POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

La vulnerabilità sismica delle piccole dighe in c.a.

Relatore:
Prof. Alessandro Pasquale Fantilli
firma del relatore
.....

Candidato:
Alessandro Mandara
firma del relatore
.....

Anno Accademico 2017 / 2018

Indice

Ringraziamenti **4**

Introduzione **5**

1 Classificazione **6**

2 Il Catasto degli sbarramenti **7**

3 Metodologia speditiva per la valutazione della criticità sismica **11**
3.1 Rischio sismico 11
3.2 Analisi multi-criterio della criticità sismica 23
3.2.1 La Pericolosità 23
3.2.2 L'Esposizione 23
3.2.3 La vulnerabilità: scelta dei pesi in uso dalla scheda di rilievo di livello "0" 25
3.2.4 Criterio di valutazione della vulnerabilità ambientale 28

4 Criterio di stima semplificato della vulnerabilità strutturale delle piccole dighe e traverse fluviali 31
4.1 Stima della resistenza a compressione del calcestruzzo storico 31
4.1.1 Metodo di indagine mediante la tecnica di carotaggio 32
4.1.2 Metodo di indagine mediante approccio semplificato 37
4.2 Definizione della geometria dell'opera di ritenuta 53
4.3 Ipotesi del metodo e definizione delle azioni agenti sulla struttura 56
4.4 Lo stato tensionale e alcune sue note a riguardo 67
4.5 Alcune considerazioni di carattere generale 76
4.6 Stima della vulnerabilità strutturale degli sbarramenti in calcestruzzo 81

5 Una nuova utility implementata ad uso della scheda di rilievo dello sbarramento 88

6 Variazioni apportate alla scheda in formato elettronico 94
6.1 La resistenza a compressione del CLS 95
6.2 I Parametri derivanti dall'azione sismica 95
6.3 Modifica del calcolo di vulnerabilità e di criticità 96

7 Valutazione del grado di rischio sismico degli sbarramenti in cls 98
7.1 Sbarramenti scelti come casi studio di progetto 102

8 Codice di programmazione Visual Basic usato per la compilazione della nuova utility... 108

9 Calcolo automatico alla base dei moderni software 112
9.1 Tipologie di analisi numeriche 113
9.2 Analisi statica lineare 113
9.3 Analisi modale 114
9.4 Analisi nel dominio del tempo 115
9.4.1 Vibrazioni indotte da sisma 116
9.5 Modellazione della struttura 118
9.5.1 Corpo della diga 118
9.5.2 Geometria del modello 118
9.5.3 Tipologia degli elementi 120
9.5.4 Osservazioni 121
9.6 Modellazione dei carichi 121
9.6.1 Carichi generici distribuiti 122
9.6.2 Carico derivante dal coronamento 125
9.6.3 Sottopressioni 127
9.6.4 Spinta idrodinamica 128

9.6.5 Cenni sui carichi termici ... 131
9.7 Analisi sismica di dighe ... 131
9.7.1 Riguardo le dighe a gravità ... 131
9.7.2 Tipi di modellazione ... 132
9.7.3 Tipi di analisi impiegate in ambito sismico ... 132
Metodo pseudo-statico ... 133
Metodo pseudo-dinamico ... 134
Metodo *time-history* ... 135
Metodo *rigid block model* ... 141

Conclusioni 143

Allegati: 144

Indice delle figure ... 196

Indice delle tabelle ... 199

Bibliografia 200

Ringraziamenti

Ringrazio la disponibilità e comprensione del Prof. Alessandro Pasquale Fantilli, mio relatore, il quale dandomi l'opportunità di svolgere il tirocinio curriculare presso l'Ufficio Dighe della Regione Valle d'Aosta mi ha permesso di poter approfondire un progetto diventato poi oggetto della mia tesi.

Ulteriori ringraziamenti vanno ai miei tutor aziendali, l'Ing. Franco Collé e l'Ing. Paolo Ropele per avermi dedicato parte del loro tempo e datomi preziosi consigli.

Ringrazio il Geometra Gillio Enrico per la sua disponibilità nell'avermi accompagnato durante i sopralluoghi e avermi inoltre permesso di conoscere bellissimi siti naturali prima d'ora mai visitati.

Ringrazio i miei amici e compagni di studio con i quali durante questi anni ho trascorso e condiviso parte della mia esperienza di vita e di fatica Politecnica.

Riconoscimento particolare a Diego grazie al quale ho potuto conoscere gli oneri e onori di un dottorando e condiviso con lui nuove amicizie.

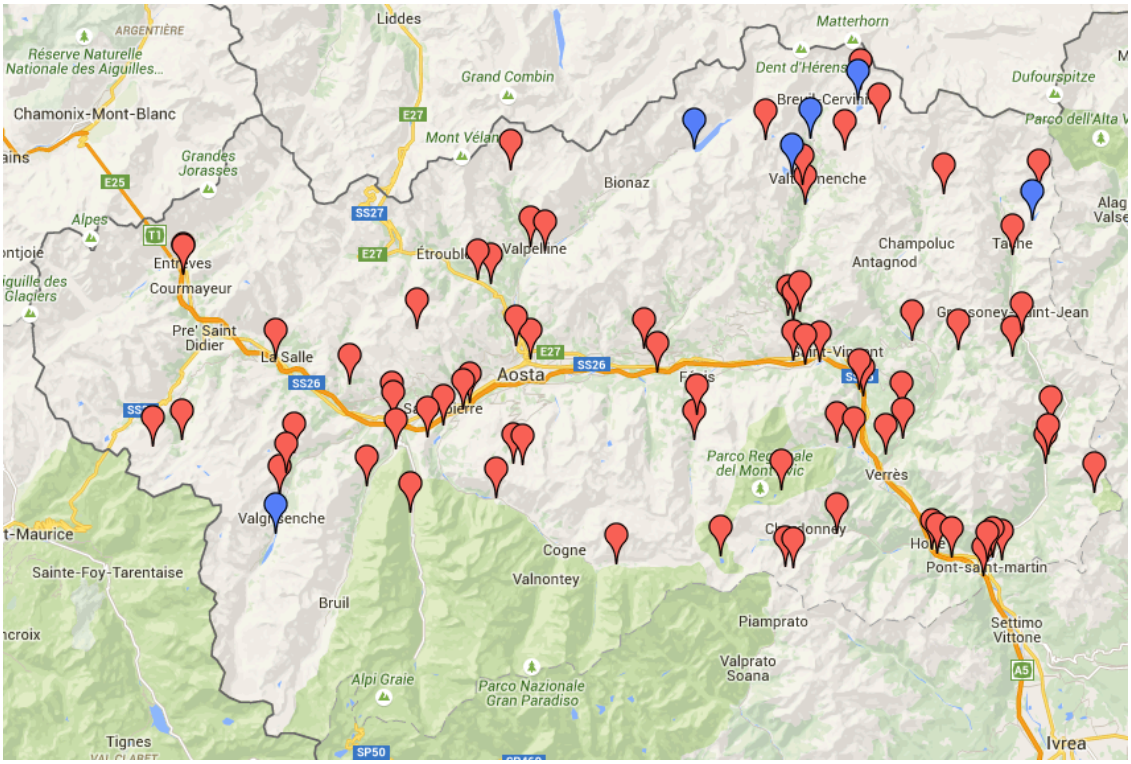
Giunti al termine del mio percorso di studi universitari e all'agognata laurea magistrale è un piacere, oltre che dovere morale, ringraziare i miei genitori Luisa e Catello che, molto pazientemente, hanno atteso questo momento e che senza il cui sostegno economico e morale, molto probabilmente, non sarei riuscito a portare a termine. Con l'augurio che i loro sacrifici, insieme ai miei grandissimi sforzi e immensa tenacia, non saranno stati invano, spero ancora di poter essere motivo di loro stima e orgoglio. Sperando possa un giorno ricompensarli, gli auguro che la vita possa offrire loro tanta salute e ancora innumerevoli momenti felici da trascorrere insieme.
Il mio più grande desiderio è quello di un futuro roseo, il quale, mi auguro possa riuscire a costruire umilmente e serenamente grazie ad un lavoro che possa darmi sempre entusiasmo, dignità e motivo di crescita e che inoltre, seguendo i valori trasmessomi dai miei genitori, mi permetta di creare una famiglia e affrontare al meglio, con forza e coraggio, i problemi della vita.
In ultimo, un pensiero ai miei due fratelli Andrea e Jacopo con la speranza di rimanere uniti e di poter sempre contare l'uno per l'altro.

