

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO ESECUTIVO

00	03/2021	Prima emissione	TRESSO	BERTERO	BERTERO
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

ELABORATI DI INQUADRAMENTO CONTRODEDUZIONI ALLA NOTA DGD PROT. 21124 DEL 08/10/2020

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico
 della mandataria.
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L
 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L

 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	1	G	E	N	R	R	E	0	5	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 MARZO
 2021

INDICE

1. ASPETTI GEOLOGICI.....	2
2. ASPETTI IDROGEOLOGICI	2
3. ASPETTI SISMOTETTONICI E SISMICI	3
4. ASPETTI GEOTECNICI GENERALI	6
5. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI RILEVATI	9
6. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI MANUFATTI DI SBARRAMENTO IN CALCESTRUZZO	18
7. ASPETTI IDRAULICI	26
8. PARTICOLARI COSTRUTTIVI	29

Il presente documento ha lo scopo di illustrare le controdeduzioni alle “Osservazioni istruttorie sugli elaborati del P.E. aggiornato al Luglio 2020” inviate in data 08/10/2020 con prot. 21124 dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Dipartimento per le infrastrutture, i sistemi informativi e statistici – Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche – Div.4 – Coordinamento Istruttorie Progetti e Vigilanza Lavori.

1. ASPETTI GEOLOGICI

Pag. 1 – Relazione geologica (BAG3-03GEO-R-RE-01-1 – Luglio 2020)

Nelle Osservazioni istruttorie sugli elaborati del Progetto Esecutivo Febbraio 2020 si richiedeva:

“Per quanto attiene agli allegati grafici del progetto esecutivo dovranno essere meglio dettagliate/verificate le tavole relative alle sezioni tipo dei rilevati arginali lungo la sezione ospitante le opere di regolazione A e B e nel comparto di valle riguardo alle profondità dello schermo di tenuta in jet-grouting. In particolare:

- Sezione tipo 1 (di separazione comparto 1 e 2): la lunghezza del diaframma ($L=14m$) non appare sufficiente per l'intera sezione data la variabilità spaziale del tetto dell'unità UG2b riscontrata lungo la stessa;*
- Sezione tipo 3 (comparto 2): in base al profilo geotecnico 6 lo schermo appare “sospeso” entro l'unità UG2a senza raggiungere il livello UG2b nel quale si prevede di intestare il diaframma di tenuta”.*

I progettisti confermano le sezioni geologiche ed idrogeologiche allegate alla relazione geologica del progetto esecutivo febbraio 2020 (§ 3.4), che costituiscono, quindi, il modello geologico e idrogeologico di riferimento per il progetto esecutivo delle arginature e delle opere di regolazione.

Sulla base di tale modello essi precisano, nelle proprie Controdeduzioni alla nota della DGD Maggio 2020, che lungo la Sezione tipo 1 le verifiche di sifonamento nelle condizioni più gravose risultano soddisfatte con schermo di tenuta “sospeso” entro l'unità UG2a senza richiederne l'approfondimento entro il sottostante livello UG2b (di minore permeabilità). Riguardo alla Sezione tipo 3 viene precisato altresì che in tale settore del comparto 2 le relative verifiche sono soddisfatte anche senza schermo di tenuta (intervento non previsto in questo settore già nel progetto definitivo).

Alla luce di questi chiarimenti non ci sono ulteriori osservazioni di carattere geologico; circa gli aspetti geotecnici si rimanda alle corrispondenti considerazioni esposte nel paragrafo 3 in merito all'esigenza di coordinamento di alcuni atti tecnici.

2. ASPETTI IDROGEOLOGICI

Pag. 1 Relazione idrogeologica e modelli di flusso

Nella precedente istruttoria del maggio 2020 non erano state formulate ulteriori osservazioni circa il nuovo modello di filtrazione proposto dai Progettisti nella propria relazione del P.E. Febbraio 2020.

3. ASPETTI SISMOTETTONICI E SISMICI

Pag.2 – Studio sismotettonico Luglio 2020 (BAG3-04SIS-R-RE-01-3)

Nelle Osservazioni istruttorie sugli elaborati del Progetto Esecutivo Febbraio 2020 si osservava che:

“Lo scenario risultante dalla citata Fase 1 e le conclusioni dello Studio sismotettonico non sono state poi prese esattamente a riferimento nella relazione sismica generale e nelle verifiche sismiche, senza che siano state esplicitate ulteriori considerazioni”

Il nuovo studio conferma integralmente i contenuti dello studio sismotettonico febbraio 2020 integrandoli con una valutazione della pericolosità sismica (PSHA) per la componente verticale (§ 5.2.2.) derivata dalla GMPE di Bindi et al. 2011 (c.d. ITA10) nella condizione di analisi di sensibilità di Fase 2 ($M_{max}+0.3$). L'analisi comparativa dei valori di PGAV stimati con la ITA10 con quelli ottenuti con il metodo proposto da Newmark (1973) esposti nella precedente versione dello studio sismotettonico, evidenzia per tutti i periodi T analizzati, ordinate spettrali ricavate con il metodo proposto da Newmark superiori a quelle derivate dalla ITA10: sono quindi confermati i valori di PGAV esposti nello studio febbraio 2020 (v. Tab. 15) ritenendo tale scelta a favore di sicurezza.

Tabella 15 – Valori di PGAV ottenuti dall'applicazione del rapporto di 2/3 valutato dallo studio di Newmark (1973)

	PGA _v (g)			
	SLC	SLV	SLD	SLO
V = 2/3 H (Newmark (1973))	0.240	0.192	0.069	0.053

Il nuovo studio conferma, inoltre, che *“... per i soli manufatti, si definisce uno scenario di riferimento per le verifiche allo SLC in cui si sono rimosse alcune delle ipotesi cautelative alla base dello studio sismotettonico e citate in precedenza (magnitudo incrementata e b corretti): questo scenario fa riferimento alle risultanze della fase 1 dello studio (sintesi nel cap. 4.1) in cui lo spettro SLC è risultato meno gravoso di quello di Normativa. Le analisi sismiche pseudostatiche dei soli manufatti, per le quali si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo, sono state quindi condotte considerando gli spettri di risposta allo SLC di Normativa”*.

Nelle proprie controdeduzioni i Progettisti precisano che la Relazione sismica generale (analisi di risposta sismica locale, v. p.to successivo) ha carattere di studio comparativo e non sostitutivo dei risultati dello studio sismotettonico: non sono espresse ulteriori considerazioni riguardo alla scelta degli input sismici utilizzati nelle verifiche sismiche delle opere (esplicitata per il metodo pseudostatico).

Sulla base di tali precisazioni non ci sono ulteriori osservazioni, rimandando alle considerazioni espresse nei paragrafi successivi.

In questa revisione è stata eliminata la precisazione relativa ai soli manufatti per i quali si era deciso di eliminare alcune ipotesi cautelative alla base dello studio sismotettonico e si erano condotte le analisi pseudostatiche allo SLC secondo gli Spettri di Norma. Il riferimento anche per tali verifiche sarà quindi l'esito dello Studio Sismotettonico.

Pag.2 – Relazione sismica generale luglio 2020 (BAG3-04SIS-R-RE-02-2)

Nelle Osservazioni istruttorie sugli elaborati del Progetto Esecutivo Febbraio 2020 veniva precisato quanto segue:

“Si osserva un disallineamento tra conclusioni aggiornate dello Studio sismotettonico, Relazione sismica generale e Verifiche sismiche dei manufatti. Riguardo alle indicazioni espresse nelle versioni aggiornate dello studio sismotettonico (febbraio 2020) si osserva che l'analisi di risposta sismica locale e le assunzioni progettuali pertinenti alle successive verifiche sismiche delle opere (manufatti A e B) non risultano del tutto coerenti tra loro con riferimento agli input sismici e agli schemi sismostratigrafici indicati negli elaborati” sopra citati. Si rendono pertanto necessari chiarimenti in merito alla scelta degli input sismici e agli schemi sismostratigrafici assunti a base delle verifiche sismiche pseudostatiche e dinamiche, tenendo conto degli esiti dello Studio sismotettonico aggiornato (indicante le motivazioni per assumere un sottosuolo tipo B e gli spettri di norma)”.

Alla luce di quanto affermato nello studio sismotettonico, si concludeva che *“In realtà il progettista non ha seguito tale indicazione e le verifiche dei manufatti A e B sono state effettuate con riferimento ad accelerazioni amplificate rispetto a quelle derivate dalle NTC - NTD, ancorché considerate concomitanti con un livello di invasione inferiore a quello massimo di regolazione. Di tale scelta, che introduce ulteriori elementi di incertezza interpretativa relativamente al livello idrico di riferimento, si deve fornire esplicita motivazione, fermo restando che risulta a questo punto opportuno eseguire verifiche sismiche dei predetti manufatti (sia in condizioni dinamiche che pseudostatiche) anche con input sismici non amplificati e derivanti dalle NTC-NTD”.*

La Relazione sismica generale luglio 2020 replica i contenuti della precedente analisi di risposta sismica locale del luglio 2019 e conferma le conclusioni della Relazione sismica generale Febbraio 2020 confermando che *“... lo studio di risposta sismica locale presentato all'interno della presente relazione è da considerarsi subordinato a quanto riportato all'interno della Relazione sismotettonica, i cui risultati vengono presi a riferimento esclusivo per le analisi dinamiche e sismiche effettuate all'interno dell'intero progetto esecutivo”.*

Si conclude tuttavia che gli accelerogrammi di progetto riportati nella relazione potranno essere utilizzati per la verifica della stabilità sismica delle opere in relazione agli stati limite considerati. Si ricorda che la relazione sismica generale del 2019 riportava l'analisi di risposta sismica locale derivata da specifiche indagini geosismiche eseguite tra il 2011 e 2016: il modello sismostratigrafico di riferimento per la definizione degli accelerogrammi spettrocompatibili di progetto è costituito da un bedrock posto a 50 m di profondità ($V_s > 800$ m/s) al quale sono assegnati gli spettri di risposta in free field su suolo di tipo A più gravosi derivati dallo studio sismotettonico (Fase 2, v. tab. seguente) sul quale poggia un complesso di terreni di categoria B ai quali sono stati attribuiti valori di V_s variabili con la profondità secondo un profilo (di minima V_s) ottenuto dai risultati delle prove MASW (6) e prove DH (2).

