

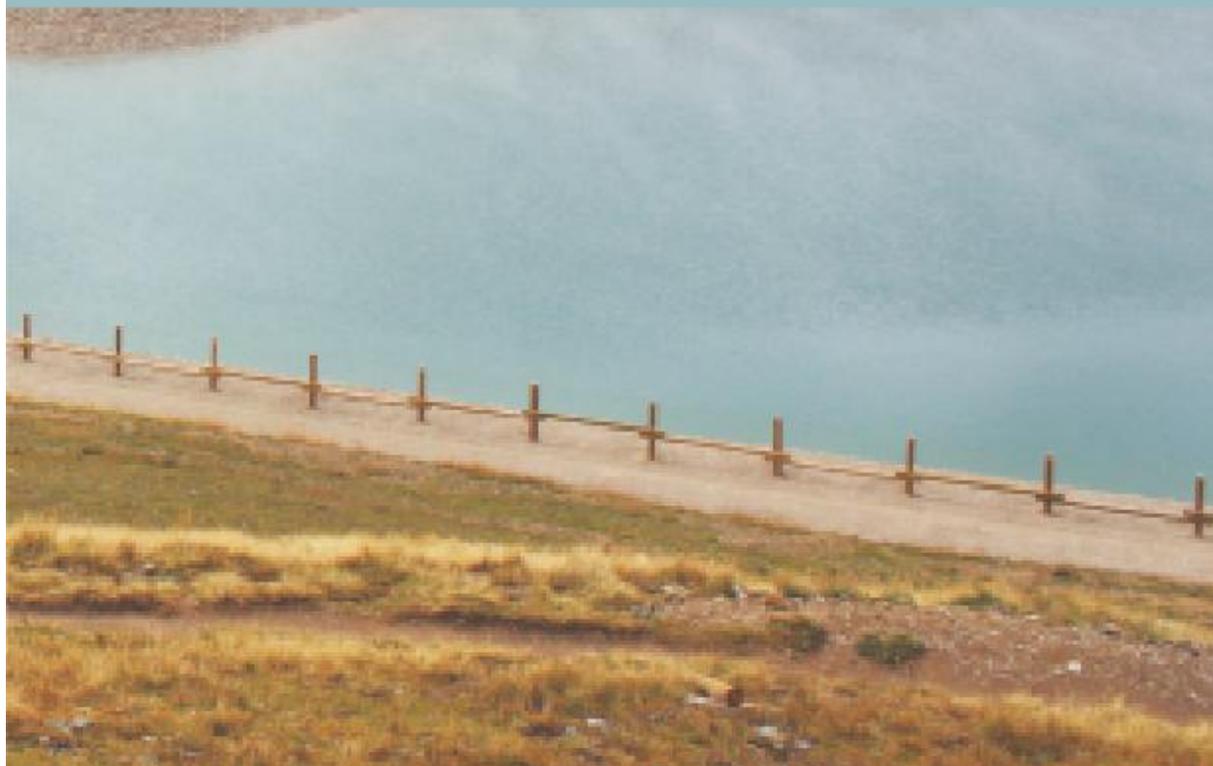
Valutazione della vulnerabilità degli sbarramenti al rischio sismico

Progetto transfrontaliero Italia-Francia ALCOTRA
Projet transfrontalier Italie-France ALCOTRA



RISBA

RISCHIO DEGLI SBARRAMENTI ARTIFICIALI
RISQUES DES BARRAGES



Metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica di piccoli sbarramenti in terra e calcestruzzo

B. Frigo¹, B. Chiaia¹, S. Foti¹, A. Fantilli¹, V. De Biagi¹

1. Introduzione

Le recenti edizioni italiane di Normativa e Linee Guida, introducendo un concetto fortemente innovativo, prevedono di graduare la valutazione della sicurezza sismica di una diga o sbarramento esistente in relazione alla sua importanza. In particolare, si prevedono analisi complesse (ad es. non lineari) per dighe di notevole importanza e metodi di verifica semplici e meno impegnativi per sbarramenti minori. L'importanza dell'opera viene esplicitata in classi di verifica/controllo, per le quali è stato coerentemente graduato il livello di complessità delle verifiche.

Per diverse motivazioni quasi tutte le dighe e i piccoli invasi esistenti (di competenza regionale) sono stati finora esclusi dalle verifiche sismiche da anni prescritte. Infatti, le schede di compilazione per le verifiche sono state impostate solo su categorie

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica
Politecnico di Torino
Corso Duca degli Abruzzi, 24 – 10129 Torino (IT)

strutturali quali edifici di importanza strategica soggetti a grande affollamento e su infrastrutture viarie quali i ponti.

Il motivo è riconducibile all'unicità delle dighe rispetto a qualsiasi altra struttura. Di conseguenza anche i livelli di verifica sismica, semplificati o dettagliati che siano, devono essere impostati in modo diverso. Considerando le informazioni disponibili in letteratura circa le accelerazioni al suolo e i dati registrati negli anni (case history), in via preliminare verrà calcolato un livello di fragilità (vulnerabilità) del generico invaso grazie a tali parametri oltre che alle informazioni inerenti il sito di ubicazione, con un duplice obiettivo:

- misurare la sicurezza delle dighe esistenti in un'ottica di adeguamento o miglioramento della resistenza alle azioni sismiche;
- misurare la vulnerabilità delle costruzioni esistenti al fine di definire il rischio sismico su vasta scala.

In particolare, l'analisi è ottimizzata al fine di ottenere una misura globale della vulnerabilità degli sbarramenti in terra e in calcestruzzo (ivi includendo dighe ad arco, ad arco-gravità, traverse. ecc...). Operativamente è stata predisposta una scheda di rilievo del manufatto ove sono considerati sia gli aspetti dimensionali, che quelli relativi al degrado del materiale, che le peculiarità del sito in senso lato (tra cui i fattori antropici e geologici tipici delle zone alpine), per poter estrarre un valore di criticità il più possibile oggettivo, ossia indipendente dal rilevatore.

Si tratta quindi di attuare una fase di diagnosi preventiva ("livello 0" nello spirito della Normativa antisismica), volta a fornire agli organi competenti i dati necessari per pianificare le successive fasi di approfondimento di analisi, monitoraggio ed eventuale adeguamento.

2. La criticità sismica

Come noto, il rischio sismico è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di vulnerabilità dell'opera e di antropizzazione, ci si può aspettare in un dato intervallo di tempo. Esso è definito dal prodotto di tre fattori (Fig. 1):

- Pericolosità di sito dell'invaso (P), o meglio la probabilità che ci sia evento in un certo periodo di tempo, legata alle caratteristiche sismiche e geomorfologiche dell'area;

- Vulnerabilità (V) dell'opera;
- Esposizione del territorio a valle dell'invaso (E) ovvero il danno potenziale esprimibile sia in termini economici, sia con il numero di vite esposte all'evento riferito alle peculiarità delle stesse aree come il grado di urbanizzazione, la presenza di sistemi di allerta e di strumenti per la gestione dell'emergenza, ecc ...;

in formule:

$$R = P \times V \times E$$

In accordo con le più avanzate procedure di calcolo del *Risk Assessment* delle dighe (Deangeli et al., 2009; ANCOLD 2003, ASCE, 2013), il rischio associato ad un invasivo può essere classificato in base a scale graduate di rischio.

PERICOLOSITA' SISMICA

La pericolosità sismica di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità.

Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di certa magnitudo.

RAPPRESENTA LA SISMICITA' DEL TERRITORIO

VULNERABILITA' SISMICA

La vulnerabilità sismica riflette la capacità di un'opera di rispondere alle sollecitazioni sismiche. E' misurata dal danno che l'opera subisce a fronte di un evento di data intensità.

Più un'opera è ritenuta vulnerabile (per esempio per scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze che si devono aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta.

RAPPRESENTA LA QUALITA' DELL'OPERA

ESPOSIZIONE SISMICA

L'esposizione sismica può essere definita come la dislocazione, consistenza, qualità e valore dei beni e delle attività presenti sul territorio che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico.

La maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (in vite umane, economico, ai beni culturali, ecc...).

*RAPPRESENTA IL VALORE DELL'OPERA E DEI BENI POSTI A RISCHIO.
PERDITA DI VITE UMANE*

Figura 1 – Definizione dei tre fattori di rischio (Ferro, 2014).

Al fine dello sviluppo della metodologia speditiva qui presentata, basata su un approccio misto qualitativo e quantitativo di valutazione dei tre fattori di rischio, la scala di criticità sismica coincidente con la scala delle priorità di intervento è così definita, seguendo le Linee Guida ASCE (2013) per le infrastrutture (Fig. 2).

SCALA DELLE PRIORITA' DI INTERVENTO	
A	CRITICITA' ESTREMA L'invaso presenta condizioni non accettabili in caso di assoggettamento alle massime azioni sismiche previste, con marcati e diffusi segni di ammaloramento. Molti elementi del sistema mostrano segni di degrado e/o di imminente collasso. <i>NON ADATTA ALLO SCOPO</i>
B	CRITICITA' ALTA L'opera si presenta in condizioni al di sotto degli standard, con molti elementi che si avvicinano alla fine della loro vita utile. Gran parte del sistema presenta un deterioramento significativo. Le condizioni prestazionali dell'opera sono preoccupanti e a forte rischio di collasso se soggette ad azioni sismiche previste. <i>RICHIESTA DI INTERVENTI SOSTANZIALI</i>
C	CRITICITA' MEDIA L'infrastruttura è in buone condizioni o comunque negli standard di esercizio se soggetta alle azioni sismiche previste. Può mostrare alcuni segni di ammaloramento insieme a carenze di funzionalità di alcuni elementi che ne aumentano la vulnerabilità. <i>RICHIESTA DI INTERVENTI SOSTANZIALI</i>
D	CRITICITA' BASSA L'infrastruttura è in buone o ottime condizioni. Alcuni elementi mostrano segni di deterioramento o carenze significative che richiedono attenzione a medio-lungo termine. L'invaso risulta affidabile, con minimi problemi di capacità e un basso rischio rispetto all'attuale pericolosità sismica locale. <i>AL MOMENTO ADEGUATA</i>
E	ECCEZIONALMENTE PERFORMANTE L'opera è in ottime condizioni che soddisfano e superano i requisiti richiesti. Le strutture sono conformi agli standard moderni di funzionalità (monitoraggio e gestione delle emergenze) e di resistenza per sopportare anche gli eventi più severi. Grado solitamente riferito agli invasi di nuova realizzazione (i.e. ottemperanti le norme sismiche in fase di progetto e costruzione) o recentemente adeguati. <i>ADATTA ALLE CONDIZIONI ESTREME</i>

Figura 2 - Scala di criticità sismica coincidente con la scala delle priorità di intervento.

La definizione della criticità sismica dell'opera di ritenuta scelta si basa su procedure multi-criterio che consentono di combinare i giudizi sui tre fattori di rischio.