Concludo questa mia doverosa citazione con l'augurio che, dopo questo, molti altri importanti e felici eventi possano essere motivo di soddisfazione per me e la mia famiglia, di cui sono fiero di appartenere.

Affinché il mio entusiasmo sia la vostra gioia e i miei successi il vostro orgoglio un infinito riconoscimento e gratitudine.

Introduzione

Oggetto di ispirazione e approfondimento per la mia tesi deriva da quanto è stato svolto durante il periodo di svolgimento del tirocinio curricolare. Nel corso di quest'ultimo, si è voluto applicare e quindi testare e tarare una nuova metodologia speditiva che, frutto del progetto transfrontaliero Italia-Francia ALCOTRA denominato RISBA "Rischio degli sbarramenti artificiali", fosse in grado di valutare la vulnerabilità sismica dei numerosi sbarramenti presenti nella Regione Valle d'Aosta. Nello specifico, la maggior parte di questi sono stati realizzati in calcestruzzo e riguardano grosso modo traverse fluviali di tipo fisse o mobili, vasche di carico, dighe a gravità ordinarie, a volta e poche in materiali sciolti, per lo più presenti in Piemonte, le quali però non sono state oggetto di mia analisi. Come stabilito con l'entrata in vigore del decreto legislativo 7 marzo 2008, n.50 (Norme di attuazione dello Statuto speciale della regione Valle d'Aosta in materia di dighe) ad oggi le grandi dighe di competenza statale, in quanto aventi dimensioni superiori ai 15 m e un invaso maggiore a 1.000.000 m^3, sono 6 di cui fanno parte la diga di Beauregard, Place Moulin, Cignana, Perreres, Goillet e Gabiet (Figura 1). Come riportato nel catasto degli sbarramenti il numero totale di essi tra quelli già in esercizio e quelli in costruzione ammonta ad un totale di 80 escluse le sei sopra citate. Proprio la necessità di una più profonda comprensione dei rischi legati alla presenza dei numerosi sbarramenti artificiali in alta quota o collinari ha reso necessaria una fase di diagnosi preventiva volta a fornire i dati necessari per pianificare successive fasi di approfondimento di analisi, monitoraggio ed eventuale adeguamento.



Localizzazione degli sbarramenti attualmente presenti
(http://www.regione.vda.it/territorio/territorio/dighe/default_i.asp)

1 Classificazione

Gli sbarramenti sono classificati sulla base di tre criteri:

- Il RISCHIO
- La TIPOLOGIA
- Le DIMENSIONI

La classificazione in base al **rischio** riguarda sostanzialmente le perdite in termini economici e di vite umane conseguenti al collasso dell'opera causa di calamità naturali e/o di cedimenti dello sbarramento, con particolare interesse all'individuazione delle potenziali porzioni di superficie di territorio che potrebbero essere soggette a inondazione e quindi rappresentare una condizione di rischio per la popolazione stessa. In funzione del tratto di lunghezza a valle su cui indagare pari alla distanza L, con delimitazione dei campi di allagamento e con determinazione della portata di crollo si procede ad un apposito studio idraulico di collasso al fine di verificare se le aree inondabili interessino abitazioni o infrastrutture viarie e sulla base di ciò dal confronto tra la portata di crollo e la portata simulata dallo specifico studio idraulico, classificare l'opera secondo la categoria di rischio più appropriata. Si noti come tali aree sono stimabili tramite una modellazione digitale del terreno che sulla base di modelli idraulici sperimentali di carattere empirico sono in grado di fornire il valore di grandezze di particolare rilevanza, tra cui la velocità e il battente idraulico raggiungibili per ciascuna sezione caratteristica del profilo longitudinale del terreno. Secondo una tale logica si distinguono sbarramenti che a seconda del rischio, alto, moderato o basso, si classificano rispettivamente in **categoria A**, **categoria B** o **categoria C**.
La classificazione in base alla **tipologia** può essere fatta a seconda della metodologia costruttiva degli sbarramenti che secondo il D.M. LL. PP. 24 marzo 1982 può essere del seguente tipo:

A. Dighe murarie:
   a. a gravità;
      1. ordinarie;
      2. a speroni, a vani interni;
   b. a volta;
      1. ad arco;
      2. ad arco-gravità;
      3. a cupola;
   c. a volte o solette, sostenute da contrafforti.

B. Dighe di materiali sciolti:
   a. di terra omogenee;
   b. di terra e/o pietrame, zonate, con nucleo di terra per la tenuta;
   c. di terra permeabile o pietrame, con manto o diaframma di tenuta di materiali artificiali;

C. Sbarramenti di tipo vario.

D. Traverse fluviali.

In ultimo, la classificazione in base alle **dimensioni** divide gli sbarramenti secondo due classi:

Classe 1: di altezza 1363/1959 (H_v) inferiore o uguale ≤ 10 m e che determinano un volume d'invaso V ≤ 100.000 m^3.

Classe 2: di altezza 1363/1959 (H_v) superiore a 10 m ed inferiore o uguale a 15 m (10 m < H_v ≤ 15 m) o che determinano un volume d'invaso 100.000 m^3 < V ≤ 1.000.000 m^3.

2 Il Catasto degli sbarramenti

L'Ufficio dighe presso cui ho svolto l'attività di tirocinio conserva e mantiene aggiornato sia tramite archivio cartaceo che in maniera informatica tramite apposito programma l'elenco di tutte le opere, sia esistenti che in fase di costruzione. Per ciascuna di esse vi è una prima rapida localizzazione su cartografia e accanto al numero di archivio vi è indicata la classe dimensionale di appartenenza (classe 1 o classe 2), la categoria di rischio (A, B o C), la conformità e la situazione attuale (Figura 2.1,
Figura 2.2, Figura 2.3, Figura 2.4). Quest'ultima voce allo scopo di verificare se vi siano mancanze in termini di documentazione necessaria da presentare all'Ufficio dighe per l'approvazione del progetto o la prosecuzione all'esercizio dello sbarramento, rispettivamente da costruire o già esistente prevista secondo l'articolo 10 della legge regionale 13/2010. Tra la documentazione rientra:

- il disciplinare per la costruzione e per l'esercizio e manutenzione della diga alla cui osservanza è vincolato il gestore;
- il collaudo laddove sia richiesto;
- il progetto esecutivo indicando eventuali incompletezze o mancanze;
- la perizia giurata laddove sia richiesta;
- lo studio di collasso laddove sia richiesto;
- il piano dei sistemi di controllo;
- il documento di protezione civile in cui si riportano le condizioni che debbano verificarsi per la sua attivazione e quali le procedure da porre in atto;
- l'asseverazione semestrale;
- il bollettino che può essere mensile, semestrale o annuale.