Categoria di Suolo	Tr (anni) - Pr (%)	PGA (g)
Classe A	90 – 81 (SLO)	0.057
Classe A	151 – 63 (SLD)	0.076
Classe A	1424 - 10 (SLV)	0.235
Classe A	2475 - 5 (SLC)	0.268

Da Studio sismotettonico (Fase 2, magnitudo incrementata di 0,3g e valori di b corretti della relazione GR).

Valori di PGA utilizzati nelle analisi di RSL.

Gli accelerogrammi ottenuti con il software EERA (analisi lineare-equivalente di risposta sismica locale per terreni stratificati), che stima l'amplificazione attesa "a piano campagna" indotta dalla sequenza stratigrafica dei terreni sovrastanti il bedrock, indicavano una risposta in superficie che amplifica in superficie del 21,6% il valore di PGA per lo SLC (0,326 g) e del 19% quello per lo SLD (0,0905g). Tali accelerogrammi forniscono un valore di PGA in superficie inferiore sia a quello derivato dallo studio sismotettonico di fase 2 (0,361 g) sia a quelli ottenuti con le analisi dinamiche del manufatto A (codice Plaxis). Tali accelerogrammi derivati dal programma EERA vengono pertanto utilizzati solo come confronto con i risultati derivati dalle altre analisi.

Nelle controdeduzioni i Progettisti rimandano alle relazioni di calcolo dei manufatti A e B per le ipotesi di calcolo e relative verifiche precisando che nelle verifiche allo scorrimento con il metodo pseudostatico sono state considerate sia le accelerazioni amplificate (Fase 2 dello studio sismotettonico) sia quelle di norma (Fase 1 dello studio sismotettonico) tenuto pure conto che i conci diga possano o meno subire spostamenti sul piano di posa (coefficiente riduttivo β , tab. 7.11.II NTD08). Nelle Relazioni di calcolo dei manufatti di regolazione A (BAG3-08MRA-R-RE-01-1, Giugno 2020) e B (BAG3-09MRb-R-RE-01-1, Giugno 2020) si riportano le verifiche tensionali (SLD) e di scorrimento nel corpo diga e sul piano di posa (SLC). Le verifiche pseudostatiche allo SLD e SLC (§ 4.1 Azioni) sono state eseguite sia assumendo i valori "incrementati" di PGA_{hmax} per sottosuolo di tipo B desunti dalla Fase 2 dello studio sismotettonico (0,361g per SLC) sia quelli di norma di cui alla Fase 1 dello stesso studio (0,292g per SLC): i valori di $PGAv_{max}$ utilizzati nelle verifiche sono pari a quelli ottenibili con il metodo di Newmark, ritenuti più cautelativi rispetto a quelli stimabili con la legge di Bindi ITA10. Si precisa (§ 4) che le verifiche sono state condotte considerando la combinazione delle azioni eccezionale allo SLU, sia al livello di invaso massimo, sia a livelli intermedi, simulando cioè le differenti condizioni idrauliche (massime e minime) che potranno verificarsi in condizioni di piena.

Non sono invece espresse valutazioni di carattere sismologico riguardo alle scelte progettuali assunte nelle verifiche dinamiche del manufatto A (è ripresentato lo stesso elaborato Febbraio 2020, Manufatto regolatore A – Relazione di analisi dinamica - BAG3-08MRA-R-RE-03-1): il modello sismostratigrafico assunto nelle analisi dinamiche (bedrock a 50m di profondità con PGA rivalutata da Fase 2 dello studio sismotettonico ed analisi di RSL di superficie) è concettualmente diverso da quello assunto nelle verifiche con metodo pseudostatico (sottosuolo di tipo B e spettri da Fase 2 e di norma). Le analisi dinamiche allo SLC (§3.5 - CARATTERIZZAZIONE SISMICA E ANALISI NUMERICA DELL'INPUT SISMICO) sono state eseguite utilizzando n. 7 accelerogrammi derivati dalla relazione sismica generale risultati spetrocompatibili con lo spettro derivato dallo studio sismotettonico di fase 2 e scalati a 0,27 g per i suoli di tipo A, applicati alla base del modello FEM2D. Conseguentemente il programma Plaxis restituisce valori di accelerazione massima in superficie (con valori massimi di circa 0,4g - 0,6 g) che risultano puntualmente superiori a quelli in free field su sottosuolo di tipo B proposti nella Fase 2 dello studio sismotettonico pari a 0,361g (nonché a quelli di norma su sottosuolo di tipo B pari a 0,292g), nonché pure superiori al valore medio derivato dagli accelerogrammi ricavati dal programma EERA esposto nella relazione sismica generale (0,326 g).

Ferme restando le successive considerazioni di carattere geotecnico e strutturale circa le assunzioni del progettista nelle verifiche sismiche, si prende atto che gli input scelti dal progettista alla base nelle analisi dinamiche allo SLC sono quelli esposti nello studio sismotettonico (0,27g su suolo rigido di tipo A), ma, in ragione dell'amplificazione, forniscono risultati (in termini di accelerazioni in free field – 0,4-0,6g) che risultano in superficie superiori a quelli dello

stesso studio sismotettonico (0,361g su suolo di tipo B) nonché a quelli esposti nella relazione sismica generale (EERA – 0,32g).

Va segnalato che nella Relazione dinamica del manufatto A vengono impiegati accelerogrammi spettro compatibili con gli spettri di norma allo SLC per i suoli di tipo A e pertanto tale procedimento assolve, di fatto, alle richieste avanzate precedentemente (analisi dinamiche con input sismici di norma).

I rilievi evidenziati riguardano i valori delle accelerazioni sismiche di progetto assunte per le verifiche strutturali e le analisi di tipo dinamico. Tali assunzioni sono superate dalla nuova impostazione progettuale che prevede uno schema strutturale differente per i manufatti di ritenuta associato ad un consolidamento in fondazione realizzato con colonne di jet-grouting che permettono di ottenere verifiche allo scorrimento e verifiche globali positive anche assumendo come accelerazioni di riferimento quello derivanti dallo studio sismotettonico.

Le verifiche dinamiche relative al concio tipo del manufatto A sono state aggiornate.

La relazione sismica generale è stata riemessa per l'introduzione di una frase chiarificatrice in premessa.

4. ASPETTI GEOTECNICI GENERALI

Pag.4 – Progetto esecutivo luglio 2020: modello geotecnico

Nell'ambito degli elaborati esecutivi i Progettisti riesaminano criticamente il complesso delle indagini geognostiche e confermano l'assetto stratigrafico posto a base delle verifiche dei singoli manufatti.

Nelle Osservazioni istruttorie sugli elaborati del Progetto Esecutivo Febbraio 2020, si segnalava che “per il manufatto “C” la stratigrafia di riferimento non corrisponde a quella indicata nella schematizzazione del progetto definitivo, probabilmente per un refuso, e quindi occorre apportare la relativa correzione”.

Nella relazione di calcolo geotecnica luglio 2020 relativa al manufatto C i Progettisti indicano il seguente profilo stratigrafico:

Tabella 1 – Modello geotecnico per manufatto C

P.C. medio +136,50		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0.0 ÷ 5.0		UG1A
5.0 ÷ 8.0		UG2A
8.0 ÷ 9.5		UG2B
9.5 ÷ 20.0		UG2A
20.0 ÷ 37.0		UG2B
37.0 ÷ 50.0		UG2A

Nella relazione geotecnica generale si riporta, per il medesimo manufatto, il seguente profilo:

Tabella 47 – Modello geotecnico Argine di valle comparto 2 e Manufatto C

P.C. medio +132,50			Unità Geotecnica
Profondità in m da P.C.			
0,0	÷	5,5	UG1A
5,5	÷	8,0	UG2A
8,0	÷	9,5	UG2B
9,5	÷	19,5	UG2A
19,5	÷	24,0	UG2B
24,0	÷	29,0	UG2A
29,0	÷	36,5	UG2B
36,5	÷	41,5	UG2A

A tale proposito i Progettisti affermano di aver escluso, a favore di sicurezza, l'unità UG2A a circa 20 m e di aver considerato la presenza di un unico materiale UG2B, di caratteristiche geotecniche più scadenti.

Prendendo atto di tale affermazione, peraltro non incidente in maniera significativa sulle verifiche geotecniche, non si formulano ulteriori osservazioni.

Pag.5

Circa la caratterizzazione dei materiali, i Progettisti hanno ritenuto di dover specializzare meglio, nell'ambito dei singoli profili, i parametri geotecnici caratteristici, prendendo a riferimento le indagini più specificatamente ricadenti nelle corrispondenti aree di influenza. A seguito delle Osservazioni istruttorie sugli elaborati del Progetto Esecutivo Febbraio 2020 erano emerse delle incongruenze da giustificare/eliminare; si segnalava infatti che: *“Nella sezione 2 (profilo 1) e nella sezione 1 (profilo 2) sono riportati valori di angolo di attrito che non trovano riscontro dalle prove di laboratorio ($\varphi' = 41^\circ$).*

I progettisti in proposito hanno dichiarato che trattasi di un refuso e quindi aggiornato i valori delle caratteristiche meccaniche assegnati al terreno appartenente all'unità UG2B (coesione efficace pari a 5 kPa; angolo di attrito efficace $\varphi' = 25^\circ$).

Si prende atto della conferma che trattasi di un refuso, ma si rileva che lo stesso non risulta ancora del tutto eliminato in quanto si ritrova in successive parti della relazione.

(v. ad es. tabella seguente tratta dalla relazione sulle verifiche di stabilità degli argini).

2.5 SEZIONE 2

Tabella 2 – Modello geotecnico Sezione 2

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0,0	5,5	UG1A	0	38	70	1x10-3	20
5,5	8,0	UG2A	0	36	50	5x10-5	20
8,0	9,5	UG2B	41	17	80	1x10-7	19
9,5	19,5	UG2A	0	36	65	5x10-5	20
19,5	24,0	UG2B	41	17	80	1x10-7	19
24,0	29,0	UG2A	0	36	80	5x10-5	20
29,0	36,5	UG2B	41	17	80	1x10-7	19
36,5	41,5	UG2A	0	36	95	5x10-5	20

I parametri di calcolo presentati all'interno del capitolo 2.4.2 della Relazione Geotecnica Generale in riferimento al Profilo 2 (Sezione 1) trovano riscontro sia nella caratterizzazione geotecnica generale per l'unità geotecnica UG2B, sia nella caratterizzazione geotecnica zonizzata.

