orizzontale in direzione da valle verso monte.
- Per quanto concerne i ponti a coronamento realizzati con travi in c.a.p. i Progettisti rinviando alla progettazione esecutiva e costruttiva di dettaglio, trattandosi di prefabbricazione. In proposito si osserva che le verifiche strutturali da presentare nel progetto esecutivo dovranno tenere conto anche delle forze orizzontali per frenatura, della componente orizzontale del sisma e delle azioni da vento secondo quanto previsto dalle NTC 2008.
- Parimenti il progetto strutturale e lo schema impiantistico delle paratoie metalliche, in questa fase solo delineati, dovranno far parte del Progetto esecutivo dell’opera.

9. CONCLUSIONI

In conclusione, fatta salva l’acquisizione del parere del Consiglio Superiore dei LL.PP. sia per gli aspetti di applicazione della normativa di settore alla casse di espansione (§ 8.1) sia per gli specifici aspetti tecnici relativi alla costruzione delle opere, si ritiene che il Progetto definitivo dei “Lavori di realizzazione della Cassa di espansione del torrente Baganza”, sia meritevole di approvazione in linea tecnica ai sensi dell’art.1 del D.L. 507/1994 conv. L.584/1994 e dell’art.5 del DPR 1363/1959, con obbligo di tenere conto delle osservazioni istruttorie in precedenza esposte nel prosieguo della progettazione da basarsi anche sulle risultanze delle prove su modello fisico.

Dette osservazioni devono ritenersi a carattere prescrittivo per la parte attinente alle opere di sbarramento (manufatti A e B e rilevato sez.1) e a carattere di raccomandazione per le altre opere e per gli aspetti di funzionalità della cassa.”

Con nota prot. n. 9103 del 24/10/2017, la Commissione relatrice ha trasmesso ad AIPo una richiesta di integrazioni e chiarimenti. Si riporta di seguito la suddetta nota.

“Con nota prot. 18150 del 09/08/17 (acquisita agli atti con prot. 7434 del 09/08/17) la D.G. Dighe ha trasmesso, il progetto della “Cassa di espansione del

torrente Baganza ...” in oggetto congiuntamente alla relazione istruttoria della divisione di coordinamento istruttorie progetti e vigilanza lavori (Div. 4).

In riferimento alla documentazione pervenuta, si fa presente quanto emerso a seguito di esame preliminare da parte della Commissione relatrice di questo Consesso, incaricata di riferire sull'affare di che trattasi:

- *relativamente al progetto strutturale e allo schema impiantistico delle paratoie, nonché ai ponti a coronamento realizzati con travi in c.a.p., così come tutti gli organi di manovra ed elementi strutturali, si evidenzia che tali elementi strutturali devono far parte della progettazione definitiva. Il D.Lgs. 18/04/16, n. 50 infatti precisa che “Il progetto definitivo individua compiutamente i lavori da realizzare, ..., nonché la quantificazione definitiva del limite di spesa per la realizzazione e del relativo cronoprogramma, ...”⁸. In ultimo si consideri anche l'importanza degli elementi in argomento correlata alla loro funzione, con particolare riferimento alle paratoie a settore a presidio delle 4 luci di fondo, ognuna di larghezza di 6 m per una altezza di 3,5 m;*

- *nelle verifiche sismiche si chiarisca l'utilizzo della accelerazione spettrale (o spettrali se si considerano più modi) visto che l'accelerazione di ancoraggio risulterebbe l'unica presa in considerazione. In particolare nell'analisi dinamica a spettro di risposta non risulta considerata la “E_y”;*

- *le analisi statiche e sismiche dovranno considerare anche il comportamento degli organi mobili e di manovra e far parte degli elaborati del progetto definitivo. Il D.M. 26/06/14 relativamente agli stati limite precisa che “ogni componente del serbatoio, critico ai fini della sicurezza, deve essere preso in considerazione nei riguardi di ciascun stato limite”;*

- *nel progetto sono utilizzate 7 sezioni tipologiche degli argini che concorrono a realizzare i comparti 1 e 2. I rilevati arginali, realizzati con materiali aventi permeabilità di progetto pari a 10^{-7} m/s, risultano in alcuni casi ammorsati nel terreno di fondazione sia nella parte interna che in quella esterna dell'argine fino al raggiungimento dell'unità U.G.2 A/B (A: ghiaie e sabbie; B: livelli limo-argillosi). Nella parte interna al rilevato per le sezioni tipo 1, 5, e 7, sono spesso presenti zone di materiale lasciato in posto francamente ghiaioso U.G.1 (depositi sabbiosi-ghiaiosi). Le sezioni tipo 2, 6, e 3, in parte, sono caratterizzate da un'unghia drenante a valle costituita perlopiù dalla U.G.1 o da terreno tipo A1-A2 (terreni ghiaiosi più permeabili appartenenti alla U.G.1.) proveniente dagli scavi. Le analisi di filtrazione effettuate per le sezioni tipo 1 e 7, mostrano una modellazione 2D del problema con la zona interna al rilevato di permeabilità maggiore confinata da materiale a permeabilità minore, a formare quindi una “lente” all'interno del rilevato. Quanto modellato potrebbe non corrispondere al problema reale a causa di una possibile connessione esterna all'argine dell'U.G.1 non tenuta in conto nella modellazione 2D sia per questioni stratigrafiche che di raccordo tra i diversi tipi di sezioni assunte in progetto. Risulta pertanto necessario approfondire tale scelta progettuale ove non si*

⁸ così modificato dal D.Lgs. 19/04/17, n. 56.

propendesse per una soluzione che connetta la “lente” con l’unghia di valle al fine di veicolare all’esterno le portate intercettate. Infine si chiede di motivare la scelta dello spessore di materiale (lato interno argine sez. 6), tenendo presente l’inserimento di materiale da filtro tra il materiale compattato e l’unità U.G.1;

- la scelta di escludere la “verifica a liquefazione in condizioni sismiche” è stata presumibilmente assunta in quanto dalle verifiche effettuate risultano soddisfatte due “circostanze” di esclusione tra quelle previste dal D.M. 14/01/08⁹. Relativamente alla prima “circostanza”¹⁰ $(N_1)_{60} > 30$, si fa presente che i valori di $(N_1)_{60}$ (fig. 6 - Relazione Geotecnica) mostrano un elevato grado di dispersione e valori minori di 30, ovvero tali da non soddisfare la “circostanza” descritta nel D.M. 14/01/08. Per quanto riguarda, invece, il secondo motivo di esclusione della “verifica ...”¹¹, nel prendere atto che le curve granulometriche dei campioni prelevati nella campagna di indagine più recente si estendono al di fuori dei “fusi” dei terreni suscettibili alla liquefazione, appare opportuno osservare che il D.M. 26/06/14 relativamente alle metodologie di analisi sismica per le dighe in materiali sciolti evidenzia che “la presenza di materiali scarsamente addensati e saturi, nel corpo diga e nel terreno di fondazione, richiede anche una verifica nei confronti della liquefazione” nonché precisa che uno degli stati limite da considerare oltre a quanto già disciplinato circa la definizione degli stessi è quello di “rottura per liquefazione del **corpo diga** o dei terreni di fondazione”. Si osserva pertanto l’opportunità di effettuare la “verifica a liquefazione in condizioni sismiche” per l’argine;
- la valutazione dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati, ha evidenziato (sez. 3 - profilo 3) ad una distanza di 35 m dal rilevato (zona in cui sono presenti dei fabbricati) un cedimento di 4,0-5,0 cm, mentre ad una distanza di 55 m dal rilevato (nella parte opposta dei fabbricati di lunghezza circa 20 m) risultano cedimenti di 1,5-2,0 cm. Si ritengono necessari ulteriori approfondimenti sulla valutazione e ammissibilità dei cedimenti differenziali e gli effetti indotti che interessano la struttura e i fabbricati visto che, tra l’altro, analoga problematica si riscontra anche con il profilo 4;
- relativamente alle verifiche al sifonamento, visti i valori assunti per il peso per unità di volume del rilevato, si richiama l’opportunità di eseguire le verifiche i_{cr}/i_{es} assumendo $i_{cr}=0,9$ nonché di svolgere le verifiche con i tre approcci utilizzati (i_{cr}/i_{es} , metodo di Lane, $u_{inst,d} < \sigma_{stb,d}$) per tutte le sezioni tipologiche già previste. Dalla corretta esecuzione del diaframma di tenuta (realizzato nel caso in esame dalla compenetrazione di colonne di terreno consolidato mediante la tecnica del jet-grouting) deriva il soddisfacimento della verifica al sifonamento per alcune sezioni, appare quindi necessario prevedere nel progetto definitivo la programmazione di specifici campi prova in fase esecutiva che permettano di valutare il corretto grado di compenetrazione delle colonne anche tramite

⁹ Il capitolo 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/08 (NTC 2008) prevede che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle 5 circostanze di cui ai punti 1,2,3,4,5;

¹⁰ Punto 4 del capitolo 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/08 (NTC 2008);

¹¹ Punto 5 del capitolo 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/08 (NTC 2008).

specifiche prove di emungimento o la realizzazione del diaframma (sez. 1 e 2) tramite doppia fila di colonne. Il D.Lgs. 18/04/16, n. 50 precisa che “il progetto definitivo individua compiutamente i lavori da realizzare, ..., nonché la quantificazione definitiva del limite di spesa per la realizzazione e del relativo cronoprogramma, ...”¹²;

- per gli aspetti impiantistici si osserva l’opportunità di integrare il progetto definitivo con lo schema generale d’impianto con particolare riferimento agli schemi elettromeccanici e oleodinamici degli elementi di comando e controllo (movimentazione paratoie), per le stesse motivazioni di cui al punto precedente.

Gli aspetti idrologici-idraulici rivestono una importanza strategica vista anche la singolarità dell’evento dell’ottobre 2014 per la determinazione della portata di progetto.

Le osservazioni che seguono, di carattere preliminare e generale, si riferiscono alla principale criticità presente negli elaborati progettuali: l’individuazione della curva di crescita delle portate e la conseguente scelta della coppia portata al colmo e volume di progetto.

Con tutta evidenza si tratta di una scelta, strettamente correlata a tutte le opere oggetto di progettazione (dimensioni delle casse di laminazione e dei manufatti idraulici di controllo e regolazione, opere complementari) oltre che sulla stima dell’effettiva mitigazione del rischio idraulico presente sul territorio ed alla valutazione del rischio residuo.

Già dal progetto preliminare del 2004 e dal suo aggiornamento del 2015, si era evidenziata la necessità di approfondimenti idrologici e idraulici e tipologici, sviluppati e completati dopo l’evento di piena verificatosi nell’Ottobre 2014, che hanno condotto i progettisti a proporre una localizzazione dell’intervento analoga a quella già identificata in sede di progettazione preliminare (a monte della città di Parma tra i Comuni di Parma, Sala Baganza e Collecchio) individuando una volumetria d’invaso sensibilmente maggiore (4,7 milioni di mc, a fronte dei circa 3,0 milioni di mc), per contribuire anche alla salvaguardia dell’abitato di Colorno.

Gli obiettivi idraulici dell’intervento sono, pertanto, quelli di contenere:

- 1. l’evento bi-secolare ($T_R = 200$ anni) con portata in uscita pari a circa 430 m³/s, raggiungibile in condizioni di scavo ultimato della cassa con un’opportuna manovra delle paratoie;*
- 2. l’evento secolare ($T_R = 100$ anni) con portata in uscita pari a circa 300 m³/s, raggiungibile in condizioni di scavo ultimato della cassa con un’opportuna manovra delle paratoie (indispensabile, assieme alla cassa già esistente sul T. Parma, per garantire la sicurezza idraulica dell’abitato di Colorno).*

Sulla curva di crescita della portata si evidenzia che nella Relazione idrologica e idraulica del progetto definitivo della cassa (paragrafo 2.3.3), vengono svolte

¹² così modificato dal D.Lgs. 19/04/17, n. 56.

anche considerazioni specifiche sull'evento "eccezionale" del 2014, non utilizzato nelle analisi idrologiche in quanto la sua introduzione nella statistica dei colmi di piena avrebbe comportato "una sovrastima complessiva delle portate di piena".

Sulle elaborazioni idrologiche effettuate nel progetto preliminare, i cui risultati sono stati confermati nel progetto definitivo, AIPo ha chiesto il parere di ARPA Emilia Romagna, la quale, con nota PGSIM/2015/1575 del 23/12/15 (allegato 2 alla Relazione idrologica idraulica della cassa), ha fornito proprie valutazioni che sostanzialmente confermano quelle effettuate dal DICATEA, anche tenendo conto - in accordo con quanto stabilito dalla Direttiva 2007/60/CE - degli effetti dei cambiamenti climatici sulla formazione delle piene fluviali. Il parere evidenzia infine anche la necessità dell'utilizzo delle tecniche di regionalizzazione "a mezzo delle quali viene ridotta l'incertezza grazie al numero di dati utilizzati" riprendendo il concetto nelle conclusioni in merito alla "... principale difficoltà della previsione delle portate contraddistinte da un assegnato tempo di ritorno ..." che "... può essere adeguatamente superata legando lo studio specifico delle portate ad un'analisi dei fenomeni idrologici su più ampia scala territoriale".

In altri termini, l'evento del 2014 viene, dai progettisti, assunto come riferimento per descrivere gli effetti di un'esondazione che si è effettivamente verificata in città e che potrebbe ripetersi, con analoghe conseguenze disastrose, in caso di mancata realizzazione della Cassa di espansione. A tale proposito occorre sottolineare che il picco di portata registrato nel 2014 probabilmente è anche maggiore di quello associato all'idrogramma sintetico T_{R200} , mentre il volume complessivo è inferiore, e che l'assunzione dell'evento del 2014 potrebbe quindi parzialmente sottostimare l'entità dei danni provocati da un'esondazione con tempo di ritorno duecentennale.

A parere dei progettisti, questa approssimazione rappresenta comunque un buon compromesso, limitatamente all'identificazione di un evento reale con media probabilità di accadimento per il quale siano anche noti con precisione i danni economici ad esso associabili. I danni economici sono stati infatti determinati da dati reali e non da curve di danno teoriche (che rappresentano, di fatto, l'aspetto più aleatorio e difficile da stimare).

I progettisti in sede di progettazione definitiva hanno optato per una soluzione di "compromesso" che prevede di stimare la curva di crescita di progetto facendo la media pesata ($1/3$ e $2/3$) tra i valori delle due curve di crescita (utilizzando sempre la legge GEV) considerando o trascurando il valore stimato di portata al colmo dell'evento del 2014 e ritenuto pari a $722 \text{ m}^3/\text{s}$.

Questa scelta progettuale, oltre a non essere fondata in modo rigoroso dal punto di visto teorico, appare fortemente non cautelativa anche in considerazione delle valutazioni idrologiche e idrauliche che hanno condotto ad attribuire il valore di $722 \text{ m}^3/\text{s}$ al colmo dell'evento del 2014. Infatti l'idrometro collocato presso Ponte Nuovo, che è stato sormontato ed in parte danneggiato, sembrerebbe aver operato comunque, registrando, alle ore 16:40 il livello idrometrico massimo di 5,54 m. Sulla base della scala delle portate utilizzata dai progettisti, a tale livello idrometrico corrisponderebbe una portata di $722 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nonostante i progettisti affermino nella relazione idrologica e idraulica della cassa (paragrafo 2.3.3) che :

"Tuttavia pare prudente non fare molto affidamento su una misura di livello puntuale – ed ancor più su di una scala di deflusso estrapolata – considerata

l'irregolarità del pelo libero conseguente al transito di una tale piena in cui ha avuto anche luogo il sormonto di argini e ponti, come solo in parte testimonia la fotografia riportata in Figura 2-3. Studi recenti (Luglio 2015), condotti dal DICATeA dell'Università degli Studi di Parma, si sono basati su un modello inverso per ricostruire le portate provenienti dal Baganza in occasione dell'evento del 13 Ottobre 2014. Lo schema su cui si è basato lo studio è riportato in Figura 2-5. Assunta nota con buona attendibilità la portata uscente dalla cassa di espansione sul torrente Parma, il modello inverso restituisce la portata che doveva provenire dall'affluente Baganza per generare l'idrogramma di livello registrato a Ponte Verdi.

I risultati di tali complesse ricostruzioni sono influenzati tra gli altri, anche se in misura non particolarmente rilevante, dalla scabrezza assunta per rappresentare l'alveo del torrente Parma a valle della confluenza.

La Figura 2-6 mostra i risultati ottenuti; la fascia grigia riporta l'involuppo delle varie modellazioni, la linea verde il valore medio. Per quanto la curva media restituisca un valore di colmo un po' più alto di quello ottenuto mediante la scala di deflusso ($790 \text{ m}^3/\text{s}$ anziché $722 \text{ m}^3/\text{s}$) la fascia di valori ricomprende anche quest'ultimo."

Essi assumono come valore di riferimento quello più basso ($722 \text{ m}^3/\text{s}$ in luogo del più probabile valore di $790 \text{ m}^3/\text{s}$) e, valutando che l'inserimento di questo dato porterebbe ad "un innalzamento significativo di tutti i valori, a parità di tempo di ritorno. L'evento medesimo verrebbe ad assumere, secondo la distribuzione GEV, un tempo di ritorno compreso tra 50 e 100 anni (75 anni)." ed inoltre, come conseguenza per i tempi di ritorno a base della progettazione ($T = 100\text{-}200$ anni) incrementi, secondo la distribuzione GEV modificata (superiori al 30%), hanno ritenuto che, pur non potendo prescindere dal considerare l'evento del 13 ottobre 2014, la sua introduzione nella statistica dei colmi di piena a Ponte Nuovo porti "ad una sovrastima complessiva delle portate di piena".

Si ritiene, invece, che questo evento debba essere considerato nell'analisi statistica e il suo valore di portata al colmo opportunamente valutato in modo coerente sia con le osservazioni idrometriche sia con i risultati di modellazione idraulica valutando in modo opportuno l'incertezza della sua stima.

Idealmente il tempo di ritorno di progetto (che al momento, per le considerazioni di cui sopra, ha notevoli margini di incertezza) dovrebbe scaturire da un confronto tra l'onere degli interventi di difesa e i benefici ottenibili, che sono rappresentati dai danni evitati grazie agli interventi; oneri e benefici che non devono necessariamente essere espressi in termini monetari quando includono ricadute ambientali o pericoli per la salute e l'incolumità delle popolazioni. Un simile confronto, però, presenta complessità difficilmente affrontabili, e di fatto raramente viene svolto, come giustamente sottolineato dai progettisti.

Si ritiene pertanto che nel dimensionare le casse di espansione sia necessario tenere effettivamente conto dei diversi fattori che invitano alla cautela:

- a) l'elevatissima vulnerabilità alle piene dell'area in questione, vulnerabilità che include anche seri pericoli per l'incolumità degli abitanti e per un patrimonio artistico di grande valore, oltre ai prevedibili danni economici alle abitazioni e agli esercizi commerciali;
- b) l'incertezza idrologica, che può essere solo in parte misurata in termini di

ampiezza degli intervalli di confidenza;

c) *l'incertezza idraulica, che riguarda soprattutto sia le caratteristiche fisiche degli alvei, radicalmente alterate in fase di piena, sia il variabile stato della vegetazione sulle sponde e sulle golene, oltre alle incertezze relative all'effettivo comportamento delle casse, su cui si tornerà più avanti;*

d) *l'incertezza sul comportamento idraulico dei manufatti idraulici e di quello statico delle opere di difesa passiva, ossia gli argini sia a monte, sia a valle di questa.*

A ciò va aggiunta l'esigenza di tener conto di una prospettiva di lungo periodo, come evidenziato nella questione connessa alla "resilienza" dell'intervento anche in vista di scenari di cambiamento climatico.

L'importanza che assume la determinazione della "piena di progetto" (considerando non solo il colmo ma anche il volume complessivo dell'idrogramma) è fondamentale, oltre che per l'individuazione corretta dei benefici attesi e del rischio residuo sul territorio di monte e valle, anche per le modalità di realizzazione e di funzionamento delle soglie dei manufatti idraulici dell'opera che necessitano di essere "ottimizzate" proprio per la cosiddetta piena di progetto.

Occorrerà quindi, tra l'altro, eseguire ulteriori verifiche:

- analisi di sensibilità al variare ai parametri del modello idraulico (essenzialmente gli indici di scabrezza) e al variare delle caratteristiche dell'alveo (erosione e sedimentazione);*
- studio del comportamento delle casse con piene diverse, con tempi di ritorno sia inferiori, sia superiori, per verificare in quale misura le casse sono in grado di laminare queste piene;*
- verificare, per piene più basse ma relativamente più frequenti, la probabilità di sfioro e che il rischio sul territorio non aumenti in misura significativa.*

Al solo scopo di chiarire meglio quanto già osservato, si ritiene opportuno sviluppare le ulteriori considerazioni di seguito riportate.