I dati di carattere generale e le specifiche sono dati necessari anche se non sufficienti alla compilazione della scheda di rilievo di livello "0" (come secondo l'idea della normativa antisismica) della vulnerabilità sismica dei piccoli sbarramenti di ritenuta in calcestruzzo oggetto di verifica durante il mio percorso formativo. Ulteriori dati sono infatti stati presi dalla cartografia regionale, dalle relazioni geologiche conservate negli archivi di asseverazione e dalle tavole di progetto da cui ho potuto ottenere la geometria delle opere e verificare la presenza o meno di fondazioni alla base della struttura.

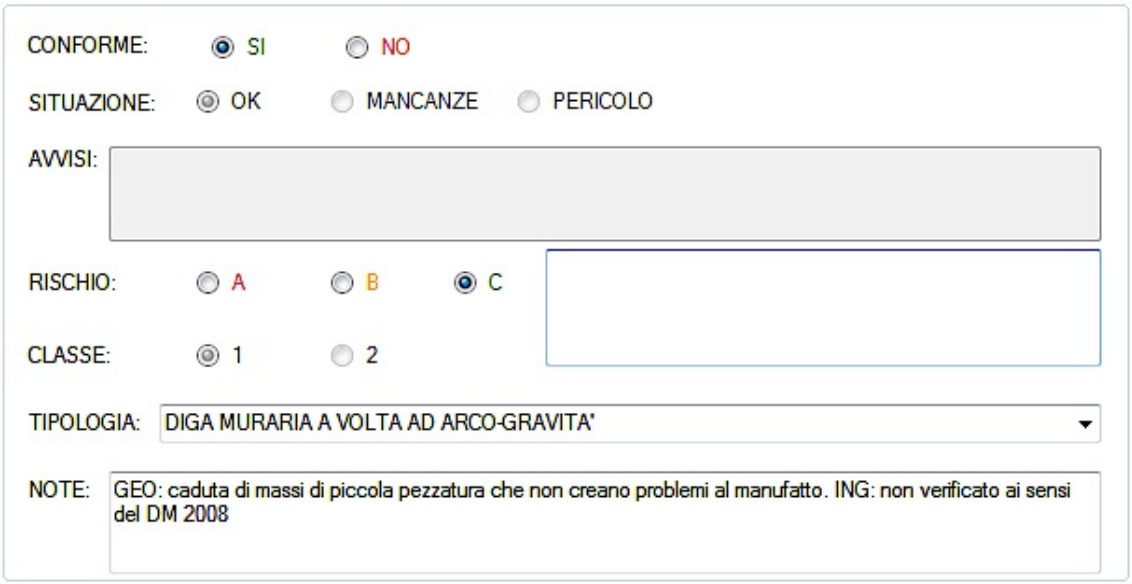


Figura 2.1: Dati riguardanti la conformità, l'attuale situazione, il rischio e la classe della diga di Piana con le relative e importanti note di carattere generale