I parametri di calcolo presentati all'interno del capitolo 2.4.1 della Relazione Geotecnica Generale in riferimento al Profilo 1 (Sezione 2) trovano riscontro nella caratterizzazione geotecnica zonizzata in corrispondenza del Profilo 1, si discosta pertanto dalla caratterizzazione geotecnica generale per l'unità geotecnica UG2B.

Pag.6

Parimenti per l'unità 2B, nel profilo 4 e 7, veniva espresso che per profondità maggiori di circa 15 m “si hanno strati deboli con coesione nulla”. Per il profilo 8 veniva anche indicato che “il valore di coesione risulta essere inferiore al valore medio dei parametri generali ad una profondità di circa 20 m” e per il profilo 9 veniva parimenti indicato che “sono presenti livelli di debolezza a 20-25 m da p.c. con valori di coesione nulla”. *Tali affermazioni non trovavano riscontro nella caratterizzazione adottata per tutti i manufatti, che è invece pari a quella generale. Di tali affermazioni si chiedeva adeguato riscontro.*

Nella documentazione del luglio 2020 i Progettisti, affermano che le predette considerazioni si riferiscono a valori “puntuali” e quindi tali da non poter essere estese all'intero volume di terreno interessato. Ad ogni modo affermano che “sarà dato il riscontro richiesto”.

Si prende atto di dette considerazioni, pur condivisibili, ma si rileva che nelle singole relazioni non viene fornito il riscontro richiesto; per converso, nella relazione di stabilità degli argini ricadenti nelle zone interessate dai profili sopra richiamati, ai terreni appartenenti all'unità UG2B viene assegnato un valore di coesione pari al doppio ($c' = 10$ kPa) tranne per la sola verifica della sezione dello scavo lato Sud, dove al medesimo terreno viene assegnata una coesione pari a 5 kPa. Si conferma quindi la necessità di un coordinamento progettuale degli atti.

Per il recepimento di tale osservazione si è dunque specificato all'interno dei capitoli 2.4.4.5, 2.4.7.5, 2.4.8.5 e 2.4.9.5 della Relazione Geotecnica Generale (afferenti ai profili 4,7,8 e 9) che "tali valori di coesione nulla sono da intendersi come puntuali e quindi tali da non poter essere estesi all'intero volume di terreno".

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per tutti i profili geotecnici riportati al capitolo 2.3.5 della Relazione Geotecnica Generale. Infatti, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale mentre il valore di coesione rientra all'interno del range di caratterizzazione geotecnica generale (5-10 kPa).

5. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI RILEVATI

Pag.6 – Verifiche di stabilità globale dei rilevati

Le verifiche di stabilità globale dei rilevati sono state svolte secondo i criteri di cui alle NTD2014 2014, mediante l'impiego del codice di calcolo Plaxis per tutti i rilevati e mediante l'impiego del codice Slope (Bishop semplificato) per la sezione in scavo lato Sud. Nello specifico le verifiche sono state svolte adottando l'approccio 1 con la combinazione 2 (A2+M2+R2) delle NTC2008, facendo riferimento ai coefficienti $\gamma_r = 1,1$ in fase di svaso rapido e $\gamma_r = 1,2$ nelle condizioni di serbatoio pieno.

Nel merito nella istruttoria DGD del maggio 2020 si osservava che: *"nel prendere atto di detti risultati, si rileva che le superfici individuate come critiche per le sezioni 2 e 3 risultano molto superficiali e non di particolare interesse tecnico; parimenti si segnala che molte verifiche riportate in termini di figure con mappe di colore non indicano sempre correttamente il posizionamento della superficie piezometrica (si segnala che anche gli schemi geometrici di figg. 8-12 in relazione non sono coerenti con la presenza di un nucleo di tenuta impermeabile interno), che pertanto dette assunzioni devono essere riverificate"*.

Nella documentazione luglio 2020 i Progettisti affermano che le superfici di verifica più profonde, tecnicamente più significative, sono caratterizzate da fattori di sicurezza superiori rispetto a quelli esposti per gli ipotetici cerchi di scorrimento più superficiali. Parimenti essi riconoscono che la posizione della superficie piezometrica all'interno degli schemi grafici non risulta in alcuni casi corretta (in quanto corrispondono ad andamenti fittizi assegnati al modello prima delle analisi), ma in realtà confermano che il posizionamento finale, assunto nei calcoli di verifica, risulta corretto.

Si prende atto di tale affermazione, rientrante nella diretta responsabilità dei Progettisti, e pertanto non si formulano ulteriori osservazioni.

Pag.7 – Verifiche sismiche dei rilevati

In merito alle analisi geotecniche delle sezioni arginali, si rileva che la relazione di calcolo recentemente proposta ripercorre, come la precedente revisione, la verifica delle sezioni significative di seguito evidenziate.



La relazione di aggiornamento procede (come la precedente revisione) a calcolare gli spostamenti massimi permanenti in condizioni sismiche (SLC) tramite la correlazione empirica di Ambraseys e Menu (1988). Da tali calcoli si giunge a valori diversi rispetto a quelli in precedenza stimati, sia pure in misura molto contenuta.

Delle motivazioni di dette (modeste) variazioni non viene fatto cenno (cfr. seguenti tabelle). Se ne richiede pertanto giustificazione.

SEZIONE	CONDIZIONE	Spostamento massimo (cm)
1	SISMA SX - UP	4.53
2	SISMA SX - UP	4.53
3	SISMA SX - UP	7.59
4	SISMA SX - UP	6.18
5	SISMA DX - UP	5.03
6	SISMA DX - UP	4.53
7	SISMA SX - UP	5.57
LATO SUD	SISMA DX - UP	7.59

Revisione 1

SEZIONE	CONDIZIONE	Spostamento massimo (cm)
1	SISMA SX - UP	5.92
2	SISMA SX - UP	5.92
3	SISMA SX - UP	8.39
4	SISMA SX - UP	7.29
5	SISMA DX - UP	6.35
6	SISMA DX - UP	5.92
7	SISMA SX - UP	6.80
LATO SUD	SISMA DX - UP	8.39

Revisione 2

Rispetto alla Relazione di Progetto Esecutivo di Febbraio 2020, per l'aggiornamento della Relazione a Luglio 2020 si è utilizzata, anziché l'interpolazione grafica, la seguente formula (a seguito delle osservazioni del validatore che sono state recepite):

$$\log \delta = 0.90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right]$$

Questa assunzione porta a valori di spostamento permanente leggermente superiori, quindi a favore di sicurezza (vedasi capitolo 3.4 della Relazione Geotecnica Generale).

Pag.8

Analogamente nella relazione di aggiornamento (luglio 2020) vengono modificati i risultati delle verifiche di stabilità globale delle sezioni tipo 1 e 2, come di seguito indicato. Pure in questo caso non vengono addotte motivazioni.

Sezione 1 - Verifica di stabilità globale in condizioni statiche:

Revisione 1: FS=2,33 Revisione 2 FS=1,92

Sezione 1 - Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.	Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1.49	Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1.13
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1.55	Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1.18
Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1.25	Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1.20
Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso alto	1.25	Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso alto	1.20
Revisione 1			Revisione 2		

Sezione 2 - Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.	Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso+ Sisma verticale verso alto	1.23	Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso+ Sisma verticale verso alto	1.22
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1.26	Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1.14
Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1.27	Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1.27
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1.32	Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1.14
Revisione 1			Revisione 2		

Anche per dette variazioni dovrà essere fornita una giustificazione.

Rispetto ai risultati mostrati nella Relazione di P.E. a Febbraio 2020, all'interno della Relazione di P.E. di Luglio 2020 i valori dei fattori di sicurezza sono variati, questo perché vi era un refuso nell'utilizzo dei parametri di resistenza in termini di coesione e angolo di attrito per l'UG2B, sia nelle tabelle presentate in relazione (Tabelle in corrispondenza dei capitoli 5.1.4 e 5.1.5 della Relazione Geotecnica Generale), sia all'interno del modello numerico. Tale aggiornamento non ha comunque portato ad una modifica sostanziale dei risultati.

Pag.8

Nel merito dei contenuti dei risultati delle verifiche condotte nella relazione di aggiornamento (luglio 2020) si giunge, in sintesi, ai seguenti risultati, espressi in coefficienti di sicurezza minimi nei confronti della stabilità:

Sezione tipo	Condizioni statiche	Cerchio interessante il paramento di:	Condizioni sismiche	Cerchio interessante il paramento di:	Note
1	1,92	valle	1,13	Valle, con sisma orizz. verso valle e verticale verso l'alto	a)
2	1,4	valle	1,14	Valle, con sisma orizz. verso valle e verticale verso l'alto	b)
3	1,35	valle	1,13	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
4	1,5	valle	1,13	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
5	1,64	valle	1,24	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
6	1,72	valle	1,20	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
7	1,69	valle	1,13	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	

Note:

- a) nella tabella di pag.36 viene riportato un FS minimo di 1,2 per il paramento di monte sia con sisma verticale verso il basso che con sisma verticale verso l'alto e di ciò se ne chiede la conferma;
- b) nella tabella di pag.41 viene riportato il valore di 1,14 per il paramento di valle sia con sisma verticale verso il basso che con sisma verticale verso l'alto e di ciò se ne chiede la conferma.

Per la sezione 3 (che fornisce i minimi fattori di sicurezza in condizioni statiche) viene eseguita anche la verifica a svasso rapido che fornisce il valore di $F_s=1,16$ (valore confermato rispetto alla precedente revisione).

Al riguardo si rileva che tutte le verifiche di stabilità calcolate in condizioni sismiche per valutare il valore di α_c critico (metodo di Ambraseys) coinvolgono il paramento di monte con sisma verso l'invaso e verticale verso l'alto, contrariamente ai cerchi ritenuti critici per le sezioni 1 e 2 che invece coinvolgono il paramento di valle. Di tale diverse risultanze occorre fornire riscontro/verifica, anche per comprendere la coerenza dei risultati degli spostamenti massimi esposti nelle tabelle in precedenza richiamate.