Il criterio di giudizio della pericolosità, per propria definizione, viene fissato grazie al valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero del sito specifico, a_g . Come si vedrà di seguito, questo parametro gioca un ruolo fondamentale nelle procedure di stima di vulnerabilità delle opere, influenzandola pesantemente. Per questo e considerando come la scheda di "livello 0" sia anche uno strumento amministrativo/gestionale per l'indicazione delle priorità regionali di indagine e/o intervento, la pericolosità viene qui definita in base alla zonazione sismica amministrativa. Questo, inoltre, dà modo di confrontare lo stato delle opere di ritenuta a livello nazionale creando, in un'ottica di condivisione e diffusione della metodologia, un database oggettivo, condiviso e necessario anche per eventuali analisi statistiche regionali o nazionali.

Il grado di esposizione tiene invece conto degli scenari di *dam-break* già definiti a scala regionale. Nella sua definizione entrano anche le possibili criticità a contorno, quali la presenza di possibili instabilità di versante (es. frane e valanghe) oppure condizioni geologiche/geotecniche particolari (es. presenza di permafrost transiente o *rock-glaciers*).

Complessa risulta viceversa la definizione della vulnerabilità, definita in base alla tipologia di materiale e di opera considerata, che viene descritta qui di seguito.

2.1 La vulnerabilità degli sbarramenti in terra

Nel caso degli sbarramenti in terra, gli effetti del sisma sulla stabilità globale possono essere classificati in due categorie:

- incremento delle azioni inerziali dovuto all'accelerazione cui sono sottoposte le masse del rilevato durante il sisma;
- degrado della resistenza al taglio per effetto dei carichi ciclici, dovuto principalmente all'accumulo di sovrappressioni interstiziali.

I due effetti possono combinarsi, ma nel valutarne le conseguenze è importante tenere conto della non contemporaneità del loro manifestarsi. Infatti mentre le azioni inerziali possono produrre il loro effetto massimo nelle fasi iniziali della scossa, l'accumulo delle sovrappressioni interstiziali segue un andamento progressivo che comporta la massima degradazione alla fine della scossa. Gli spostamenti permanenti indotti dal terremoto sono quindi prodotti dall'effetto combinato di deformazioni plastiche e volumetriche nel corpo diga e nel terreno di fondazione, associabili alla combinazione dei due effetti.

I principali elementi di vulnerabilità sismica sono stati associati agli stati di danneggiamento osservati nelle dighe in terra in occasione degli eventi del passato (Seed, 1979):

- cedimenti del corpo diga e/o del terreno di fondazione che possono causare fessurazioni diffuse e perdita del franco idraulico nei confronti del sormonto;
- instabilità globale dei paramenti di monte e di valle, causata dagli effetti inerziali e/o dalla degradazione della resistenza;
- accumulo di sovrappressioni interstiziali e conseguente riduzione della resistenza al taglio fino all'estrema conseguenza della liquefazione nel corpo diga o nel terreno di fondazione;
- accumulo di spostamenti differenziali tra il corpo diga e le spalle o gli elementi idraulici accessori (scolmatori, condotte, etc.);
- rotture del corpo diga per effetto di movimenti di faglia che si manifestano nella zona della fondazione;
- sovrasto della diga per effetto del collasso di masse instabili di terreno all'interno dell'invaso che può produrre un'onda di piena o comunque un innalzamento significativo del livello di vaso.

Una verifica dettagliata della vulnerabilità richiede pertanto una conoscenza molto minuziosa riguardante non solo la geometria dello sbarramento e dell'invaso, ma

anche le caratteristiche meccaniche del corpo diga, della fondazione e più in generale dell'area potenzialmente interagente con l'invaso. Una verifica di dettaglio può essere effettuata per le singole opere, ma risulta di difficile implementazione per lo studio di un patrimonio diffuso sul territorio per il quale le informazioni disponibili per ciascuna opera risultano tipicamente insufficienti.

Tenendo conto di queste limitazioni, la presente metodologia propone la valutazione di "livello 0" della vulnerabilità applicabile anche in situazioni in cui il livello conoscitivo sia modesto, soprattutto in relazione alle caratteristiche meccaniche dei materiali che costituiscono il corpo diga e la fondazione. Tale metodologia può costituire una base operativa per la classificazione degli invasi in funzione del rischio sismico associato, nella prospettiva degli opportuni approfondimenti volti ad una verifica prioritaria delle situazioni critiche.

Diversi esempi di collasso o di danneggiamento hanno messo in evidenza in occasione di eventi sismici del passato la vulnerabilità delle dighe e delle opere di contenimento in terra. In particolare, si ricorda il collasso della Diga di San Fernando che, nel 1971, mise in particolare evidenza le conseguenze drammatiche dei fenomeni di liquefazione dei materiali costituenti il corpo dell'opera (Seed, 1979).

Il punto di partenza nelle verifiche sismiche di "livello 0" per tutti gli invasi è costituito dai parametri locali di input sismico quali la magnitudo, le accelerazioni nel terreno e la distanza epicentrale.

Nel caso degli sbarramenti in terra, per la vulnerabilità si possono poi considerare gli aspetti legati alle caratteristiche del terreno e allo stato in cui si trova il rilevato ed assegnare un certo valore all'indice di vulnerabilità ($V_{\text{liquefaction}}$, $V_{\text{instability}}$); lo stesso vale per i cedimenti al coronamento e gli spostamenti orizzontali dei paramenti di valle ($V_{\text{settlements}}$, $V_{\text{displacements}}$). L'indice di vulnerabilità globale è dato dalla somma dei quattro parametri appena citati dove, a ogni valore di V_i , corrisponde una certa classe di criticità e una probabilità di collasso.

2.1.1 La vulnerabilità per condizioni del rilevato

Nella stima della vulnerabilità globale dello sbarramento, la “vulnerabilità per condizioni dei rilevati” $V_{conditions}$ è l’unico parametro che si basa sulle indagini visive in loco da parte dei tecnici, i quali assegnano un punteggio rappresentativo dello stato di fatto in cui si presentano i rilevati costituenti lo sbarramento. L’indice di vulnerabilità viene quindi calcolato come il complemento ad uno di tale punteggio. Per semplificazione e per rendere applicabile il metodo di stima a tutti gli invasi esistenti, sono state scelte cinque condizioni in cui il punteggio decresce via via che le condizioni vanno peggiorando (Tab. 1).

Tale parametro si differenzia dagli altri sia per criterio di quantificazione che per tendenza ad assumere un valore cautelativo nei confronti della sicurezza. Se per gli altri parametri è possibile ottenere valori di V prossimi allo zero, rappresentativi di uno stato di buona salute per l’invaso, con le indagini in loco ciò non è possibile (per tener conto dell’insufficienza del livello di conoscenza).

Tabella 1. Vulnerabilità per le condizioni visive del rilevato “ $V_{conditions}$ ”

<i>Condizione del rilevato</i>		<i>w</i>
1	Ottimale: rispettate le condizioni di progetto, assenza di deformazioni	0,8
2	Buono: assenza di deformazioni superficiali, piccole imperfezioni sul rivestimento del rilevato	0,6
3	Discreto: segni di degradazione superficiale	0,4
4	Mediocre: presenza di deformazioni superficiali e sul rivestimento	0,2
5	Non accettabile / assenza di sopralluogo	0

2.1.2 La vulnerabilità alla liquefazione

Un sisma induce nei terreni carichi ciclici dinamici. Il termine liquefazione indica una repentina perdita di resistenza al taglio e rigidità del terreno associata all’accumulo di sovrappressioni interstiziali indotto dai carichi ciclici dinamici. La liquefazione comporta pertanto l’immediata manifestazione di importanti deformazioni plastiche. I

terreni suscettibili di liquefazione sono le sabbie e i limi sabbiosi non plastici, mentre i terreni più fini (limi plastici e argille) quando soggetti ai carichi ciclici indotti dal sisma subiscono un degrado della resistenza e della rigidità, con conseguenti deformazioni plastiche anche significative, ma senza dar luogo a liquefazione.

In relazione allo scopo finale dell'intero lavoro, e cioè quello di fornire un metodo speditivo di valutazione del grado di vulnerabilità e di criticità sismica di un vaso, viene definito un indice basato sui cinque criteri di esclusione proposti dalle NTC-08 (D.M. 14.0.2008). Se le informazioni disponibili per la specifica opera indicano il soddisfacimento di almeno uno di tali criteri, la verifica di liquefazione può essere evitata, pertanto di assumerà un valore nullo del corrispondente indice di vulnerabilità. In caso contrario, l'indice assumerà valore unitario.

2.1.3 La vulnerabilità ai cedimenti

In letteratura sono riportati numerosi metodi per stimare le deformazioni nel rilevato in risposta al carico sismico. Purtroppo nessuno dei metodi, compresi i modelli rigorosi, ha dimostrato di prevedere con precisione la forma e l'entità delle deformazioni reali. La valutazione del rischio deve avere familiarità con ipotesi e limitazioni di metodi per stimare deformazioni nel rilevato e valutare la probabilità associata con deformazioni-potenziati modi di collasso. Quando l'applicazione di un metodo semplificato ricade nella probabilità annua di collasso, superando le soglie di rischio ammesse, allora è giustificato l'uso di metodi più raffinati.

Partendo dalla conoscenza dei valori di accelerazione attesi in base all'ubicazione degli invasi, mediante una metodologia empirica semplificata (Swaisgood, 2003) è possibile ricavare una stima dei valori percentuali dei cedimenti previsti al coronamento degli invasi.

Il corrispondente indice di vulnerabilità può essere quindi valutato come rapporto tra il cedimento stimato e un valore convenzionale assunto come soglia di danno.

2.1.4 La vulnerabilità agli spostamenti

La valutazione delle condizioni di stabilità e delle prestazioni del pendio viene effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematismo di collasso critico e alcuni valori limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento nei riguardi delle condizioni di stato limite ultimo o di servizio deve essere opportunamente motivata (D.M. 14.0.200, §C7.11.3.5.2).

Nel caso delle dighe in terra, una metodologia abbastanza diffusa e consolidata nel tempo per stimare gli spostamenti nel rilevato è il metodo proposto da Newmark (1965) basato sullo scorrimento di un blocco rigido. Il moto di una frana o di un rilevato è modellato come un blocco rigido che scorre lungo un piano inclinato, tale blocco è caratterizzato da un'accelerazione critica che rappresenta l'accelerazione necessaria per vincere l'attrito e avviare lo scorrimento del blocco. Fissato un accelerogramma, si prendono in considerazione i valori di accelerazione superiori all'accelerazione critica che saranno integrati per ottenere un profilo temporale delle velocità agenti sul blocco; dall'integrazione del profilo delle velocità si ricavano infine gli spostamenti cui è soggetto il blocco.

Una valutazione speditiva può essere effettuata considerando le relazioni empiriche tra gli spostamenti attesi e i valori del rapporto tra accelerazione limite e accelerazione critica (e.g. Blake et al., 2002).

Nell'ambito di un approccio di "livello 0", in assenza di specifiche analisi di stabilità che consentano una valutazione esplicita dell'accelerazione critica, è possibile assumere per quest'ultima un valore nullo. Tale condizione corrisponde a una condizione statica al limite di incipiente rottura e comporta pertanto una stima di estremo superiore dello spostamento atteso.

Anche in questo caso, il corrispondente indice di vulnerabilità può essere quindi valutato come rapporto tra lo spostamento stimato e un valore convenzionale assunto come soglia di danno.