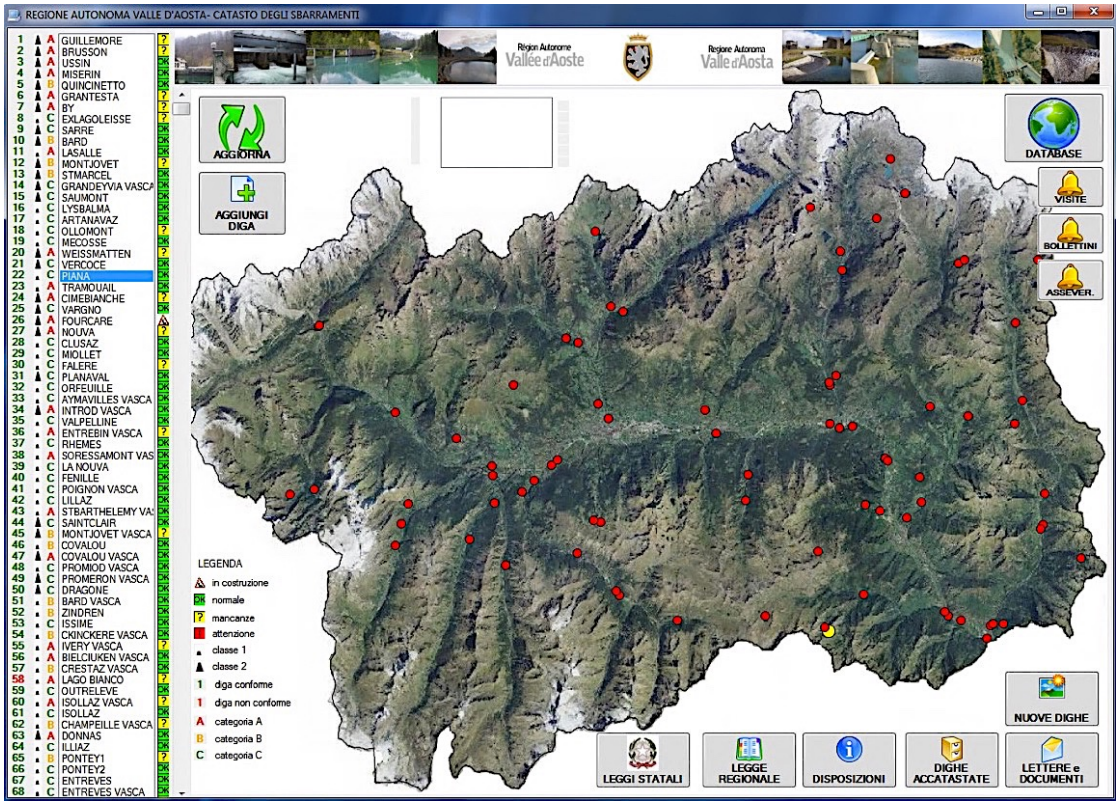


Figura 2.2: Home page del Catasto degli sbarramenti della Regione Valle d'Aosta

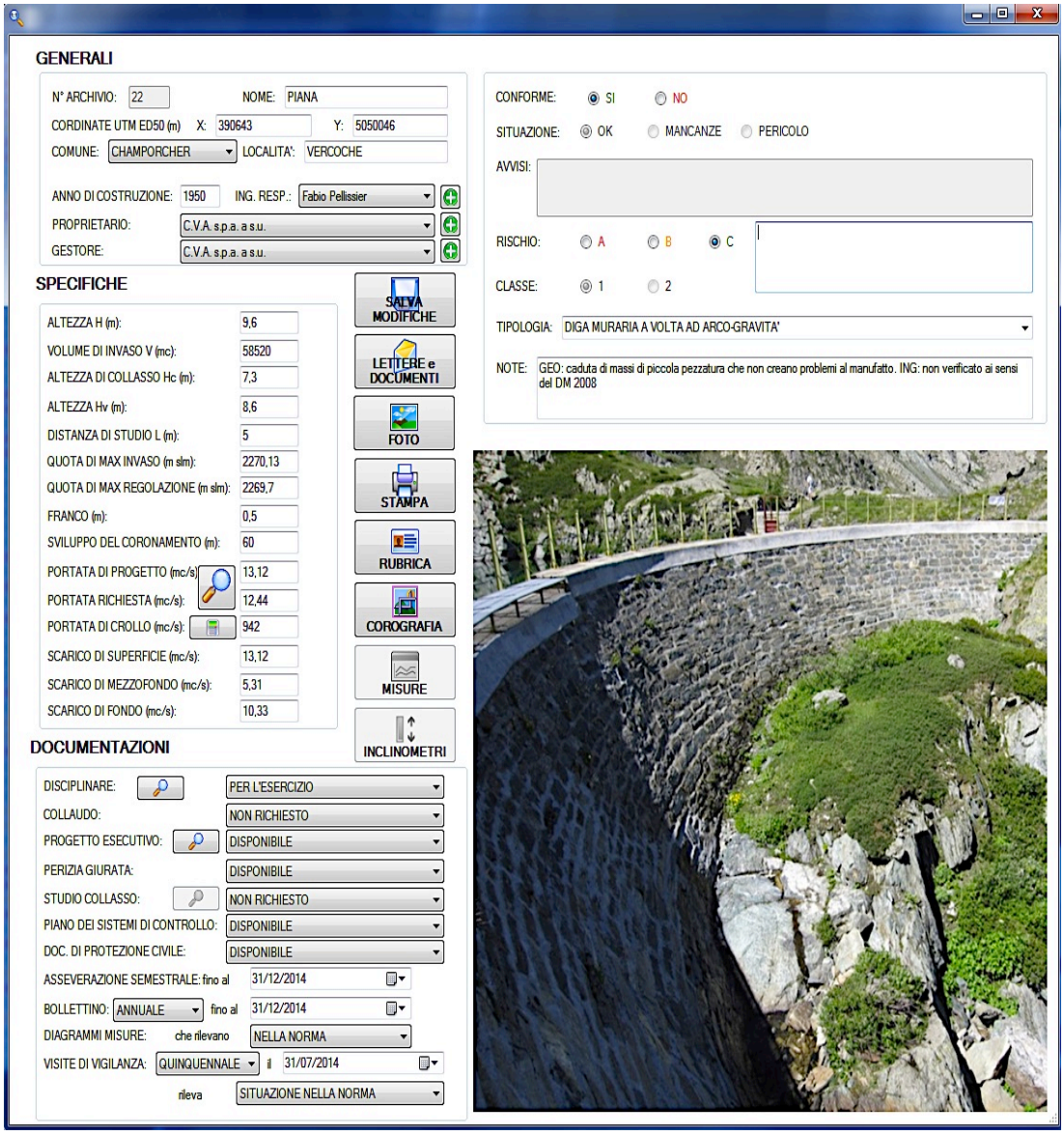


Figura 2.3: Visualizzazione dati diga generali, specifiche e documentazioni della diga di Piana

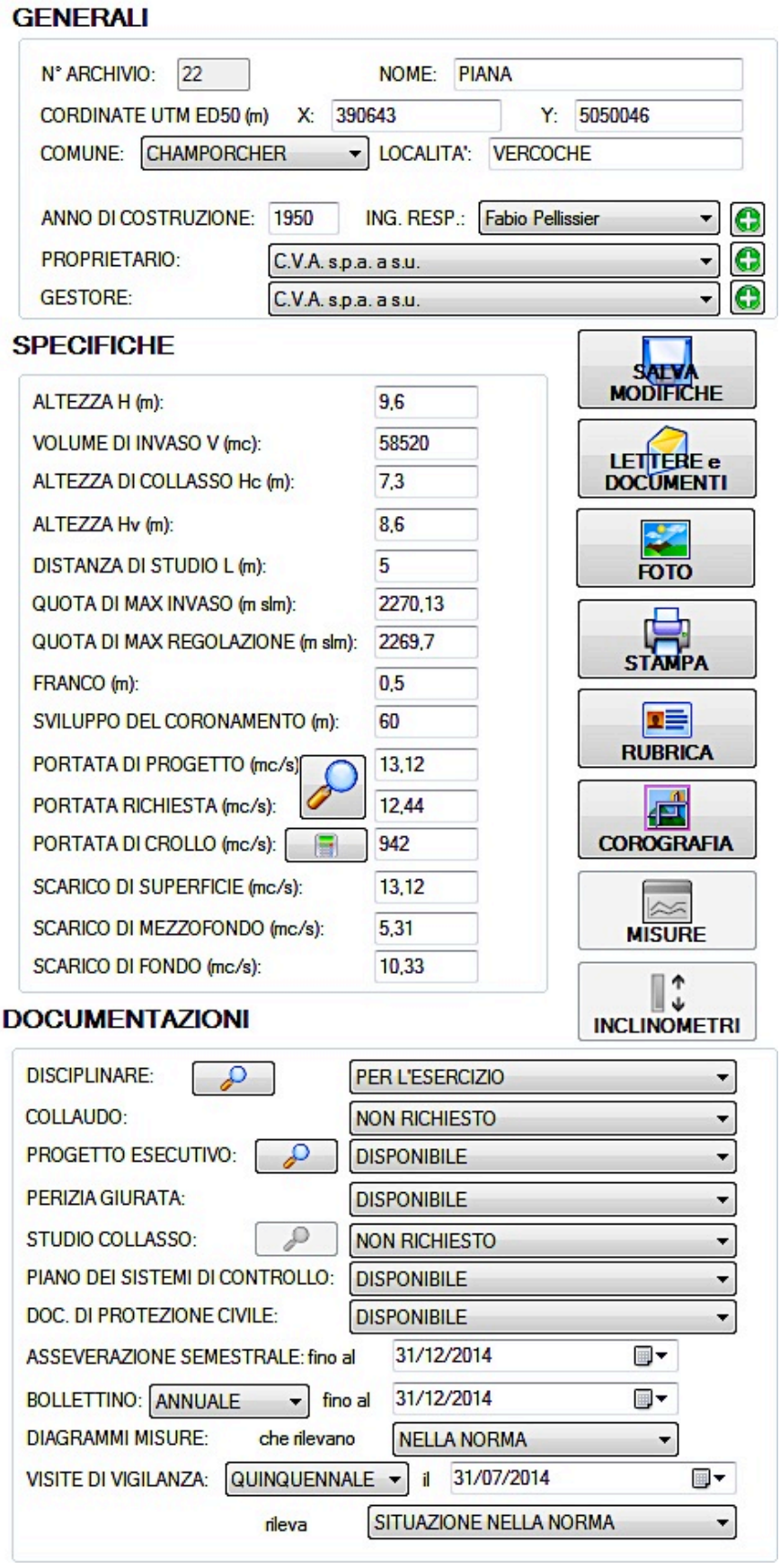


Figura 2.4: Finestra di visualizzazione dati generali e specifiche della diga di Piana

3 Metodologia speditiva per la valutazione della criticità sismica

Nell'ottica di sviluppo di un metodo basato su di un protocollo Multi-Criteria Decision Making (MCDM), che permette di aggregare più criteri all'interno di una funzione di valutazione considerando le relazioni di dipendenza tra essi, è stata messa appunto una scheda di rilievo per gli sbarramenti medio-piccoli in calcestruzzo tramite la quale, considerando diversi aspetti, ricavare un valore di criticità che non risulti soggettivo e che quindi sia il più possibile indipendente dall'operatore. La sopracitata scheda, creata con l'ausilio di un comune foglio di calcolo di Excel, ha l'obiettivo di diventare uno strumento di rapida, chiara e facile applicazione in grado di offrire agli addetti ai lavori un primo criterio con il quale sottoporre a diagnosi preventiva l'opera analizzata garantendo nel contempo alle amministrazioni pubbliche e ai gestori degli impianti idroelettrici il minor dispendio economico. Ad oggi, infatti, vi è un gran numero di sbarramenti esistenti costruiti prima del 2003 che, risultando all'epoca appartenenti a zone non classificate sismicamente, risultano essere state progettate senza aver considerato le azioni sismiche. A tal proposito, nell'ambito del progetto RISBA è stato ideato un approccio "semplificato" per la valutazione speditiva del grado di vulnerabilità sismica dei manufatti.