Il concetto di tempo di ritorno generalmente utilizzato nei problemi di difesa dalle inondazioni si riferisce ad un'unica variabile, la portata al colmo. Nei casi in cui la difesa è svolta per mezzo di invasi è d'uso legare deterministicamente il volume alla portata al colmo, calcolando con una regressione il valore atteso del volume in funzione della portata al colmo.

Questa impostazione non è cautelativa, perché in effetti il volume della piena non è deterministicamente legato alla portata al colmo ma varia stocasticamente, inoltre il valore atteso può essere considerevolmente inferiore a volumi che pure hanno un'apprezzabile probabilità di verificarsi.

D'altra parte, in un'analisi multivariata, ossia quando sono in gioco più variabili (nel caso in esame il volume e la portata al colmo) la definizione di tempo di ritorno non è univoca, ma occorre stabilire preventivamente quale è l'evento a cui si fa riferimento.

Gli eventi generalmente considerati nell'analisi sono di due tipi: l'evento unione delle variabili, o l'evento intersezione delle variabili. Considerando come variabili la portata al colmo ed il volume che si considera significativo per il problema in oggetto (ad esempio il volume al disopra di un'assegnata portata di

soglia), e definendo la probabilità di superamento dell'evento unione la probabilità che l'uno o l'altro dei due valori siano superati, e la probabilità di superamento dell'evento intersezione la probabilità che entrambi i valori siano superati.

Ovviamente la probabilità di superamento dell'evento intersezione è decisamente minore di quella di superamento dell'evento unione, perché è più raro che in un evento siano superati entrambi i valori, piuttosto che l'uno oppure l'altro.

Pertanto, quando il rischio è connesso ad un evento caratterizzato da due variabili, è più cautelativo far riferimento alla probabilità di superamento dell'evento unione, ossia alla probabilità che o la portata o il volume superi il valore corrispondente alla assegnata probabilità. È facile verificare che i valori delle variabili che corrispondono a un dato tempo di ritorno dell'unione sono maggiori dei rispettivi valori marginali. La decisione di riferirsi all'evento unione è più cautelativa rispetto al riferirsi all'evento intersezione.

Questa scelta, però, è non solo più cautelativa, ma anche più ragionevole perché entrambe le grandezze, anche da sole, hanno influenza sulla gravità dell'evento: la portata, perché se il colmo è molto elevato, è necessario laminarlo di più; il volume, perché è quello che deve invasarsi nella cassa e quindi ne determina la capacità.

L'invio dei documenti su supporto informatico dovrà essere oggetto di una esplicita dichiarazione di rispondenza fra progetto cartaceo e supporto digitale.

Si rimane in attesa di cortese e tempestivo riscontro, al fine di consentire il perfezionamento dell'esame per l'emissione del relativo parere.”

Con nota n. 7.20.10 del 26/10/2017, acquisita agli atti con Prot. n. 9219 del 27/10/17, AIPo ha richiesto un incontro alla Commissione relatrice “*al fine di meglio corrispondere alle richieste di integrazioni e chiarimenti pervenute con nota 9103 del 24 ottobre '17*”.

A seguito del suddetto incontro, tenuto in data 09/11/2017, l'AIPo con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017, acquisita agli atti con nota Prot. 10025 del 23/11/2017, ha fornito riscontro alle osservazioni formulate dalla Commissione relatrice con nota Prot. n. 9103 del 24/10/17. Si riporta di seguito la citata nota di AIPo.

I. “PREMESSA

Nel presente documento sono riportati i chiarimenti e le integrazioni richieste con nota del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP) n°9103 del 24.10.2017, a firma del Primo Relatore Ing. Andrea Ferrante, nell'ambito della relazione istruttoria della divisione di coordinamento istruttorie progetti e

vigilanza lavori (Div.4) per conto della Direzione Generale Dighe (DGD), e definite con i membri della Commissione Relatrice nel corso della riunione tenutasi in data 09.11.2017 presso lo stesso CSLLPP.

Viene riportato, all'inizio di ciascun paragrafo, il testo della specifica richiesta, fatte salve le questioni di carattere idrologiche che per la loro cui articolazione sono state trattate in modo complessivo nel paragrafo 9.

Nel proseguo del documento si precisa, laddove non esplicitato, che:

- Il progetto preliminare AIPo del 2015 è indicato come "PP" o "PP AIPo 2015"
- Il progetto definitivo AIPo del 2016 è indicato come "PD" o "PD AIPo 2016".

1. Progetto strutturale, schema impiantistico delle paratoie e ponti a coronamento

Relativamente al progetto strutturale e allo schema impiantistico delle paratoie, nonché ai ponti a coronamento realizzati con travi in c.a.p., così come tutti gli organi di manovra ed elementi strutturali, si evidenzia che tali elementi strutturali devono far parte della progettazione definitiva. Il D.Lgs. 18/04/16, n.50 infatti precisa che "Il progetto definitivo individua compiutamente i lavori da realizzare, ... , nonché la quantificazione definitiva del limite di spesa per la realizzazione e del relativo cronoprogramma". In ultimo si consideri anche l'importanza degli elementi in argomento correlata alla loro funzione, con particolare riferimento alle paratoie a settore a presidio della 4 luci di fondo, ognuna di larghezza di 6 m per una altezza di 3,5 m

RISP:

Il progetto definitivo, ai sensi dell'art. 23 comma 7 del D.Ls 50/2016 e s.m.i., individua compiutamente gli elementi strutturali ed impiantistici dei lavori da realizzare, e più nello specifico:

- *per quanto riguarda il progetto strutturale e ponti a coronamento:*
 - *Sezioni dello sbarramento "Manufatto A" con disegno in scala delle luci, dei vani destinati alle paratoie, ecc. [BAG2_11MAN_D_PL_01_B: - Manufatto "A": pianta, sezioni e prospetto]*
 - *Sezione dell'impalcato in c.a.p. previsto sul "Manufatto A", con le specifiche tecniche della tipologia del prefabbricato e dei materiali [BAG2_04STI_R_RE_01_A - Relazione sulle strutture, Capitolo 4]*
 - *Relazione tecnica di calcolo delle strutture [BAG2_04STI_R_RE_02_B - Calcoli delle strutture, Capitolo 5 "Ponti a coronamento"]*
- *per quanto attiene le paratoie:*
 - *Planimetria con schema degli impianti elettrici [BAG2_04STI_D_PL_02_A - Planimetria impianto di illuminazione e distribuzione energia]*

- *Specifiche tecniche delle paratoie e dei relativi impianti elettrici ed oleodinamici [BAG2_04STI_R_RE_03_A - Relazione sugli impianti, Capitolo 4; BAG2_09TEC_R_RE_01_A - Disciplinare descrittivo e prestazionale degli elementi tecnici, Paragrafo 17.1]*

1.1 Paratoie ed organi di manovra

Per quanto riguarda le paratoie e tutti gli organi di manovra in generale, occorre precisare che la definizione progettuale di dettaglio delle paratoie a settore del manufatto A è pesantemente condizionata dalle tipologie costruttive dei diversi fornitori presenti sul mercato. Da ciò deriva il fatto che, sistematicamente, una volta individuato l'Appaltatore, quest'ultimo presenti i propri disegni costruttivi (elaborati ovviamente di concerto con il proprio fornitore) che modificano ed alterano, talvolta in maniera significativa, i disegni del progetto esecutivo a base di gara.

Si condivide pertanto la pratica consolidata dalla Direzione Generale Dighe nel richiedere gli elaborati di dettaglio (disegni e dimensionamenti) solo in sede di progetto esecutivo, limitando al progetto definitivo la definizione tipologica, geometrica e di materiali, nonché tutti i requisiti prestazionali dell'opera come indicati nel progetto definitivo ed in particolare all'interno del Disciplinare descrittivo e prestazionale degli elementi tecnici (elaborato BAG2_09TEC_R_RE_01_A, § 17.1.1).

In questa sede, quindi, si ritiene di confermare tale impostazione, con la sola ulteriore precisazione che "le paratoie e tutti gli organi di manovra in generale" devono anche inquadrarsi a tutti gli effetti in fattispecie riconducibili alla Direttiva macchine 2006/42/CE, recepita ed attuata per l'Italia mediante il D. Lgs 27 gennaio 2010, n. 17.

Le paratoie, infatti, costituiscono un dispositivo di intercettazione meccanico, completo di tutti i dispositivi di movimentazione e dei relativi sistemi di alimentazione elettroidraulici e, quindi, a tutti gli effetti sono "macchine" soggette alla relativa direttiva 2006/42/CE (rif. definizioni di cui all'Art.2 della stessa direttiva).

Tale interpretazione trova del resto conferma anche nella valutazione della responsabilità del prodotto, in conformità con la Direttiva macchine, ricade in capo al produttore il quale, fermi restando i requisiti prestazionali e di materiali, può procedere nella ingegnerizzazione costruttiva del prodotto in maniera autonoma, assumendosene le relative responsabilità, in termini di affidabilità anche funzionale per l'utente finale e sicurezza ed affidabilità dei sistemi di comando (rif. Art.1.2.1).

Quanto agli aspetti di natura economica, in sede di predisposizione del computo metrico estimativo del progetto definitivo si è proceduto ad apposita analisi prezzo ai sensi dell'art. 32 del D.P.R. 207/2010 previa indagine di mercato, richiedendo a fornitori specializzati un'offerta mirata.

La congruità del peso delle paratoie utilizzato nell'analisi prezzo è del resto confermata anche da valutazioni di letteratura internazionale (Schreiber G.P., 1977; Davis C.V. & Sorensen K.E., 1969; Boissonnault F.L., 1948; Gomes Navarro J.L. & Juan Aracil J., 1964) derivanti dall'analisi di ben 266 paratoie che sono sintetizzate, per il caso di nostro interesse (paratoie a settore con funzionamento sotto battente - submerged segment gates), nel grafico riportato di seguito in Figura 1.

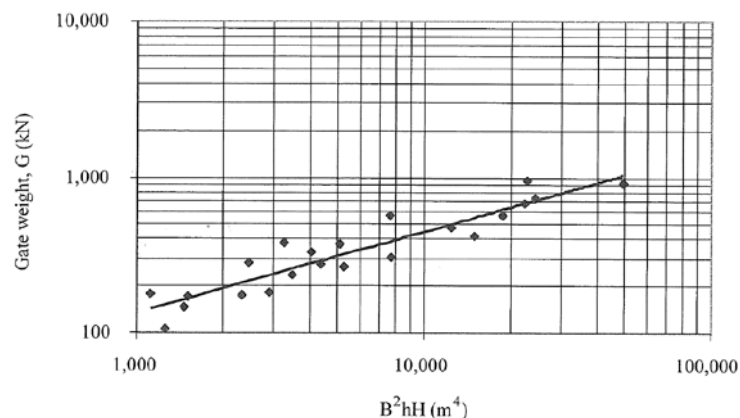


Figura 1: peso di paratoie settore con funzionamento sotto battente.

Infatti considerando i seguenti parametri:

- B , larghezza della luce presidiata dalla paratoia a settore;
- H , altezza della luce presidiata dalla paratoia a settore;
- h , massimo carico idraulico atteso rispetto al punto più basso della paratoia 132.50 m s.l.m., con riferimento alla quota di massimo invaso 145.70 del comparto 1 (monte).

nel caso in esame assumono i seguenti valori:

- $B=6.00$ m;
- $H=3.50$ m;
- $h=13.20$ m;

da cui il valore del parametro $B^2hH=1663$ m⁴; dal grafico di Figura 2 e dalla relativa retta di interpolazione avente la seguente espressione $G=3.688 (B^2hH)^{0.521}$, si ottiene un valore di peso di ciascuna paratoia pari a ca. 175 kN e quindi un peso complessivo delle quattro paratoie pari a ca. 700 kN. L'analisi del prezzo "NP-ELE_01", di cui all'elaborato di progetto BAG2_09TEC_R_EC_04_A, riporta un valore di 805'490 € (636'750 € al netto di spese generali ed utili), di cui si può stimare un'incidenza della sola carpenteria del 66%, e pertanto un valore unitario di circa 6 €/kg di carpenteria ($=636750 \cdot 0.66 / 70000$), da ritenersi congruo in relazione alla particolarità della tipologia "a settore" della paratoia.

1.2 Impalcato dei ponti a coronamento

Alla stessa stregua il dimensionamento degli impalcati dei ponti a coronamento e delle relative strutture prefabbricate (di cui al Capitolo 4 della Relazione sulle strutture, elaborato BAG2_04STI_R_RE_01_A e Capitolo 5 dell'elaborato BAG2_04STI_R_RE_02_A "Calcoli delle strutture") ha, in questa sede, il solo scopo di dimostrare la fattibilità tecnica (con particolare riguardo alla tipologia costruttiva ed allo spessore dell'impalcato) ed il costo dell'opera nell'ambito del progetto definitivo. Pertanto, gli altri aspetti richiesti saranno meglio dettagliati nelle successive fasi di progettazione esecutiva e costruttiva, nella consapevolezza che trattasi di elementi fortemente caratterizzati dalla scelta esecutiva

dell'appaltatore e che pertanto saranno dallo stesso ricalcolati contestualmente alla fornitura della tipologia prescelta da parte dello specifico prefabbricatore che andrà a realizzarli. In tal senso si ricorda che ai sensi del D.P.R. 207/2010 (in particolare art. 29) a livello di progettazione definitiva non è previsto alcun dimensionamento di dettaglio delle strutture prefabbricate.

Di conseguenza, il progetto definitivo presentato definisce compiutamente la geometria e le caratteristiche dell'impalcato e ne dimostra la fattibilità; approfondimenti di dettaglio sono rimandati alla successiva fase di progettazione esecutiva, come anche assentito dalla Direzione Generale Dighe con la nota con cui sono state trasmesse le osservazioni istruttorie sul progetto (prot. MIT n. 0011661/2017 del 15/05/2017).

2. Verifiche sismiche

Nelle verifiche sismiche si chiarisca l'utilizzo della accelerazione spettrale (o spettrali se si considerano più modi) visto che l'accelerazione di ancoraggio risulterebbe l'unica presa in considerazione. In particolare nell'analisi dinamica a spettro di risposta non risulta considerata la "Ey".

RISP:

Le verifiche sismiche dei manufatti sono state condotte con metodo pseudo-statico, applicando l'accelerazione di ancoraggio degli spettri ($a_{max} = 0,292$ g) all'intera massa della struttura.

Si forniscono chiarimenti ed approfondimenti, anche a seguito della riunione con la Commissione Relatrice del 9/11/2017, relativi:

- a) alla introduzione delle azioni sismiche sostanzialmente a serbatoio vuoto (punto 2.1);*
- b) alla scelta di calcolare le forze di inerzia della struttura, nelle analisi pseudo-statiche, come il prodotto dell'accelerazione di ancoraggio degli spettri per l'intera massa della struttura (punto 2.2).*

2.1 azioni sismiche

Le azioni sismiche sono state introdotte sostanzialmente solo a serbatoio vuoto in quanto:

- il funzionamento idraulico della cassa di espansione prevede che gli invasi creati dai manufatti siano sempre vuoti in esercizio ordinario: il loro riempimento, totale o parziale, avviene temporaneamente solo in condizioni di piena (tempo di ritorno superiore a 10 anni) e con permanenza dei massimi livelli idrici limitata a poche ore;*
- le Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta, di cui al DM 26 giugno 2014 (di seguito: NTD) prescrivono che nella combinazione sismica sia introdotta la spinta idrostatica alla quota di massima*

regolazione ed a livelli inferiori, nonché a serbatoio vuoto. Cioè, non viene richiesto di introdurre le azioni sismiche né con serbatoio alla quota di massimo invaso, né a quote intermedie tra la massima regolazione ed il massimo invaso. Si tratterebbe infatti di ammettere la contemporaneità di due eventi eccezionali indipendenti (piena e sisma), combinando di fatto il loro tempo di ritorno ed ottenendo un tempo di ritorno non coerente con la normativa. In altri termini, considerare la concomitanza “massima regolazione con sisma” sarebbe come prendere a riferimento della progettazione un tempo di ritorno di 200'000 anni ottenuto, per la legge della probabilità composta, quale prodotto dei tempi di ritorno dei due eventi disgiunti ed indipendenti (l'evento idrologico, con $T_r=200$ anni, ed il sisma, con $T_r=1'000$ anni).

A dimostrazione del rispetto del dettame normativo, si sottolinea che i manufatti sono verificati anche con sisma + livello idrico alla quota di battuta delle paratoie a settore (sempre aperte in fase di esercizio): 133,00 m s.m., che costituisce la quota di massima regolazione dei manufatti.

Successivamente, su richiesta della Direzione Generale Dighe (prot. MIT n. 0011661/2017 del 15/05/2017), sono state calcolate le massime azioni sismiche sopportabili dai manufatti 'A' e 'B' con invaso a quota 143,70 m s.l.m., corrispondente alla quota del ciglio di sfioro del Manufatto B. Di seguito si riassumono le principali ipotesi di calcolo ed i risultati ottenuti.

I parametri sismici di progetto per differenti tempi di ritorno sono riportati in Tabella 1, dove:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno su sito di riferimento rigido orizzontale
- a_{max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- a_{Vmax} : accelerazione verticale massima attesa al sito

Tabella 1 – Parametri sismici di progetto

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]	S_s [-]	a_{max} [g]	a_{Vmax} [g]
	30	0.050	2.456	0.241	1.200	0.060	0.015
	50	0.063	2.479	0.256	1.200	0.075	0.021
	72	0.074	2.463	0.262	1.200	0.088	0.027
	101	0.085	2.459	0.267	1.200	0.102	0.033
SLO	120	0.092	2.453	0.269	1.200	0.110	0.037
	140	0.097	2.449	0.271	1.200	0.117	0.041
SLD	201	0.112	2.460	0.274	1.200	0.135	0.051
	210	0.112	2.460	0.274	1.200	0.135	0.051
	475	0.155	2.462	0.280	1.200	0.186	0.082
	975	0.196	2.475	0.288	1.200	0.235	0.117
SLV	1898	0.237	2.501	0.298	1.163	0.275	0.156
SLC	2475	0.255	2.512	0.301	1.143	0.292	0.174

L'azione sismica orizzontale sulla struttura è calcolata con il metodo pseudo-statico, calcolando il prodotto della sua intera massa per l'accelerazione orizzontale massima al sito (a_{max} in tabella).

L'azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio viene calcolata come indicato al § C.7.7.3 delle NTD (D.M. 26 giugno 2014), con la nota formula di Westergaard. La spinta (statica+sismica) del terreno a monte dell'opera viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe. Il livello dell'acqua a valle è pari al fondo della vasca in calcestruzzo al piede di valle, cioè $H_{valle} = 130,90$ m s.m. per il Manufatto 'A' e $H_{valle} = 131,50$ per il Manufatto 'B'. Per le verifiche che seguono, la combinazione delle azioni sismiche orizzontali (E_x) e verticali (E_z) di gran lunga più gravosa è con sisma predominante orizzontale verso valle e sisma verticale verso l'alto ($1,00 E_x - 0,30 E_z$).

Per ciascuna sezione tipo dei due manufatti A e B si riporta di seguito, in forma tabellare (Tabella 2, Tabella 3 e Tabella 4) e grafica (Figura 2, Figura 3 e Figura 4), la variazione del rapporto $\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$ al variare dell'accelerazione sismica.

Tabella 2 – Manufatto 'A' – Conci con luci sotto battente – Verifica a scorrimento al variare della accelerazione sismica, con invaso a q. 143,70 m s.m.