2.2 La vulnerabilità degli sbarramenti in calcestruzzo

Nel caso degli sbarramenti in calcestruzzo, la vulnerabilità del manufatto è valutata sulla base dei valori stimati di tre parametri, corrispondenti a precise modalità di rottura della struttura. Proprio a tal fine, si è predisposta una metodologia statistica per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo, alternativo alle prove distruttive (non disponibili a “livello 0”), basata su dati storici di resistenza del materiale tipici delle costruzioni del Nord-Ovest dell’Italia.

2.2.1 La stima della vulnerabilità strutturale

In Italia la progettazione e la realizzazione di opere di ritenuta è regolamentata dal recente D.M. 26 giugno 2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, nonché dal più generale D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”. La misura della vulnerabilità strutturale di tali manufatti è riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), condizione per cui si verificano dei danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque il rischio di perdite di vite umane (D.M. 26.06.2014, §C.6).

La misura della vulnerabilità strutturale nei confronti dell’azione sismica è direttamente connessa alla natura dell’azione sismica agente (o supposta agente) in sito. Per tale motivo, come riportato in (D.M. 26.06.2014, §C7.7.2), la vita nominale dell’opera è supposta pari a 50 anni, cui compete, per le dighe di dimensioni contenute, un coefficiente d’uso pari a 1. Ne deriva un’azione sismica con tempo di ritorno pari a 475 anni.

In accordo a quanto disposto dalla normativa (D.M. 26.06.2014, §C.6), vengono prese in considerazione le tre situazioni di seguito esposte, cui consegue una perdita non controllata dell’acqua invasata.

Un primo stato limite (Fig. 3.A), è quello riguardante lo scorrimento del manufatto sul piano della fondazione.

Per la valutazione della vulnerabilità si suppone, in maniera cautelativa, che il sedime di fondazione sia posto alla quota del minimo livello dell’invaso (assenza di acqua). Tale scelta è dettata dal fatto che non sono richieste, con precisione, le dimensioni della fondazione del manufatto. La stima del parametro è basata sul rapporto tra le azioni resistenti e quelle agenti.

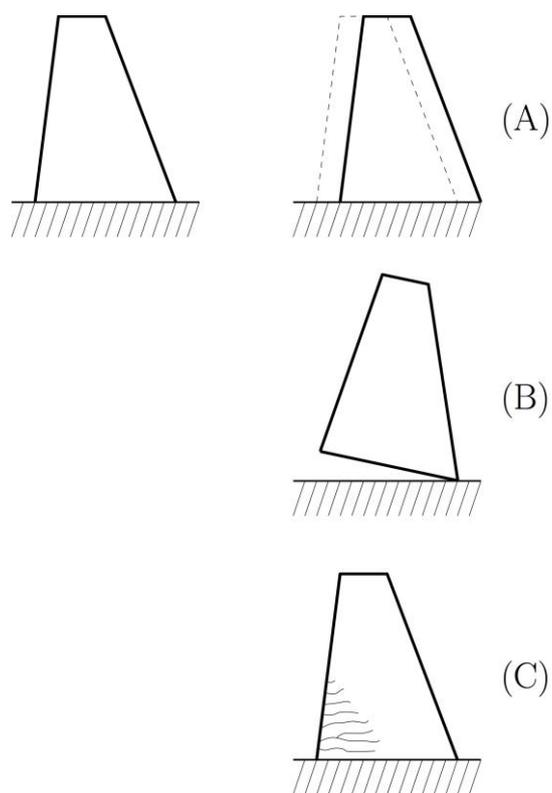


Figura 3 – Modalità di rottura considerate nella valutazione della vulnerabilità di sbarramenti in calcestruzzo.

Le azioni resistenti sono rappresentate dalle forze attrittive (del tipo statico) che si sviluppano su un ipotetico piano di imposta del manufatto. Queste sono calcolate come una frazione dell'azione verticale rappresentata dal peso proprio del manufatto e della componente verticale della spinta idraulica, univocamente determinata in funzione del battente idraulico. Le azioni agenti sono rappresentate dalla spinta idraulica in condizione statica, dall'incremento di spinta idraulica nell'invaso dovuto all'accelerazione sismica, e dall'azione sismica inerziale sulla massa del manufatto di ritenuta.

La valutazione della vulnerabilità segue, per così dire, quanto previsto dalla normativa vigente. L'approccio di calcolo è quindi basato sul metodo semi-probabilistico agli stati limite, è necessario introdurre dei coefficienti parziali. In favore di sicurezza, si hanno i seguenti coefficienti parziali (C.P.):

C.P. peso proprio sbarramento	1.0
C.P. sisma sbarramento	1.3
C.P. azione orizzontale del liquido	1.3
C.P. azione verticale del liquido	0.0
C.P. sisma liquido	1.3

Come è facilmente osservabile, essendo questa trattazione relativa a uno stato limite di equilibrio (EQU), le componenti del carico esterno che contribuiscono alla stabilità del manufatto (quindi incrementano l'azione verticale sul piano di scorrimento) non vengono prese in considerazione. Qualora vi fosse l'effettivo riscontro della presenza di una fondazione in calcestruzzo di dimensioni maggiori, la verifica perde di significato. In tale situazione non si assume possibile l'attivazione di tale meccanismo di rottura.

Un secondo stato limite considerato (Fig. 3.B) è relativo alla rottura del manufatto per ribaltamento attorno al suo estremo di valle. La stima del parametro è basata sul rapporto tra le coppie stabilizzanti e le coppie ribaltanti. Le coppie stabilizzanti sono dovute ai carichi verticali agenti, ovvero il peso proprio del manufatto e delle sovrastrutture permanenti e la componente verticale della spinta idraulica. Le coppie ribaltanti sono costituite dalle forze orizzontali, ovvero la spinta idraulica e l'azione sismica inerziale sul manufatto e sul liquido a tergo del paramento. Come nel caso precedente, anche in questa situazione è necessario introdurre dei coefficienti parziali di sicurezza (C.P.). Questi valgono:

C.P. peso proprio sbarramento	0.9
C.P. sisma sbarramento	1.1
C.P. azione orizzontale del liquido	1.5
C.P. azione verticale del liquido	0.0
C.P. sisma liquido	1.5

Il terzo, parametro sui cui si basa la stima della vulnerabilità del manufatto è relativo allo stato tensionale (Fig. 3.C). Come indicato in (D.M. 26.06.2014, §C.6), la fessurazione del corpo della diga può comportare una filtrazione incontrollata. Pertanto, si deve aver cura di valutare le tensioni all'interno del manufatto a seguito del sisma. Tale parametro si basa sulla stima dello stato tensionale all'interno del corpo dello sbarramento.

Lo stato tensionale è valutato sulla base delle seguenti ipotesi semplificative: (i) il corpo della diga è considerato come un elemento monodimensionale verticale, incastrato nella fondazione in corrispondenza del punto medio della sezione inferiore; (ii) l'elemento monodimensionale (trave) ha sezione variabile, congruentemente alla sezione trasversale del manufatto; (iii) il calcolo delle tensioni è fatto in accordo alla teoria del solido elastico (snello) di *De Saint-Venant*.

Si è constatato che, vista la mole del manufatto in oggetto e la limitata altezza se confrontata con la larghezza alla base (in particolare quando trattasi di diga di ritenuta), le tensioni di compressione nel manufatto non raggiungono mai valori elevati, o comunque vicini alla resistenza a compressione di un calcestruzzo, anche se di bassa classe di resistenza.

Viceversa, a volte nascono nel manufatto delle tensioni di trazione. Nell'ipotesi di un continuo elastico lineare, queste possono raggiungere dei valori superiori alla resistenza a trazione del materiale. Ai fini della stima previsionale della vulnerabilità, la quantità di armatura eventualmente presente nella struttura non è un dato necessario. Si preferisce piuttosto limitare la tensione a limitate porzioni di manufatto. Pertanto, sulla base dello stato tensionale, è calcolata la percentuale di volume di manufatto con tensioni superiori a un determinato limite. Sono stati individuati tre limiti tensionali corrispondenti, rispettivamente, alla presenza tout court di tensioni di trazione e alla presenza di tensioni di trazione pari al 50% e al 90% del valore ultimo. A ciascun limite corrisponde una percentuale di volume di manufatto la cui tensione deve essere necessariamente inferiore a quella impostata. La stima delle tensioni nel manufatto è fatta utilizzando i valori caratteristici delle azioni (idraulica e sismica) e della massa del manufatto.

L'azione sismica utilizzata per la stima della vulnerabilità del manufatto è valutata in accordo a quanto disposto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008), in particolare quanto riportato al Capitolo 7, relativo alla progettazione per azioni sismiche. Sulla base di alcune considerazioni e simulazioni dinamiche eseguite su modelli bidimensionali, si suppone che il periodo di vibrazione sia nullo, ovvero si pone $T=0$ sec. Questo equivale a dire che la struttura è solidale al terreno ove è posizionata. Ne deriva che l'accelerazione orizzontale spettale da utilizzare nell'analisi, S_e , è pari a:

$$S_e = a_g S,$$

dove a_g rappresenta il valore della accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale, e S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione

$$S = S_S S_T,$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (D.M. 14.01.2008, Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (D.M. 14.01.2008, Tab. 3.2.VI). Nella verifica si considera un'accelerazione sismica impressa al fluido a tergo del paramento del manufatto pari a S_e . La distribuzione di tale azione è idrostatica (dunque triangolare). L'azione sismica, per quanto attiene le dighe di ritenuta, è applicata lungo la direzione trasversale.

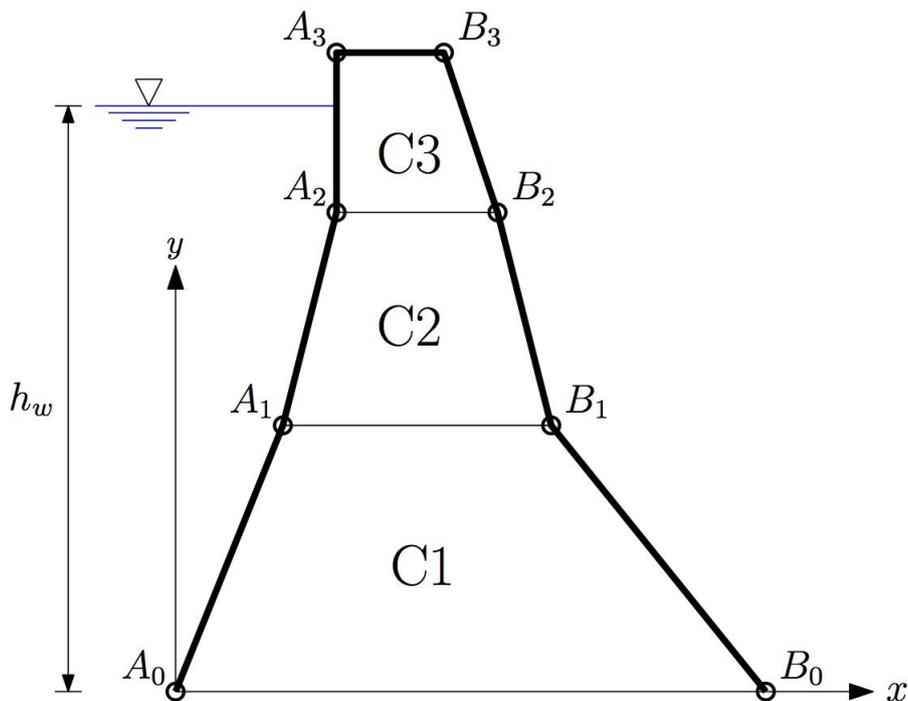


Figura 4 - Input della geometria del manufatto e della quota del pelo libero

Nell'ambito del progetto, questa metodologia per la stima della vulnerabilità strutturale delle opere di ritenuta in calcestruzzo è stata automatizzata, predisponendo uno specifico *foglio di calcolo*. I dati di input sono rappresentati dalla geometria del manufatto. Eseguiti alcuni sopralluoghi su dighe di ritenuta esistenti, si è constatata la presenza di geometrie variabili con l'altezza (ovvero sovrapposizioni di trapezi

piuttosto che un'unica geometria). A tale proposito, si è predisposto l'inserimento di tre macro-conci, la cui geometria è definita dall'utente. La Fig. 4 riporta il dettaglio delle modalità di inserimento della geometria. Analogamente, è definita la quota del pelo libero, h_w .