Il valore di F.S. in condizioni sismiche con componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto era riportato in modo errato nella relazione di P.E. di Luglio 2020 (così come la figura corrispondente), pertanto è stato modificato con il valore corretto (capitolo 5.4.1.2 della Relazione Geotecnica Generale).

Per dare evidenza che si tratta di due valori effettivamente leggermente diversi è stata aggiunta una cifra decimale al valore di F.S. (capitolo 5.4.2.2 della Relazione Geotecnica Generale).

Si sono integrate le analisi come richiesto conducendo i relativi calcoli congruentemente con l'esito di quelle pseudostatiche precedentemente eseguite: pertanto le analisi delle sezioni in esame sono state eseguite nuovamente considerando come situazione più gravosa quella in cui la componente orizzontale è verso valle (vuoto). Rettifica riportata nei capitoli 5.5.1 e 5.5.2 della Relazione Geotecnica Generale.

Pag.9

Per la sezione 7 viene anche eseguita una verifica con il metodo di Newmark per valutare gli spostamenti permanenti in condizioni sismiche, assumendo 5 coppie di accelerogrammi spettrocompatibili rispetto ad uno spettro che deriva direttamente dallo studio sismotettonico eseguito.

I risultati sono esposti di seguito in forma tabellare.

Accelerog.	lato valle				lato monte			
	spostamento (cm)	H (cm)	V (cm)	Fs	spostamento (cm)	H (cm)	V (cm)	Fs
1	6	5	2	4,2	5	4	1	5
2	13	11	5	2,9	11	9	6	3,5
3	11	10	3	5	20	19	8	3,8
4	1	1	0,5	5	2	2	1	2,9
5	18	15	10	2,2	21	16	14	4,3

Da tale tabella il progettista ricava un valore medio degli spostamenti verticali di circa 5 cm, associabile al valore di cedimento sismico del rilevato arginale.

Al riguardo non si ritiene condivisibile assumere il valore medio dei cedimenti quale valore di riferimento; ad ogni modo si rileva che i cedimenti massimi calcolati risultano dell'ordine di 20 cm che possono ritenersi ancora accettabili per i rilevati esaminati, specie se associati a valori dei coefficienti di sicurezza molto elevati, quali quelli esposti. In proposito si segnala tuttavia che il valore del fattore di sicurezza minimo (2,2) investe, per la sezione considerata (n.5), il paramento di valle mentre dalla tabella precedente risulterebbe essere il paramento di monte in condizioni più critiche. Di tali aspetti dovrà essere fornito riscontro.

Appare necessario eseguire analoghe verifiche anche per altre sezioni differenti dalla n. 7.

Con la presente revisione per quanto riguarda il valore dello spostamento, per ogni sezione, è stato considerato come richiesto non più il valore medio bensì il valore massimo tra quelli derivanti dai 5 accelerogrammi adottati (vedasi capitolo 5.6.6 della Relazione Geotecnica Generale). Di conseguenza è stato aggiornato poi il calcolo del franco netto e quindi il valore della "monta" da assegnare ai rilevati alla fine della fase costruttiva.

Bisogna specificare due aspetti che verranno comunque esplicitati nella relazione.

Il primo riguarda il fatto che gli FS a cui si fa riferimento nella tabella richiamata sono quelli corrispondenti ai cerchi critici caratterizzati dalle maggiori deformazioni e non quelli relativi ai cerchi più critici. Infatti lo scopo principale di queste analisi condotte con Quake è la determinazione degli spostamenti (in particolare della componente verticale) della cresta dei rilevati in condizioni sismiche ai fini della verifica del franco netto; le verifiche di stabilità invece sono già state condotte in precedenza con i metodi pseudostatici (SLOPE e PLAXIS). Gli FS di Quake riportati quindi nella tabella menzionata non corrispondono necessariamente ai valori minimi e quindi ai cerchi maggiormente critici, che tra l'altro possono anche non interessare la cresta del rilevato, ma si riferiscono ai cerchi che sono caratterizzati dalle deformazioni maggiori in testa, pertanto non possono essere direttamente confrontati con quelli che si desumono dalle analisi pseudostatiche.

Il secondo aspetto riguarda sempre quest'ultimo argomento: a nostro avviso il confronto fra i cerchi critici dei due programmi non può che essere qualitativo; al proposito si sono inserite in allegato delle tabelle di confronto fra l'esito delle analisi Quake e le analisi pseudostatiche (SLOPE) di tutti i rilevati indicanti gli FS e i relativi cerchi critici. Le geometrie, la posizione ed i valori degli Fs associati ai relativi cerchi generalmente non coincidono esattamente (fra Quake e SLOPE) in quanto, come è noto, i rispettivi programmi utilizzano metodi di calcolo del tutto differenti. Il primo

utilizza il Metodo all'Equilibrio limite con analisi sismica pseudostatica e fa riferimento all'accelerazione dello Spettro di riferimento; il secondo invece prevede una analisi numerica dinamica che ha come dato di input la history completa di accelerogrammi spettrocompatibili che approssimano soltanto lo spettro di riferimento. Tale dato di input caratterizzato da un contenuto in frequenza variabile e da valori variabili nel tempo, influenza passo passo lo stato di sforzo e le pressioni interstiziali nonché le deformazioni plastiche accumulate nel corpo del rilevato, circostanza che non si verifica nelle analisi pseudostatiche. Tale circostanza può generare una localizzazione ed un valore dei coefficienti di sicurezza dei cerchi critici non necessariamente coincidenti con quelli dell'analisi pseudostatica, con quest'ultima che fornisce generalmente dei valori di FS minori.

Si sono svolte le verifiche con il metodo di Newmark per tutte le 7 sezioni di calcolo che presentano rilevati arginali.

Pag.9

La relazione di aggiornamento espone, per confronto, i risultati delle verifiche di stabilità eseguite per la sezione 7 con il codice di calcolo SLOPE. Con tale riscontro risulterebbe che con le elaborazioni eseguite con il codice di calcolo Plaxis si giunge a valori dei fattori di sicurezza paragonabili (leggermente inferiori e quindi a favore di sicurezza) rispetto a quelli ottenuti con il codice Slope.

Nel prendere positivamente atto di tali risultanze, si chiede che dette verifiche di confronto vengano estese anche alle altre sezioni, ampliando l'area dei centri degli ipotetici cerchi di scorrimento.

Le verifiche SLOPE sono state estese a tutte le sezioni di calcolo, ampliando l'area degli ipotetici cerchi di scorrimento (vedasi capitolo 5.4 della Relazione Geotecnica Generale)

Pag.9

Per quanto riguarda i manufatti arginali per il calcolo del franco netto vengono individuate le quote parti di cedimenti che si svilupperanno a lungo termine unitamente alla valutazione dei cedimenti derivanti dalle azioni sismiche, che sono stati assunti pari a 0,5 cm per metro di altezza del rilevato, assumendo cautelativamente il massimo valore di altezza del rilevato (15 m).

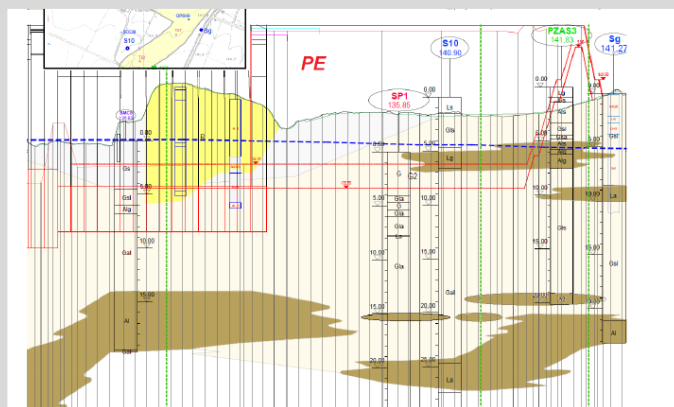
In proposito si rileva che con il citato metodo di Newmark vengono stimati cedimenti massimi, in condizioni sismiche, circa doppi rispetto a quelli stimati empiricamente con la percentuale minima indicata dalle NTD e pertanto di tali grandezze si dovrà tenere conto nel determinare la monta da assegnare ai rilevati stessi in fase costruttiva.

In tale revisione progettuale si sono considerati i valori massimi di deformazione verticale ricavati con il metodo di Newmark, si è valutata quindi la monta da assegnare ai rilevati stessi in fase costruttiva. Tale valutazione è stata riportata anche all'interno del capitolo 7 della Relazione Geotecnica Generale.

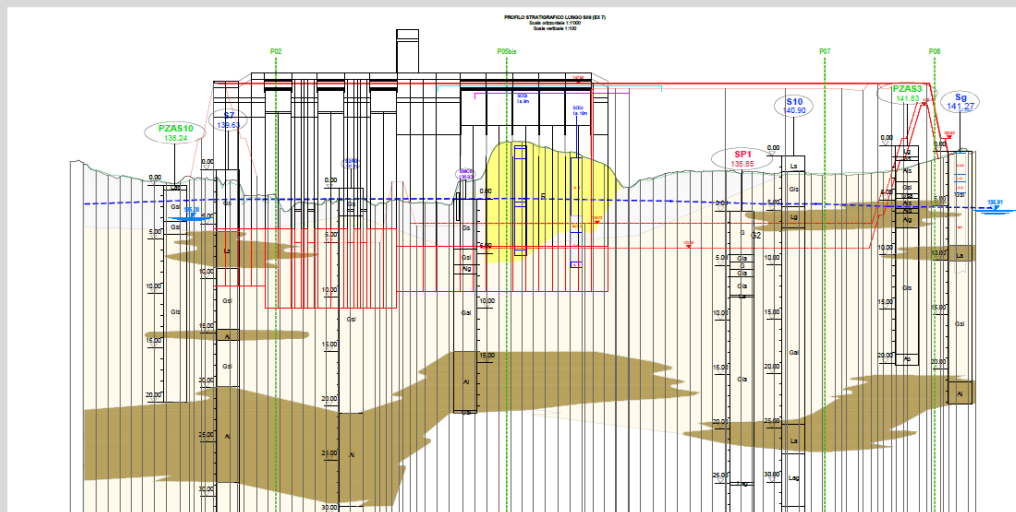
Pag. 10 - Verifiche di filtrazione e jet grouting

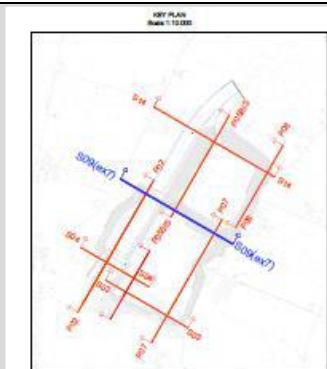
La relazione di controdeduzioni, per la sezione lungo l'argine di separazione tra i comparti 1 e 2 espone la seguente ricostruzione stratigrafica nella quale riporta delle lenti a più bassa permeabilità che non vengono rappresentate nella sezione di riferimento esposta sulla relazione di verifiche di filtrazione e sifonamento delle arginature, in quanto le stesse sono condotte rispettivamente su S10 e su S09.