T_R [anni]	a_{max} [g]	$a_{V,max}$ [g]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$
30	0,060	0,015	43.754	20.324	1,21
49	0,074	0,021	43.646	21.327	1,15
50	0,075	0,021	43.639	21.409	1,14
72	0,088	0,027	43.528	22.358	1,09
101	0,102	0,033	43.405	23.343	1,04
120	0,110	0,037	43.331	23.896	1,02
140	0,117	0,041	43.262	24.403	0,99
201	0,135	0,051	43.074	25.693	0,94
210	0,135	0,051	43.075	25.689	0,94
475	0,186	0,082	42.476	29.373	0,81

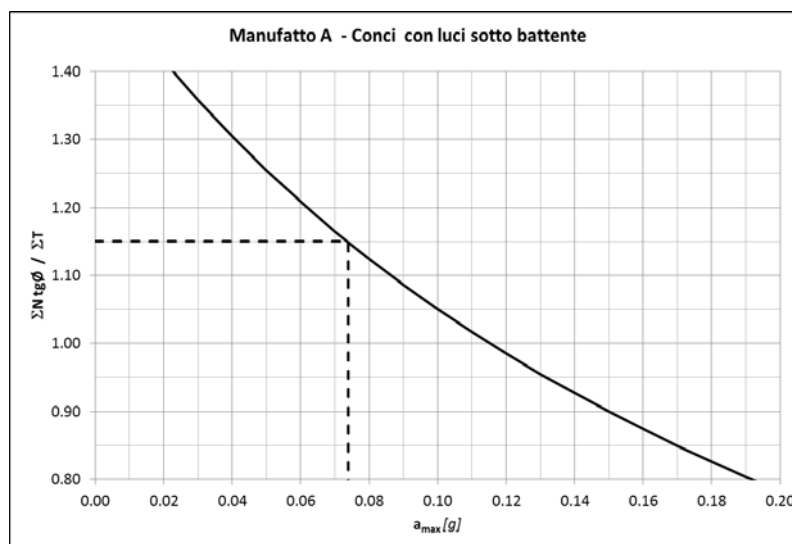


Figura 2 - Manufatto 'A' – Conci con luci sotto battente – Verifica a scorrimento al variare della accelerazione sismica, con invaso a q. 143,70 m s.l.m.

Tabella 3 – Manufatto 'A' – Conci sfioranti "massicci" –

Verifica a scorrimento al variare della accelerazione sismica, con invaso a q. 143,70 m s.m.

T_R [anni]	a_{max} [g]	$a_{v,max}$ [g]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$
30	0,060	0,015	3.795	1.707	1,25
50	0,075	0,021	3.786	1.801	1,18
63	0,083	0,025	3.780	1.849	1,15
72	0,088	0,027	3.777	1.882	1,13
101	0,102	0,033	3.767	1.968	1,07
120	0,110	0,037	3.761	2.015	1,05
140	0,117	0,041	3.756	2.060	1,02
201	0,135	0,051	3.741	2.172	0,97
210	0,135	0,051	3.741	2.171	0,97
475	0,186	0,082	3.693	2.489	0,83

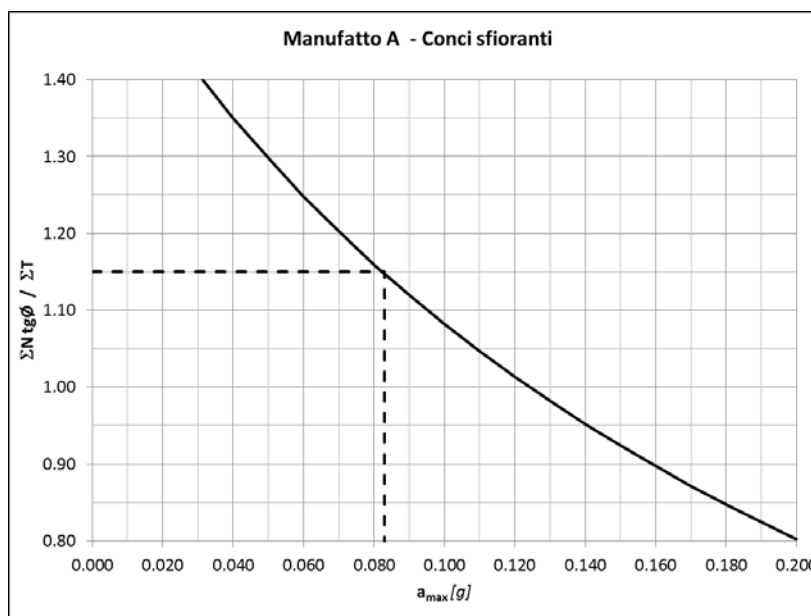


Figura 3 - Manufatto 'A' – Conci sfioranti "massicci" –

Verifica a scorrimento al variare della accelerazione sismica, con invaso a q. 143,70 m s.m.

Tabella 4 – Manufatto 'B' – Verifica a scorrimento al variare della accelerazione sismica, con invaso a q. 143,70 m s.m.

T_R [anni]	a_{max} [g]	$a_{v,max}$ [g]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$
30	0,060	0,015	2.905	1.414	1,15
32	0,062	0,015	2.905	1.420	1,15
50	0,075	0,021	2.897	1.485	1,09
72	0,088	0,027	2.890	1.548	1,05
101	0,102	0,033	2.882	1.612	1,00
120	0,110	0,037	2.878	1.649	0,98
140	0,117	0,041	2.873	1.681	0,96
201	0,135	0,051	2.861	1.767	0,91
210	0,135	0,051	2.861	1.766	0,91
475	0,186	0,082	2.823	2.009	0,79

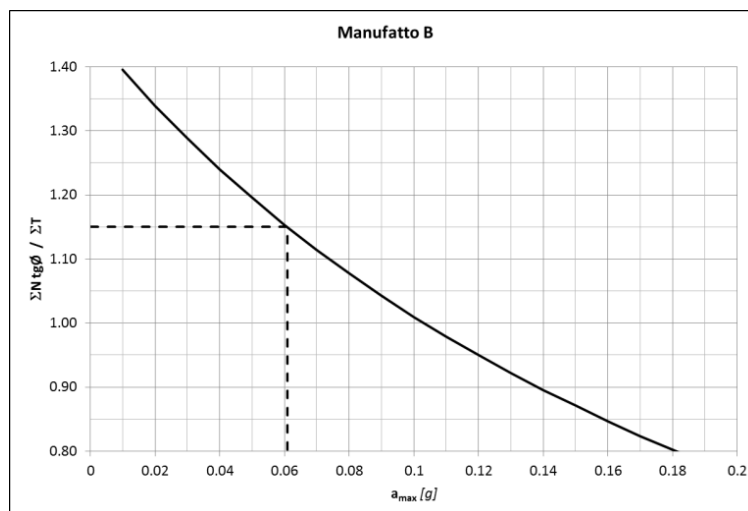


Figura 4 - Manufatto 'B'– Verifica a scorrimento al variare della accelerazione sismica, con invaso a q. 143,70 m s.m.

In definitiva, in risposta alla richiesta formulata dalla Direzione Generale Dighe, in Tabella 5 si riporta il riepilogo dei risultati ottenuti, e cioè l'accelerazione al suolo ed il tempo di ritorno dell'azione sismica che i manufatti sono in grado di sopportare con invaso a quota 143,70 m s.m.

Tabella 5 – Accelerazione e corrispondente tempo di ritorno che i manufatti 'A' e 'B' sono in grado di sopportare con l'invaso a quota 143,70 m s.m.

	a_{max} [g]	T_R [anni]
Manufatto 'A' Conci con luci sotto battente	0,074	49
Manufatto 'A' Conci "massicci" con luci sfioranti	0,083	63
Manufatto 'B'	0,062	32

Si riportano inoltre le valutazioni condotte al fine di determinare l'accelerazione al suolo che i manufatti 'A' e 'B' sono in grado di sopportare in funzione della quota idrica invasata a monte. Il calcolo è stato eseguito in forma iterativa per valori assegnati dell'accelerazione al suolo, facendo variare la quota dell'invaso di monte fino a ricavare un rapporto $\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \phi + c L}{\Sigma T}$ pari a 1,15. Il livello dell'acqua

a valle è pari al fondo della vasca in calcestruzzo al piede di valle, cioè $H_{valle} = 130,90$ m s.m. per il Manufatto 'A' e $H_{valle} = 131,50$ per il Manufatto 'B'.

I risultati sono di seguito esposti, in forma tabellare (Tabella 6, Tabella 7 e Tabella 8) e grafica (Figura 5, Figura 6 e Figura 7), per ciascuno dei tre manufatti.

Tabella 6 – Manufatto 'A' Conci con luci sotto battente – Quota idrica di monte sopportabile in funzione dell'accelerazione al suolo

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_{max} [g]	$a_{V,ma}$ [g]	H_{mont} [m s.l.m.]	Σ [kN]	Σ [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \phi + c L}{\Sigma T}$
	30	0,060	0,015	144,18	43.717	21.337	1,15
	50	0,075	0,021	143,65	43.646	21.306	1,15
	72	0,088	0,027	143,18	43.570	21.267	1,15
	101	0,102	0,033	142,69	43.495	21.229	1,15
SLO	120	0,110	0,037	142,41	43.456	21.213	1,15
	140	0,117	0,041	142,16	43.420	21.199	1,15
SLD	201	0,135	0,051	141,50	43.326	21.145	1,15
	210	0,135	0,051	141,51	43.329	21.168	1,15
	475	0,186	0,082	139,57	43.088	21.033	1,15
	975	0,235	0,117	137,59	42.923	20.952	1,15
SLV	1898	0,275	0,156	135,73	42.713	20.856	1,15
SLC	2475	0,292	0,174	134,81	42.465	20.741	1,15

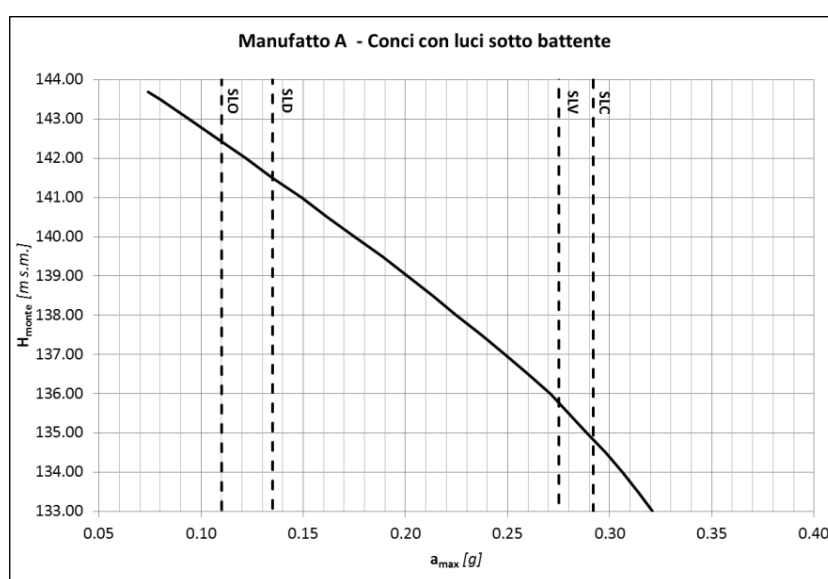


Figura 5 – Manufatto 'A' Conci con luci sotto battente – Quota idrica di monte sopportabile in funzione dell'accelerazione al suolo

Tabella 7 – Manufatto 'A' Conci sfioranti – Quota idrica di monte sopportabile in funzione dell'accelerazione al suolo

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_{max} [g]	$a_{V,ma}$ [g]	H_{mont} [m s.l.m.]	Σ [kN]	Σ [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \phi + c}{\Sigma T}$
	30	0,060	0,015	144,52	3.791	1.853	1,15
	50	0,075	0,021	143,97	3.786	1.849	1,15
	72	0,088	0,027	143,49	3.779	1.845	1,15
	101	0,102	0,033	142,98	3.772	1.842	1,15
SLO	120	0,110	0,037	142,70	3.769	1.840	1,15
	140	0,117	0,041	142,43	3.766	1.838	1,15
SLD	201	0,135	0,051	141,76	3.758	1.835	1,15
	210	0,135	0,051	141,76	3.758	1.834	1,15
	475	0,186	0,082	139,77	3.736	1.824	1,15
	975	0,235	0,117	137,74	3.721	1.817	1,15
SLV	1898	0,275	0,156	135,82	3.707	1.809	1,15
SLC	2475	0,292	0,174	134,95	3.700	1.807	1,15

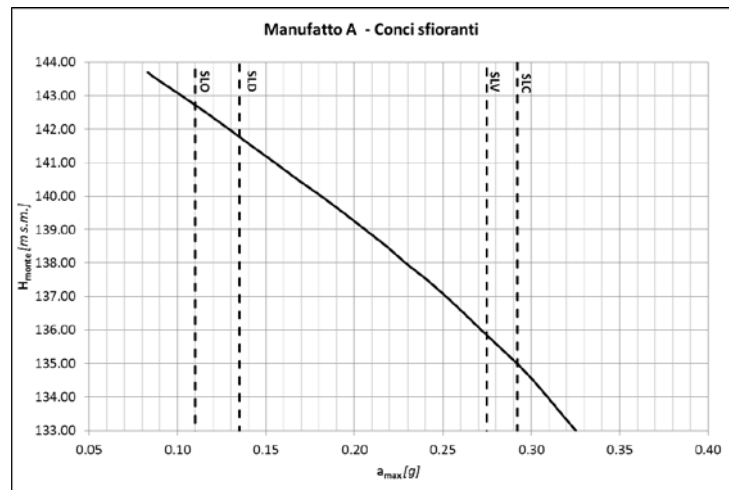


Figura 6 – Manufatto 'A' Conci sfioranti – Quota idrica di monte sopportabile in funzione dell'accelerazione al suolo

Tabella 8 – Manufatto 'B'– Quota idrica di monte sopportabile in funzione dell'accelerazione al suolo

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_{max} [g]	$a_{v,ma}$ [g]	H_{mont} [m s.l.m.]	Σ [kN]	Σ [kN]	$\Sigma N \tan \phi + c l$ ΣT
	30	0,060	0,015	143,72	2.904	1.417	1,15
	50	0,075	0,021	143,26	2.898	1.416	1,15
	72	0,088	0,027	142,84	2.895	1.413	1,15
	101	0,102	0,033	142,41	2.891	1.411	1,15
SLO	120	0,110	0,037	142,17	2.888	1.411	1,15
	140	0,117	0,041	141,95	2.886	1.409	1,15
SLD	201	0,135	0,051	141,37	2.880	1.406	1,15
	210	0,135	0,051	141,38	2.880	1.407	1,15
	475	0,186	0,082	139,68	2.865	1.399	1,15
	975	0,235	0,117	137,93	2.856	1.394	1,15
SLV	1898	0,275	0,156	136,34	2.847	1.391	1,15
SLC	2475	0,292	0,174	135,59	2.844	1.389	1,15

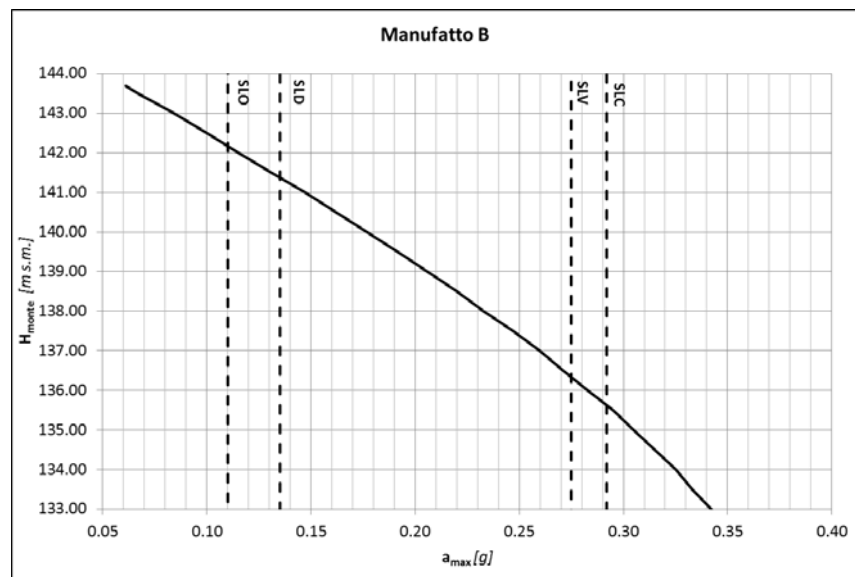


Figura 7 – Manufatto 'B'– Quota idrica di monte sopportabile in funzione dell'accelerazione al suolo

In definitiva, si ha che i manufatti sono in grado di sopportare un sisma con tempo di ritorno di almeno 32 anni avendo invasato il primo comparto fino alla quota del ciglio di sfioro del Manufatto B (143,70 m s.m.); quota di invaso che viene raggiunta nel corso di un evento di piena con tempo di ritorno di 100 anni e che viene mantenuta per meno di 15 ore (15 ore mediamente ogni 100 anni!). La concomitanza tra un sisma con $T_r=32$ anni ed una piena con $T_r=100$ anni ha un tempo di ritorno superiore a 3000 anni.

Va inoltre sottolineato che il dimensionamento dei manufatti è stato condotto anche nell'ottica di minimizzare i costi di realizzazione, sempre nel rispetto delle disposizioni normative. Margini di sicurezza maggiori per eventi eccezionali, non richiesti dalla normativa vigente, sarebbero difficilmente sostenibili in quanto, a causa dell'inevitabile incremento dei costi, potrebbero non rendere giustificabile il rapporto costo/beneficio.

2.2 analisi pseudostatiche

La scelta di applicare, nelle analisi pseudostatiche, l'accelerazione di ancoraggio degli spettri deriva dal fatto che la condizione sismica dei manufatti in esame non prevede una ritenuta di acqua (situazione assolutamente anomala per una diga) e la definizione degli stati limite del § C.6 delle NTD non appare applicabile (in condizioni sismiche non è possibile un danneggiamento con rilascio incontrollato di acqua). Quindi l'opera in condizioni sismiche è assimilabile ad un'opera di sostegno più che ad uno sbarramento di ritenuta.

Inoltre, la risultante delle forze di inerzia sulla struttura, calcolate attraverso l'approccio seguito in progetto, è di poco inferiore (e quindi a favore di sicurezza) rispetto a quella calcolata attraverso un'analisi modale semplificata, che consiste nell'assumere una forma modale standardizzata per il primo modo e nel considerare, attraverso un coefficiente "di massa" la parte della massa totale partecipante al primo modo di vibrare. In particolare, si riporta il calcolo eseguito seguendo la formulazione proposta da Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch (Les Barrages – Presses Polytechniques et Universitaires Romandes - 2011) e dall'Ufficio federale delle acque e della geologia Svizzero (Annexe D3 del rapporto "Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes – Version 1.2" del marzo 2003).

Il calcolo viene condotto per la sezione del Manufatto B in quanto risulta quella con fattore di sicurezza minore (Tabella 42 della relazione "Calcoli delle strutture"). Non vengono riportati i calcoli delle altre sezioni-tipo in quanto portano a risultati praticamente identici.

Si valuta dapprima il periodo corrispondente al primo modo di vibrare.

Per dighe a gravità a sezione trasversale triangolare, la frequenza corrispondente al primo modo di vibrare può essere ricavata in prima approssimazione dalla formula:

$$f_s = \alpha \cdot B / H^2 \cdot (E_d / \rho)^{0,5}$$

dove B è la larghezza di base della diga, H l'altezza, E_d il modulo elastico dinamico, ρ il peso specifico del calcestruzzo; il parametro α si ricava in funzione del rapporto B/H dall'interpolazione dei valori della Tabella 9 (validi a serbatoio vuoto).

Tabella 9 – Coefficiente per il calcolo della frequenza del primo modo di vibrare
(da Schleiss et Pougatsch)

B/H	α
0,6	0,19
0,8	0,17
1,0	0,15

Il modulo elastico dinamico E_d è valutato, in prima approssimazione, aumentando del 25% il modulo statico E_{cm} ; per il calcestruzzo costituente i manufatti ($f_{ck} = 20$ MPa), $E_{cm} \approx 30.000$ MPa e quindi $E_d = 37.500$ MPa.

Per i manufatti in esame, $B=18,4$ m e $H=17,5$ m. Pertanto, $\alpha \approx 0,15$, $f_s = 36,0$ Hz e $T = 0,028$ s

Un valore analogo si otterrebbe applicando la formula proposta da Fenves e Chopra, secondo cui il periodo fondamentale a serbatoio vuoto è:

$$T = 0,38 H / E^{0,5}$$

Con $H = 17,5$ m ed E (modulo elastico statico) = 30.000 MPa, si ottiene $T = 0,038$ s

Come suggerito da Schleiss e Pougatsch, si limita cautelativamente il valore della frequenza a 10 Hz per cui, in definitiva, il primo periodo della diga è assunto pari a:

$$T = 0,10 \text{ s}$$

Valutato il periodo fondamentale di vibrazione della struttura, è possibile ricavare l'accelerazione spettrale dagli spettri elastici, i cui grafici sono riportati in Figura 8, per cui si ha all'SLC:

$$S_d(T=0,10 \text{ s}) = 0,606 \text{ g}$$

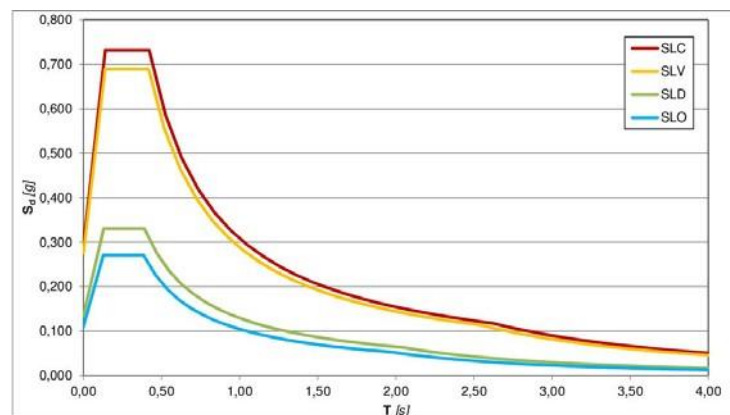


Figura 8 – Spettri orizzontali elastici

La partecipazione dei modi più elevati è presa in conto attraverso un fattore di correzione, rappresentato in Figura 9.