3.1 Rischio sismico

Il rischio sismico è rappresentato dalla possibilità che un fenomeno naturale o indotto dalle attività antropiche possa causare effetti dannosi sulla popolazione e quindi sugli insediamenti abitativi, produttivi e sulle infrastrutture, stanti all'interno di una particolare area, in un determinato periodo di tempo. Correlato al concetto di rischio sismico non vi è solo l'interesse di determinare quale sia la probabilità che un evento pericoloso possa accadere bensì anche il riuscire a definire quale sia il danno provocato dallo stesso. Occorre precisare che parlare di rischio e pericolo non è la stessa cosa. Infatti, mentre il pericolo è rappresentato dall'evento calamitoso che può colpire una certa area (la causa), il rischio è invece rappresentato dal danno che ci si può attendere (l'effetto). Quindi, al fine di una valutazione concreta del rischio, è necessaria una stima del valore esposto riferendosi in particolar modo alle persone presenti sul territorio e ai beni che potrebbero essere coinvolte da un evento critico.
Il rischio è traducibile secondo la seguente formula (Figura 3.1):

$$\mathbf{R = P \times V \times E}$$

Dove:

- **P = Pericolosità:** riferita al sito dell'invaso è la probabilità che un fenomeno di una determinata intensità si verifichi in un certo periodo di tempo, in una data area;
- **V = Vulnerabilità:** dell'opera è la propensione a subire danneggiamenti in conseguenza delle sollecitazioni indotte da un evento di una certa intensità;
- **E = Esposizione:** riferita al territorio a valle dell'invaso rappresenta prima dell'evento la quantità e qualità dei beni esposti mentre dopo l'evento esprime il valore delle perdite causate dal terremoto sia in termini di vite umane (morti, feriti e senzatetto) che in termini economici, culturali ed artistici.

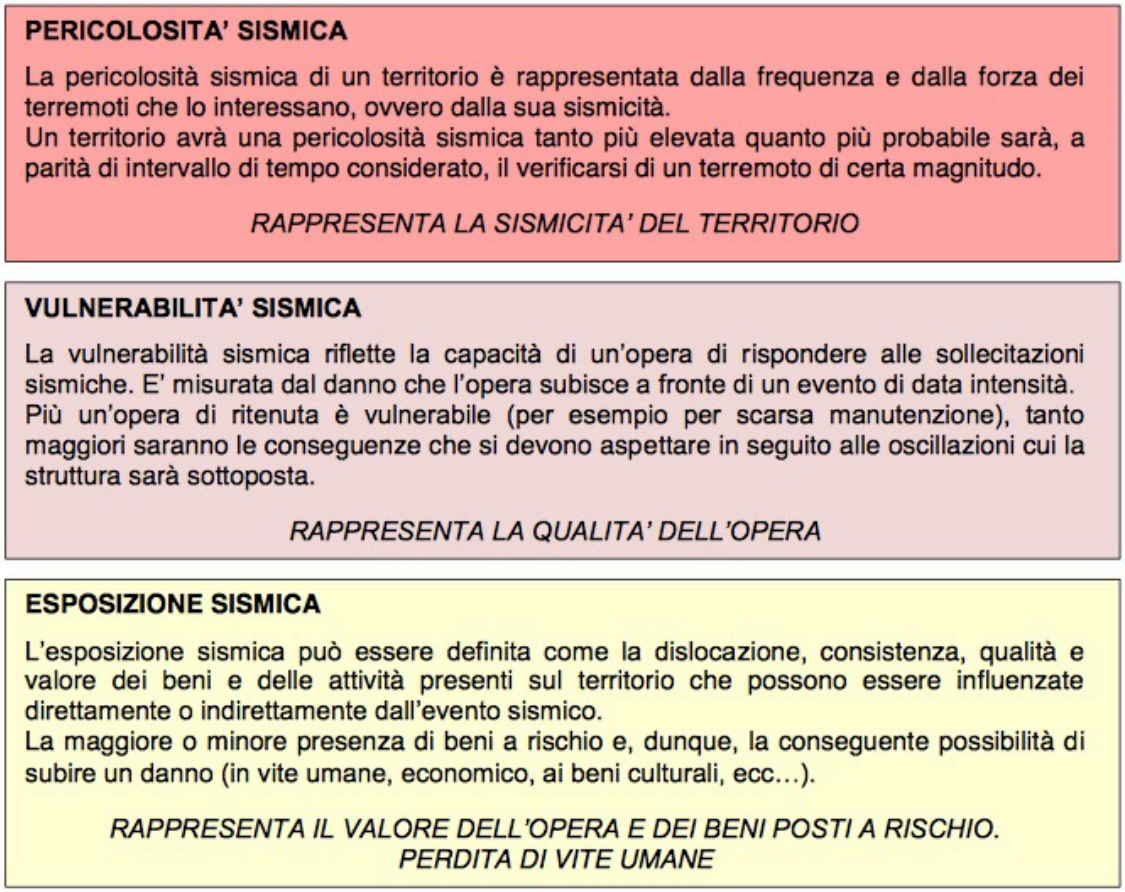


Figura 3.1: Definizione dei tre fattori di rischio (Ferro, 2014)

Le attività di previsione e prevenzione sono un aspetto fondamentale per la gestione della criticità sismica e quindi per la riduzione del rischio il quale non può essere eliminato ma soltanto ridotto mediante interventi e misure di prevenzione e mitigazione al di sotto di una soglia definita "di rischio accettabile".
A tal proposito, si parla di **mitigazione del rischio** per la quale diverse sono le strategie concrete possibili da poter attuare.:

- Riduzione della pericolosità: mira a ridurre la probabilità che un certo fenomeno si verifichi in un certo luogo con una certa intensità in un dato intervallo di tempo. Tuttavia, per i fenomeni pericolosi naturali come per i terremoti e i vulcani non è possibile nessun tipo di intervento perché ciò vorrebbe dire riconoscere e comprendere come i fattori di innesco del fenomeno generino l'evento pericoloso al fine di prevenirne la sua riattivazione o propagazione.
- Riduzione della vulnerabilità: ottenibile attraverso interventi tecnici finalizzati a diminuire il grado di danno degli elementi esposti al rischio intervenendo direttamente sugli stessi ma anche tramite la diffusione di campagne di comunicazione rivolte alla popolazione in merito ai rischi naturali che interessano il nostro paese.
- Riduzione dell'esposizione: uno tra i fondamentali mezzi di mitigazione del rischio che può essere perseguita secondo una strategia di pianificazione e d'emergenza. La prima prevede l'evacuazione di aree pericolose, l'impedimento all'espansione urbanistica in zone instabili o a possibile espandimento e la

limitazione della fruizione delle aree a rischio. La seconda invece prevede un sistema di continuo monitoraggio e di allertamento preventivo della popolazione.