Tavola su controdeduzioni



Progetto esecutivo revisionato tav BAG2_03_GEO_D_PR_02_0





Indipendentemente da tale differenza, le verifiche di filtrazione eseguite (con setto immerso nei terreni UG2a con $k=5 \times 10^{-5}$ m/s) non indicano processi di flusso nei terreni di fondazione dei rilevati arginali, atteso che le integrazioni chieste sulle condizioni al contorno applicate nel modello appaiono correttamente impostate.

Al riguardo non si formulano ulteriori osservazioni.

Pag. 11

Con tali premesse la profondità dei setti appare quindi fissata più su criteri di buona regola, che non numerici, fermo restando che la verifica di filtrazione pone la base del setto impermeabile (in realtà di bassa permeabilità con $k=10^{-8}$ m/s) impostata nei terreni UG2b (a bassa permeabilità; $K=10^{-7}$ m/s). Ciò tenuto pure conto che la relazione sugli interventi in jet grouting espressamente prevede: “.... l'approfondimento dei diaframmi in jet grouting deve essere tale da garantire una barriera idraulica grazie alla bassa permeabilità e grazie al raggiungimento dello strato di argilla e limo (U.G.2B), caratterizzato da una permeabilità inferiore a quella delle altre unità geotecniche”.

In questa ottica il setto andrebbe in effetti approfondito almeno di un paio di m (allo stato la base del setto viene posta a 121,15 m s.m.). Tale approfondimento potrebbe tuttavia essere differito agli esiti dei campi prova verificando puntualmente l'effettiva profondità del terreno di base meno permeabile (la corrispondente relazione prevede il posizionamento di un campo prova proprio in detta zona, con esecuzione di carotaggi). Anche per la sezione 3 (lato est della cassa 2) il setto risulta in effetti “sospeso” nei terreni UG2a a maggiore permeabilità, ma questo risulta presente (fin dal progetto definitivo) nel solo tratto adiacente alla sezione 2 (lato nord della casa 2); le verifiche di filtrazione (eseguite senza setto) non indicano criticità e pertanto non si formulano ulteriori osservazioni.

Pag. 11

Le verifiche al sifonamento vengono eseguite con riferimento ai coefficienti parziali della tabella 6.2.IV delle NTC2008 richiamata dalla NTD. Cautelativamente i progettisti moltiplicano le pressioni interstiziali calcolate dal modello per il coefficiente 1,5 (invece di adottare il coefficiente 1,3 applicato nella precedente revisione) considerandole quali azioni variabili.

Si rileva tuttavia che le tensioni totali (azioni permanenti) non sono ridotte con il corrispondente coefficiente moltiplicativo di 0,9 e quindi dette verifiche devono essere aggiornate.

Le verifiche sono state aggiornate utilizzando i coefficienti richiesti.

Pag. 11

Le verifiche di filtrazione sotto i manufatti di calcestruzzo continuano ad essere eseguite nel solo transitorio e non in regime stazionario come invece eseguito per i rilevati arginali. In tale ipotesi evidentemente il regime delle sottopressioni a valle dello schermo non varia significativamente rispetto al regime ordinario (quota piezometrica corrispondente al p.c.).

I Progettisti devono pertanto verificare, anche per i manufatti di cls, il caso di invaso pieno in regime stazionario.

In relazione sono state inserite le verifiche in caso di invaso pieno in regime stazionario.

Pag. 11

Per quanto riguarda le colonne in jet grouting la relazione di calcolo verifica la compatibilità del trattamento previsto con le sollecitazioni indotte, valutate in termini di sforzi assiali trasmessi alle colonne dal rilevato soprastante (non si espongono gli analoghi calcoli per i manufatti di cls), risultati compatibili sia agli SLE che agli SLU.

Preso atto di tali positivi risultati, le sollecitazioni andrebbero esplorate anche nel tratto di connessione (1 m) del sotto con il nucleo dei rilevati (il progetto prevede l'esecuzione del trattamento a partire dai piani di fondazione dei manufatti in cls e dei rilevati arginali), tenuto conto che questo risulterà l'elemento più vulnerabile. Dovranno peraltro essere illustrate le modalità esecutive per realizzare tale tratto di connessione.

Come richiesto sono state effettuate tali verifiche integrative, con esito positivo, e sono state riportate nella Relazione tecnica – Interventi in Jet Grouting (BAG307ARGRRE033) al Capitolo 12 da Pag. 25.

Pag. 12 – Considerazioni sul franco

La relazione geotecnica del manufatto A ripercorre il calcolo del franco netto minimo, assunto pari a quello dei contermini rilevati arginali (1,5 m). Il calcolo tuttavia viene eseguito estrapolando il valore dell'ampiezza dell'onda generata da vento ponendo la stessa pari a "0" per valori di fetch nulli. Al riguardo le NTD non precisano se la tabella

di cui al paragrafo C.2 “onde da vento e da sisma” possa essere estrapolata per valori di fetch inferiori all'unità (procedura esclusa nella relazione finale della Commissione di monitoraggio di cui all'art. 2 delle NTD).

Il franco netto dovrà pertanto essere incrementato (per il manufatto di cls) di una decina di cm circa. Trattandosi peraltro di un valore molto contenuto, si chiede di adottare gli opportuni correttivi.

Come richiesto sono state aggiornate le verifiche del franco netto per i manufatti A e B (Relazione Geotecnica Generale Capitoli 9 e 10).

In più sono state eliminate quelle relative al manufatto C in quanto non ritenute inerenti alla reale funzione dello stesso.

6. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI MANUFATTI DI SBARRAMENTO IN CALCESTRUZZO

Pag.12 – Verifiche a scorrimento manufatti “A e B” (analisi statiche e pseudostatiche)

Già nell'istruttoria DGD del maggio 2020 si era osservato che le verifiche pseudostatiche risultavano eseguite con ipotesi non coerenti con le NTD2014 in quanto in sintesi:

- l'accelerazione massima è stata considerata quella al suolo e non quella ricavata dallo spettro elastico sulla base del periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- è stato utilizzato in alcune verifiche il coefficiente riduttivo dell'accelerazione β ;
- è stata considerata tra le azioni resistenti la spinta passiva esercitata dal terreno di valle sui manufatti, ridotta del 50% in accordo al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC2008 che però si riferisce a muri di sostegno;
- il regime delle sottopressioni non è stato assunto in coerenza con quello, convenzionale, stabilito dalle NTD;
- non sono state considerate nelle analisi strutturali le azioni termiche.

Secondo i Progettisti tali verifiche pseudostatiche venivano comunque superate dall'analisi dinamica per lo SLC: “con riferimento alle azioni sismiche, si riportano le verifiche di scorrimento all'interno del corpo diga e sul piano di posa (SLC) mediante il metodo pseudostatico, per differenti condizioni precisate nel seguito. Si sottolinea che le verifiche allo SLC non hanno valenza formale, ma carattere meramente qualitativo, in quanto le verifiche dei conci in condizioni sismiche SLC sono state condotte mediante analisi dinamica non lineare con integrazione al passo (vedi relazione dedicata), che restituisce gli spostamenti transitori massimi e residui che si verificano a seguito di un evento sismico”.

Nell'istruttoria DGD di maggio 2020 si prendeva atto del fatto che “Il progettista effettua preliminarmente le verifiche in condizioni pseudostatiche (prendendo a riferimento la PGA e non l'accelerazione risultante da un'eventuale amplificazione per tener conto del periodo di vibrare della struttura) nelle seguenti 4 ipotesi di azioni inerziali:

1. SLC con coefficienti sismici or. e ver. pari a $K_h = a_{g,max,h} = 0,361g$, $K_v = a_{g,max,v} = 0,240g$;

2. SLC con coefficienti sismici or. e ver. pari a $K_h = \beta \times a_{g,max,h} = 0,112g$, $K_v = 0,5 \times K_h = 0,056g$;
3. SLC con coefficienti sismici or. e ver. pari a $K_h = a_{g,max,h,NTC08} = 0,292g$, $K_v = a_{g,max,v,NTC08} = 0,174g$;
4. SLC con coefficienti sismici or. e ver. pari a $K_h = \beta \times a_{g,max,h,NTC08} = 0,091g$, $K_v = 0,5 \times K_h = 0,045g$;

... Si osserva che nelle verifiche è stata ancora considerata, in alcune ipotesi ..., la spinta passiva esercitata dal terreno di valle sul manufatto, ridotta al 50% in accordo al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC2008 valido solo per i muri di sostegno”.

Per completezza e correttezza di informazione DGD riteneva necessario che per le verifiche pseudostatiche dei manufatti “A e B” fossero riproposte secondo le indicazioni delle NTD2014 con sisma derivato dallo studio sismotettonico di fase 2 e con sisma da norme tecniche.

I risultati delle verifiche statiche e pseudostatiche relative ai manufatti A e B sono così sintetizzabili:

- I valori dei coefficienti di sicurezza (verifiche pseudostatiche), trascurando il coefficiente β e il contributo della spinta passiva a valle e considerando le sottopressioni secondo diagrammi coerenti con le NTD, risultano ampiamente inferiori ai limiti di norma e compresi tra 0,4 e 0,5 per tutti i conci (emergenti e sfioranti manufatto A e B).

- Coefficienti di sicurezza superiori al limite minimo normativo in caso di sisma (verifiche pseudostatiche) si ottengono solo considerando l'azione sismica PGA per suolo di tipo B secondo le NTC (senza amplificazione locale) e portando il conto il coefficiente riduttivo dell'azione β e il 50% resistenza passiva a valle (secondo le norme applicabili per i muri di sostegno), con diagramma delle sottopressioni non coerente con le NTD.