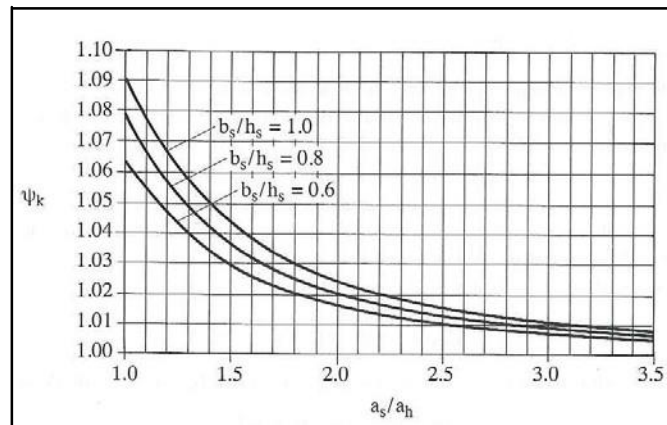


Figura 9 - Coefficiente di partecipazione dei modi più elevati (da Schleiss et Pougatsch)

Entrando nel grafico con $b_s/h_s = B/H = 1$ e $a_s/a_h = 0,606/0,292 = 2,08$ (rapporto tra l'accelerazione corrispondente al primo modo di vibrare e l'accelerazione di ancoraggio dello spettro), si ottiene il fattore di correzione $\psi_k = 1,025$.

La massa della struttura è ridotta attraverso un coefficiente “di massa” ψ_m , per tenere in conto della parte della massa totale in gioco al primo modo di vibrare, che si ricava dalla seguente Tabella 10, valida secondo Schleiss e Pougatsch a serbatoio vuoto.

Tabella 10 – Coefficiente di massa ψ_m del primo modo di vibrare (da Schleiss et Pougatsch)

B/H	ψ_m
0,6	0,39
0,8	0,39
1,0	0,40

La risultante delle forze di inerzia sulla struttura è, quindi:

$$F = S_d \cdot \psi_k \cdot \psi_m \cdot \Sigma m = 0,606 \cdot 1,025 \cdot 0,40 \cdot \Sigma m = 0,248 \cdot \Sigma m$$

essendo Σm l'intera massa strutturale della diga.

In definitiva: in progetto si è applicato il metodo pseudo-statico moltiplicando l'intera massa della struttura per l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (accelerazione spettrale corrispondente a $T = 0$), e cioè $a_{max} = 0,292$ g. Questo approccio risulta più cautelativo rispetto ad una analisi modale semplificata, in base alla quale le masse della struttura andrebbero moltiplicate per 0,248.

Si nota infine come, prescindendo dal periodo fondamentale di vibrazione ed applicando il metodo pseudo-statico semplificato con la massima accelerazione spettrale all'SLC, corrispondente al tratto orizzontale dello spettro, si avrebbe:

$$S_d = 0,732 \text{ g}$$

$$a_s/a_h = 0,732/0,292 = 2,51$$

$$\psi_k = 1,015 \text{ (grafico di Figura 9)}$$

e quindi:

$$F = S_d \cdot \psi_k \cdot \psi_m \cdot \Sigma m = 0,732 \cdot 1,015 \cdot 0,40 \cdot \Sigma m = 0,297 \cdot \Sigma m$$

cioè si otterrebbe una forza di inerzia sulla struttura praticamente identica (0,297 contro 0,292) rispetto a quella assunta in progetto, e le verifiche sarebbero ugualmente soddisfatte.

3. Analisi statiche e sismiche sugli organi mobili

Le analisi statiche e sismiche dovranno considerare anche il comportamento degli organi mobili e di manovra e far parte degli elaborati del progetto definitivo. Il D.M. 26/06/14 relativamente agli stati limite precisa che “ogni componente del serbatoio, critico ai fini della sicurezza, deve essere preso in considerazione nei riguardi di ciascun stato limite”

RISP:

La precisazione citata è tratta dal paragrafo “C6 – Stati limite” del D.M. 26/06/14, ed in tal senso occorre chiarire quanto segue. Ciò in perfetto allineamento con quanto già chiarito ai capitoli precedenti relativamente alle verifiche di stabilità dei manufatti.

La cassa di espansione sul T. Baganza oggetto della presente progettazione definitiva è, per definizione, un’opera idraulica destinata all’esclusiva funzione di laminazione delle piene, tant’è che durante il percorso partecipato che ha caratterizzato la progettazione dell’opera si è sempre tassativamente esclusa la possibilità di una destinazione promiscua dell’invaso a fini plurimi.

Pertanto l’invaso è da ritenersi ordinariamente vuoto, a meno dei brevissimi periodi concomitanti con gli eventi di piena che in generale, e specificatamente per le caratteristiche idrologiche del T. Baganza, hanno durata di poche ore. Conseguentemente, contrariamente ad invasi veri e propri quali i bacini regolati da dighe, le sollecitazioni sui manufatti hanno un carattere “transitorio” e non “permanente”.

Si evidenzia in tal senso che, in virtù del funzionamento stesso dell’opera quale vaso di laminazione, in tutte le configurazioni di funzionamento previste (vedi tabella 5-3 della “Relazione idrologica e idraulica della cassa di espansione” contenente i risultati di sintesi delle simulazioni svolte), comprese anche le simulazioni a “luci fisse” con grado di apertura $h=1.6$ m, la portata in uscita è sempre minore rispetto quella in ingresso.

Inoltre, va sottolineato come le paratoie a settore siano a presidio delle luci di fondo del manufatto imitatore e non delle soglie di sfioro costituenti lo scarico di superficie; l’azione di modulazione delle portate in uscita, esplicita generalmente “a luci fisse” e solo in casi eccezionali mediante manovra in corso di evento, inducono sulle paratoie stesse le sollecitazioni di progetto per un periodo limitato nel tempo e con carichi variabili che, solo per poche ore, raggiungono il valore massimo di progetto. Per le motivazioni sopra riportate, quindi, si ritiene che le paratoie a settore in oggetto non siano riconducibili a “componente critico ai fini della sicurezza” dello sbarramento.

Trattandosi di un vaso temporaneo (con permanenze di livelli idrici significativi di qualche ora) non si ritiene pertinente, ai fini degli stati limite di cui al § C6 del D.M. 26/06/14, considerare la concomitanza “massima regolazione con sisma”. Ciò anche in relazione alla probabilità di accadimento di tale evento che, per la legge della probabilità composta, porterebbe a prendere a riferimento della progettazione un tempo di ritorno di 200'000 anni, ottenuto quale come prodotto dei tempi di ritorno dei due eventi disgiunti indipendenti (l’evento idrologico, con $Tr=200$ anni, ed il sisma, con $Tr=1'000$ anni).

4. Arginature: tipologie e scelte progettuali

Nel progetto sono utilizzate 7 sezioni tipologiche degli argini che concorrono a realizzare i comparti 1 e 2. I rilevati arginali, realizzati con materiali aventi

permeabilità di progetto pari a 10^{-7} m/s, risultano in alcuni casi ammorsati nel terreno di fondazione sia nella parte interna che in quella esterna dell'argine fino al raggiungimento dell'unità U.G.2 A/B (A: ghiaie e sabbie; B: livelli limo-argillosi). Nella parte interna al rilevato per le sezioni tipo 1, 5, e 7, sono spesso presenti zone di materiale lasciato in posto francamente ghiaioso U.G.1 (depositi sebbiosi-ghiaiosi). Le sezioni tipo 2, 6, e 3, in parte, sono caratterizzate da un'unghia drenante a valle costituita perlopiù dalla U.G.1. o da terreni A1-A2 (terreni ghiaiosi più permeabili appartenenti alla U.G.1) provenienti dagli scavi. Le analisi di filtrazione effettuate per le sezioni tipo 1 e 7, mostrano una modellazione 2D del problema con la zona interna la rilevato di permeabilità maggiore confinata da materiale a permeabilità minore, a formare quindi una "lente" all'interno del rilevato. Quanto modellato potrebbe non corrispondere al problema reale a causa di una possibile connessione esterna all'argine dell'U.G.1 non tenuta in conto nella modellazione 2D sia per questioni stratigrafiche che di raccordo tra i diversi tipi di sezioni assunte in progetto. Risulta pertanto necessario approfondire tale scelta progettuale ove non si propendesse per una soluzione che connetta la "lente" con l'unghia di valle al fine di veicolare all'esterno le portate intercettate. Infine si chiede di motivare la scelta dello spessore di materiale (lato interno argine sez. 6), tenendo presente l'inserimento di materiale da filtro tra il materiale compattato e l'unità U.G.1.

RISP:

L'area in oggetto è, come ben noto, caratterizzata dalla presenza di una coltre superficiale di terreni di natura ghiaiosa e permeabilità medio-alta legati alle divagazioni dell'alveo del Baganza. Tali terreni sono stati inclusi nell'unità geotecnica 1.

Al di sotto si trovano ghiaie e sabbie e livelli limo-argillosi appartenenti all'unità geotecnica 2 (U.G. 2 A e B) con caratteristiche di permeabilità nettamente inferiori.

Per le arginature da realizzare con materiale avente permeabilità di progetto pari a 10^{-7} m/s è stato previsto un taglione lato cassa immorsato nell'U.G.2 in modo tale che non si possano innescare fenomeni di filtrazione al di sotto del corpo del nuovo rilevato arginale.

Si tratta di una soluzione che è stata già realizzata e collaudata efficacemente nel corso di lavori eseguiti in aree prossime a quella in oggetto con condizioni geotecniche simili (argini della cassa sul Parma e della cassa sull'Enza).

La profondità e l'estensione del taglione è stata accuratamente valutata interpretando tutte le informazioni a disposizione (sondaggi, trincee esplorative, rilievi di superficie etc.).

Al fine di ottimizzare i movimenti terra e nell'ottica della sostenibilità economica ed ambientale dell'intervento è stato deciso, ove possibile, di non rimuovere l'U.G. 1 approfondendo il piano di imposta dei nuovi rilevati arginali.

In corrispondenza delle sezioni 2, 3 e 6 l'U.G.1 è stata lasciata in posto a formare un dreno nella porzione di valle del rilevato arginale, condizione che aumenta il grado di sicurezza nei confronti del pericolo di sifonamento.

In corrispondenza delle sezioni 1, 5 e 7 tale soluzione non è percorribile in quanto gli argini sono progettati, con riferimento alla sezione 1, per dividere i due comparti e, con riferimento alle sezioni 5 e 7, per dividere la cassa dall'alveo del Baganza. In tali sezioni la presenza di un dreno lato valle porterebbe ad una non accettabile condizione di imbibizione dei rilevati in condizioni di normale

esercizio ovvero con presenza di acqua nel Baganza e cassa vuota, o nel caso di entrambi i comparti in utilizzo. La scelta progettuale è stata pertanto quella di realizzare anche un taglione lato valle in modo da confinare le lenti di materiale a più elevata permeabilità presenti al di sotto dei nuovi rilevati.

Tali lenti, di natura esclusivamente superficiale, saranno quindi completamente confinate dai taglioni previsti anche in corrispondenza delle sezioni di raccordo e/o collegamento con i manufatti. In sede di progettazione definitiva si è ritenuto coerente demandare i dettagli specifici di tale aspetto alla progettazione esecutiva dove si potrà anche dimostrare, più nel dettaglio, che le portate in grado di attraversare i taglioni impermeabili non saranno sufficienti a saturare il volume di UG1 presente al di sotto dei nuovi rilevati.

Per quanto riguarda gli spessori minimi con cui dovrà essere realizzato il paramento arginale in materiale a bassa permeabilità si è fatto riferimento ad uno spessore minimo di 3 m sulla base delle esperienze e delle linee guida relative agli argini di Po. Spessori maggiori sino a 4 m sono stati utilizzati in presenza di gradienti idraulici elevati o dove reso possibile dal bilancio terre scavi-riporti.

5. Arginature: verifiche di stabilità e liquefazione

La scelta di escludere la “verifica a liquefazione in condizioni sismiche” è stata presumibilmente assunta in quanto dalle verifiche effettuate risultano soddisfatte due “circostanze” di esclusione tra quelle previste dal D.M. 14/01/08. Relativamente alla prima “circostanza” $(N_1)_{60} > 30$, si fa presente che i valori di $(N_1)_{60}$ (figura 6 – Relazione Geotecnica) mostrano un elevato grado di dispersione e valori minori di 30, ovvero tali da non soddisfare la “circostanza” descritta dal D.M. 14/01/08. Per quanto riguarda, invece, il secondo motivo di esclusione della “verifica”, nel prendere atto che le curve granulometriche dei campioni prelevati nella campagna di indagine più recente si estendono al di fuori dei “fusi” dei terreni suscettibili alla liquefazione, appare opportuno osservare che il D.M. 26/06/14 relativamente alle metodologie di analisi sismica per le dighe in materiali sciolti evidenzia che “la presenza di materiali scarsamente addensati e saturi., nel corpo diga e nel terreno di fondazione, richiede anche una verifica nei confronti della liquefazione” nonché precisa che uno degli stati limite da considerare oltre a quanto già disciplinato circa la definizione degli stessi è quello di “rottura per liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione”. Si osserva pertanto l’opportunità di effettuare la “verifica per liquefazione in condizioni sismiche” per l’argine.

RISP:

Le verifiche a liquefazione sono state condotte ai sensi del art. 7.11.3.4.1 delle NTC 08 DM 14-1-08 sia per la distribuzione granulometrica dei terreni di fondazione che per la resistenza penetrometrica media normalizzata $N_{1,60}$ media determinata con le prove SPT [vd. relazione Geotecnica, elaborato BAG2_03GEO_R_RE_04_C, pagina 11]

Ad ulteriore comprova la stabilità nei confronti della liquefazione è stata valutata con metodi di analisi dinamica semplificata. Tali analisi sono state condotte a partire dalle misure della velocità delle onde di taglio V_s , rilevate nella campagna d’indagini geotecniche per il progetto definitivo condotta dalla società Vicenzetto s.r.l. di Villa Estense (PD) nel periodo compreso da Giugno ad Ottobre 2016. Tra i 27 profili MASW realizzati sono stati scelti, in via cautelativa,

i profili MASW 1, MASW 14 e MASW 22 che appresentano quelli con velocità V_s più basse. .

Per quanto riguarda le azioni sismiche si fa riferimento alla relazione sismica per il progetto definitivo, in cui è stata definita un'accelerazione massima a_{max} attesa al piano campagna allo SLC pari a 0.255.

La magnitudo attesa è stata assunta considerando quanto riportato nel rapporto conclusivo della “Redazione della mappa di pericolosità sismica” dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV); come suggerito dalle linee guida nazionali per la microzonazione (DPC, 2008).

L'area in oggetto ricade nella zona sismogenetica dell'area 913 Appennino Emiliano-Romagnolo, per cui la magnitudo da considerarsi è di:

$$M_W = 5.91$$

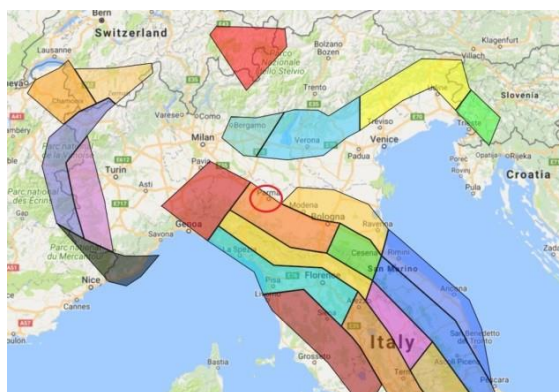


Figura 10 – Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV)

Le verifiche a liquefazione sono state condotte utilizzando un metodo semplificato di tipo storico-empirico, nel quale il coefficiente di sicurezza F_L viene espresso dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (rapporto di resistenza ciclica CRR) e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto (rapporto di tensione ciclica CSR) (si veda Associazione Geotecnica Italiana: “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”, linee guida Marzo 2005).

Il rapporto di tensione ciclica CSR può essere determinato attraverso la seguente relazione:

$$CSR = 0.65 \cdot (a_{max}/g) \cdot (\sigma_v/\sigma'_v) \cdot r_d$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione massima al piano campagna del terremoto di progetto;
- g l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v rispettivamente la tensione verticale totale ed efficace alla profondità considerata;
- r_d coefficiente di riduzione dell'azione sismica, che porta in conto la deformabilità del suolo dato dalla seguente (dove z è la profondità dal piano campagna in metri e M la magnitudo dell'evento sismico atteso). Relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) \cdot M \right]$$

Poiché la suddetta procedura è stata elaborata per terremoti di magnitudo pari a 7.5, con la seguente relazione si può ricondurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5 $(CSR)_{M=7.5}$:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

dove MSF può ricavarsi dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004)

$$MSF = 6.9 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 0.58 \leq 1.8$$

Per la determinazione del rapporto di resistenza ciclica CRR si considerano le misure della velocità delle onde di taglio V_s . La velocità di propagazione delle onde di taglio è ricondotta ad un valore normalizzato V_{S1} , attraverso la relazione:

$$V_{S1} = C_v V_s$$

dove:

- C_v è il fattore di normalizzazione $C_v = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \leq 1.4$; con p_a pressione atmosferica pari a circa 100kPa.

Dal valore di V_{S1} la resistenza a liquefazione può essere ottenuta attraverso abachi presenti in letteratura, nei quali sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione (Figura 11). Con riferimento alla relazione di Idriss e Boulanger (2004), ricavata per eventi sismici di magnitudo $M=7.5$ e per diversi valori del contenuto di fino (FC), la resistenza a liquefazione è definita secondo la seguente relazione:

$$CRR = 0.022 \cdot \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \cdot \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right)$$

dove:

- V_{S1}^* rappresenta il valore della soglia della velocità delle onde di taglio normalizzata, V_{S1} , oltre il quale la liquefazione non avviene. Può essere valutato in funzione della frazione di fino FC.

$$\text{Per } FC \leq 5\% \quad V_{S1}^* = 215 \text{ m/s}$$

$$\text{Per } 5\% \leq FC \leq 5\% \quad V_{S1}^* = 215 - 0.5 \cdot (FC - 5) \text{ m/s}$$

$$\text{Per } FC > 5\% \quad V_{S1}^* = 200 \text{ m/s}$$

Nel caso in esame si è assunto FC pari al 20% circa.

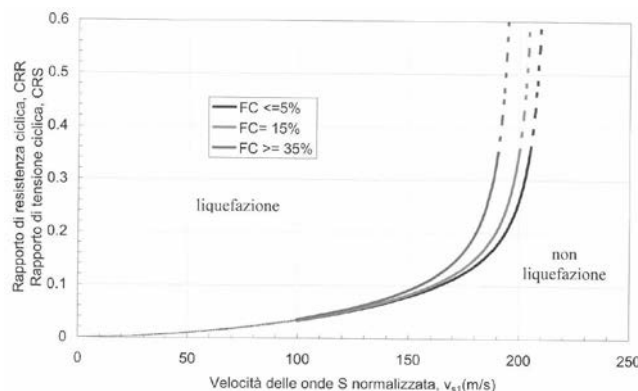


Figura 11 – Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica, CRR, da misure della velocità di propagazione delle onde di taglio

Il rischio che uno strato di terreno possa essere soggetto a liquefazione è presente con coefficiente di sicurezza $F_L < 1.2$.

In Figura 12 si riportano i valori di F_L , da cui non si riscontrano particolari livelli di terreno soggetti al rischio di liquefazione.