Per la verifica delle *traverse fluviali*, si inseriscono due ulteriori parametri: lo spessore dell'elemento da verificare e la larghezza di influenza del battente idraulico. Nel caso di verifica di sbarramenti, entrambi i parametri dovranno assumere valore unitario. Nel caso di verifica degli speroni in calcestruzzo di traverse fluviali, lo spessore sarà pari allo spessore reale del manufatto, mentre la larghezza d'influenza dovrà essere uguale all'interasse tra gli assi degli speroni (Fig. 5).

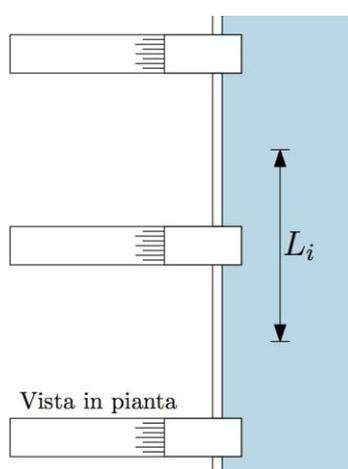


Figura 5 - Larghezza di influenza del battente idraulico, L_i , nelle traverse fluviali.

Vengono inoltre inseriti i pesi per unità di volume del manufatto, ρ_a , e dell'acqua, ρ_w .

È possibile aggiungere un sistema di forze in sommità a ciascun macro-concio. Tali forze permettono di considerare la presenza di sovrastrutture (camminamenti, macchinari per la manovra, locali tecnici) in sommità al paramento (o alla traversa), e la spinta localizzata di paratie e organi di manovra posti a quote inferiori.

In ultimo, sono necessari la resistenza a trazione del calcestruzzo, f_{ct} , e il coefficiente di attrito tra paramento e fondazione.

La verifica è svolta suddividendo il paramento in conci (n. 20 conci per ciascun macro-concio). Risolvendo la struttura a partire dalla sua sommità, grazie all'equilibrio tra le sollecitazioni derivanti dal concio superiore, le azioni esterne (spinta idraulica e

sisma) e le azioni trasmesse al concio inferiore, è possibile calcolare le sollecitazioni alle differenti altezze. Si perviene quindi alla determinazione delle azioni in fondazione, da cui si possono fare considerazioni circa lo scorrimento e il ribaltamento. Così facendo, essendo il problema ascrivibile a quello di una pressoflessione retta, si può determinare la posizione del centro di pressione e verificare se questo è interno (o meno) al nocciolo centrale d'inerzia posto nel terzo medio della larghezza della sezione (un centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia presuppone necessariamente una tensione di trazione sul paramento di monte). Per mezzo della formula di *Navier*, si determina l'andamento delle tensioni normali su ciascuna faccia del concio. Con la formula di *Jourawski* è invece possibile correlare la sollecitazione orizzontale alle tensioni tangenziali. Il calcolo della percentuale di volume di manufatto avente uno stato tensionale maggiore di un prefissato limite è ovviamente valutato anche in funzione della dimensione dei conci.

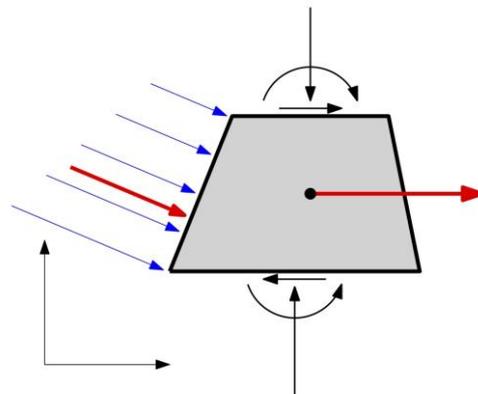


Figura 6 - Concio elementare su cui sono riportate le convenzioni di segno delle forze agenti nel baricentro delle facce superiore e inferiore del concio. In rosso sono indicate le azioni sismiche, in blu la spinta idrostatica

La determinazione della vulnerabilità considera innanzitutto i seguenti tre parametri:

- R = rapporto tra azione orizzontale agente e azione orizzontale resistente in fondazione;
- M = rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante rispetto al polo di valle;
- t = proporzione tra l'area sottesa dalla linea sottile e l'area sottesa dalla linea spessa nel diagramma riportato in Fig. 8.

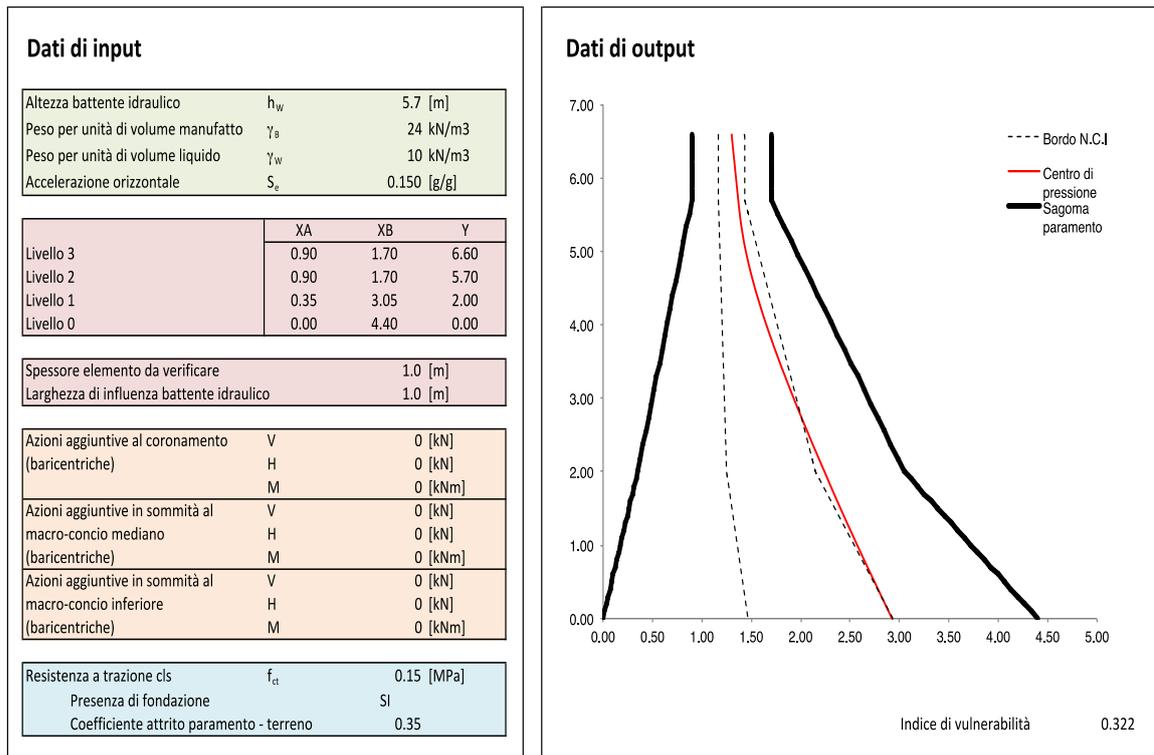


Figura 7 - Esempio di calcolo. Si riportano gli input e gli output (posizione del centro di pressione ed indice di vulnerabilità) relativi al bacino di Entrebin in Aosta (IT). Il coefficiente di attrito = 1 deriva dalla presenza di una fondazione alla base del paramento.

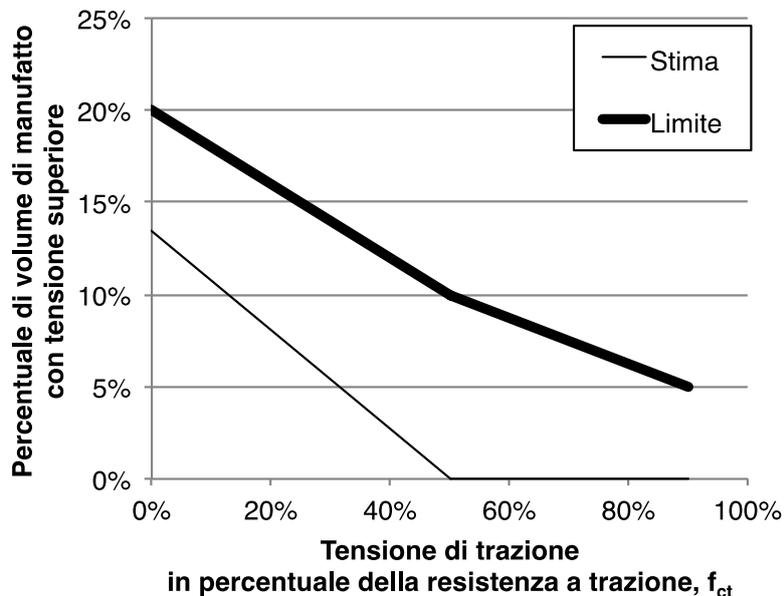


Figura 8 - Grafico riportante la distribuzione cumulata del volume di manufatto cui competono tensioni superiori a un determinato limite (riportato in ascissa).

L'indice di vulnerabilità, V , è determinato dalla seguente espressione

$$V = t \theta(R - 1) \theta(M - 1)$$

dove $\theta(\cdot)$ è la funzione gradino di Heaviside che assume valore unitario se l'argomento è maggiore di zero, e nullo se l'argomento è minore di zero. In altre parole, se sia R che M sono maggiori dell'unità, allora t è l'indice di vulnerabilità.

L'indice di vulnerabilità varia tra 0 e 1, con il valore nullo relativo alla vulnerabilità minima e quello unitario alla vulnerabilità massima.

2.2.2 La stima della resistenza del calcestruzzo

L'adeguamento e la conservazione delle strutture esistenti in calcestruzzo richiedono, come noto, la preventiva conoscenza della sua resistenza a compressione, alla quale tradizionalmente i vari codici normativi riferiscono tutte le altre proprietà meccaniche, ad es. la resistenza a trazione/flessione, l'energia di frattura, il modulo elastico, ecc... (Hilsdorf and Brameshuber 1991). Le odierne metodologie per la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo consistono in test distruttivi (DT) o non distruttivi (NDT). Il più affidabile metodo per la misura in situ della resistenza del calcestruzzo è certamente la prova a compressione eseguita su carote estratte dalla struttura (Giannini et al. 2014). Laddove questa tecnica di misura non fosse possibile, si può ricorrere ai NDT che stimano la resistenza del calcestruzzo grazie a misure di altre proprietà fisiche (come quelle ottiche, Breyse 2012). Tuttavia, l'uso di NDT andrebbe necessariamente accompagnato con un limitato numero di prove di compressione DT eseguite su carote (Dolce et al. 2006).