– Riduzione del valore degli elementi a rischio: effettuata attraverso un'attività di programmazione e gestione al fine ad esempio di modificare il sistema viario al fine di impedire il blocco del traffico, oppure cambiando la destinazione d'uso di alcuni edifici, ecc ...

In breve, il margine di rischio che deriverebbe a seguito delle opere di mitigazione prende il nome di **rischio residuo** il quale come risultato di un'ottimizzazione dei costi di mitigazione (prevenzione, pianificazione, realizzazione e mantenimento delle opere) dovrà arrivare a essere inferiore al livello di rischio accettabile.
Come è possibile osservare (Figura 3.2) risulta evidente come ad un decremento del rischio è associato un aumento dei costi di mitigazione. La curva crescente rossa rappresenta i costi iniziali in relazione al rischio associato mentre la curva opposta mostra il costo in caso di insuccesso. Dalla somma di queste due curve si ottiene il costo totale nell'ipotesi di eliminazione teorico del rischio. Il grafico mostra che per un rischio molto alto un investimento relativamente piccolo ne permette una veloce riduzione mentre per ridurre rischi oltre un certo livello gli investimenti dovrebbero aumentare asintoticamente. In evidenza l'intervallo corrispondente a una soglia accettabile di mitigazione del rischio, volendo in tal modo evidenziare come al fine di avere un abbattimento totale teorico del pericolo si affronterebbero dei costi realisticamente troppo alti.

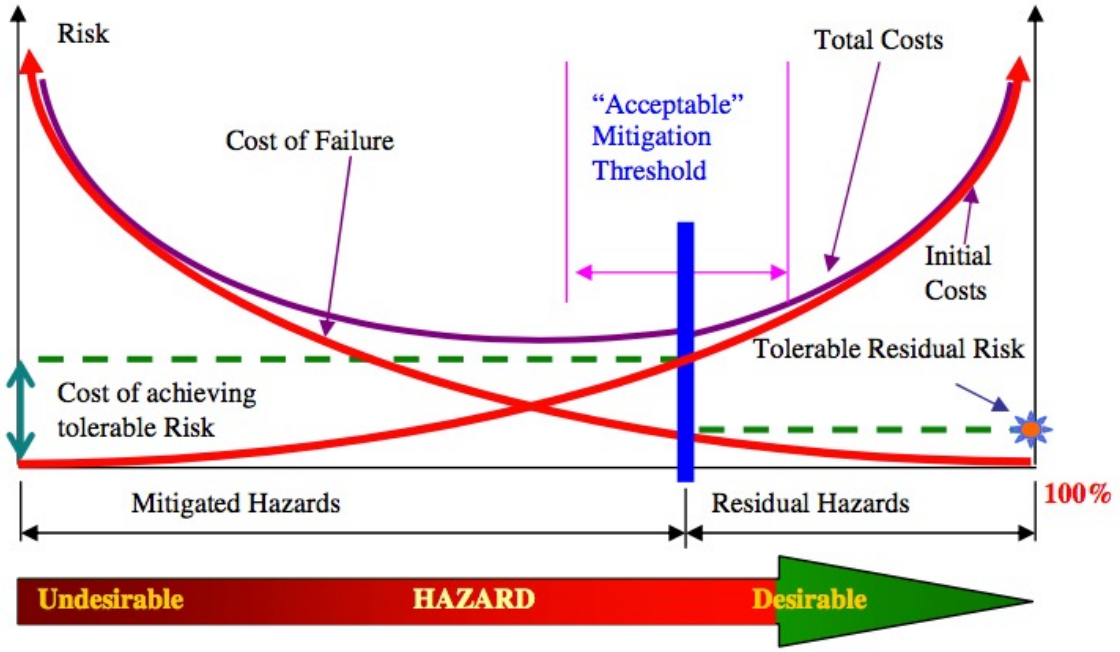


Figura 3.2: Riduzione del rischio e costi di mitigazione a esso associati

Riguardo la pericolosità dei terremoti e quindi dei suoi effetti come noto l'intero territorio nazionale è stato classificato sismicamente sulla base dell'intensità e frequenza dei passati eventi sismici. Al tempo stesso, la nascita della legislazione antisismica italiana, allineata alle più moderne normative a livello internazionale, ha portato a emanare speciali norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. L'ideologia alla base è tale per cui si vogliono strutture che sopportino senza gravi danni i terremoti di bassa intensità e garantiscano soprattutto la sicurezza statica,

evitando quindi il crollo, nel caso di quelli a più alta intensità, al fine di salvaguardare principalmente le vite umane.
I Decreti Ministeriali emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici nel 2003 hanno portato ad una più recente classificazione che sino al 2003 vedeva il territorio nazionale classificato in tre categorie sismiche a diversa severità contro le attuali quattro. Ad oggi, secondo gli ultimi criteri di classificazione sismica, basati su studi ed elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (solitamente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo, sparisce il territorio "non classificato" introducendo al suo posto la zona 4. Per quest'ultima è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica e lo Stato ha di fatto delegato le Regioni a compilare l'elenco dei comuni (http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/Classificazione2015.xlsx) con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale (Figura 3.3).

- **Zona 1**: la più pericolosa in cui possono verificarsi fortissimi terremoti e nella quale rientra circa il 9% dei comuni italiani;
- **Zona 2**: in cui possono verificarsi forti terremoti;
- **Zona 3**: possono verificarsi forti ma rari terremoti;
- **Zona 4**: la meno pericolosa in cui i terremoti sono rari e nella quale rientra circa il 43% dei comuni italiani.

Grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (INGV, RELIUS, EUCENTRE) le novità introdotte in materia sono state recepite e ulteriormente affinate con l'ordinanza n.3274 del 2003 giungendo con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 ad un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004), già previsto dall'Opcm 3274/03.
Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'Ordinanza PCM n. 3519, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione orizzontale massima (ag), espressi come frazioni dell'accelerazione di gravità g, con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, attribuibili alle 4 zone sismiche del territorio nazionale (Tabella 3-1).

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag)
1	$0,25 < ag \leq 0,35$
2	$0,15 < ag \leq 0,25$
3	$0,05 < ag \leq 0,15$
4	$ag \leq 0,05$

Tabella 3-1: Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido (OPCM 3519/06)

L'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva avuto ai fini progettuali la quale prevedeva un valore di accelerazione di picco espresso in termini di accelerazione massima (ag) su suolo rigido e pianeggiante da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche pari a:

- **0,35 g** per la zona 1;
- **0,25 g** per la zona 2;
- **0,15 g** per la zona 3;
- **0,05 g** per la zona 4.