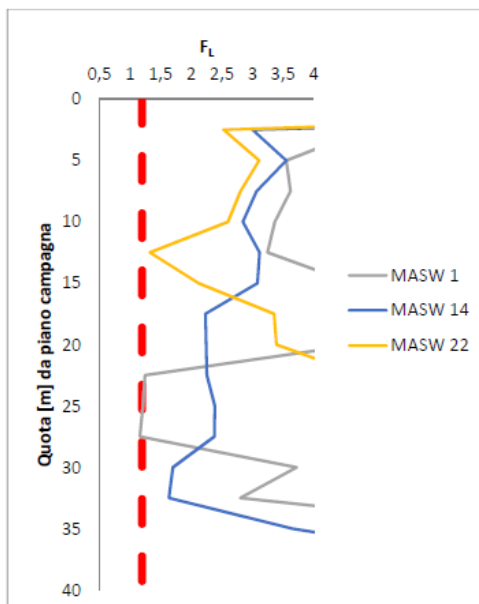


Figura 12 – Andamento del fattore di sicurezza alla liquefazione

Con riferimento alle verifiche a liquefazione del “corpo diga” preme sottolineare quanto segue: gli argini sono previsti con materiale selezionato (vedi paragrafo 5 della relazione geotecnica del progetto definitivo) messi in opera in strati di spessore non superiore a 30 cm con grado di costipamento minimo pari a 95% del massimo ottenuto con la prova proctor Standard. Si tratta, quindi, di materiale con un buon contenuto di fino (superiore al 25%) e con un buon grado di addensamento.

Rimane poi da osservare che, come dichiarato nelle ipotesi alla base del progetto definitivo, trattandosi di una cassa di espansione l'azione sismica è stata valutata in concomitanza alle condizioni di esercizio, ovvero di invaso vuoto, che nello specifico si traduce in una condizione di argine non saturo.

6. Arginature: valutazione dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati, ha evidenziato (sez. 3 – profilo 3) ad una distanza di 35 m dal rilevato (zona in cui sono presenti dei fabbricati) un cedimento di 4,0-5,0 cm, mentre ad una distanza di 55 m dal rilevato (nella parte opposta dei fabbricati di lunghezza circa 20 m) risultano cedimenti di 1,5-2,0 cm. Si ritengono necessari ulteriori approfondimenti sulla valutazione e ammissibilità dei cedimenti differenziali e gli effetti indotti che interessano la struttura e i fabbricati visto che, tra l'altro, analoga problematica si riscontra anche con il profilo 4.

RISP:

In corrispondenza della sezione tipo 3 (profilo argini 3, arginatura est del comparto 2), gli edifici (di larghezza pari a 20 m circa in pianta) si trovano ad una distanza di 50 m circa dall'asse del rilevato arginale. A 50 m dall'asse del rilevato i cedimenti stimanti sono dell'ordine di 3 cm e pari a 2 cm a 70 m. Si tratta di cedimenti limitati con distorsioni angolari, sotto l'impronta degli edifici, inferiori a 1/2000 tali quindi da non rappresentare alcun pericolo per le strutture esistenti.

In corrispondenza della sezione tipo 4 (profilo argini 4, arginatura est del comparto 1), gli edifici si trovano ad una distanza simile con la differenza che il rilevato è di altezza molto più limitata, pari al più a 5 m, dall'attuale piano campagna e, quindi, con cedimenti indotti dei terreni di fondazione pressoché trascurabili.

7. Arginature: verifiche al sifonamento e campi prova jet-grouting

Relativamente alle verifiche al sifonamento, visti i valori assunti per il peso per unità di volume del rilevato, si richiama l'opportunità di eseguire verifiche i_{cr}/i_{es} assumendo $i_{cr}=0,9$ anziché di svolgere le verifiche con i tre approcci utilizzati (i_{cr}/i_{es} , metodo di Lane, $u_{inst,d} > \sigma_{stb,d}$) per tutte le sezioni tipologiche già previste. Dalla corretta esecuzione del diaframma di tenuta (realizzato nel caso in esame dalla compenetrazione di colonne di terreno consolidato mediante la tecnica del jet-grouting) deriva il soddisfacimento della verifica al sifonamento per alcune sezioni, appare quindi necessario prevedere nel progetto definitivo la programmazione di specifici campi prova in fase esecutiva che permettano di valutare il corretto grado di compenetrazione delle colonne anche tramite doppia fila di colonne. Il D.Lgs 18/04/16, n. 50 precisa che “il progetto definitivo individua compiutamente i lavori da realizzare, ... , nonché la quantificazione definitiva del limite di spesa per la realizzazione e del relativo cronoprogramma, ...”.

RISP:

L'assunzione di un gradiente critico $i_{cr} = 0.9$ rappresenta un condivisibile grado di sicurezza.

In quest'ipotesi il mantenimento di un coefficiente di sicurezza almeno pari a 2 (come indicato nelle emanande NTC 14) tra il gradiente critico e quello in uscita i_e pari a 2 corrisponde ad avere un gradiente i_e massimo inferiore a 0.45. In base alle simulazioni svolte il gradiente massimo i_e risulta pari a 0.279, quindi ben minore di 0.45.

Le verifiche sono state condotte per tutte le sezioni tipologiche con eccezione delle sezioni 4 e 5 per le quali sono previsti tiranti idraulici molto limitati (DH max 3 m).

Per quanto riguarda la corretta esecuzione del taglione con colonne in jet grouting, con riferimento alle limitate profondità dello stesso, si evidenzia come vi siano soddisfacenti esempi in letteratura di opere realizzate con un'unica fila di colonne completamente compenstrate.

Si condivide appieno la necessità del campo prove, quale elemento fondamentale per la corretta esecuzione di tale lavorazione, aspetto che trova riscontro nella relativa voce prezzo, comprensiva degli oneri per il campo prove. Nel quadro economico tale lavorazione presenta un importo ben superiore ai due milioni di euro, tale quindi da rendere il campo prove un onere compreso nel prezzo più che congruo.

8. Aspetti impiantistici

Per gli aspetti impiantistici si osserva l'opportunità di integrare il progetto definitivo con lo schema generale d'impianto con particolare riferimento agli schemi elettromeccanici e oleodinamici degli elementi di comando e controllo (movimentazione paratoie), per le stesse motivazioni di cui al punto precedente.

RISP:

In merito a tale richiesta, si rimanda a quanto già esposto con riferimento al punto 1.1.

9. Aspetti idrologici

9.1 Premesse

Quanto di seguito riportato vuole sintetizzare l'ampio ed articolato lavoro svolto dall'Università degli Studi di Parma (DICATeA), ARPAE, ecc., finalizzato alla definizione della sollecitazione idrologica posta alla base del progetto. Quanto di seguito illustrato trova ampia trattazione nel progetto definitivo agli atti e nella relativa bibliografia.

*In tal senso occorre premettere che, per quanto riguarda nello specifico la determinazione del **volume di progetto**, la questione è stata ampiamente affrontata in sede di “Conferenza dei Servizi (ai sensi titolo III L.R.9/99 e s.m.i.) per l'esame del S.I.A. e del progetto, e per l'acquisizione delle autorizzazioni necessarie alla realizzazione del progetto” il cui “Rapporto conclusivo” è stato sottoscritto in data 29.10.2017, senza alcun rilievo nel merito, e può pertanto confermarsi l'assenso ottenuto in quella sede.*

È peraltro appena il caso di ricordare che, durante la Fase di pubblicazione e consultazione del progetto di Variante al PAI per il torrente Baganza, in data 19.05.2016 si era tenuto un incontro tecnico tra ARPAE, AIPo, Regione Emilia Romagna – Servizio Difesa del Suolo, Servizio Tecnico regionale dei Bacini affluenti di Po ed ovviamente l'Autorità di Bacino del fiume Po, dal quale incontro erano emerse indicazioni e raccomandazioni per il proseguo del progettazione definitiva della cassa di espansione del T. Baganza, senza tuttavia mettere in discussione il dimensionamento della laminazione come determinato

dall'Università degli Studi di Parma ed assunto alla base del progetto preliminare, e successivamente nel definitivo.

Infine, per quanto attiene alla stima della la stima della **portata al colmo dell'evento millenario**, AIPo ha formulato richiesta di espressione di parere ai sensi dell'art.5 del regolamento di cui al DPR 1363/1959 ad ARPA Emilia Romagna – Area Idrologia del Servizio Idro-Meteo-Clima, soggetto istituzionalmente competente.

9.2 Portate al colmo DICATeA

Lo studio idrologico ed idraulico, sviluppato dal DICATeA dell'Università di Parma sin dal 2003 per conto del Servizio Provinciale Difesa del Suolo - Risorse Idriche e Forestali della Regione Emilia-Romagna, e successivamente aggiornato prima della progettazione preliminare del 2014, ha permesso di definire le portate al colmo di piena nonché gli idrogrammi sintetici in corrispondenza di diverse sezioni di interesse del sistema Parma - Baganza al variare del tempo di ritorno (Tabella 11):

Tabella 11 – Portate al colmo - da studio DICATeA per RER 2003

T (anni)	Portata (m³/s)
5	227
10	306
20	397
50	542
100	676
200	835
500	1093
1000	1332

Le analisi sui campioni di dati per la determinazione delle portate al colmo sono state successivamente aggiornate a fine 2014 con diverse distribuzioni di probabilità sul periodo di osservazione 1975-2013 e sul periodo 1975-2014, quest'ultima serie contenente l'evento dell'ottobre 2014.

Tabella 12 – tabella “2-7”

tratta dalla “Relazione idrologica e idraulica della cassa di espansione...”, pag. 15

Tabella 2-7 - Portate al colmo stimate mediante distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale, non considerando e considerando l'evento del 13 ottobre 2014 e loro incrementi percentuali - da DICATeA 2015.									
Tempo di ritorno (anni)	Gumbel			GEV			Log-normale		
	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ %	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ %	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ %
5	230	269	+17	214	229	+7	210	234	+11
10	295	354	+20	289	324	+12	281	327	+16
20	358	435	+22	373	438	+17	359	430	+20
50	439	541	+23	500	628	+26	472	587	+24
100	500	619	+24	613	809	+32	566	721	+27
200	561	698	+24	741	1032	+39	668	871	+30
500	641	802	+25	940	1409	+50	818	1095	+34
1000	702	880	+25	1117	1771	+59	943	1286	+36

Relativamente al valore di portata al colmo del 2014 occorre innanzitutto ricordare che trattasi di un valore non pubblicato, probabilmente a causa del mancato funzionamento dello strumento. Inoltre, il picco di livello della piena potrebbe anche essere stato localmente inficiato dal crollo del “Ponte della Navetta” e dai containers che sono transitati in alveo fino a bloccarsi in

corrispondenza del ponte nuovo (o “dei Carrettieri”) ove era appunto installato il teleidrometro.

Tuttavia la ricostruzione dell’evento del 2014 è stata fatta dal DICATeA dell’Università degli studi di Parma attraverso un modello inverso basato sulla portata proveniente dalla cassa di espansione del T. Parma ed individuando la portata proveniente dal Baganza per generare l’idrogramma di livello registrato a Ponte Verdi.

La figura 14 mostra l’involuppo delle varie modellazioni, la linea verde il valore medio.

L’incertezza idrologica stimata dalle diverse distribuzioni è stata sottoposta a test statistici (Kolmogorov, Pearson) al fine dell’individuazione della portata da assumere a progetto. Le verifiche conducono ad accettare tutte e tre le distribuzioni assumendo un livello di significatività del 5%, e portano a individuare la distribuzione GEV quale migliore per la descrizione del campione di dati.

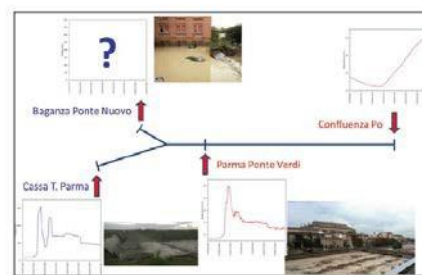


Figura 13 – Schema del modello inverso

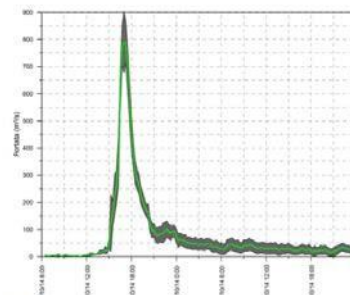


Figura 14 - Onda di piena proveniente dal Baganza ottenuta dal modello inverso

Si è tuttavia verificato, in base ai criteri di Grubbs & Beck (1972) e Spencer & McCuen (1996), che l’evento dell’ottobre 2014 si configura come un outlier per la serie storica del torrente Baganza a Ponte Nuovo. Applicando le tecniche proposte da England et al. (2003), Heidarpour et al. (2017) e dal Bulletin 17B del USWRS (1982) ed individuando i valori corretti (historically-adjusted) dei momenti del campione statistico, si ottengono valori di portata al colmo, per tempi di ritorno $T=200$, 500 e 1000 anni, leggermente inferiori a quelli adottati in sede di progetto.

9.3 Costruzione degli idrogrammi sintetici per la sezione di Ponte Nuovo DICATeA

Per la determinazione del volume d’invaso è stato individuato un idrogramma di progetto per assegnato tempo di ritorno, a partire dall’analisi delle onde di piena storiche sul periodo.

E’ stata svolta un’elaborazione statistica delle massime portate medie di assegnata durata D dove il massimo è calcolato rispetto a tutte le possibili finestre temporali di ampiezza D , contenute nel generico idrogramma di piena storico

Per ciascun idrogramma di piena registrato viene calcolato il valore massimo assunto dalla portata media per n durate prefissate. Si ottengono così n serie di portate composte ciascuna da un numero di dati pari al numero di eventi.

La scelta delle durate D deve essere fatta in base ad un’analisi preliminare della durata della porzione più significativa degli idrogrammi di piena storici. Le onde di piena del Baganza a Ponte Nuovo presentano una durata degli eventi che, nella

maggior parte dei casi, non supera 1 o 2 giorni. Sono comunque presenti, tra i dati utilizzati per l'elaborazione, onde di durata più lunga.

Nelle elaborazioni successive sono state giudicate significative, per il calcolo del valore massimo assunto dalla portata media, le durate pari a 0, 3, 12, 24, 36, 48 e 72 ore.

Per ogni evento e per ciascuna durata sono quindi state estratte due informazioni: la massima portata media e la posizione del picco r .

Lo scopo delle elaborazioni statistiche è la determinazione della legge $\bar{Q}_D = \bar{Q}_D(T)$ che esprime l'equazione della cosiddetta curva di riduzione dei colmi di piena di assegnato tempo di ritorno, dalla quale possono poi essere ricavati gli idrogrammi sintetici per assegnati tempi di ritorno di interesse.

Per determinare la curva di riduzione dei colmi di piena nello studio si è adottata la procedura indiretta proposta dal NERC (1975), ponendo in relazione i quantili $\bar{Q}_D(T)$ con quelli della portata al $Q_0(T)$ per mezzo del rapporto di riduzione $\varepsilon_D(T)$:

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\bar{Q}_D(T)}{Q_0(T)}$$

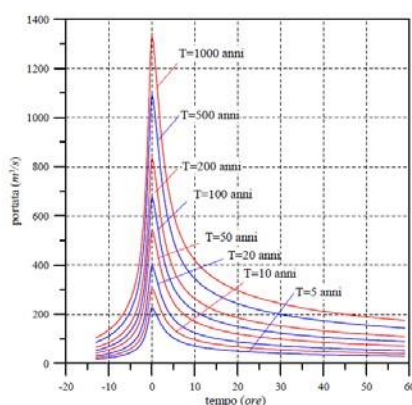


Figura 15 – Onde di piena sintetiche per il t. Baganza a Ponte Nuovo assunte a base della progettazione

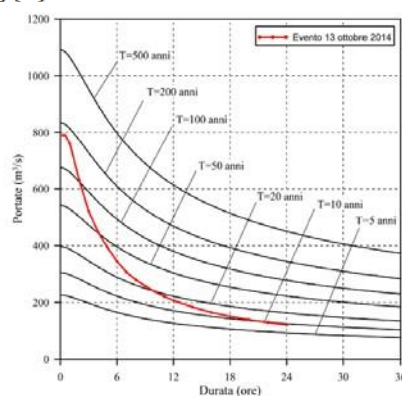


Figura 16 – Curve di riduzione dei colmi di piena per il torrente Baganza a Ponte Nuovo e curva di riduzione dell'evento del 14 ottobre 2014

La validità della curva di riduzione dei colmi di piena è stata verificata introducendo nelle analisi anche i campioni di dati fino al 2014. La figura 16 riporta le curve di riduzione dei colmi di piena per il torrente Baganza a Ponte Nuovo unitamente alla corrispondente curva di riduzione dell'evento del 14 ottobre 2014. Come si può notare, l'evento, pur presentando un valore di portata al colmo di elevato tempo di ritorno, presenta invece un volume (deducibile dai valori delle portate medie in assegnata durata) di tempo di ritorno progressivamente decrescente. Il volume complessivo dell'evento (durata 24 ore) si attesta su un valore $T=10$ anni. Tale evento sarebbe stato completamente controllato dal volume disponibile nel solo Comparto 1 nella cassa di espansione oggetto di studio.

L'analisi integrativa svolta sui coefficienti di riduzione dei colmi di piena e sulla posizione del picco considerando anche gli eventi del periodo 2003-2014 per il Baganza a Ponte Nuovo, sulla base delle onde di piena fornite da ARPAE, ha condotto ad individuare modestissimi scostamenti (+2 %) sul parametro temporale θ della formula ed altrettanto piccole (ed ancor meno significative) variazioni della posizione del picco e conseguentemente con piccolissime variazioni sul volume necessario alla cassa d'espansione.

9.4 *Analisi condotte da ARPA-SIM per l'espressione del parere ai sensi dell'art. 5 DPR 1363/59*

L'analisi delle massime portate al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno, al fine della verifica delle portate utilizzate nel progetto, è stata svolta anche dall'Area Idrologia di ARPA-SIMC nel 2015 adottando un approccio stocastico di regionalizzazione del bacino del Parma-Baganza; sono state utilizzate le serie storiche delle stazioni del bacino Parma-Baganza per il periodo 1980-2014 comprendendo l'evento di piena ottobre 2014.

I valori di piena per assegnato tempo di ritorno alla sezione di Ponte Nuovo sul Baganza sono stati ottenuti mediante una distribuzione a doppia componente TCEV con una stima al 1° livello di regionalizzazione, assumendo per i due parametri Λ^ e θ^* i valori stimati dal campione composto dalle due serie di Ponte Nuovo (sezione di chiusura del bacino Baganza) e Ponte Bottego (sezione del Parma a valle della confluenza con il Baganza) e successivamente sono stati stimati i parametri Λ_1 e θ_1 per le singole serie storiche ed i parametri Λ_2 e θ_2 dipendenti da quelli calcolati.*

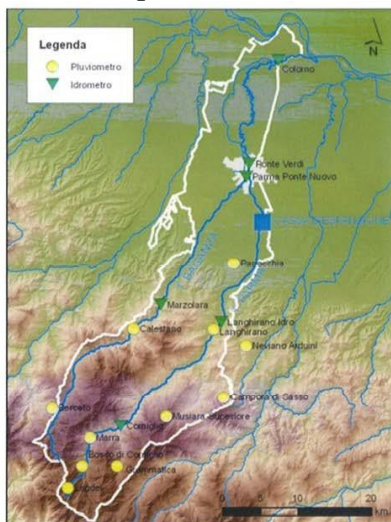


Figura 17 – Stazioni idropluviometriche del bacino Parma-Baganza

T_R	Portate al colmo per il Baganza alla sezione di Ponte Nuovo (mc/s)
5	244
10	317
20	40
50	526
100	630
200	736
500	878
1000	986

Tabella 13 – Distribuzione TCEV per la sezione di Ponte Nuovo

Seguendo le indicazioni riportate nella Direttiva Europea 2007/60/CE, ARPA inoltre provveduto a stimare gli effetti dei cambiamenti climatici sulle piene fluviali, mediante applicazione di un metodo di stima indiretta che lega il comportamento stocastico delle portate al colmo di piena con quello delle piogge intense, al fine di interpretare adeguatamente le statistiche degli eventi estremi poste a base progettuale.

Sono state effettuate simulazioni idrologiche e idrauliche proiettate al 2100 e basate sullo scenario climatico RCP 4.5, che prevede una stabilizzazione della forzante totale radiativa al 2100 mediante l'adozione di tecnologie e strategie atte a ridurre le emissioni di gas serra.

Precisamente, nello scenario RCP 4.5 viene ipotizzato un aumento delle emissioni di CO₂ fino al 2040 ed una successiva diminuzione fino ad un valore inferiore all'attuale, di circa 4.2 PgC/Yr.