Per la misura delle vulnerabilità sismica di edifici ed opere in calcestruzzo, la resistenza a compressione è un parametro che di solito non viene misurato direttamente, ma è parte dei dati statistici da raccogliere, come *l'earthquake damage scenario*, le caratteristiche geometriche della struttura, ecc... Per simili analisi a così vasta scala, soprattutto in presenza di strutture storiche, è frequente non trovare alcun dato sulla classe dei conglomerati. In tali circostanze, può essere utile stimare la resistenza a compressione grazie a curve caratteristiche sulla base della resistenza a compressione misurata in diversi anni di una certa area geografica, stabilendo un valore medio di tale grandezza e relative variazioni caratteristiche

(Fantilli et al., 2015). Ciò è stato possibile utilizzando i dati dell'archivio storico sulla certificazione dei materiali strutturali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino, da cui sono ricavate le curve di resistenza dei conglomerati cementizi utilizzati nell'Italia Nord-Occidentale dagli inizi del 1900 ad oggi (in Fig. 9 viene evidenziato il numero delle prove di compressione eseguite in alcuni anni del XX secolo).

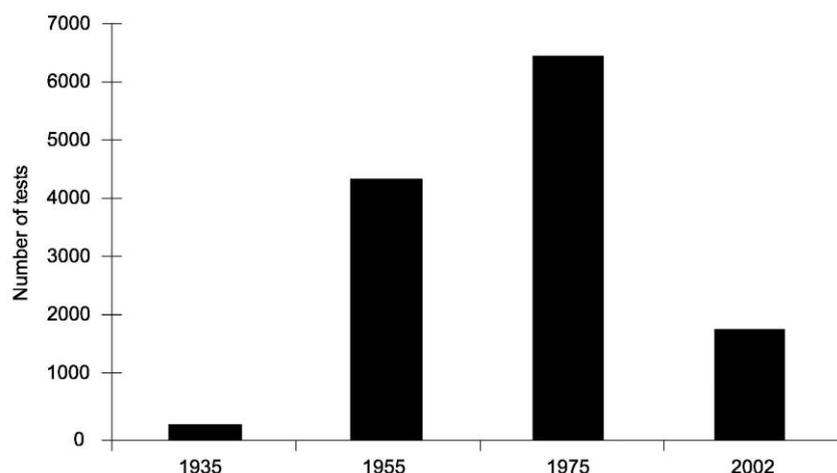


Figura 9 - Numero delle prove di compressione negli anni 1935, 1955, 1975 e 2002. Per ciascun anno, il numero di test è sufficientemente elevato da ritenere significativa l'analisi statistica della resistenze misurate.

Le resistenze cubiche R_c misurate in ciascun anno sono raggruppate in 20 classi nel range di resistenza 0-100 MPa. In ciascuna classe è calcolata la densità di probabilità f_i :

$$f_i = \frac{n_i}{n}$$

dove n è il numero di prove eseguite nell'anno in esame ed n_i è il numero di prove che ha fatto registrare una R_c all'interno della i -esima classe di resistenza (Fig. 10). Negli stessi diagrammi sono anche riportate le curve di distribuzione normali o gaussiane della densità di probabilità:

$$f(R_c) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(R_c-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

dove μ e σ sono rispettivamente il valor medio e lo scarto quadratico medio delle resistenze misurate nell'anno in esame:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n R_{c,i}}{n} \quad \sigma = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_{c,i} - \mu)^2$$

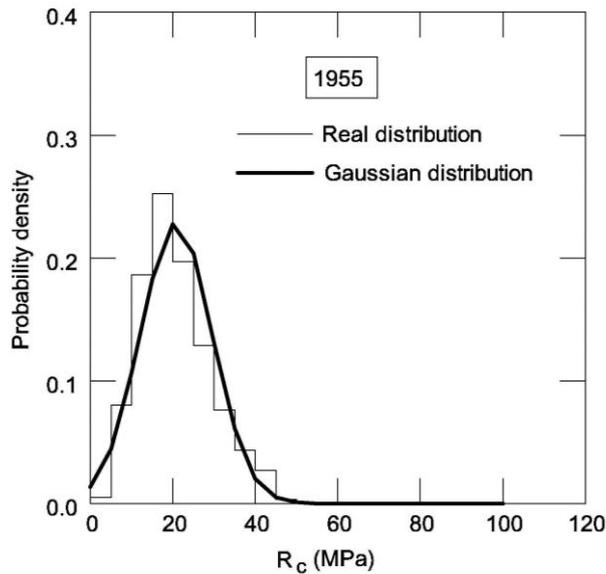


Figura 10 - Distribuzioni delle frequenze delle resistenze R_c del calcestruzzo nell'anno 1955.

In Tab. 2 sono riportati i valori di μ e σ per il 1955, insieme ai valori massimi e minimi della resistenza, al valore della mediana e dei frattili (o percentili). Questi ultimi sono valutati sia con riferimento alla distribuzione reale delle densità di probabilità di ciascun anno (Fig. 5), che con riferimento alla distribuzione di espressa dalla precedente equazione delle curve di distribuzione normali o gaussiane. Infatti, la distribuzione gaussiana permette di calcolare direttamente i percentili z_α con la semplice formula (Mandel 1964):

$$z_\alpha = \mu - \gamma\sigma$$

dove $\gamma = 1.645$ se $\alpha = 95\%$, $\gamma = 0.674$ se $\alpha = 75\%$, $\gamma = -0.674$ se $\alpha = 25\%$, e $\gamma = -1.645$ se $\alpha = 5\%$.

Le distribuzioni delle resistenze R_c sono, con buona approssimazione, di tipo normale-gaussiano per gli anni analizzati. Le curve di resistenza R_c ed i relativi frattili

non presentano sostanziali differenze tra i risultati ottenuti nei casi di distribuzione gaussiana e distribuzione reale (Figg. 11.a e 11.b, rispettivamente).

Tabella 2. Risultati delle indagini statistiche dell'anno 1955.

Rc (MPa)	sqm	min	fratt_5%	fratt_25%	Media	fratt_75%	fratt_95%	max	mediana
1955	Gauss	8.73		6.46	14.94	20.82	26.70	35.18	
	Real		2.79	8.76	14.33	20.82	25.88	37.03	101.94

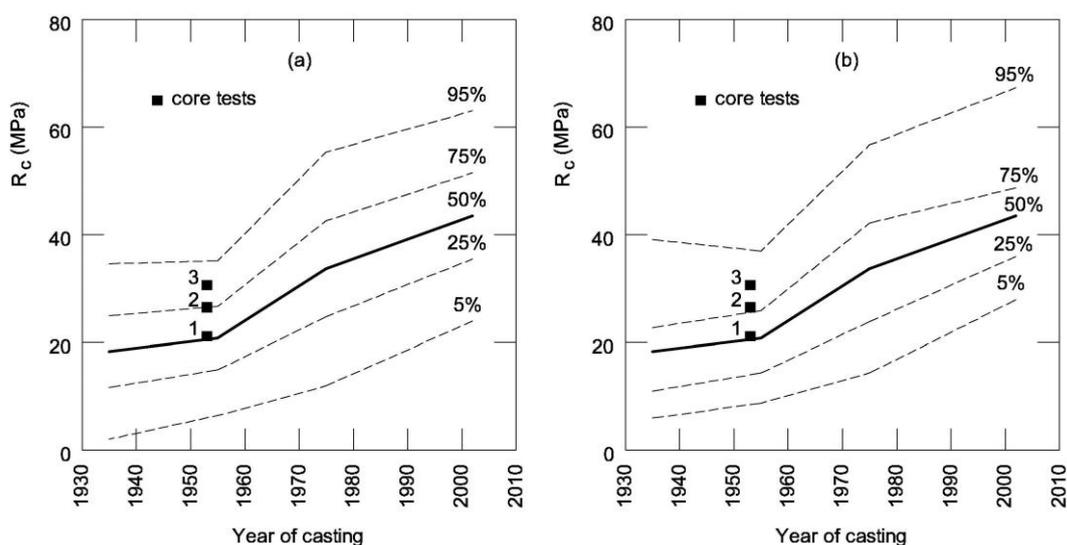


Figura 11 - Curve di resistenza relative alla distribuzione gaussiana (a) e reale (b) delle Rc. I core tests indicano le resistenze ottenute mediante prove di laboratorio sulle tre carote prelevate dallo sbarramento di Entrebin in Aosta –IT (Fig. 12). Questi valori vengono riportati per il confronto tra i risultati dei DT e le due curve di resistenza delle distribuzioni delle frequenze delle resistenze Rc del calcestruzzo nell'anno 1955.

Il confronto per la verifica della validità delle curve di resistenza costruite è effettuato grazie al prelievo (Fig. 12) e relativo test di compressione uniassiale (Fig. 13) di tre carote prelevate dall'invaso di Entrebin in Aosta (IT), uno dei siti sperimentali di progetto (Tab. 6). Costruito nel 1953, l'invaso di Entrebin fa parte di un importante complesso idroelettrico comprendente 4 impianti tuttora in esercizio, che regimano le acque dell'ampia valle della Valpelline al confine italiano con la Svizzera. Situato nell'omonima località nel comune di Aosta (NE, Italia) a 940 m s.l.m., lo sbarramento

rappresenta il bacino di carico della centrale idroelettrica di Signayes (AO) con producibilità media annua di circa 220 GWh. L'opera, realizzata in calcestruzzo, presenta una superficie di 6.450 mq con una capacità di 22.000 mc grazie a un'altezza di 7,43 m. Perfettamente integrato nell'urbanistica alpina, lo sbarramento è classificato in base alle dimensioni in classe "1" – sbarramento con altezza inferiore o uguale a 10 m e un volume di invaso inferiore o uguale ai 100.000 mc - e, in base al rischio intrinseco, in categoria "A" – rischio alto.



(a)



(b)

Figura 12 - Sbarramento di Entrebin in Aosta (IT): (a) operazioni di prelievo delle carote; (b) le tre carote ottenute.

Confrontando i valori di resistenza massima a compressione misurata in laboratorio con le curve di resistenza ricavate, si osserva che i valori ottenuti sono di poco sopra la curva media, sia nel caso di distribuzione gaussiana che di legge ottenuta con i dati reali (Fig. 11).

Le curve di resistenza statisticamente ottenute sono perciò un valido strumento per una prima stima della resistenza dei conglomerati cementizi senza ricorrere a indagini invasive e onerose, per la valutazione della vulnerabilità e del conseguente rischio sismico di "livello 0".

E' utile rilevare che i risultati ottenuti riguardano calcestruzzi integri e ben conservati nel tempo e provengono da un database specifico del settore Nord-Occidentale italiano.