Ad oggi, infatti, per ciascuna zona e quindi territorio comunale e per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria", ossia individuata sulla base delle coordinate geografiche del sito e in funzione della vita nominale dell'opera. In tal modo, per ogni punto del territorio nazionale, su di una maglia quadrata di 5 Km di lato, si ottiene un valore di pericolosità sismica di base sulla quale definire le azioni sismiche di progetto. Le azioni di progetto vengono quindi definite a partire dalla pericolosità sismica di riferimento espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (ag) o in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione (Se) in funzione del periodo proprio di vibrazione della struttura in esame. (cap. 3.2 NTC 08).
Per arrivare ad una precisa definizione dell'azione sismica, è necessario effettuare complesse operazioni di interpolazione e combinazione dei dati di input, citati in precedenza, effettuate utilizzando il foglio di calcolo fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (scaricabile on-line).
Importante è sottolineare come secondo quanto citato al capitolo 8.3 delle istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008 si precisa che spetterà alla committenza precisare i parametri relativi alla vita nominale ed alla classe d'uso dell'opera od eventuali incrementi nei confronti del livello di sicurezza minimo previsto dalla normativa.
Si precisa come tutti i comuni della Regione autonoma della Valle d'Aosta sono classificati in zona sismica 3 ai fini e per gli effetti di quanto stabilito dalla norma regionale 23/2012 (Figura 3.4).

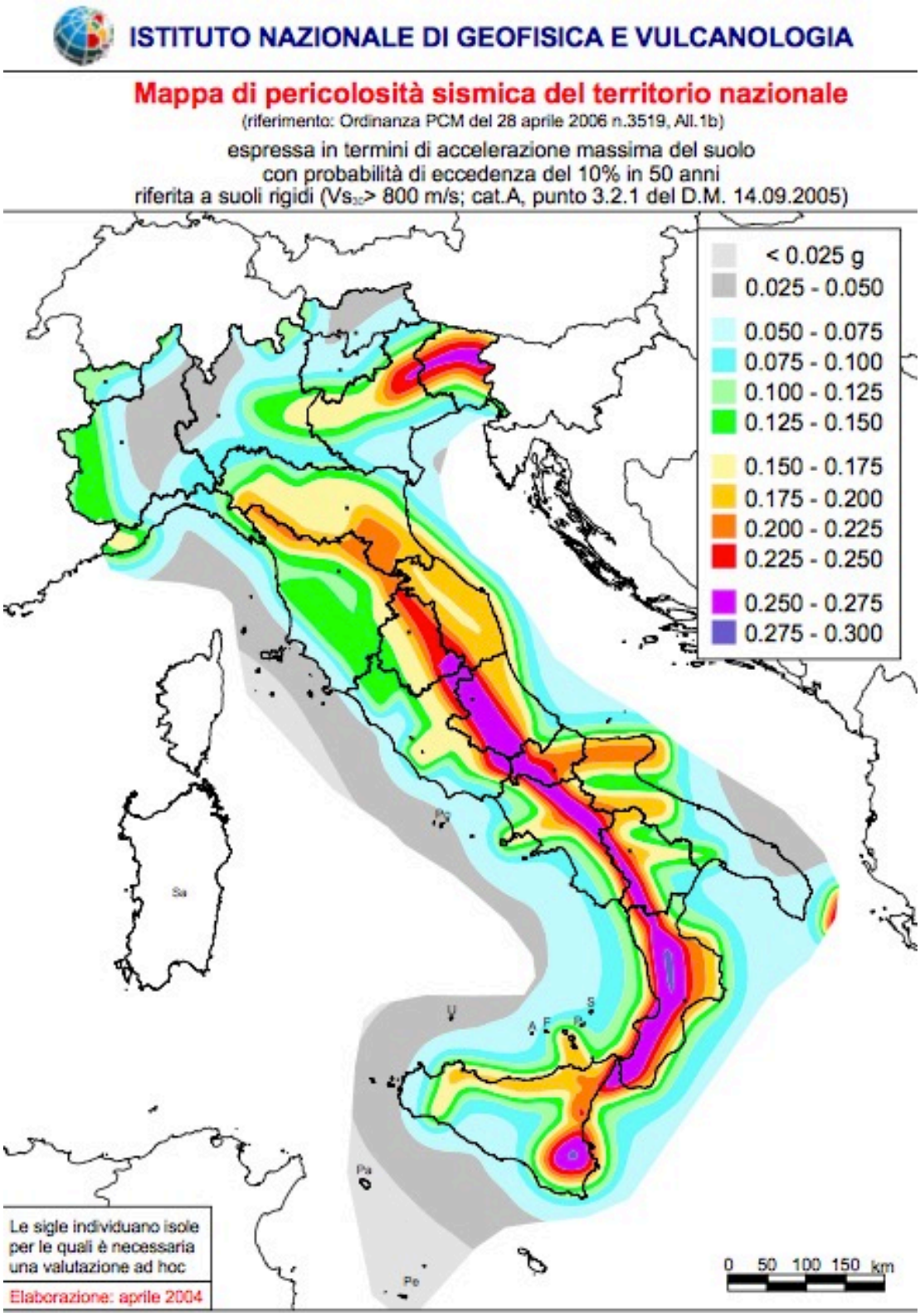


Figura 3.3: Mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita ai suoli rigidi (Ordinanza PCM n. 3519 del 28/04/2006)