- In condizioni statiche (in assenza di sisma) la sicurezza risulterebbe invece garantita ($F_{smin} > 1,15$), ancorché anche in questo caso le verifiche ripresentate portino in conto contributi stabilizzanti non previsti dalle NTD (spinta passiva a valle).

Nella documentazione integrativa del luglio 2020 i Progettisti precisano, relativamente al primo punto che in accordo al parere n. 52/2017 reso dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è stato applicato il metodo pseudostatico moltiplicando l'intera massa della struttura per l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito: “... ai fini della valutazione del coefficiente sismico orizzontale/verticale impiegato nell'analisi pseudostatica, si è fatto riferimento alla $PGA = a_g \times S$ in accordo al parere n. 52/2017 reso dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, secondo il quale moltiplicare l'intera massa della struttura per l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è un approccio più cautelativo rispetto ad un'analisi modale semplificata”.

Al riguardo, nel prendere atto che detta metodologia è stata ritenuta cautelativa rispetto ad un'analisi modale dal CSLLPP nel citato Voto, si evidenzia che la stessa risulta non conforme alla disposizione normativa che afferma che “la risultante delle forze di inerzia orizzontali è calcolata come prodotto del coefficiente sismico per la massa della struttura. Il valore del coefficiente sismico dipende dal periodo fondamentale di vibrazione della struttura e si ricava dallo spettro elastico”. Diversa è l'analisi modale per la quale le NTD non prevedono semplificazioni. Ad ogni modo si ritiene, allo stato, non utile procedere ad ulteriori approfondimenti, dati i risultati ottenuti con le verifiche sismiche

pseudostatiche (con coefficienti di sicurezza molto inferiori ai limiti di norma). Detti approfondimenti andranno pertanto ulteriormente sviluppati una volta tecnicamente dimostrata la stabilità anche sismica dei manufatti nella loro configurazione finale.

Le osservazioni sono superate dalla nuova impostazione strutturale dei manufatti e dal consolidamento adottato alla base dei medesimi che garantisce il soddisfacimento delle verifiche a scorrimento anche con l'assunzione delle accelerazioni derivanti dallo studio sismotettonico.

Pag.13

Relativamente alla spinta passiva a valle, nell'istruttoria di maggio 2020 la DGD osservava che *“per la verifica allo scorrimento in condizioni statiche per il manufatto A (sul piano di fondazione) la combinazione delle azioni che restituisce il fattore di sicurezza inferiore ($F_s=1,8>1,15$) è quella denominata ECC_SLU1 che considera presenza di acqua a monte per un livello idrico raggiungibile in occasione di una piena con $TR = 200$ anni (con quota di massimo invaso a monte pari a 144,9 m s.m. e quota a valle pari a 130,9 m s.m., corrispondente alla quota dell'estradosso della platea della vasca di dissipazione). Tale combinazione porta tuttavia in conto anche la presenza di una spinta passiva esercitata dal terreno presente a valle il cui contributo viene ridotto al 50% di quello desunto dalla teoria di Rankine. A tale riguardo non si ritiene di poter condividere la scelta adottata in quanto la spinta passiva del terreno, per quanto ridotta alla metà, necessita di grandi spostamenti per mobilitarsi, da ritenersi non compatibili con le norme di settore”.*

In merito a tale aspetto i progettisti giustificano, nel computo delle azioni resistenti, la spinta passiva (al 50%) esercitata dai terreni di valle, laddove presenti, con un calcolo eseguito con il codice Paratie (Ceas) con il quale si giunge alla conclusione che detta spinta si esplicherebbe con spostamenti solamente millimetrici (circa 5 mm) e quindi ampiamente tollerabili dal sistema. La scelta di ammettere spostamenti implicherebbe implicitamente anche la possibilità di adozione del fattore riduttivo β portato in conto nelle verifiche a scorrimento lungo il piano di fondazione dei manufatti.

Si conferma che ammettere l'adozione della spinta passiva (ancorché ridotta al 50%) costituisce deroga alle azioni resistenti indicate dalle NTD. Le NTD non prevedono l'introduzione della spinta passiva tra le azioni resistenti in relazione alla necessità di scontare spostamenti con effetti indesiderati (anche nei confronti della resistenza del terreno di fondazione mobilitabile) e alla elevata variabilità dei parametri in gioco, determinati anche dalle modalità di posa in opera dei riempimenti degli scavi a valle dei manufatti. Si ribadisce pertanto la necessità di non portare in conto tali azioni; ciò pur preso atto che il progettista afferma che le verifiche di riferimento, ai fini della verifica di stabilità dei manufatti, sono quelle dinamiche con integrazione al passo (vedi relazione dedicata), che restituisce gli spostamenti transitori massimi e residui a seguito di un evento sismico.

Pertanto, pur prendendo atto delle conclusioni espresse dal CSSLPP nel citato Voto, si evidenzia che l'approccio seguito dai Progettisti risulta difforme dalla disposizione normativa e si conferma la necessità di sviluppo di verifiche

pseudostatiche con accelerazioni ricavate da spettro, senza coefficiente riduttivo β e in assenza di spinte passive, da svolgere sulla configurazione di progetto.

Si conferma che con le nuove impostazioni, le verifiche sono state condotte senza tenere conto del contributo di spinta passiva dato dal terreno di valle e di conseguenza nemmeno del coefficiente riduttivo β . Per quanto attiene al coefficiente sismico, anche una analisi modale eseguita su due concetti tipo (uno sfiorante ed uno di raccordo) mostra che determinare l'azione d'inerzia moltiplicando la massa per l'accelerazione di ancoraggio è in favore di sicurezza.

Pag.14

Nella documentazione del maggio 2020 nel merito dei carichi determinati dalle "sottopressioni" / pressioni interstiziali nei terreni i Progettisti affermavano che: *"considerato che l'evento di piena determina un riempimento dei comparti per un periodo molto breve, le analisi del moto di filtrazione (riportate nelle relazioni dedicate) hanno mostrato che la presenza dello schermo impermeabile in jet-grouting alla base del dente di monte della fondazione determina un rallentamento della filtrazione al di sotto dei concetti con andamento delle sottopressioni in regime stazionario analogo a quello presente in esercizio. Pertanto, in accordo ai risultati ottenuti dallo studio del moto di filtrazione (vedi ad esempio relazione su analisi dinamica), le sottospinte agenti in condizione eccezionale (statica e sismica) sono quelle relative alle condizioni di esercizio, ottenute con quota di falda coincidente con l'estradosso della fondazione"*.

Nelle proprie osservazioni questa Direzione generale segnalava che *"l'assunzione sulle sottopressioni, per quanto supportata da analisi di filtrazione in rapporto all'uso anti-piena dell'opera, non risulta coerente con le attuali norme che prevedono espressamente un regime di sottopressioni convenzionali agente sotto la base della fondazione della diga (differenziato in presenza o in assenza – come nel caso di specie – di drenaggi); inoltre a lungo termine non può escludersi una perdita di efficienza di tenuta del predetto schermo per possibili difetti di costruzione o degradamenti che possono intervenire nel tempo; in questo ultimo caso le permeabilità dei terreni di fondazione non sono sufficientemente basse ed omogenee per assicurare l'assunzione del progettista. Si ritiene pertanto che le relative verifiche debbano essere considerate uno schema di sottopressioni conforme alle NTD2014. Occorre anche tenere presente che le verifiche (tensionali e allo scorrimento) all'interno del corpo diga sono state ritenute dal Progettista assolte implicitamente dai risultati ottenuti con il modello agli elementi finiti che restituiscono tensioni di trazione nulle e di compressione molto inferiori alle resistenze di progetto del calcestruzzo. L'assunzione sull'inutilità delle verifiche a scorrimento su riprese di getto all'interno del corpo dello sbarramento in cls andrebbe verificata anche con la presenza del citato regime di sottopressioni da assumere anche all'interno del corpo diga con il relativo diagramma prescritto dalle NTD2014"*.

I Progettisti affermano che, per il tipo di struttura destinato alla laminazione, l'assunzione di uno schema di sottopressioni come da NTD con bacino pieno rappresenta una condizione eccezionale e pertanto ritiene di poter fare affidamento, in tale circostanza, alla piena efficienza del setto impermeabile di monte nel ridurre le sottopressioni alla base del manufatto. Ad ogni modo, nella relazione di "controdeduzioni" (giugno 2020), come richiesto dalla DG, si

esplicitano i valori dei coefficienti allo scorrimento (per i manufatti A e B) in condizioni sismiche valutati secondo le NTC 2008, con sottopressioni come da NTD, prendendo a riferimento la piena di 200 anni², e senza tenere conto della spinta passiva di valle.

I valori dei coefficienti di sicurezza (verifiche pseudostatiche) si confermano ampiamente inferiori ai limiti di norma e compresi tra 0,4 e 0,5 per tutti i conci (emergenti e sfioranti manufatto A e B).

Coefficienti di sicurezza superiori al limite normativo in caso di sisma si otterrebbero solo considerando l'azione sismica secondo le NTD (senza amplificazione locale) e portando il conto il coefficiente riduttivo dell'azione \square e la resistenza passiva a valle (secondo le norme applicabili per i muri di sostegno).

Anche in condizioni statiche la sicurezza risulta garantita ($F_{smin} > 1,15$) solo portando in conto il parziale contributo stabilizzante della resistenza passiva a valle.

Per quanto riguarda le verifiche in elevazione il progettista conferma che il regime transitorio della piena in afflusso abbraccerebbe tempi certamente non sufficienti ad alterare il regime delle sottopressioni nel corpo murario lungo ipotetiche superfici di ripresa di getto. Con tale considerazione conferma quindi la non necessità di integrare le verifiche strutturali nel manufatto in elevazione.

Al riguardo si evidenzia che le assunzioni di sottopressioni nulle alla base dei manufatti in cls (e in elevazione) per quanto in linea di principio coerenti in ragione della finalità anti-piene dello sbarramento, non risultano coerenti con le NTD che non prevedono espresse deroghe in tal senso; peraltro l'assunzione di sottopressioni nulle cadrebbe anche in difetto nel periodo degli invasi sperimentali durante i quali si potranno instaurare stabilmente invasi a monte.