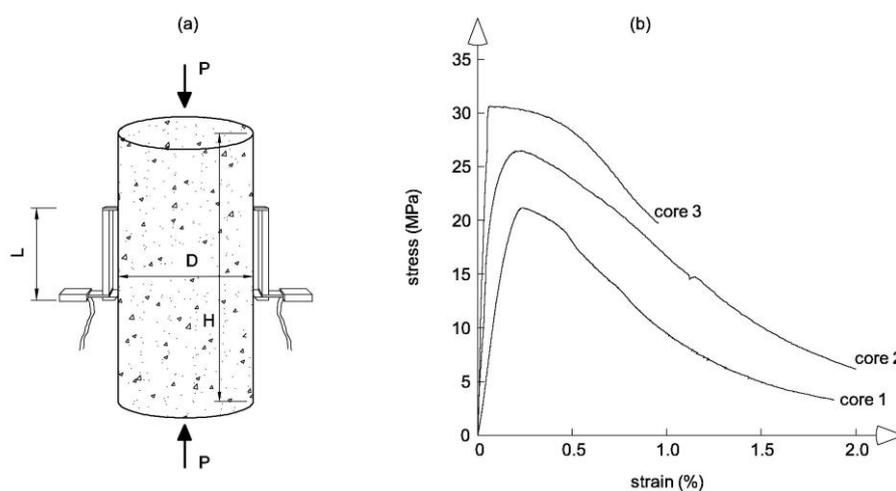


Figura 13 - Le prove di compressione eseguite sulle carote dello sbarramento di Entrebin in Aosta (IT): (a) le modalità di prova; (b) le curve tensioni-deformazioni ricavate dai test.

2.3 L'analisi multicriterio della criticità sismica

Al fine di classificare la performance che le varie opere di ritenuta offrono nei confronti della criticità sismica regionale e nazionale, è stato adottato il metodo *MCDM - Multi-Criteria Decision Making*. Strumento di oggettivo supporto decisionale, il MCDM consente di prendere in considerazione molteplici aspetti che coinvolgono grandezze fisiche diverse e quantitativamente misurabili (es. i criteri di giudizio della prestazione strutturale e della pericolosità sismica) omogeneizzandoli con aspetti qualitativi (es. giudizi osservazionali dello sbarramento, valutazione dell'esposizione) che richiedono un'espressione di giudizio inequivocabile da convertire successivamente in termini numerici (Caterino, 2007).

Lo specifico problema decisionale - la classificazione della criticità sismica per le opere di ritenuta - viene espresso in forma matriciale di ordine $n \times m$ (con n = numero di giudizi e m = numero di criteri di giudizio) il cui generico elemento a_{ij} esprime la prestazione della generica combinazione di classi A_i ($i=1, 2, \dots, n$) rispetto al generico criterio C_j ($j=1, 2, \dots, m$). Ciascun criterio ha richiesto

l'assegnazione di pesi dell'importanza relativa che lo stesso deve avere per la decisione finale. La matrice è così in grado di fornire il grado di criticità di ciascuna opera di ritenuta necessaria per la definizione di una scala di priorità ai fini del successivo approfondimento dell'indagine sugli involucri presenti nelle Regioni alpine italiane.

Tabella 3. Matrice delle priorità della scala di criticità.

V	ALTA			MEDIO-ALTA			MEDIA			MEDIO-BASSA			BASSA			
	Alta	Media	Bassa	Alta	Media	Bassa	Alta	Media	Bassa	Alta	Media	Bassa	Alta	Media	Bassa	
P	ZONA 1	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3
	ZONA 2	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2
	ZONA 3	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
	ZONA 4	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0

Tabella 4. Definizione della scala delle criticità.

PRIORITA'	A	(13; 17]	ALTA
	B	(10; 13]	MEDIO-ALTA
	C	(7; 10]	MEDIA
	D	(4; 7]	MEDIO-BASSA
	E	(0; 4]	BASSA

Tabella 5. Esempio di definizione dei pesi dei tre fattori di rischio per il calcolo della criticità sismica.

PESI	Pericolosità	Pp	0,75
	Esposizione	Pe	2
	Vulnerabilità	Pv	5,33

3. La scheda di “livello 0”

Questa metodologia speditiva per la valutazione della criticità sismica dei medio-piccoli sbarramenti in terra e calcestruzzo si concretizza mediante la scheda di “livello 0”. La scheda è lo strumento operativo concepito per un’operazione di compilazione semplice, robusta e speditiva, nel corso di sopralluoghi visivi e con minime indagini dirette che fornisce il valore della criticità sismica globale dello sbarramento in tempi molto rapidi. Oltre agli ovvi input necessari alla definizione dei tre fattori di rischio, essa contiene informazioni essenziali per la caratterizzazione di un database di riferimento, quali, ad esempio:

- dati geotecnici, geomorfologici e strutturali disponibili (anno di costruzione, zonazione sismica, caratteristiche del terreno, tipologia e dimensioni dello sbarramento, quota slm, presenza di cicli di gelo/disgelo, ecc...);
- presenza o meno di segnali indicatori (visivi) prodromi alla rottura parziale / crollo del manufatto (evidenza di fessurazione in atto o stabile, segni di degrado o di aggressione chimico-fisica, ecc...);
- stato di conservazione generale del manufatto mediante rapido rilievo di segnali di degrado;
- stato di tenuta statica delle imposte e delle sponde;
- eventuale presenza di instabilità di versante (e.g., frane e valanghe) oppure permafrost transiente.

La scheda risulta suddivisa in quattro sezioni:

- S0 – Indice delle schede contenente le informazioni relative alla data di compilazione della scheda e al revisore;
- S1 – Inquadramento generale con i dati generali sullo sbarramento, l’identificazione del sito e la sua localizzazione;
- S2 – Descrizione generale che raggruppa le informazioni sulla documentazione tecnica disponibile, i dati geometrici e di progettazione, i dati di sito, l’esposizione ed i dati sismici;
- S3 – Analisi dell’opera con i dati relativi alla tipologia di opera per il calcolo della vulnerabilità, le valutazioni strutturali e le note sugli interventi eseguiti;
- S4 – Osservazioni conclusive che riportano la stima preliminare della criticità sismica con alcune note ed un’eventuale documentazione fotografica essenziale.

Attraverso l'analisi multicriterio che consente di combinare i giudizi su pericolosità di sito, vulnerabilità strutturale associati all'esposizione in maniera robusta e oggettiva, la scheda fornisce il grado di criticità del manufatto in base alla scala definita, utile per la definizione di un ordine di priorità per l'eventuale successivo approfondimento dell'indagine sui numerosi invasi in terra e in calcestruzzo presenti in Regione Piemonte e Valle d'Aosta.

La scheda, in formato elettronico, potrà essere successivamente implementata su supporti tipo tablet/palmare, risultando uno strumento operativo comodo e versatile per le operazioni scadenzate di rilievo da parte delle Regioni.

A titolo di esempio, si presenta qui di seguito la compilazione della scheda di due ipotetici sbarramenti in terra e in calcestruzzo.

**SCHEDA DI RILIEVO DI LIVELLO "0" DELLA VULNERABILITA' SISMICA
INVASI E PICCOLE DIGHE in TERRA**

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO

CASO STUDIO 1

INDICE DELLE SCHEDE

	Data di compilazione	Revisione
S0 - Indice delle schede	febbraio 2015	00_PoliTO
S1 - Inquadramento generale	febbraio 2015	00_PoliTO
S2 - Descrizione generale	febbraio 2015	00_PoliTO
S3 - Analisi dell'opera	febbraio 2015	00_PoliTO
S4 - Osservazioni conclusive	febbraio 2015	00_PoliTO

Sopralluogo effettuato in data 17 Luglio 2014



S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO	
Regione	Piemonte
Indirizzo	
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Si

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO			
Regione	Piemonte	RIFERIMENTI CATASTALI	
Provincia	Torino	Foglio	N.d.
Comune	XXXXXXXXXX	Particella	N.d.
C.A.P.	10129	Subalterno	N.d.
Frazione/Località			
Indirizzo		Latitudine	xx° yy' zz" N
Proprietario	XXXXXXXXXX	Longitudine	XX° YY' ZZ" E
Utilizzatore	XXXXXXXXXXXX	Altezza sul livello del mare	1000 m
CLASSIFICAZIONE (L.R. n. 25 del 10.2003)			
Tipologia	D	Invasi e piccole dighe	Categoria B
sbarramenti con altezza fino a 10 m e volume di invaso compreso tra 30.000 e 100.000 mc			
Sottocategoria			

3 - LOCALIZZAZIONE


S2 - Descrizione generale

4 - DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

Normativa progettazione opera	Non nota		
Normativa di calcolo strutturale del progetto originale	Non nota		
Elaborati di progetto strutturale	Parziali		
Progettista		Anno prog.	
Anno di progettazione		Anno di costruzione	

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE

Sviluppo del coronamento		m	Volume d'invaso	31.100	m ³
Altezza dello sbarramento		m	Franco		m
Larghezza al piede		m	Quota max invaso		m s.l.m.
Larghezza al coronamento		m	Quota max di regolazione		m s.l.m.
Tipologia di materiale					

6 - DATI DEL SITO

Categoria di sottosuolo	B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti
Classe di rugosità del terreno	B - Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
Categoria topografica	T2 - Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
Classe di topografia	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi
Azione del vento	Zona 1 - Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste)
Azione della neve	Zona I - Alpina - as > 200 m
Zona soggetta a vincolo urbanistico (ad es. PAI)	No
Presenza di potenziali dissesti idrogeologici	Nessuno

7 - ESPOSIZIONE

Classificazione in base al rischio intrinseco (Regolamenti attuativi n. 12/R del 2004 e n. 1/R del 2008 della L.R. n. 25 del 10.2003)		
Rischio intrinseco	BASSO	se a seguito del collasso dello sbarramento risultino perdite trascurabili sia sotto l'aspetto ambientale che economico. La perdita di vite umane sarebbe improbabile.