L'applicazione di un metodo indiretto, che permette di ricavare la distribuzione delle portate al colmo di piena a partire dalla probabilità delle piogge intense, consente di stimare l'effetto di una variazione di pioggia in condizioni di cambiamento climatico.

*Infatti, considerando la distribuzione di probabilità delle precipitazioni intense e di breve durata, unitamente ad un modello per la risposta del terreno, quale il metodo SCS-CN, è possibile ricavare una formulazione analitica della distribuzione dei colmi di piena ed i legami funzionali tra i parametri delle distribuzioni
i stesse.*

T_R	Portate al colmo per il Baganza alla sezione di
5	350
10	461
20	585
50	752
100	872
200	992
500	1156
1000	1264

Tabella 134 – Distribuzione TCEV per la sezione di Ponte Nuovo con condizioni di cambiamento climatico in proiezione di 100 anni

T_R	Portate al colmo del Baganza a Ponte Nuovo (mc/s)		
	Valori assunti in sede di progetto	TCEV	TCEV con CC scenario 100
5	227	244	350
10	306	317	461
20	397	400	585
50	542	526	752
100	676	630	872
200	835	736	992
500	1093	878	1156
1000	1332	986	1264

Tabella 145 – Stima delle portate al colmo a Ponte Nuovo

Il parere di ARPA conferma i dati DICATeA, assunti alla base del progetto, associando un T_R di ritorno in proiezione climatica.

Il parere di ARPA conferma i dati di progetto associando un T_R di ritorno in proiezione climatica: la portata al colmo riferita ad un $T=200$ anni corrisponde ad una proiezione di cambiamento climatico di ca. +40 anni, mentre la portata al colmo riferita ad un $T=1000$ anni corrisponde ad una proiezione di cambiamento climatico di ca. +110 anni.

In considerazione di quanto sopra illustrato si ritiene che le analisi e gli studi idrologi svolti per il progetto, per l'individuazione dei valori di portata, per i diversi tempi di ritorno, ed il volume d'invaso possano essere una stima appropriata e sufficientemente cautelativa sulla base delle attuali disponibilità di dati e conoscenze.

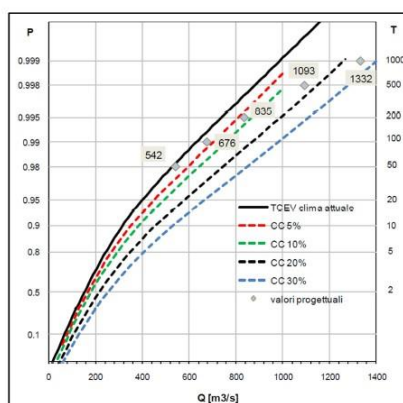


Figura 18 –Distribuzione TCEV per la sezione di Ponte Nuovo con condizioni di cambiamento climatico in proiezione di 100 anni

T_R	PROGETTO Portate al colmo del Baganza a Ponte Nuovo	anni scenario CC
50	542	8.5
100	676	20.3
200	835	38.3
500	1093	73.9
1000	1332	110.3

Tabella 16 – Valutazione scenario proiezione di cambiamento climatico portate di progetto

9.5 Regionalizzazione

Esistono in letteratura diverse metodologie finalizzate alla stima probabilistica di tipo “indiretto” (o di stima regionale) delle portate di piena in una data sezione di un corso d’acqua: esse si basano sull’analisi probabilistica delle portate al colmo massime annue o dei massimi valori delle portate medie giornaliere “misurate” in passato in varie sezioni fluviali, appartenenti allo stesso bacino o anche a bacini idrografici diversi, ma idrologicamente simili.

Tra tali metodologie una delle prime ad essere applicate è quella del cosiddetto “metodo VAPI” per il bacino del Po che prevede che la portata al colmo, $Q_c(T)$, di assegnato tempo di ritorno, possa essere individuata come prodotto di una portata indice, q_i , e di un fattore di crescita, χ_T :

$$Q_c(T) = q_i \cdot \chi_T.$$

Come valore di portata indice q_i conviene assumere, ove disponibile, la media delle portate al colmo massime annue dedotte dalle osservazioni storiche per la stazione di interesse. Per il fattore di crescita χ_T la distribuzione più adatta è risultata essere la GEV:

$$\chi_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \cdot (1 + e^{-ky}), \text{ con } y = -\ln\left(-\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right).$$

i cui parametri ε , α e k sono da individuarsi con riferimento alla regione geografica di appartenenza del bacino del corso d’acqua in esame.

Come si evince dalla Figura 19 seguente, il metodo VAPI suddivide il bacino del fiume Po in sottobacini ritenuti idrologicamente simili, dalle dimensioni molto vaste: in tal senso, il bacino del torrente Baganza ricadrebbe, a rigore, sul bordo della zona geografica denominata D, che comprende gli affluenti appenninici del Po dal Parma al Panaro, ma anche i bacini adriatici dal Reno al Conca (del tutto differenti da un punto di vista idrologico). D’altra parte, essendo il bacino del torrente Baganza posto sul confine con la zona C, si potrebbe altrettanto ragionevolmente applicare i parametri di tale area geografica, anche in relazione ad una maggiore somiglianza con i bacini tipo Arda, Nure, Trebbia ecc. piuttosto che il Reno o peggio ancora il Conca



Figura 19 – Zonazione dei bacini dell'Italia Nord-occidentale secondo il progetto VAPI Italia Nord-occidentale.

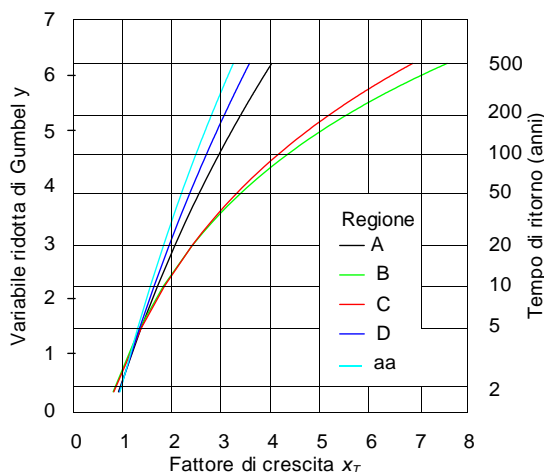


Figura 20 – Progetto VAPI Italia Nord-occidentale: relazione tra fattore di crescita e variabile ridotta di Gumbel al variare del tempo di ritorno.

Il grafico di figura 20 riporta, al variare del tempo di ritorno T_R , la variabile ridotta di Gumbel y in funzione del fattore di crescita x_T : si osserva una notevole variabilità tra i valori relativi alla zona C e quelli relativi alla zona D, sempre più accentuata al crescere del tempo di ritorno T_R ed in particolare in corrispondenza dell'evento duecentennale e superiori. Tale circostanza rende di fatto inapplicabile alla fattispecie tale metodologia in quanto rischierebbe di condurre a stime significativamente differenti tra di loro utilizzando i parametri di una zona rispetto a quelli dell'altra. Di qui la necessità di valutazioni più specifiche e puntuali quali appunto quelle svolte da DICATeA ed ARPAE già precedentemente descritte.

9.6 Riferimenti bibliografici

C.N.R. -GNDCI Linea 1 – GNDCI, progetto VAPI, “Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia”, settori Parma e Genova; 2001

England JF Jr, Jarrett RD, Salas JD (2003) Data-based comparisons of moments estimators using historical and paleoflood data. *J Hydrol* 278:172–196. doi:10.1016/S0022-1694(03)00141-0

Grubbs FE, Beck G (1972) Extension of sample sizes and percentage points for significance tests of outlying observations. *Technometrics* 14:847–854. doi:10.1080/00401706.1972.10488981

Heidarpour B, Saghafian B, Yazdi J & Azamathulla HM (2017) Effect of Extraordinary Large Floods on at-site Flood Frequency, *Water Resources Management*, 31: 4187-4205, DOI 10.1007/s11269-017-1739-x

Spencer C, McCuen R (1996) Detection of outliers in Pearson type III data. *J Hydrol Eng* 1:2–10. doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(1996)1:1(2)

USWRC (1982) Guidelines for determining flood flow frequency. Bulletin 17B (revised and corrected). U.S. Geological Survey, Office of Water Data Coordination, Reston”

Si riportano di seguito il quadro economico e l'elenco elaborati del progetto definitivo elaborato da AIPo:

A	Opere in appalto:			
A1)	Importo totale lordo dei lavori, di cui:			€ 40.191.594,21
	soggetti a ribasso	€ 39.530.694,21		
	oneri per la sicurezza non soggetti a ribasso	€ 660.900,00		
A2)	soggetti ad IVA al 22%	€ 37.700.893,05		
A3)	soggetti ad IVA al 10% (piste, ponti, cavidotti, illuminaz.)	€ 2.490.701,16		
	Valorizzazione del materiale ceduto all'Appaltatore	-€ 3.547.501,17		-€ 3.547.501,17
B	Somme a disposizione della stazione appaltante:			
b.1	IVA, altre imposte e contributi:			
b.1.1	I.V.A. 22% (su A2)	€ 8.294.196,47		
b.1.2	I.V.A. 10% (su A3)	€ 249.070,12		
b.2	Lavori di compensazione e riqualificazione ambientale dell'asta fluviale previsti in progetto ed esclusi dall'appalto	€ 250.000,00		
b.3	Rilievi, accertamenti, indagini e monitoraggi ambientali, idraulici, geotecnici, topografici e strutturali (inclusi contributi e IVA)	€ 522.877,36		
b.4	Allacciamenti ai pubblici servizi ed oneri per spostamento linee ENEL, ITALGAS e TELECOM interferenti (inclusi contributi e IVA)	€ 100.000,00		
b.5	Bonifica da Ordigni Bellici inesplosi (inclusi contributi e IVA)	€ 1.000.000,00		
b.6	Fondo per acquisizione aree e immobili, risarcimento danni per passaggi su proprietà private, compresa consulenza e redazione pratiche presso gli enti competenti	€ 3.400.000,00		
b.7	Accantonamento di cui all'art. 133, c. 3 e 4 del Cod. (1% di A)	€ 401.915,94		
b.8	Spese tecniche per progettazione, DL, sicurezza, Collaudi (inclusi contributi e IVA):	€ 3.671.646,82		
b.9	Spese per pubblicità, procedure di gara ed oneri istruttori (inclusi contributi e IVA)	€ 70.000,00		
b.10	Conferimento in discarica di eventuali rifiuti rinvenuti in alveo (inclusa IVA)	€ 300.000,00		
b.11	Imprevisti ed arrotondamenti	€ 96.200,25		
	Totale somme a disposizione dell'Amministrazione	€ 18.355.906,96		€ 18.355.906,96
	FINANZIAMENTO			€ 55.000.000,00

QUADRO PROGETTUALE GENERALE	SICUREZZA E CANTIERIZZAZIONE
FINCO FINORATI	AGGIORNAMENTO PRIME INDICAZIONI E DISPOSIZIONI PER LA STESURA DEL PIANO DI SICUREZZA
RELAZIONE GENERALE	PLANIMETRIA DELLE FASI ESECUTIVE
STUDIO DI INSERIMENTO URBANISTICO	PLANIMETRIA DELLE INDAGINI PER LA BONIFICA DA ORDIGNI RELIICI INFESPL OSI (ROB)
COROGRAFIA DI INQUADRAMENTO GENERALE	
PLANIMETRIA STATO DI FATTO (RILIEVI PIANOALTIMETRICI)	
	PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO
PLANIMETRIA GENERALE	RELAZIONE DESCRITTIVA
	PLANIMETRIA CATASTALE
PLANIMETRIA DI DETTAGLIO	ASPETTI TECNICO - ECONOMICI
PROFILI LONGITUDINALI	QUADRO ECONOMICO
SEZIONI TRASVERSALI (1 DI 6)	COMPUTO METRICO ESTIMATIVO
SEZIONI TRASVERSALI (2 DI 6)	ELENCO PREZZI UNITARI
SEZIONI TRASVERSALI (3 DI 6)	ANALISI PREZZI
SEZIONI TRASVERSALI (4 DI 6)	DISCIPLINARE DESCRITTIVO E PRESTAZIONALE DEGLI ELEMENTI TECNICI
SEZIONI TRASVERSALI (5 DI 6)	
SEZIONI TRASVERSALI (6 DI 6)	
	ARGINATURE
IDROLOGIA, MORFOLOGIA E IDRAULICA	PLANIMETRIA
RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA DELL'ASIA FLUVIALE	PROFILI LONGITUDINALI
RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA DELLA CASSA DI ESPANSIONE	SEZIONI TIPOLOGICHE 1, 2, 3 E PARTICOLARI (1 DI 2)
RELAZIONE GEOMORFOLOGICA	SEZIONI TIPOLOGICHE 4, 5, 6, 7 E PARTICOLARI (2 DI 2)
ALIANE GEOMORFOLOGICO	
	MANUFATTI
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA	MANUFATTO "A": PIANTA, SEZIONI E PROSPETTO
RELAZIONE FINALE PIANO DELLE INDAGINI PROPEDEUTICHE ALLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA	MANUFATTO "B": PIANTA, SEZIONI E PROSPETTO
RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA	MANUFATTO "C": PIANTA E PROFILO LONGITUDINALE
RFIAZIONF IDROGEOLOGICA: ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI DALL'OPERA MEDIANTE MODELLO	MANUFATTO "C": SEZIONI
NUMERICO DI FLUSSO	PARTICOLARI COSTRUTTIVI
RFIAZIONF GEOTECNICA	BRIGLIE E SISTEMAZIONI D'ALVEO
RELAZIONE TECNICA STUDIO DEL TRASPORTO SOLIDO	BRIGLIA DI MONTE: PIANTA, SEZIONI E PARTICOLARI
PLANIMETRIA DELLE INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE	SOGLIA DI VALLE E SISTEMAZIONI D'ALVEO: PIANTA E SEZIONI
PLANIMETRIA IDROGEOLOGICA	
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - SEZIONE LUNGO S14	INSERIMENTO AMBIENTALE
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - SEZIONE LUNGO S09 (EX 7)	RELAZIONE DESCRITTIVA
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - PROFILO LUNGO P05bis	PLANIMETRIA GENERALE
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - PROFILO LUNGO P02	PLANIMETRIA DI DETTAGLIO E SEZIONI TIPOLOGICHE
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - PROFILO LUNGO P07	
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - PROFILO LUNGO P08	RUMORE E VIBRAZIONI
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - SEZIONE LUNGO S03	DOCUMENTO PREVISIONALE DI IMPATTO ACUSTICO E DA VIBRAZIONI
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - SEZIONE LUNGO S04	
PROFILI GEOLOGICI E GEOTECNICI - PROFILO LUNGO P04	INSERIMENTO PAESAGGISTICO
SEZIONI GEOLOGICHE SUD NORD	RELAZIONE PAESAGGISTICA
SEZIONI GEOLOGICHE OVEST-EST	RELAZIONE PAESAGGISTICA - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
	RELAZIONE PAESAGGISTICA - FOTOINSERIMENTI
STRUTTURE E IMPIANTI	STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE
RELAZIONE SULLE STRUTTURE	QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE
CALCOLI DELLE STRUTTURE	QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE - ALLEGATI GRAFICI
RELAZIONE SUGLI IMPIANTI	QUADRO DI RIFERIMENTO PROGRAMMATICO
EDIFICIO SFRVIZI	QUADRO DI RIFERIMENTO PROGRAMMATICO - ALLEGATI GRAFICI
PLANIMETRIA IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE E DISTRIBUZIONE ENERGIA	QUADRO DI RIFERIMENTO AMBIENTALE
	QUADRO DI RIFERIMENTO AMBIENTALE - ALLEGATI GRAFICI
TERRE E ROCCE DA SCAVO, GESTIONE DELLE MATERIE	VALUTAZIONE DEGLI IMPATTI E MISURE DI MITIGAZIONE
RELAZIONE SULLA GESTIONE DELLE MATERIE	VALUTAZIONE DEGLI IMPATTI E MISURE DI MITIGAZIONE - INDAGINI E VALUTAZIONI SPECIALISTICHE
PIANO DI UTILIZZO DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO	VALUTAZIONE DEGLI IMPATTI E MISURE DI MITIGAZIONE - ALLEGATI GRAFICI
INDAGINE AMBIENTALE PER L'IMPIANTO DELL'ARFADFI LA PRESUNTA DISCARICA NEI PRESSI	PROGETTO DI MONITORAGGIO AMBIENTALE
DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI SALA BAGANZA	
PLANIMETRIA DI INQUADRAMENTO GENERALE	SINTESI IN LINGUAGGIO NON TECNICO
PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE	SINTESI IN LINGUAGGIO NON TECNICO
	SINTESI IN LINGUAGGIO NON TECNICO - ALLEGATI GRAFICI
INTERFERENZE	ARCHEOLOGIA
RFIAZIONF DESCRITTIVA E PROGETTO DI RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE	RELAZIONE ARCHEOLOGICA - SAGGI ARCHEOLOGICI
PLANIMETRIA CON INDIVIDUAZIONE DELLE INTERFERENZE	PLANIMETRIA DI UBICAZIONE DEI SAGGI ARCHEOLOGICI

CONSIDERATO

La richiesta di parere della Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche è relativa agli aspetti afferenti la sicurezza ai sensi dell'ex art.5 del Decreto del Presidente della Repubblica 1 novembre 1959, n. 1363.

La documentazione è stata predisposta a livello di progetto definito elaborato da AIPO che ha in concessione la diga di Baganza, che insiste sul Torrente Baganza affluente del Torrente Parma che attraversa la città di Parma.

Il progetto della cassa di espansione ha lo scopo di affiancare l'esistente cassa di espansione sul torrente Parma nella difesa idraulica della città di Parma e dell'abitato di Colorno. L'evento del 13 ottobre 2014 verificatosi sul torrente Baganza ha provocato infatti ampie esondazioni in città, e il sormonto di Ponte Nuovo (in prossimità della confluenza del torrente Baganza con il Parma), risultato in parte danneggiato. In tale occasione fu stimata una portata massima a Ponte Nuovo pari a circa 722 m³/s, significativamente superiore a quella registrata nell'intero periodo di osservazione precedente.

Il progetto definitivo della cassa di espansione sul torrente Baganza, a monte della città di Parma, prevede la creazione di una capacità d'invaso per laminazione delle piene suddivisa in due comparti. Il "comparto 1", in linea ed il "comparto 2" in derivazione dal "comparto 1". La continuità idraulica dei due comparti è assicurata da un'opera di sfioro. Il volume utile della cassa di espansione è pari a circa 5,2 Mm³, ricavato in parte mediante scavo dei terreni alluvionali. Il "comparto 1" ha un volume utile per la laminazione di circa 3 Mm³, mentre il volume utile per la laminazione del "comparto 2" è prossimo a 2,2 Mm³.

Prima dello sbarramento principale, afferente al “comparto 1”, la sponda destra dell’alveo è presidiata da un soglia di fondo, realizzata prevalentemente con materiale in sito che separa l’alveo stesso dal comparto. Tale opera ha la funzione di convogliare direttamente le portate minori verso le luci di fondo del “comparto 1”, in modo da evitare l’allagamento e l’interrimento del comparto e la conseguente riduzione della capacità destinata alla laminazione degli eventi di piena maggiori. Superato lo sbarramento principale, l’alveo prosegue risagomato e con una pendenza inferiore a quella originaria, riceve quindi, in caso di piena, anche le portate scaricate dal manufatto di sfioro del “comparto 2”.

In estrema sintesi, dal punto di vista costruttivo, lo sbarramento principale, trasversale al corso d’acqua, è di tipo “misto”, essendo costituito da:

- una diga a gravità in calcestruzzo dotata di sfioratore a soglia libera e di luci di fondo regolabili, ubicata in corrispondenza dell’alveo del torrente;
- il già citato manufatto sfioratore (tra comparto 1 e 2), sempre a gravità in calcestruzzo;
- un rilevato di terra, ubicato nell’area golenale destra, a separazione tra i comparti 1 e 2.