Si conferma pertanto la necessità di considerare le sottospinte alla base dei manufatti e in elevazione, come da NTD. Si rimanda anche alle osservazioni formulate relativamente allo schermo e alle analisi di filtrazione: le verifiche di filtrazione sotto i manufatti di calcestruzzo continuano ad essere eseguite nel solo transitorio e non in regime stazionario come invece eseguito per i rilevati arginali. In tale ipotesi evidentemente il regime delle sottopressioni a valle dello schermo non varia significativamente rispetto al regime ordinario (quota piezometrica corrispondente al p.c.). I Progettisti devono pertanto verificare, anche per i manufatti di cls, il caso di invaso pieno in regime stazionario.

Si conferma che con la nuova impostazione, le verifiche sono state condotte considerando la sottospinta idraulica secondo quanto previsto dalle NTD 2014 considerando la presenza dei dreni sia in fondazione che all'interno del corpo diga.

Pag.15

Nella istruttoria DGD del maggio 2020 si segnalava che, nonostante nella parte generale fosse riportato lo schema delle azioni da portare in conto come da NTD2014, non erano poi prese in considerazioni le azioni termiche (stagionali e da calore di idratazione): "Tale scelta, in considerazione del fatto che la diga risulta di dimensioni contenute con

presenza di giunti di dilatazione, potrebbe essere condivisibile, ma deve essere esplicitata e motivata nella pertinente relazione di progetto”.

Il progettista, nella relazione di calcolo dei manufatti in cls del luglio 2020 esplicita che per le dimensioni contenute dei conci (12 m) e per la presenza dei giunti di dilatazione, le azioni termiche derivanti dalle variazioni di temperatura e da calore di idratazione sono trascurabili.

Nel prendere atto di tale esplicita affermazione non si formulano ulteriori osservazioni.

Pag. 16 – *Analisi dinamiche del Manufatto regolatore “A”*

Per il solo manufatto regolatore “A” è stata eseguita un’analisi dinamica mediante il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell’opera, delle condizioni idrauliche in esercizio e delle condizioni geotecniche e sismiche del sito. Nel modello di calcolo sono stati inseriti: elementi di interfaccia a contatto tra il basamento della diga ed il terreno di fondazione, elementi di interfaccia nel giunto presente tra la struttura di sbarramento e la vasca di dissipazione a valle ed il setto in jet-grouting modellato con elementi finiti piani. Nelle analisi si è considerato il livello idrico di monte corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 100 anni, corrispondente a quota +143,7 m s.m. mentre non si è considerato nessun livello idrico di valle.

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si è fatto riferimento al profilo geotecnico riportato nell’allegato documento “Geologia, Idrogeologia e Geotecnica – Profili geotecnici”, alla Relazione Geotecnica ed alle principali indagini geofisiche disponibili. Il bedrock è stato assunto alla profondità di 35 m, sulla base dell’andamento della velocità delle onde di taglio dalle prove geofisiche.

Le analisi dinamiche sono state eseguite utilizzando n. 7 accelerogrammi derivati dalla relazione sismica generale risultati spettro-compatibili con lo spettro derivato dallo studio sismotettonico di fase 2 e scalati a 0,27 g per i suoli di tipo A, applicati alla base del modello. Il programma Plaxis restituisce valori di accelerazione massima in superficie (0,4g - 0,6g) che risultano puntualmente superiori a quelli in free field su sottosuolo di tipo B proposti nella Fase 2 dello studio sismotettonico pari a 0,361g. L’input sismico di base (accelerogramma in direzione orizzontale) propagandosi nel mezzo stratificato genera anche una componente verticale che presenta accelerazioni massime confrontabili con quelle orizzontale.

Il modello di calcolo utilizzato dai Progettisti implementa le seguenti fasi di analisi:

- Inizializzazione geostatica del terreno naturale;
- Realizzazione dell’opera nelle condizioni di lungo termine (livello di monte +130,9 m s.m.);
- Simulazione dell’evento di piena con tempo di ritorno pari a 100 anni (livello di monte +143,7 m s.m.);
- Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle fino al raggiungimento della condizione stazionaria;
- Analisi dinamica con i 7 accelerogrammi di progetto;
- Esecuzione delle analisi di stabilità globale.

I principali risultati ottenuti con detto modello sono i seguenti:

- spostamento orizzontale massimo irreversibile del coronamento diga in corrispondenza dell'accelerogramma n. 6 che è il più gravoso = 2,1 cm;
- spostamento verticale massimo irreversibile del coronamento diga in corrispondenza dell'accelerogramma n. 6 = 1,5 cm;
- coefficiente di sicurezza minimo delle analisi di stabilità = 3,03.

Le analisi dinamiche sono state effettuate con altri due modelli, introducendo le seguenti semplificazioni cautelative al fine di massimizzare la deformabilità dell'opera:

- Modello B1: Trascura l'interazione del corpo diga con la vasca di dissipazione e trascura la presenza del taglione idraulico jet-grouting;
- Modello B2: Replica il modello B1, nel quale però si trascura l'effetto benefico della reazione di valle.

I risultati ottenuti con i modelli semplificati sono i seguenti:

- spostamento orizzontale massimo irreversibile del coronamento diga in corrispondenza dell'accelerogramma n. 6 = 18-24 cm;
- spostamento verticale massimo irreversibile del coronamento diga in corrispondenza dell'accelerogramma n. 6 = 2,3-4,0 cm;
- coefficiente di sicurezza minimo valutato sulla base delle analisi di stabilità = 1,4-1,5.

A fronte delle elaborazioni presentate si ricorda che nelle precedenti istruttorie si era più volte evidenziato come le analisi dinamiche dovessero essere eseguite prendendo a riferimento gli stati limite e le combinazioni dei carichi in coerenza con le NTD e che dovessero essere trascurati contributi alla stabilità che pur numericamente e fisicamente potenzialmente rilevanti non fossero considerabili con sufficiente affidabilità secondo le disposizioni normative.

Si era da ultimo rilevato come nelle analisi sismiche di tipo dinamico fosse stato considerato un livello di invaso corrispondente alla piena con tempo di ritorno pari a 100 anni, anziché un livello pari alla quota massima di regolazione.

In proposito i progettisti hanno dichiarato che *"Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente ad un tempo di ritorno $TR = 100$ anni, corrispondente a quota +143,7 m s.m. (cfr. [DR 2.]), mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle)".* Le verifiche strutturali in condizioni statiche e pseudostatiche dei manufatti "A e B" sono state invece eseguite per livelli d'invaso pari a 144,90 m s.m. (che corrisponde alla piena con tempo di ritorno pari a 200 anni) e 145,70 m s.m. (che corrisponde alla piena con tempo di ritorno pari a 1000 anni).

Nella documentazione del luglio 2020 i Progettisti precisano: *"In relazione agli obiettivi dichiarati delle analisi (indagare la funzionalità della struttura in condizioni sismiche e di bacino pieno), è stato scelto come scenario particolarmente cautelativo un evento di piena con $Tr = 100$ anni concomitante con un evento sismico SLC con $Tr = 2475$ anni. Si precisa che le analisi dinamiche non hanno lo scopo di verificare i manufatti nelle condizioni estreme, ma di analizzare*

il comportamento della struttura in uno scenario sufficientemente cautelativo, che rappresenti un fenomeno fisico con una minima probabilità di accadimento”.

Richiamando al parere n. 52/2017 del CSLPP non si ritengono sufficienti tali giustificazioni e pertanto si conferma l'esigenza di eseguire le verifiche dinamiche del manufatto regolatore “A” in corrispondenza della quota di massima regolazione di progetto con sisma derivante dallo studio sismotettonico di fase 2 e con sisma da NTC-NTD (prescrizione già formulata nell'istruttoria DGD del maggio 2020).

Le verifiche dinamiche sono state aggiornate come richiesto

Pag.17 – Verifiche sismiche dei conci di raccordo (1S, 2S, 3S, 4S, 1C, 2C, 1D, 3C, 4C, 5C)

Nell'istruttoria DGD del maggio 2020 si richiedevano chiarimenti su tali verifiche, identificando per ciascun concio di raccordo le combinazioni di carico possibili e dimostrando quale fosse quella più gravosa; le verifiche sismiche ai sensi delle NTD2014 avrebbero dovuto essere effettuate per i casi (o per le combinazioni a serbatoio pieno) in cui i conci di raccordo non assumono esclusivamente le funzioni di muro di sostegno.

Con la revisione progettuale di luglio 2020 i Progettisti precisano quanto segue:

- PRIMO CONCIO (1D) Essendo l'altezza del terreno di valle pari a quella di monte (19 m), la resistenza passiva (computata al 50%) è sufficiente ad equilibrare l'incremento di azioni orizzontali conseguenti all'azione sismica con bacino pieno. La verifica con input sismico da NTC08 è implicitamente soddisfatta.
- SECONDO CONCIO (1C – 5C) In entrambi i casi, la verifica a scorrimento del concio in condizioni sismiche e con bacino pieno risulta non essere soddisfatta ($0,86 < 1,15$). Si sottolinea che si tratta comunque di un evento eccezionale (apertura delle paratoie del manufatto A e chiusura della vasca di valle del manufatto C) compreso in una combinazione di per sé già eccezionale (condizione di invaso pieno e azione sismica). Tuttavia, ammettendo spostamenti sul piano di posa compatibili con la funzionalità dell'opera, anche per tali conci si possono considerare valide le risultanze ottenute dall'analisi dinamica non lineare.
- TERZO CONCIO (1S – 4S) Per entrambi gli input sismici, le verifiche risultano soddisfatte.

Nel merito si osserva che: le verifiche a scorrimento di tipo pseudostatico dei conci di raccordo sono state eseguite con le medesime ipotesi assunte per le verifiche dei manufatti A e B. Dette verifiche devono pertanto essere riproposte nel rispetto delle condizioni normative già illustrate per quanto attiene agli altri manufatti murari. Si evidenzia inoltre che la verifica del concio di raccordo 1D non è stata fatta in quanto “implicitamente soddisfatta” e che la verifica dei conci di raccordo 1C-5C “risulta non essere soddisfatta ($0.86 < 1.15$)”, pur con ipotesi non previste dalla normativa dighe.

Sono stati verificati con metodo pseudo statico tutti i conci dei manufatti A e B, compresi i conci di raccordo.