8 - DATI SISMICI (NTC 2008)				
Zona sismica amministrativa	3			
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti)			
Classe d'uso	Classe II (normali affollamenti. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti)	Cu	1	
PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA				
	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0,034	0,043	0,110	0,141
F_0	2,455	2,489	2,481	2,482
$T_c^* [s]$	0,199	0,215	0,270	0,279
Amplificazione stratigrafica - S_b (Tab. 3.2.V NTC-08)			1,2	
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)			1,2	
Accelerazione orizzontale di calcolo		0,158	g	
Distanza epicentrale		12	km	
Magnitudo		4,8		

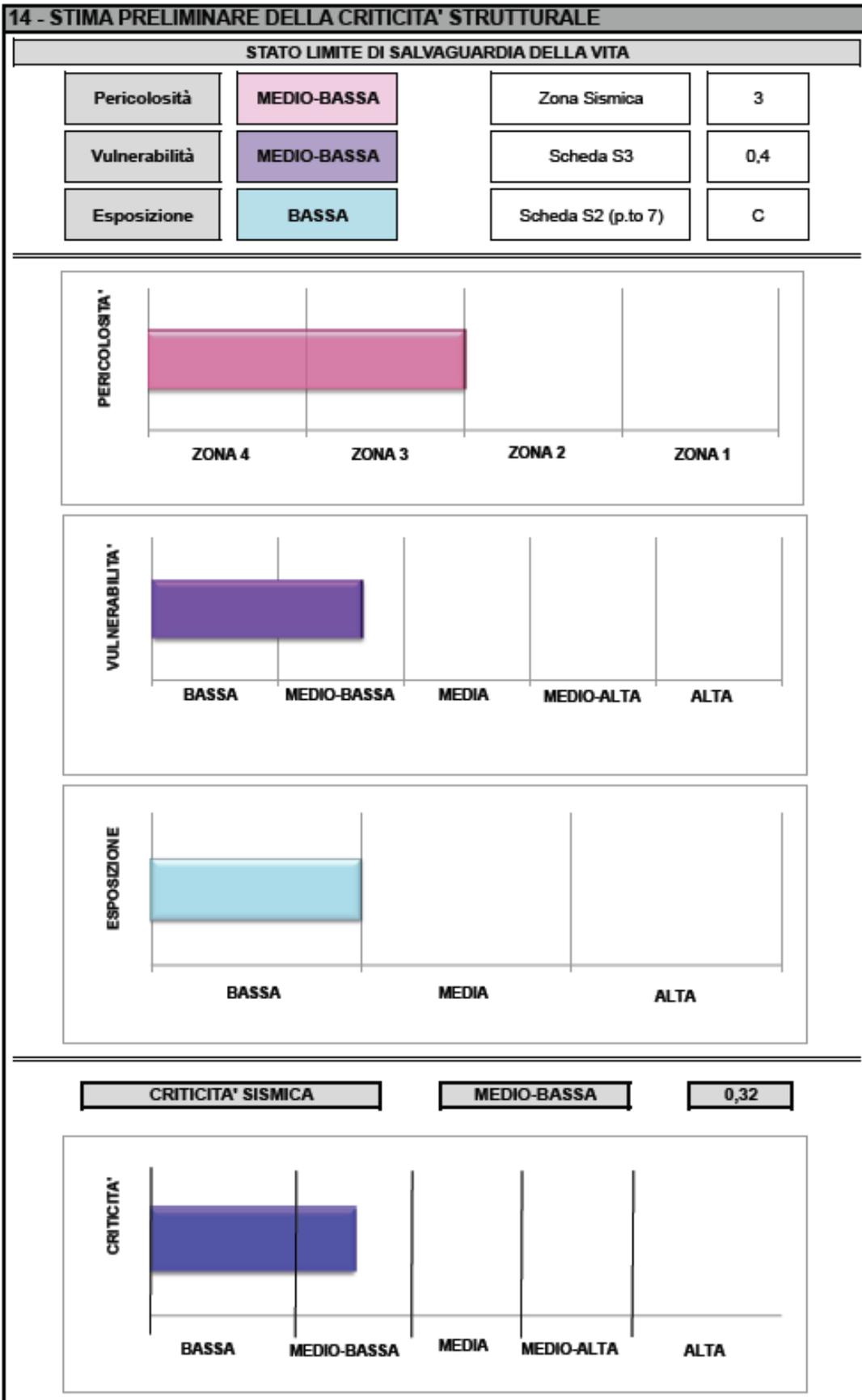
S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA		fonte:	documentale e visiva
Denominazione dell'opera	TO00203		
Tipologia	B		
Fattore minimo di sicurezza strutturale	1,30		
Inclinazione del piano ideale di scorrimento	8,50 *		
Stato generale di conservazione (fonte: visiva)	Ottimale: assenza di deformazioni		

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI			
Vulnerabilità per le condizioni visive del rilevato	0,200		
Vulnerabilità alla liquefazione	0,000		
Vulnerabilità ai cedimenti	0,877		
Vulnerabilità agli spostamenti	0,802		
VULNERABILITA' STRUTTURALE (da 1 - trascurabile a 4 - massima)		1,48	CLASSE B
VULNERABILITA'		0,4	

13 - INTERVENTI ESEGUITI			
Controlli	Si	Ultimi nell'anno	2014
Interventi strutturali		Ultimi nell'anno	
NOTE			

S4 - Osservazioni conclusive



15 - NOTE

--

16 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA ESSENZIALE

	<p>Figura 1 -</p>
	<p>Figura 2 -</p>



Figura 3 -



Figura 4 -

**SCHEDA DI RILIEVO DI LIVELLO "0" DELLA VULNERABILITA' SISMICA
PICCOLI SBARRAMENTI DI RITENUTA in CALCESTRUZZO**

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO

CASO STUDIO 1

INDICE DELLE SCHEDE

	Data di compilazione	Revisione
S0 - Indice delle schede	febbraio 2015	00_PoliTO
S1 - Inquadramento generale	febbraio 2015	00_PoliTO
S2 - Descrizione generale	febbraio 2015	00_PoliTO
S3 - Analisi dell'opera	febbraio 2015	00_PoliTO
S4 - Osservazioni conclusive	febbraio 2015	00_PoliTO

Sopralluogo effettuato in data 17 Luglio 2014



S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO	
Regione	Valle d'Aosta
Indirizzo	XXXXXXXXXX X XXXXXXXX XXXXXXX XXXX
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Si

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO			
Regione	Valle d'Aosta	RIFERIMENTI CATASTALI	
Provincia	Aosta	Foglio	N.d.
Comune	XXXXXXXXXX	Particella	N.d.
C.A.P.	11100	Subalterno	N.d.
Frazione/Località			
Indirizzo		Latitudine	xx° yy' zz" N
Proprietario	XXXXXXXXXX	Longitudine	XX° YY' ZZ" E
Utilizzatore	XXXXXXXXXXXXXX	Altezza sul livello del mare	1000 m
CLASSIFICAZIONE			
Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo		
Classe (disp. att. art.10 L.R. 13/2010)	1 (Hv ≤ 10m e volume invaso ≤ 100.000mc)		

3 - LOCALIZZAZIONE


S2 - Descrizione generale

4 - DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE			
Normativa progettazione opera	Non nota		
Normativa di calcolo strutturale del progetto originale	Non nota		
Elaborati di progetto strutturale	Parziali		
Progettista		Anno prog.	1950
Anno di progettazione	1950	Anno di costruzione	1950

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE					
Sviluppo del coronamento	7,40	m	Volume d'invaso	18.000	m ³
Altezza dello sbarramento (H)	4,00	m	Franco	1	m
Altezza di collasso (Hc)		m	Quota max invaso	996	m s.l.m.
Altezza 1363/1959 (Hv)		m	Quota max di regolazione	996	m s.l.m.

6 - DATI DEL SITO	
Categoria di sottosuolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
Classe di rugosità del terreno	C - Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...) e aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
Categoria topografica	T2 - Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
Classe di topografia	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti
Azione del vento	Zona 1 - Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste)
Azione della neve	Zona I - Alpina - as > 200 m
Perimetrazione ai sensi del L.R. 11/1998	
	Si
Presenza di potenziali dissesti idrogeologici	Frane

7 - ESPOSIZIONE				
Classificazione in base al rischio in base alle disposizioni attuative della L.R. 13/2010	Categoria	A	Rischio	ALTO

8 - DATI SISMICI (NTC 2008)				
Zona sismica amministrativa	3			
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti)			
Classe d'uso	Classe II (normali affollamenti. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti)	Cu	1	
PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA				
	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_v/g	0,029	0,036	0,080	0,101
F_o	2,465	2,534	2,631	2,633
$T_o^* [s]$	0,200	0,218	0,292	0,301
Amplificazione stratigrafica - S_s (Tab. 3.2.V NTC-08)				1,5
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)				1,2
Accelerazione orizzontale di calcolo				0,144 g

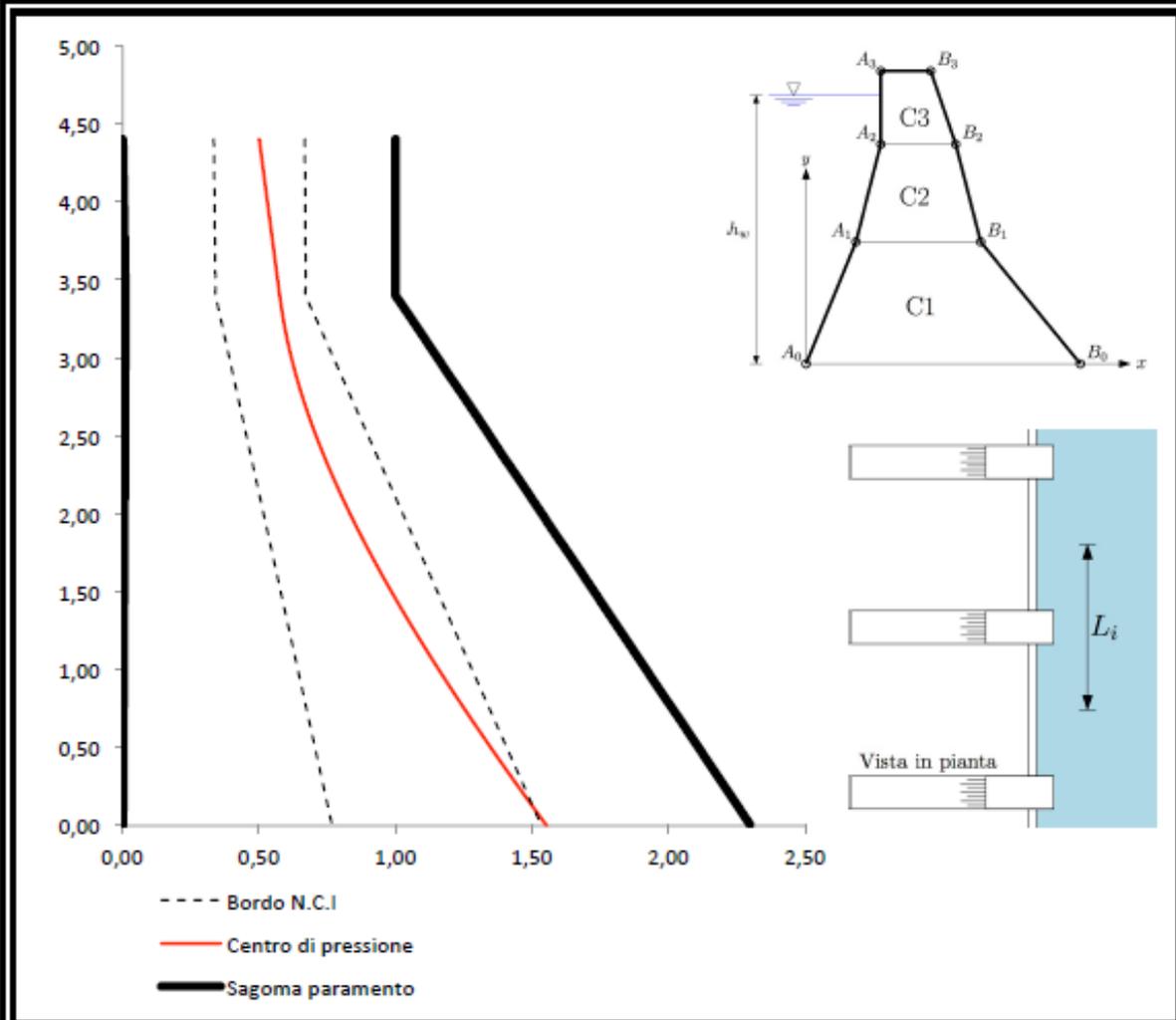
S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA		fonte:	documentale e visiva
Denominazione dell'opera	Saint-Barthelemy		
Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo		
Altezza battente idraulico (H _w)	3,40		m
Spessore elemento (≠ 1 se "traversa")	1,00		m
Larghezza di influenza (≠ 1 se "traversa")	1,00		m
Peso per unità di volume del manufatto	24,0		kN/m ³
Peso per unità di volume di liquido	10,0		kN/m ³
Resistenza a compressione cilindrica media del cls	20,00		MPa
Presenza di fondazione	Sì		