La definizione degli idrogrammi di piena del torrente Baganza per assegnati tempi di ritorno è stata oggetto di numerose analisi avviate dalla AIPO con il Piano Stralcio per l’Assetto idrogeologico del 2001, poi proseguite dall’Autorità di Bacino con il progetto di Variante al PAI del 2015. Parallelamente, il DICATeA dell’Università degli Studi di Parma, per conto della Regione Emilia Romagna, mise a punto lo *“Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza, 2003”*. Tale studio era basato sull’elaborazione statistica diretta dei dati di portata ottenuti mediante una legge di conversione delle altezze idrometriche registrate a Ponte

Nuovo dal 1975 al 2002, ricavata mediante simulazioni con modello matematico. La portata millenaria (Tempo di ritorno 1000 anni) fu determinata pari a 1332 m³/s. Successivamente, nell'ambito dello studio *“Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza”*, lo stesso DICATeA ha ridefinito lo studio precedente avvalendosi dei dati idrometrici registrati da ARPA a Ponte Nuovo nel periodo 2003-2013. In seguito AIPo ha chiesto il parere di ARPA Emilia Romagna, la quale, ha fornito proprie valutazioni che sostanzialmente confermano quelle effettuate dal DICATeA, anche tenendo conto - in accordo con quanto stabilito dalla Direttiva 2007/60/CE - degli effetti dei cambiamenti climatici sulla formazione delle piene fluviali.

L'idrogramma sintetico con tempo di ritorno di 1000 è quindi stato utilizzato per la verifica del franco netto dello sfioratore del “comparto 1”, mentre gli idrogrammi sintetici con tempo di ritorno di 100 e 200 anni sono stati utilizzati, per le verifiche dell'efficacia idraulica della cassa in rapporto agli obiettivi di mitigazione del rischio idraulico a valle.

In particolare in merito all'evento di piena del dicembre 2014, si rileva che per la curva di crescita della portata nella Relazione idrologica e idraulica del progetto definitivo della cassa (paragrafo 2.3.3), vengono svolte anche considerazioni specifiche sull'evento “eccezionale” del 2014, non utilizzato nelle analisi idrologiche in quanto la sua introduzione nella statistica dei colmi di piena avrebbe comportato *“una sovrastima complessiva delle portate di piena”*.

Relativamente alla disciplina delle arginature fluviali rientranti nelle norme sulle dighe la Circolare P.C.M. n. DSTN/2/7311/1999, intervenuta sull'argomento, ha consolidato la prassi prevalente chiarendo che *“le casse di espansione, intese come aree opportunamente arginate per consentire l'accumulo temporaneo di acqua in occasione di eventi di piena mediante sfioro di una soglia libera o regolabile inserita in un tratto di sponda del corso d'acqua, oppure mediante altri sistemi quali sifoni auto innescanti o tratti di argine*

fusibili, non rientrano nelle fattispecie previste dall'art. 1 della L.584/1994. La loro custodia è demandata all'autorità idraulica competente che opererà, anche in virtù di quanto previsto dall'art. 4, comma 10-ter, della L.677/1996, in conformità di quanto disposto con R.D.2669/1937". Inoltre la stessa Circolare ha indicato che "per gli sbarramenti per la laminazione delle piene rientranti nelle fattispecie previste dall'art. 1 della L. 584/1994 la cui progettazione e gestione sono demandate all'autorità idraulica deputata alla tutela del buon regime delle acque, potrà essere stabilito un accordo di programma tra il Servizio nazionale dighe e le singole autorità teso a definire, anche tenuto conto della «Premessa» al Regolamento dighe n. 1363/1959, le procedure per il loro controllo e la relativa vigilanza".

La Circolare ha in sostanza precisato che rientrano nella competenza del Servizio nazionale dighe (ora D.G. Dighe) le c.d. "casse in linea" o "casse di valle", se realizzate tramite sbarramenti in alveo che per altezza o volume di invaso rientrano nella fattispecie della "grandi dighe", escludendo quindi quelle c.d. "in derivazione".

Infine, si evidenzia che secondo le indicazioni della Circ. PCM n.7311/1999 è stato sottoscritto tra D.G. Dighe ed AIPo un Protocollo di intesa per disciplinare le attività di vigilanza sulle grandi dighe e traverse gestite da AIPo.

Si riportano nel seguito le specifiche considerazioni dell'Assemblea sui singoli aspetti d'esame.

Si intendono richiamate e condivise, salvo quanto nel seguito del presente parere diversamente specificato ed illustrato, le prescrizioni e raccomandazioni formulate dalla Direzione generale per le dighe, come riportate anche nelle "Osservazioni istruttorie" del punto 8 della "Relazione istruttoria", integralmente riportata nelle premesse che precedono.

ASPETTI GEOTECNICI

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici sono stati affrontati sia dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica, con relativa definizione dei modelli di

sottosuolo che da quello delle verifiche statiche (in condizioni ultime e di esercizio) e sismiche. In particolare in campo statico sono state effettuate analisi di filtrazione attraverso gli argini e nei terreni di fondazione con le relative verifiche al sifonamento, verifiche di stabilità dei rilevati nelle diverse condizioni idrauliche previste da normativa, dimensionamento dei diaframmi, analisi dei cedimenti. In campo sismico sono state condotte le verifiche del potenziale di liquefazione nonché le analisi di stabilità degli argini previste da normativa

Il lavoro di caratterizzazione geotecnica è particolarmente accurato e basato su diverse campagne di indagini i cui risultati sono stati impiegati per individuare per ciascuna delle sezioni individuate per le verifiche gli specifici modelli geotecnici differenziati sulla base dei differenti spessori dei litotipi individuati mediante le campagne di sondaggi (spinti fino a profondità di 40-60m) con relativi prelievi di campioni disturbati e scavi di pozzi fino a 4m di profondità.

I tre principali litotipi individuati appartengono: il primo, costituito da sabbie e ghiaie, all'Unità di Modena (litotipo A1) mentre il secondo e il terzo, costituiti rispettivamente da ghiaie e sabbie in abbondante matrice limo-argillosa (litotipo B1) e da livelli limo-argillosi (litotipo B2), al subsistema di Ravenna.

Le caratteristiche meccaniche dei litotipi sono state ricavate dalle correlazioni con i risultati della cospicua serie di prove in situ (prevalentemente penetrometriche dinamiche pesanti), per i terreni incoerenti, nonché sui risultati di prove di laboratorio per il litotipo limo-argilloso

I valori dei parametri ricavati sono riassunti nella tabella a seguire.

Tabella 7 - Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità delle unità geotecniche di progetto

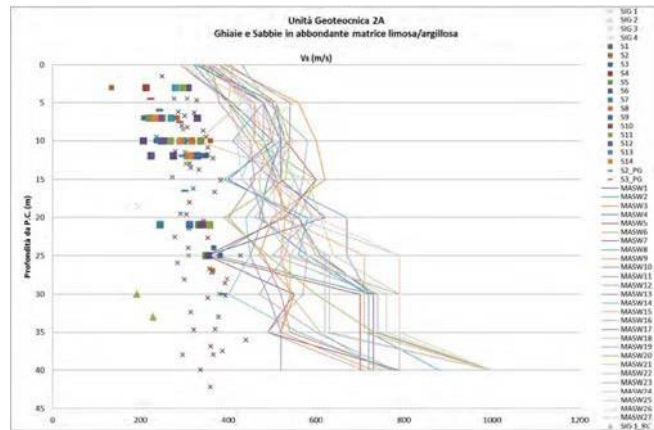
		U.G.	γ/γ'	Φ'_k	c'_k	c_u	E	M	C_c
				(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-
Sistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2a	20/10	36	0	0	40+70*	-	-
	Livelli prettamente limoso argillosi	2b	19/9	25	10/20	90	-	5+15*	0.2+0.3

*Valori crescenti con la profondità

Per quanto riguarda l'inquadramento sismico locale esso è stato basato su prove misure dirette di tipo MASV (27 stendimenti) per la valutazione di V_s e su correlazioni tra la V_s e i risultati di prove in situ N_{spt} ; per quanto riguarda il potenziale di liquefazione la verifica è stata omessa poiché il fuso granulometrico dei litotipi potenzialmente a rischio non la richiede. Per quanto riguarda le accelerazioni massime relative ai diversi stati limite, esse sono state derivate sulla base dei riferimenti normativi e confermate da uno studio sismo- tettonico.

Tabella 1 – a_{max} in funzione degli stati limite di riferimento.

Stato Limite	T_R	a_g/g	a_{max}/g
	[anni]	[g]	[-]
SLO	120	0.092	0.111
SLD	201	0.112	0.136
SLV	1898	0.237	0.276
SLC	2475	0.255	0.292



Per quanto riguarda la caratterizzazione delle curve di decadimento del modulo, esse sono state ricavate dai risultati di prove di Colonna Risonante sui campioni indisturbati per i bassi livelli deformativi e da prove triassiali cicliche per i livelli deformativi elevati.

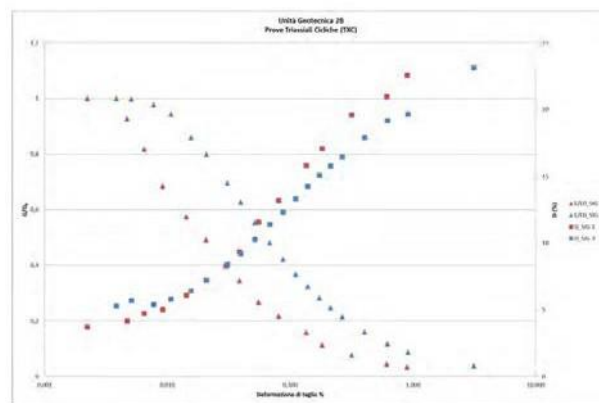


Figura 18 - Risultati delle prove triassiali cicliche su provini dell'Unità Geotecnica 2B

Per quanto riguarda i rilevati essi sono stati realizzati impiegando i materiali provenienti dai litotipi 2A (80%) e 2B (20%), compattati per strati di 30 cm e per ottenere le caratteristiche idonee sia dal punto di vista della costituzione che delle caratteristiche meccaniche.

Per quanto riguarda le verifiche esse sono state condotte impiegando i diversi modelli geotecnici di riferimento in base alla collocazione delle sezioni di verifica.

In riferimento ai rilevati arginali sono state effettuate verifiche di filtrazione e sifonamento e verifiche di stabilità globale dei rilevati, queste ultime nelle diverse condizioni critiche previste (statiche e sismiche), relative alle diverse condizioni

idriche (vasca piena e rapido svaso) nonché verifiche di cedimenti dovuti alle oscillazioni di falda.

Ciò premesso, di seguito ci si riferisce alle criticità in ordine alle “Arginature: Tipologie e scelte progettuali”, “Arginature: Verifiche di stabilità e liquefazione”, “Arginature: Valutazione dei cedimenti”, “Arginature: Verifiche al sifonamento e campi prova Jet-Grouting”.

Si riporta di seguito l’osservazione di cui alla nota della Commissione relatrice Prot. n. 9103 del 24/10/17 integralmente rappresentata nelle premesse e relativa alle “Arginature: Tipologie e scelte progettuali”:

“Nel progetto sono utilizzate 7 sezioni tipologiche degli argini che concorrono a realizzare i comparti 1 e 2. I rilevati arginali, realizzati con materiali aventi permeabilità di progetto pari a 10^{-7} m/s, risultano in alcuni casi ammorsati nel terreno di fondazione sia nella parte interna che in quella esterna dell’argine fino al raggiungimento dell’unità U.G.2 A/B (A: ghiaie e sabbie; B: livelli limo-argillosi). Nella parte interna al rilevato per le sezioni tipo 1, 5, e 7, sono spesso presenti zone di materiale lasciato in posto francamente ghiaioso U.G.1 (depositi sebbiosi-ghiaiosi). Le sezioni tipo 2, 6, e 3, in parte, sono caratterizzate da un’unghia drenante a valle costituita perlopiù dalla U.G.1. o da terreni A1-A2 (terreni ghiaiosi più permeabili appartenenti alla U.G.1) provenienti dagli scavi. Le analisi di filtrazione effettuate per le sezioni tipo 1 e 7, mostrano una modellazione 2D del problema con la zona interna la rilevato di permeabilità maggiore confinata da materiale a permeabilità minore, a formare quindi una “lente” all’interno del rilevato. Quanto modellato potrebbe non corrispondere al problema reale a causa di una possibile connessione esterna all’argine dell’U.G.1 non tenuta in conto nella modellazione 2D sia per questioni stratigrafiche che di raccordo tra i diversi tipi di sezioni assunte in progetto. Risulta pertanto necessario approfondire tale scelta progettuale ove non si propendesse per una soluzione che connetta la “lente” con l’unghia di valle al fine di veicolare all’esterno le portate intercettate. Infine si chiede di motivare la scelta dello

spessore di materiale (lato interno argine sez. 6), tenendo presente l'inserimento di materiale da filtro tra il materiale compattato e l'unità U.G.1."

Si riporta di seguito la risposta di AIPo trasmessa con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017 integralmente rappresentata nelle premesse:

"L'area in oggetto è, come ben noto, caratterizzata dalla presenza di una coltre superficiale di terreni di natura ghiaiosa e permeabilità medio-alta legati alle divagazioni dell'alveo del Baganza. Tali terreni sono stati inclusi nell'unità geotecnica 1.

Al di sotto si trovano ghiaie e sabbie e livelli limo-argillosi appartenenti all'unità geotecnica 2 (U.G. 2 A e B) con caratteristiche di permeabilità nettamente inferiori.

Per le arginature da realizzare con materiale avente permeabilità di progetto pari a 10^{-7} m/s è stato previsto un taglione lato cassa immorsato nell'U.G.2 in modo tale che non si possano innescare fenomeni di filtrazione al di sotto del corpo del nuovo rilevato arginale.

Si tratta di una soluzione che è stata già realizzata e collaudata efficacemente nel corso di lavori eseguiti in aree prossime a quella in oggetto con condizioni geotecniche simili (argini della cassa sul Parma e della cassa sull'Enza).

La profondità e l'estensione del taglione è stata accuratamente valutata interpretando tutte le informazioni a disposizione (sondaggi, trincee esplorative, rilievi di superfice etc.).

Al fine di ottimizzare i movimenti terra e nell'ottica della sostenibilità economica ed ambientale dell'intervento è stato deciso, ove possibile, di non rimuovere l'U.G. 1 approfondendo il piano di imposta dei nuovi rilevati arginali.

In corrispondenza delle sezioni 2, 3 e 6 l'U.G.1 è stata lasciata in posto a formare un dreno nella porzione di valle del rilevato arginale, condizione che aumenta il grado di sicurezza nei confronti del pericolo di sifonamento.

In corrispondenza delle sezioni 1, 5 e 7 tale soluzione non è percorribile in quanto gli argini sono progettati, con riferimento alla sezione 1, per dividere i due comparti e, con riferimento alle sezioni 5 e 7, per dividere la cassa dall'alveo del Baganza. In tali sezioni la presenza di un dreno lato valle porterebbe ad una non accettabile condizione di imbibizione dei rilevati in condizioni di normale esercizio ovvero con presenza di acqua nel Baganza e cassa vuota, o nel caso di entrambi i comparti in utilizzo. La scelta progettuale è stata pertanto quella di realizzare anche un taglione lato valle in modo da confinare le lenti di materiale a più elevata permeabilità presenti al di sotto dei nuovi rilevati.

Tali lenti, di natura esclusivamente superficiale, saranno quindi completamente confinate dai taglioni previsti anche in corrispondenza delle sezioni di raccordo e/o collegamento con i manufatti. In sede di progettazione definitiva si è ritenuto

coerente demandare i dettagli specifici di tale aspetto alla progettazione esecutiva dove si potrà anche dimostrare, o più nel dettaglio, che le portate in grado di attraversare i taglioni impermeabili non saranno sufficienti a saturare il volume di UG1 presente al di sotto dei nuovi rilevati.

Per quanto riguarda gli spessori minimi con cui dovrà essere realizzato il paramento arginale in materiale a bassa permeabilità si è fatto riferimento ad uno spessore minimo di 3 m sulla base delle esperienze e delle linee guida relative agli argini di Po. Spessori maggiori sino a 4 m sono stati utilizzati in presenza di gradienti idraulici elevati o dove reso possibile dal bilancio terre scavi-riporti."

Relativamente alle "Arginature: Tipologie e scelte progettuali" si osserva quanto segue.

Il progettista approfondisce le scelte progettuali relativamente alle sezioni tipo da 1 a 7. Nel merito delle problematiche di definizione e modellazione delle sezioni 1, 5 e 7 ribadendo la correttezza della soluzione adottata evidenzia l'importanza della necessità di un corretto confinamento delle lenti di materiale a più elevata permeabilità, rimandando però in sede di progettazione esecutiva il dettaglio su come tale confinamento viene garantito.

Cogliendo positivamente le risposte del progettista su questo punto si sottolinea l'importanza, nella fase di progettazione esecutiva, degli elaborati che illustrino se, e con che grado di attendibilità, è possibile confinare lo strato di U.G.1 lasciato in posto, non solo per le sezioni tipo ma anche e soprattutto per le sezioni di raccordo e/o collegamento con i manufatti.

In merito allo spessore di materiale della sezione 6 (lato interno argine) si suggerisce di porre particolare attenzione a tale aspetto in sede di progettazione esecutiva.

Si riporta di seguito l'osservazione di cui alla nota Commissione relatrice Prot. n. 9103 del 24/10/17 integralmente rappresentata nelle premesse e relativa alle "Arginature: Verifiche di stabilità e liquefazione":

“La scelta di escludere la “verifica a liquefazione in condizioni sismiche” è stata presumibilmente assunta in quanto dalle verifiche effettuate risultano soddisfatte due “circostanze” di esclusione tra quelle previste dal D.M. 14/01/08. Relativamente alla prima “circostanza” $(N1)_{60} > 30$, si fa presente che i valori di $(N1)_{60}$ (figura 6 – Relazione Geotecnica) mostrano un elevato grado di dispersione e valori minori di 30, ovvero tali da non soddisfare la “circostanza” descritta dal D.M. 14/01/08. Per quanto riguarda, invece, il secondo motivo di esclusione della “verifica”, nel prendere atto che le curve granulometriche dei campioni prelevati nella campagna di indagine più recente si estendono al di fuori dei “fusi” dei terreni suscettibili alla liquefazione, appare opportuno osservare che il D.M. 26/06/14 relativamente alle metodologie di analisi sismica per le dighe in materiali sciolti evidenzia che “la presenza di materiali scarsamente addensati e saturi., nel corpo diga e nel terreno di fondazione, richiede anche una verifica nei confronti della liquefazione” nonché precisa che uno degli stati limite da considerare oltre a quanto già disciplinato circa la definizione degli stessi è quello di “rottura per liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione”. Si osserva pertanto l’opportunità di effettuare la “verifica per liquefazione in condizioni sismiche” per l’argine.”

Si riporta di seguito la risposta di AIPo trasmessa con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017 integralmente rappresentata nelle premesse:

“Le verifiche a liquefazione sono state condotte ai sensi del art. 7.11.3.4.1 delle NTC 08 DM 14-1-08 sia per la distribuzione granulometrica dei terreni di fondazione che per la resistenza penetrometrica media normalizzata $N_{1,60}$ media determinata con le prove SPT [vd. relazione Geotecnica, elaborato BAG2_03GEO_R_RE_04_C, pagina 11]

Ad ulteriore comprova la stabilità nei confronti della liquefazione è stata valutata con metodi di analisi dinamica semplificata.

...

Con riferimento alle verifiche a liquefazione del “corpo diga” preme sottolineare quanto segue: gli argini sono previsti con materiale selezionato (vedi paragrafo 5 della relazione geotecnica del progetto definitivo) messi in opera in strati di spessore non superiore a 30 cm con grado di costipamento minimo pari a 95% del massimo ottenuto con la prova proctor Standard. Si tratta, quindi, di materiale

con un buon contenuto di fino (superiore al 25%) e con un buon grado di addensamento.

Rimane poi da osservare che, come dichiarato nelle ipotesi alla base del progetto definitivo, trattandosi di una cassa di espansione l'azione sismica è stata valutata in concomitanza alle condizioni di esercizio, ovvero di invaso vuoto, che nello specifico si traduce in una condizione di argine non saturo."

Relativamente alle "Arginature: Verifiche di stabilità e liquefazione" si osserva quanto segue.

Nonostante una delle due circostanze di esclusione delle verifiche a liquefazione fosse soddisfatta, il progettista ha colto positivamente la richiesta di un'ulteriore verifica alla liquefazione che è stata svolta impiegando i metodi di analisi dinamica semplificata.

La verifica ha confermato l'esclusione di problematiche di liquefazione.

Anche rispetto alla richiesta di verifiche a liquefazione del "corpo diga", il progettista, ha esplicitato con dettaglio gli aspetti sulla base dei quali viene omessa la verifica. Si ritiene pertanto che la risposta sia considerabile esaustiva, contenendo il grado di approfondimento richiesto.