7. ASPETTI IDRAULICI

Pag.18 - Paratoie e impianti elettromeccanici

Nell'istruttoria del maggio 2020 la DGD richiedeva chiarimenti in merito alle motivazioni della scelta dei Progettisti di adottare un sistema di paratoie piane in luogo del sistema di paratoie a settore, così come era stato invece previsto nel progetto definitivo dei tre manufatti, con una valutazione esplicita di pregi e difetti rispetto alla soluzione precedente, con particolare riguardo alle garanzie anche gestionali offerte dal sistema di paratoie piane per una rapida e sicura intercettazione delle luci di fondo che, almeno per il manufatto "A", risultano di grandi dimensioni e potenzialmente esposte all'apporto di materiale flottante.

Nelle proprie controdeduzioni alla nota DGD n. 11388 del 28.05.2020 i Progettisti affermano che l'inserimento di paratoie piane, in corrispondenza dei 4 scarichi di fondo del manufatto A, in luogo del sistema di paratoie a settore previsto nel progetto definitivo, trova le sue motivazioni nelle seguenti considerazioni:

- la soluzione scelta presenta notevoli vantaggi dal punto di vista realizzativo, in quanto consente un montaggio in opera di elementi più semplici e leggeri;
- l'ingombro degli elementi risulta limitato e il montaggio può avvenire sfruttando la possibilità di doppio accesso alle opere, dal basso e dall'alto.
- gli elementi strutturali di tenuta possono essere pre-assemblati fuori opera e calati dall'alto, mentre la loro regolazione e il loro sostegno provvisorio può avvenire dallo scarico di fondo;
- l'impianto oleodinamico può essere assemblato e collegato ai servomotori nella specifica camera accessibile dall'esterno (paramento di valle) e dal cunicolo di ispezione superiore.

La soluzione delle paratoie a settore, secondo i Progettisti, risulta viceversa fortemente vincolata dagli spazi a disposizione e dalle dimensioni dei singoli elementi di carpenteria metallica, in quanto la movimentazione e il montaggio degli elementi costituenti la paratoia a settore con i relativi bracci di rotazione e dei cilindri dell'impianto oleodinamico avverrebbe in un ambiente chiuso, in particolare nelle fasi di regolazione e di collegamento alla struttura in c.a. (perni di rotazione dei bracci, fissaggio superiore dei cilindri oleodinamici), il cui accesso è sostanzialmente garantito solo dal basso.

La soluzione scelta nel progetto esecutivo presenterebbe vantaggi anche dal punto di vista manutentivo, in quanto garantirebbe l'ispezionabilità e la sostituzione degli elementi utilizzando la camera accessibile dal cunicolo di ispezione superiore, che presenta un'importante apertura verso il paramento di valle. In tale camera sono posizionati anche i servomotori, le centraline oleodinamiche, i quadri elettrici locali. Gli elementi costituenti la paratoia e l'impianto oleodinamico potrebbero inoltre essere smontati e sostituiti mediante autogru posta sul coronamento dello sbarramento, attraverso i vani grigliati realizzati in corrispondenza della soletta superiore. Nella soluzione proposta nel progetto definitivo viceversa il controllo, le operazioni di manutenzione e le eventuali sostituzioni dei diversi elementi

risulterebbero particolarmente complicate per la difficoltà di accedere con adeguati mezzi alle diverse parti che costituiscono l'impianto elettromeccanico ed oleodinamico.

Secondo i Progettisti l'inserimento delle paratoie piane consente infine l'ottimizzazione della geometria dei conci del manufatto A e la relativa suddivisione in conci di sfioro (tracimabili) e di conci di sbarramento (non tracimabili, realizzati in corrispondenza delle paratoie piane). Gli stessi sostengono che le paratoie piane garantiscono una migliore tenuta idraulica rispetto alle paratoie settore, semplificando a favore di sicurezza il sistema di tenuta certamente più idoneo al funzionamento sotto battente, e lavorano comprimendo la guarnizione di tenuta verso valle; inoltre la movimentazione della paratoia, in condizione di elevati livelli idrici a monte, trasferisce minori sollecitazioni alla struttura adiacente.

In relazione al possibile trasporto e ingombro di materiale flottante i Progettisti osservano che nel progetto esecutivo è prevista la realizzazione di una briglia selettiva in corrispondenza della briglia di monte, munita di speroni in c.a. e putrelle in acciaio e che tale dispositivo è sufficiente a trattenere il materiale flottante trasportato dalla corrente del T. Baganza, in ottemperanza a quanto richiesto nella nota della Direzione Generale per le Dighe n. 29423 del 29/12/2017.

La DGD dighe prende atto nel merito di quanto segnalato dai Progettisti per quanto riguarda i vantaggi offerti dalla soluzione delle paratoie piane dal punto di vista realizzativo per il montaggio in opera di elementi più semplici e leggeri e il minore ingombro degli elementi di carpenteria metallica. Anche la futura manutenzione delle strutture appare in linea di massima più semplice potendo sfruttare la possibilità di doppio accesso dal basso e dall'alto. Sulle osservazioni relative alla gestione del possibile trasporto di materiale flottante la DGD ritiene che la scelta operata possa rientrare nelle specifiche responsabilità dei Progettisti e del Proponente.

Pag. 19

Nell'istruttoria del maggio 2020 la DGD osservava che: "Con riferimento alle tavole grafiche (BAG3_12_IMP_D_CA_01_0 e BAG3_12_IMP_D_CA_02_0) si ritiene necessario acquisire un chiarimento in merito al sistema di tenuta ed alla posizione degli scudi delle paratoie del manufatto "A" che sembrano posizionati lato valle rispetto al flusso della corrente".

I Progettisti confermano che la tenuta della paratoia piana rispetto al flusso di corrente è posizionata lato valle, al fine di far lavorare la guarnizione in compressione, mentre lo scudo è previsto sul lato di monte. Di tale affermazione però si continua a non avere un chiaro riscontro nelle nuove tavole grafiche di progetto.

Gli elaborati grafici sono stati aggiornati con le indicazioni richieste.

Pag. 19 – Modello fisico

Nell'istruttoria del maggio 2020 la DGD osservava che la prima relazione sul modello fisico realizzato presso il laboratorio idraulico AIPO di Boretto (PR), pur indicativa per importanti modifiche da apportare sui dettagli dei manufatti proposti nella progettazione definitiva, non fornisse ancora risultati conclusivi in quanto gli stessi Sperimentatori suggerivano un supplemento di indagine per alcuni elementi.

Dette integrazioni sperimentali sono state eseguite nei mesi di giugno e luglio 2020 e vengono illustrate nella relazione finale consegnata nell'agosto 2020.

Per il **Manufatto "A"** si è verificata una configurazione alternativa degli elementi di dissipazione ubicati in corrispondenza delle luci di fondo, con nuovi blocchi di dissipazione conformati a doppio cucchiaio. Con i nuovi profili la distribuzione di velocità in uscita dalla vasca di dissipazione è più uniforme, i valori massimi sono ridotti e si ha anche una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde. Si sono inoltre elevati tutti i contenimenti laterali alla quota più alta prevista in fase di progettazione esecutiva in sponda destra.

Per il tratto dell'alveo a valle del manufatto, in sponda destra, si è sperimentata la protezione dell'argine mediante difesa in massi per un'altezza di almeno 3 m rispetto al fondo alveo con dimensionamento della scogliera sulla base delle massime velocità registrate.

Per il Manufatto "B" gli Sperimentatori hanno modificato la geometria della "quinta" in sinistra, tagliandola in senso trasversale e realizzando un ingrossamento dell'argine in modo che la porzione, al contatto manufatto-argine in spalla dx, non sia superata dal livello per la QTR1000 ma venga adeguatamente protetta.

Anche per il Manufatto "C" si sono verificate configurazioni alternative dei blocchi di dissipazione, giungendo alla sostituzione dell'unica trave dissipatrice con una fila di denti di Rehbock e all'eliminazione della soglia finale in uscita dalla vasca. Con questa nuova configurazione la distribuzione delle velocità in uscita dalla vasca di dissipazione è più uniforme, i valori massimi sono ridotti e si ha anche una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde a valle.

Allo sbocco tra il Manufatto "C" ed il raccordo con il T. Baganza in sx idraulica nel corso delle prime sperimentazioni si è riscontrata la sommersione di una parte dell'argine artificiale con creazione di vortici, in corrispondenza della QTR1000. E' stata pertanto modificata la geometria e consistenza di tale porzione di rilevato per scongiurare problematiche di erosione e stabilità. Per definire le quote di contenimento del sormonto si sono eseguite ulteriori prove su modello con la configurazione della "penisola" centrale di separazione opportunamente modificata.

Alla apertura degli scarichi di fondo ai margini del Manufatto "C" si era riscontrata la formazione di moti vorticosi in corrispondenza degli imbocchi della struttura "scatolare" parallela al "becco ad anatra". Al fine di evitare erosioni localizzate, si è testata, con esiti positivi, una struttura di protezione intorno degli imbocchi, tale da ridurre l'entità e l'impatto dei vortici sugli argini e sulla struttura dello sfioratore.

Come segnalato la DGD si era espressa favorevolmente in merito alla proposta degli Sperimentatori per un supplemento di indagine sui manufatti della cassa Baganza; i risultati di tali prove suppletive, illustrati nella relazione conclusiva del luglio 2020, appaiono del tutto soddisfacenti per la soluzione delle problematiche idrauliche residue e pertanto la DGD condivide tutte le modifiche proposte sul sistema dei manufatti murari e di quelli arginali costituenti la

cassa di laminazione. E' conseguentemente necessaria la modifica del progetto secondo le indicazioni emerse a seguito della sperimentazione del modello fisico.

Il progetto è stato aggiornato in base alle indicazioni emerse a seguito della sperimentazione del modello fisico.

8. PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Pag.20

Si rimanda alle osservazioni emerse nel corso dell'esame delle tavole grafiche del progetto esecutivo, di cui all'istruttoria DGD Maggio 2020 e agli impegni assunti dai Progettisti con la Relazione di controdeduzioni Giugno 2020 circa le modifiche / integrazioni progettuali necessarie od opportune

Gli elaborati grafici di progetto sono stati aggiornati sulla base delle suddette osservazioni.