10 - DEFINIZIONE DEI TRE CONCI				
	XA	XB	Y	
Livello 3 - al coronamento	0,00	1,00	4,40	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,00	1,00	4,39	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,01	1,00	3,40	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	2,30	0,00	m

11 - AZIONI AGGIUNTIVE			
Azioni aggiuntive al coronamento (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio mediano (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI



VULNERABILITA' STRUTTURALE

0,0

Stato generale di conservazione (fonte: visiva)

Buono: apparente degrado, assenza fessurazioni

0,1

VULNERABILITA' (STRUTTURALE; VETUSTA; AMBIENTALE)

0,2

13 - INTERVENTI ESEGUITI

Controlli	Sì	Ultimi nell'anno	2014
Interventi strutturali	Sì	Ultimi nell'anno	2014

NOTE

S4 - Osservazioni conclusive

14 - STIMA PRELIMINARE DELLA CRITICITA' STRUTTURALE			
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
Pericolosità	MEDIO-BASSA	Zona Sismica	3
Vulnerabilità	BASSA	Scheda S3	0,2
Esposizione	ALTA	Scheda S2 (p.to 7)	A

PERICOLOSITA'	ZONA 4				ZONA 3				ZONA 2				ZONA 1			
	[Bar chart showing Pericolosità level in ZONA 3]															
	[Bar chart showing Vulnerabilità level in MEDIO-BASSA]															
	[Bar chart showing Esposizione level in ALTA]															

CRITICITA' SISMICA	MEDIA	0,51
---------------------------	--------------	-------------

CRITICITA'	[Bar chart showing Criticità Sismica level in MEDIA]				
	BASSA	MEDIO-BASSA	MEDIA	MEDIO-ALTA	ALTA

15 - NOTE	
[Empty space for notes]	

4. I casi studio di progetto

Al fine della taratura della scheda, si è proceduto a una serie di sopralluoghi su alcuni sbarramenti ritenuti significativi (Fig. 14, Tab. 6). Su tali strutture, grazie alle visite tecniche, si è proceduto alla prima compilazione sperimentale della scheda al fine di tarare al meglio i contenuti e i “pesi” del database di rilievo, di ottimizzarne il flusso e, in ultimo, rendere “robusta” (e quindi il più possibile indipendente dalla soggettività del rilevatore) l’operazione complessiva di schedatura.

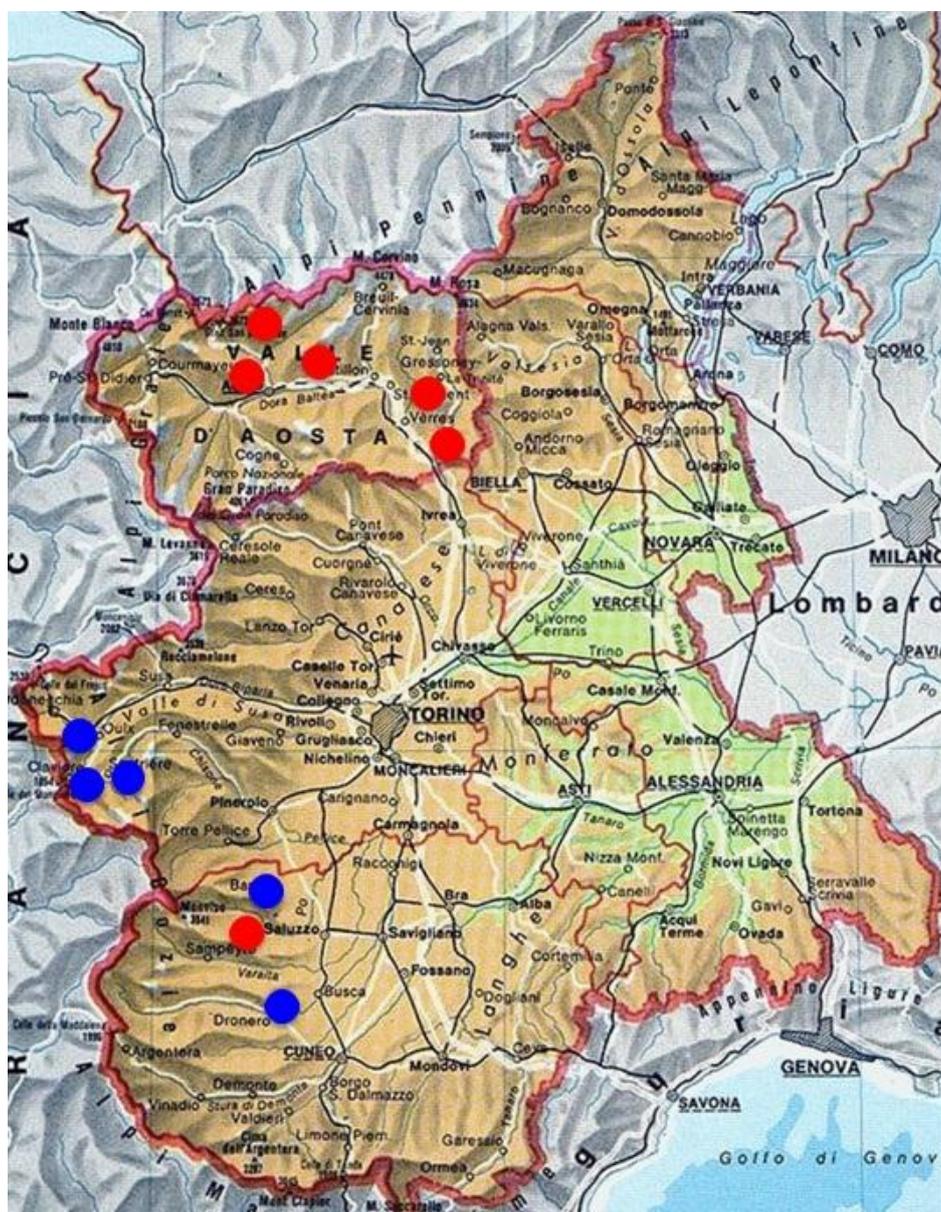


Figura 14 - Localizzazione degli sbarramenti scelti come casi studio di progetto (in blu quelli in terra; in rosso in calcestruzzo).

Tabella 6. Localizzazione e tipologia di sbarramenti scelti come casi studio di progetto.

DENOMINAZIONE	COMUNE	LOCALITA'	TIPOLOGIA	CLASSE E CATEGORIA
COMUNE SALUZZO	BRONDELLO (CN)	LAGO DI PAGNO	SBARRAMENTO IN TERRA	1.C
2CORSINO CATTERINA	ENVIE (CN)	GRENGIA	SBARRAMENTO IN TERRA	1.C
ITALSIDER-SANSICARIO	CESANA TORINESE (TO)	ITALSIDER	SBARRAMENTO IN TERRA	1.B
ROUGIES-SANSICARIO	CESANA TORINESE (TO)	ROUGIES	SBARRAMENTO IN TERRA	1.A2
ANFITEATRO	SESTRIERE (TO)	ANFITEATRO	SBARRAMENTO IN TERRA	1.B
MESSOLINE	SANFRONT (CN)	MESSOLINE	INVASO IN CALCESTRUZZO	1.B
BY	OLLOMONT (AO)	BY	SBARRAMENTO IN CALCESTRUZZO	1.A
ENTREBIN	AOSTA (AO)	ENTREBIN	VASCA DI CARICO IN CALCESTRUZZO	1.A
IVERY	PONT-SAINT-MARTIN (AO)	GRANGIA	VASCA DI CARICO IN CALCESTRUZZO	1.A
STBARTHELEMY	NUS (AO)	FORNAIL	VASCA DI CARICO IN CALCESTRUZZO	1.A
BRUSSON	BRUSSON (AO)	BRUSSON	TRAVERSA IN CALCESTRUZZO	1.A

Come già visto, su alcuni sbarramenti selezionati dagli uffici regionali competenti della Regione Valle d'Aosta, l'indagine è stata approfondita mediante rilievi e saggi in sito, al fine di aumentare il livello di conoscenza nei confronti del materiale del manufatto ed adeguare le valutazioni di sicurezza, anche in ottica probabilistica.

Si evidenzia come tutte le opere di ritenuta oggetto di questa prima attività sperimentale siano tuttora attive e localizzate nei pressi del confine francese.



Figura 15 - Panoramica dello sbarramento in terra "ROUGIES- SAN SICARIO" nel comune di Cesana Torinese – TO (IT).



Figura 16 - Panoramica dello sbarramento in calcestruzzo "BY" nel comune di Ollomont – AO (IT).

5. Bibliografia essenziale

C. Deangeli, G.P. Giani, B. Chiaia, and A. Fantilli, Dam failures. In: "Dam Break. Problems, Solutions and Case Studies", (D. De Wrachien & S. Mambretti, Eds), pp. 1-50. WIT Press, Ashurst (Southampton, UK), 2009.

ANCOLD 2003, Guidelines on Risk Assessment, Australian National Committee on Large Dams Incorporated, Australia.

ASCE. Report card for American's Infrastructure (2013), 74 pagg.

Seed, H.B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams, *Geotechnique*, 29 (3), 215-263.

D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni", *Gazzetta Ufficiale* n.29 del 4 febbraio 2008.

J. R. Swaisgood, P.E., C.P.G., Embankment dam deformations caused by earthquakes, 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Swaisgood Consulting, Conifer, Colorado.

Newmark, N. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, Vol 15 (2) 139-160, London.

Blake, T., Hollingsworth, R. and Stewart, J., (2002). Recommended procedures for implementation of DMG Special Publication 117 guidelines for analyzing and mitigating landslide hazards in California. ASCE Los Angeles Section Geotechnical Group. California Geological Survey.

D.M. 26 giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", *Gazzetta Ufficiale* n.156 del 8 luglio 2014.

Hilsdorf, H.K., Brameshuber, W. (1991). "Code-type formulation of fracture mechanics concepts for concrete." *International Journal of Fracture*, 51, 61-72.

Giannini, R., Sguerri, L., Paolacci, F., Alessandri, S. (2014). "Assessment of concrete strength combining direct and NDT measures via Bayesian inference." *Engineering Structures*, 64, 68–77.

Breysse, D. (2012). "Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods." *Construction and Building Materials*, 33, 139–163.

Dolce, M., Masi, A., Ferrini, M. (2006a). Estimation of the Actual In-Place Concrete Strength in Assessing Existing RC Structures. Proceedings of the 2nd fib International Congress, June 5-8, 2006 – Naples, Italy.

Fantilli, A.P., Frigo, B. and Chiaia, B. (2015). A simplified approach for the evaluation of concrete strength. International Conference on Regeneration and Conservation of Concrete Structures - RCCS, Nagasaki, Japan.

Caterino, N. (2007) Analisi decisionale multicriterio per l'adeguamento sismico di edifici in c.a. . PhD Thesis, 157 pagg.