Si riporta di seguito l'osservazione di cui alla nota Commissione relatrice Prot. n. 9103 del 24/10/17 integralmente rappresentata nelle premesse e relativa alle "Arginature: Valutazione dei cedimenti":

"La valutazione dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati, ha evidenziato (sez. 3 – profilo 3) ad una distanza di 35 m dal rilevato (zona in cui sono presenti dei fabbricati) un cedimento di 4,0-5,0 cm, mentre ad una distanza di 55 m dal rilevato (nella parte opposta dei fabbricati di lunghezza circa 20 m) risultano cedimenti di 1,5-2,0 cm. Si ritengono necessari ulteriori approfondimenti sulla valutazione e ammissibilità dei cedimenti differenziali e gli effetti indotti che interessano la struttura e i fabbricati visto che, tra l'altro, analoga problematica si riscontra anche con il profilo 4."

Si riporta di seguito la risposta di AIPo trasmessa con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017 integralmente rappresentata nelle premesse:

“In corrispondenza della sezione tipo 3 (profilo argini 3, arginatura est del comparto 2), gli edifici (di larghezza pari a 20 m circa in pianta) si trovano ad una distanza di 50 m circa dall’asse del rilevato arginale. A 50 m dall’asse del rilevato i cedimenti stimanti sono dell’ordine di 3 cm e pari a 2 cm a 70 m. Si tratta di cedimenti limitati con distorsioni angolari, sotto l’impronta degli edifici, inferiori a 1/2000 tali quindi da non rappresentare alcun pericolo per le strutture esistenti. In corrispondenza della sezione tipo 4 (profilo argini 4, arginatura est del comparto 1), gli edifici si trovano ad una distanza simile con la differenza che il rilevato è di altezza molto più limitata, pari al più a 5 m, dall’attuale piano campagna e, quindi, con cedimenti indotti dei terreni di fondazione pressoché trascurabili.”

Relativamente alle “Arginature: Valutazione dei cedimenti” si osserva quanto segue.

Il progettista ha svolto gli approfondimenti richiesti fornendo una valutazione sulla ammissibilità dei cedimenti differenziali indotti dalla realizzazione del rilevato arginale. In proposito, si suggerisce per una più facile lettura delle risposte alle osservazioni che tali valutazioni vengano inserite nell’elaborato di progetto esecutivo, inserendo una planimetria di dettaglio della zona comprensiva di rilevato arginale e fabbricati nonché una sezione trasversale rilevato-fabbricato-isolinee cedimenti.

Si riporta di seguito l’osservazione di cui alla nota Commissione relatrice Prot. n. 9103 del 24/10/17 integralmente rappresentata nelle premesse e relativa alle “Arginature: Verifiche al sifonamento e campi prova Jet-Grouting”:

“Relativamente alle verifiche al sifonamento, visti i valori assunti per il peso per unità di volume del rilevato, si richiama l’opportunità di eseguire verifiche icr/ies assumendo $icr=0,9$ nonché di svolgere le verifiche con i tre approcci utilizzati (icr/ies , metodo di Lane, $u_{inst,d} < \sigma_{stb,d}$) per tutte le sezioni tipologiche già previste. Dalla corretta

esecuzione del diaframma di tenuta (realizzato nel caso in esame dalla compenetrazione di colonne di terreno consolidato mediante la tecnica del jet-grouting) deriva il soddisfacimento della verifica al sifonamento per alcune sezioni, appare quindi necessario prevedere nel progetto definitivo la programmazione di specifici campi prova in fase esecutiva che permettano di valutare il corretto grado di compenetrazione delle colonne anche tramite doppia fila di colonne. Il D.Lgs 18/04/16, n. 50 precisa che “il progetto definitivo individua compiutamente i lavori da realizzare, ... , nonché la quantificazione definitiva del limite di spesa per la realizzazione e del relativo cronoprogramma, ...”.

Si riporta di seguito la risposta di AIPo trasmessa con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017 integralmente rappresentata nelle premesse:

“L’assunzione di un gradiente critico $i_{cr} = 0.9$ rappresenta un condivisibile grado di sicurezza.

In quest’ipotesi il mantenimento di un coefficiente di sicurezza almeno pari a 2 (come indicato nelle emanande NTC 14) tra il gradiente critico e quello in uscita i_e pari a 2 corrisponde ad avere un gradiente i_e massimo inferiore a 0.45. In base alle simulazioni svolte il gradiente massimo i_e risulta pari a 0.279, quindi ben minore di 0.45.

Le verifiche sono state condotte per tutte le sezioni tipologiche con eccezione delle sezioni 4 e 5 per le quali sono previsti tiranti idraulici molto limitati (DH max 3 m).

Per quanto riguarda la corretta esecuzione del taglione con colonne in jet grouting, con riferimento alle limitate profondità dello stesso, si evidenzia come vi siano soddisfacenti esempi in letteratura di opere realizzate con un’unica fila di colonne completamente compenstrate.

Si condivide appieno la necessità del campo prove, quale elemento fondamentale per la corretta esecuzione di tale lavorazione, aspetto che trova riscontro nella relativa voce prezzo, comprensiva degli oneri per il campo prove. Nel quadro economico tale lavorazione presenta un importo ben superiore ai due milioni di euro, tale quindi da rendere il campo prove un onere compreso nel prezzo più che congruo.”

Relativamente alle “Arginature: Verifiche al sifonamento e campi prova Jet-Grouting” si osserva quanto segue.

Il progettista ha assunto come richiesto $i_{cr} = 0.9$. Le verifiche a sifonamento, a valle della modifica, risultano soddisfatte.

In merito alle sezioni 4 e 5 anche in presenza di tiranti idraulici massimi di 3 m si richiede comunque di effettuare le verifiche a sifonamento da inserire nell'elaborato di progetto esecutivo.

Per quanto riguarda l'esecuzione del taglione idraulico in colonne di jet-grouting, si conferma la necessità di un campo prove per i trattamenti in jet-grouting al fine di valutare la corretta compenetrazione delle colonne realizzate.

Si ritiene che gli specifici elaborati di progetto esecutivo ne debbano tener conto con riferimento alla relativa disciplina contrattuale.

ASPETTI IDROLOGICI E IDRAULICI

Di seguito ci si riferisce alle criticità in ordine alla “scelta delle alternative progettuali”, alla “definizione dei benefici attesi sul territorio in termini di mitigazione del rischio e di valutazione del rischio residuo”, di “interferenza con altre opere idrauliche già realizzate”.

Sulla “scelta delle alternative progettuali”: si evidenzia come le ipotesi “alternative” esaminate nella progettazione non sono altro che le medesime opere in progetto traslate nello spazio di poche centinaia di metri; attesa l'estrema vulnerabilità idraulica della zona oggetto dell'intervento, testimoniata anche dai recenti eventi di questi giorni, ci si sarebbe aspettato un esame più “olistico” delle strategie di gestione del rischio idraulico, valutando, per esempio, come ipotesi “alternativa” la realizzazione di un serbatoio montano a uso plurimo (laminazione delle piene e riserva idrica) che potrebbe offrire da solo, o anche in sinergia con la cassa di valle in progetto opportunamente modificata, un'efficace regolazione dei deflussi nel sistema fluviale complessivo dei Torrenti Parma e Baganza in ragione

della sottrazione di un considerevole volume idrico alla formazione delle piene e della favorevole alterazione dei tempi di risposta dei diversi bacini idrografici contribuenti agli idrogrammi di piena rilasciati a Parma.

Sulla “definizione dei benefici attesi sul territorio in termini di mitigazione del rischio e di valutazione del rischio residuo”: si rileva come sembra non essere sufficientemente giustificata, sia dal punto di vista tecnico sia dal punto di vista amministrativo, la scelta (al netto delle considerazioni sulle sollecitazioni idrologiche di progetto su cui si tornerà in seguito) di proteggere gli abitati di Parma e Colorno con differenti tempi di ritorno e quindi con benefici attesi e rischio residuo non omogenei sullo stesso territorio.

Sulla “interferenza con altre opere idrauliche già realizzate”: emerge la necessità di valutare dal punto di vista idraulico come la cassa sul Parma in località Marano e quella in progetto sul Baganza possano interferire tra loro, in occasione di eventi particolarmente intensi aventi durate di precipitazioni differenti da 1 a 24 ore oltre che estensioni spaziali eterogenee sui bacini di competenza delle due opere idrauliche.

Le osservazioni che seguono si riferiscono alla principale criticità “idrologica” presente negli elaborati progettuali: l’individuazione della curva di crescita delle portate ed alla conseguente scelta della coppia portata al colmo e volume di progetto, che è stata oggetto di parte della richiesta del Consiglio superiore e trattata nel documento tecnico di replica dell’AIPO (nota prot. n. 9103 del 24/10/2017).

Di fatto AIPO conferma la legge di crescita delle portate presentata in progetto ed, a sostegno di questa tesi, riferisce che si è verificato che l’evento dell’ottobre del 2014 è da considerarsi un “outlier” per la serie storica del torrente Baganza e quindi, apportando le “correzioni” del caso si otterrebbero valori di portata al colmo

leggermente inferiori a quelli adottati in sede di progetto.

Sul confermare quanto già segnalato su questo particolare aspetto, si è tuttavia del parere che tali argomentazioni, seppure presentate in sede di replica in maniera più scientificamente basata di quanto illustrato negli elaborati progettuali, non siano ancora sufficienti a ritenere l'evento dell'ottobre 2014 trascurabile, o con un impatto "limitato" sulla curva di crescita delle portate di progetto.

Gli stessi progettisti individuano la distribuzione GEV quale migliore per la descrizione del campione completo dei dati (cfr. pagg. 31 e 32 del documento tecnico di replica di AIPO n. 7.10.20 del 22/11/2017), il valore bicentenario risulta essere di 1032 m³/s in luogo del valore di progetto pari a 835 m³/s .

Anche la considerazione che le analisi condotte da ARPA-SIM per la valutazione delle portate in condizioni di cambiamento climatico a 100 anni, portano ad un valore per l'evento bicentenario pari a 992 m³/s, confermando indirettamente la bontà delle scelte operate dai progettisti, non appare dirimente, soprattutto perché la curva di crescita di partenza è differente (valore bicentenario pari a 736 m³/s), essendo ricavata da un'analisi regionale e non tramite un'analisi diretta.

Del resto sull'importanza di utilizzare tutti i dati locali per la definizione della sollecitazione di progetto conviene la stessa AIPO, quando predilige, giustamente, l'analisi diretta a quella regionale (cfr. pag. 38 del documento di replica di AIPO n. 7.10.20 del 22/11/2017).

Si ribadisce, quindi, che il valore della portata al colmo, così come ricostruito tramite modellazione idraulica inversa, dell'evento dell'ottobre 2014 debba essere comunque considerato in modo completo nell'analisi statistica per giungere ad una stima del valore di portata millenaria che sia comunque cautelativa e utilizzabile per la determinazione del tempo di ritorno "nominale" dell'intervento e per la corretta valutazione del rischio residuo.

Si raccomanda che nel successivo sviluppo progettuale ciò possa essere implementato, anche al fine di verificare le assunzioni adottate dai progettisti.

Pertanto si confermano le perplessità in merito a quanto affermato da AIPo nella (cfr. pag. 36 del documento di replica di AIPo n. 7.10.20 del 22/11/2017), che si riporta di seguito: *“In considerazione di quanto sopra illustrato si ritiene che le analisi e gli studi idrologici svolti per il progetto, per l’individuazione dei valori di portata, per i diversi tempi di ritorno, ed il volume d’invaso possano essere una stima appropriata e sufficientemente cautelativa sulla base delle attuali disponibilità di dati e conoscenze.”*

Per quanto concerne, invece, la definizione del “volume di progetto” si dà atto che la metodologia utilizzata dai progettisti è tra quelle da ritenersi, oltre che scientificamente ben argomentata, affidabile e coerente con le osservazioni degli idrogrammi osservati; pertanto gli idrogrammi andrebbero solo “riscalati” considerando la curva di crescita delle portate comprensiva dell’evento del 2014.

Si evidenzia che per evitare la parziale o totale ostruzione delle luci delle varie opere è opportuno predisporre a monte delle casse un’opera per la trattenuta del materiale galleggiante.

Infine rimangono non condivisibili le motivazioni che rinviando al progetto esecutivo le opere elettromeccaniche.

ASPETTI SISMICI

Di seguito ci si riferisce alle criticità in ordine alle “verifiche sismiche” ed alle “analisi statiche”.

Si riporta di seguito l'osservazione di cui alla nota Commissione relatrice Prot. n. 9103 del 24/10/17 integralmente rappresentata nelle premesse e relativa alle "verifiche sismiche":

"nelle verifiche sismiche si chiarisca l'utilizzo della accelerazione spettrale (o spettrali se si considerano più modi) visto che l'accelerazione di ancoraggio risulterebbe l'unica presa in considerazione. In particolare nell'analisi dinamica a spettro di risposta non risulta considerata la "E_y";".

Si riporta di seguito la risposta di AIPo trasmessa con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017 integralmente rappresentata nelle premesse:

"Le verifiche sismiche dei manufatti sono state condotte con metodo pseudo-statico, applicando l'accelerazione di ancoraggio degli spettri ($a_{max} = 0,292$ g) all'intera massa della struttura.

Si forniscono chiarimenti ed approfondimenti, anche a seguito della riunione con la Commissione Relatrice del 9/11/2017, relativi:

c) alla introduzione delle azioni sismiche sostanzialmente a serbatoio vuoto (punto 2.1);

d) alla scelta di calcolare le forze di inerzia della struttura, nelle analisi pseudo-statiche, come il prodotto dell'accelerazione di ancoraggio degli spettri per l'intera massa della struttura (punto 2.2).

2.1 azioni sismiche

Le azioni sismiche sono state introdotte sostanzialmente solo a serbatoio vuoto in quanto:

– il funzionamento idraulico della cassa di espansione prevede che gli invasi creati dai manufatti siano sempre vuoti in esercizio ordinario: il loro riempimento, totale o parziale, avviene temporaneamente solo in condizioni di piena (tempo di ritorno superiore a 10 anni) e con permanenza dei massimi livelli idrici limitata a poche ore;

– le Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta, di cui al DM 26 giugno 2014 (di seguito: NTD) prescrivono che nella combinazione sismica sia introdotta la spinta idrostatica alla quota di massima regolazione ed a livelli inferiori, nonché a serbatoio vuoto. Cioè, non viene richiesto di introdurre le azioni sismiche né con serbatoio alla quota di massimo invaso, né a quote intermedie tra la massima regolazione ed il massimo invaso. Si tratterebbe infatti di ammettere la contemporaneità di due eventi eccezionali

indipendenti (piena e sisma), combinando di fatto il loro tempo di ritorno ed ottenendo un tempo di ritorno non coerente con la normativa. In altri termini, considerare la concomitanza “massima regolazione con sisma” sarebbe come prendere a riferimento della progettazione un tempo di ritorno di 200'000 anni ottenuto, per la legge della probabilità composta, quale prodotto dei tempi di ritorno dei due eventi disgiunti ed indipendenti (l'evento idrologico, con $T_r=200$ anni, ed il sisma, con $T_r=1'000$ anni).

...

In definitiva, si ha che i manufatti sono in grado di sopportare un sisma con tempo di ritorno di almeno 32 anni avendo invasato il primo comparto fino alla quota del ciglio di sfioro del Manufatto B (143,70 m s.m.); quota di invaso che viene raggiunta nel corso di un evento di piena con tempo di ritorno di 100 anni e che viene mantenuta per meno di 15 ore (15 ore mediamente ogni 100 anni!). La concomitanza tra un sisma con $T_r=32$ anni ed una piena con $T_r=100$ anni ha un tempo di ritorno superiore a 3000 anni.

Va inoltre sottolineato che il dimensionamento dei manufatti è stato condotto anche nell'ottica di minimizzare i costi di realizzazione, sempre nel rispetto delle disposizioni normative. Margini di sicurezza maggiori per eventi eccezionali, non richiesti dalla normativa vigente, sarebbero difficilmente sostenibili in quanto, a causa dell'inevitabile incremento dei costi, potrebbero non rendere giustificabile il rapporto costo/beneficio.”

Relativamente alle “verifiche sismiche” si osserva quanto segue.

La risposta fornita dai progettisti secondo cui “... il funzionamento idraulico della cassa di espansione prevede che gli invasi creati dai manufatti siano sempre vuoti in esercizio ordinario: il loro riempimento, totale o parziale, avviene temporaneamente solo in condizioni di piena (tempo di ritorno superiore a 10 anni) e con permanenza dei massimi livelli idrici limitata a poche ore...” non può essere accettata.

E' anzitutto da osservare, infatti, che allo stato attuale le Norme Tecniche per le dighe non fanno alcuna deroga per le sollecitazioni di carico in dipendenza dalla frequenza del verificarsi. Le sollecitazioni sismiche sono quindi da applicare alle casse con riferimento al livello idrico di progetto.

In assenza di una esplicita disciplina di deroga, pertanto, non può che applicarsi la citata norma tecnica di riferimento nella progettazione delle opere previste in progetto.

A maggior ragione, le sollecitazioni derivanti dalla presenza del livello idrico di progetto sono da applicare alle opere in alveo.

E' comunque opportuno pensare ad un possibile utilizzo multiplo delle casse, con riempimenti durante la stagione estiva, onde conferire una versatilità d'uso all'investimento pubblico e, conseguentemente, un più favorevole rapporto tra costi complessivi da sostenere e benefici attesi.

Si riporta di seguito l'osservazione di cui alla nota Commissione relatrice Prot. n. 9103 del 24/10/17 integralmente rappresentata nelle premesse e relativa alle "analisi statiche":

"le analisi statiche e sismiche dovranno considerare anche il comportamento degli organi mobili e di manovra e far parte degli elaborati del progetto definitivo. Il D.M. 26/06/14 relativamente agli stati limite precisa che "ogni componente del serbatoio, critico ai fini della sicurezza, deve essere preso in considerazione nei riguardi di ciascun stato limite".

Si riporta di seguito la risposta di AIPo trasmessa con nota n. 7.20.10 del 22/11/2017 integralmente rappresentata nelle premesse:

"2.2 analisi pseudostatiche

La scelta di applicare, nelle analisi pseudostatiche, l'accelerazione di ancoraggio degli spettri deriva dal fatto che la condizione sismica dei manufatti in esame non prevede una ritenuta di acqua (situazione assolutamente anomala per una diga) e la definizione degli stati limite del § C.6 delle NTD non appare applicabile (in condizioni sismiche non è possibile un danneggiamento con rilascio incontrollato di acqua). Quindi l'opera in condizioni sismiche è assimilabile ad un'opera di sostegno più che ad uno sbarramento di ritenuta.

Inoltre, la risultante delle forze di inerzia sulla struttura, calcolate attraverso l'approccio seguito in progetto, è di poco inferiore (e quindi a favore di sicurezza) rispetto a quella calcolata attraverso un'analisi modale semplificata, che consiste nell'assumere una forma modale standardizzata per il primo modo e nel considerare, attraverso un coefficiente "di massa" la parte della massa totale partecipante al primo modo di vibrare. In particolare, si riporta il calcolo eseguito seguendo la formulazione proposta da Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch (Les Barrages – Presses Polytechniques et Universitaires Romandes - 2011) e

dall'Ufficio federale delle acque e della geologia Svizzero (Annexe D3 del rapporto "Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes – Version 1.2" del marzo 2003)... ".

Relativamente alle "analisi statiche" si osserva quanto segue.

Le chiarificazioni del par. 2.2, documentano in modo esaustivo le ipotesi ed analisi condotte per la stima della massa partecipante.

E' senz'altro accoglibile la sintesi finale, secondo la quale "...in progetto si è applicato il metodo pseudo-statico moltiplicando l'intera massa della struttura per l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (accelerazione spettrale corrispondente a $T = 0$), e cioè $a_{max} = 0,292$ g. Questo approccio risulta più cautelativo rispetto ad una analisi modale semplificata, in base alla quale le masse della struttura andrebbero moltiplicate per 0,248...".

Ciò osservato sotto il profilo strettamente metodologico, resta la necessità, nello sviluppo della progettazione nelle fasi successive (e comunque prima della fase di affidamento dei lavori), di procedere alle verifiche previste dalla norma tecnica di riferimento vigente, tenendo conto del livello idrico di progetto.

Tutto ciò premesso e considerato, l'Assemblea, all'unanimità è del

PARERE

di cui ai considerato che precedono.

LA PRESENTE COPIA COMPOSTA DI N. 95 FOGLI E' CONFORME ALL'ORIGINALE ESISTENTE PRESSO LA SEGRETERIA GENERALE DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI.

IL SEGRETARIO GENERALE



GIUSEPPE IANNIELLO
21 dic 2017 12:08