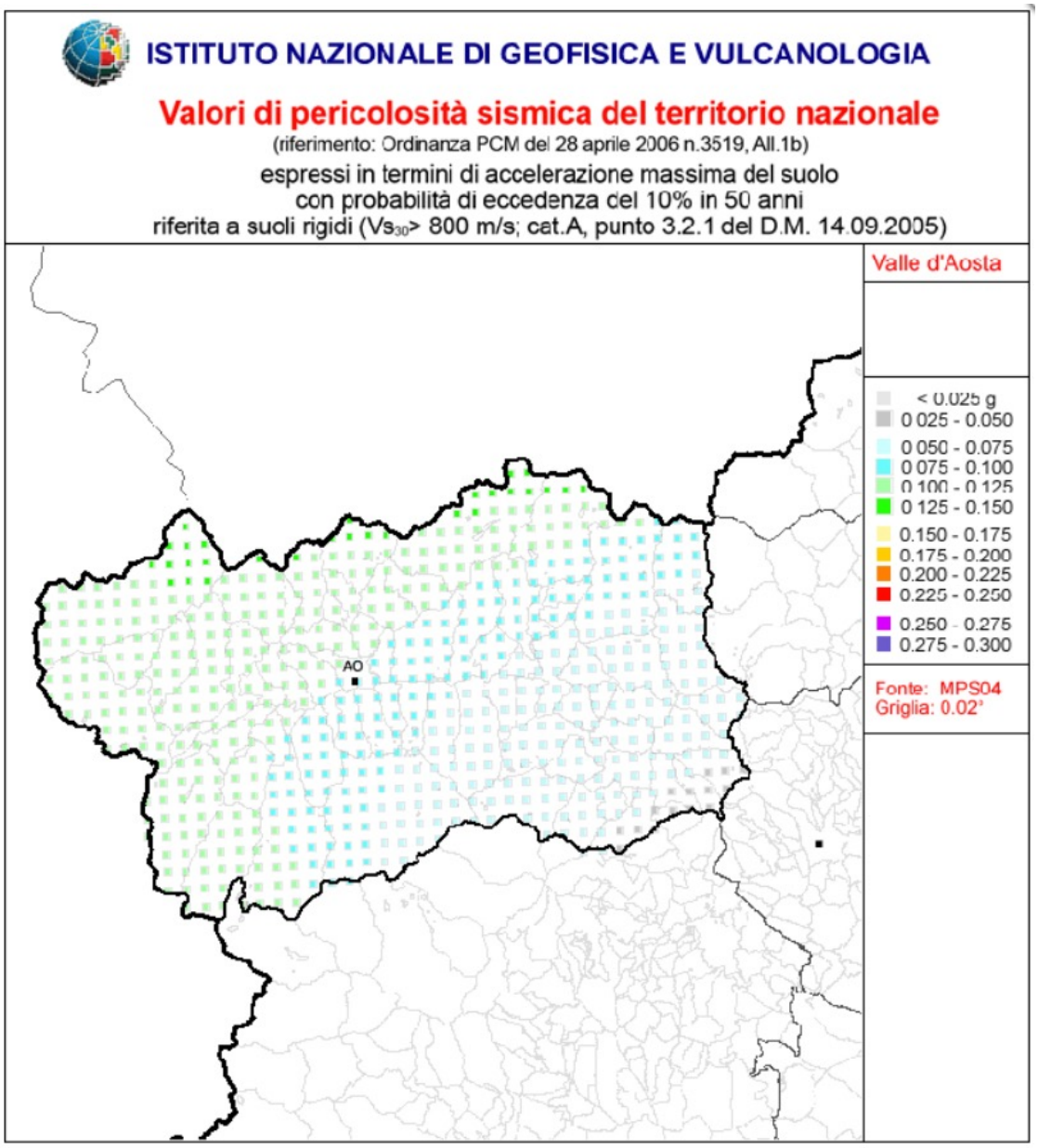


Figura 3.4: Pericolosità sismica nella Regione autonoma della Valle d'Aosta

Le linee guida sulla valutazione del rischio connesso alle dighe (*Risk Assessment*) pubblicate da ANCOLD (*Australian National Comimitee on Large Dams*) affrontano la problematica di stabilire dei criteri quantitativi codificati piuttosto che fornire vaghe istruzioni sul perseguimento di un rischio accettabile distinguendo il rischio individuale e il rischio sociale.

Il rischio individuale può essere valutato conformemente ai principi dell'ALARP, considerando come estremi il *limite* massimo tollerabile (un rischio maggiore non può essere accettato in nessuna circostanza) e l'*obiettivo* minimo che dovrebbe essere perseguito dai proprietari (rischi minori sono trascurabili e accettabili).

Il rischio sociale tiene invece conto dell'avversione della società rispetto ai disastri che possono portare ad un numero significativo di fatalità. Il principio generale di base è quello che più grande è l'aspettativa di perdite di vita in un evento di crisi della diga, più basso è il livello di accettabilità da assegnare a quel evento. Il rischio sociale si

valuta sulla base del numero di vite perse e non del numero di persone coinvolte nell'evento. Inoltre dipende dall'evento che si sta analizzando e quindi deve essere valutato per ciascuno scenario di crisi.
Il rischio accettabile è definito come quel rischio che chiunque lo subisca è preparato ad accettare senza richiedere cambiamenti nei meccanismi di gestione e controllo dello stesso [HSE, 1995].
Diversamente, il rischio tollerabile [HSE, 2001] è quello secondo cui la società è disposta a convivere a patto di avere determinati benefici, pur sempre tenendolo sotto controllo e riducendolo per quanto possibile.
Con riferimento al rischio tollerabile, importante è il principio dell'ALARP (acronimo inglese di "Tanto basso quanto ragionevolmente praticabile" – *As Low as Reasonably Practicable*) attraverso la cui applicazione in fase di gestione è possibile abbassare il più possibile il livello di rischio affinché possa essere considerato tollerabile. Occorre tuttavia precisare come una tale analisi debba essere supportata da un'analisi costi-benefici e dall'analisi che la società è disposta a 'pagare' al fine di avere un incremento del proprio livello di sicurezza. La gestione del rischio residuo, compatibilmente al principio dell'ALARP, può essere effettuata con la predisposizione e l'adozione di piani d'emergenza. Avrà quindi senso parlare di ALARP a condizione che esso abbia determinate caratteristiche e che ci sia la disponibilità da parte della società a sostenere i costi a esso connesso.
Secondo le prime linee guida del 1994, su cui si basano quelle del 2003, il rischio sociale fu espresso in termini di curve *F/N* dove *N* è il numero di vite perse e *F* è la probabilità di occorrenza del fenomeno di crisi. Anche in questo caso valgono i concetti di *limite* tollerabile e *obiettivo* accettabile, rappresentati in termini di valori probabilistici nel grafico (Figura 3.5).
Le più recenti linee guida ANCOLD del 2003 ampliarono lo spettro delle possibili modalità di crisi facendo anche riferimento, oltre alle già trattate crisi connesse ai terremoti e alle piene, anche ai casi di crisi delle opere accessorie. Inoltre, furono introdotti dei nuovi limiti di accettabilità per il rischio sociale valutabili graficamente (Figura 3.6-Figura 3.7) derivanti dalla linearizzazione della curva limite contenuta tra la zona di rischio tollerabile e quella inaccettabile delle precedenti linee guida per via di una retta a pendenza negativa (-1) rappresentata su di un piano bi logaritmico (log F / log N) e interrotta qualora la probabilità di crisi sia pari al valore limite di accettabilità della persona più a rischio pari a $1{:}10^5$ per anno.

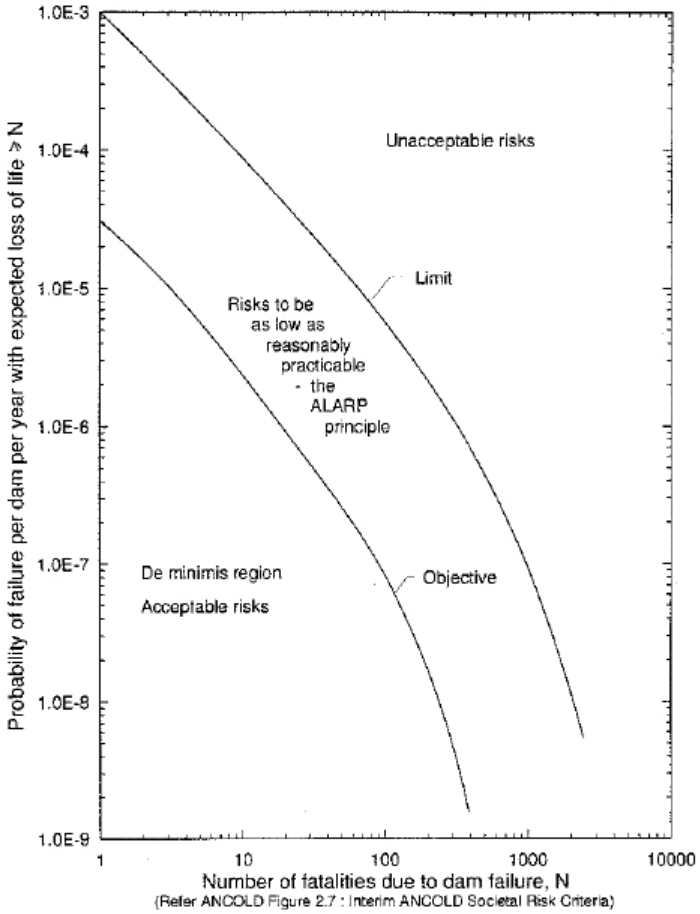


Figura 3.5: Livelli di rischio secondo linee guida ANCOLD 1994

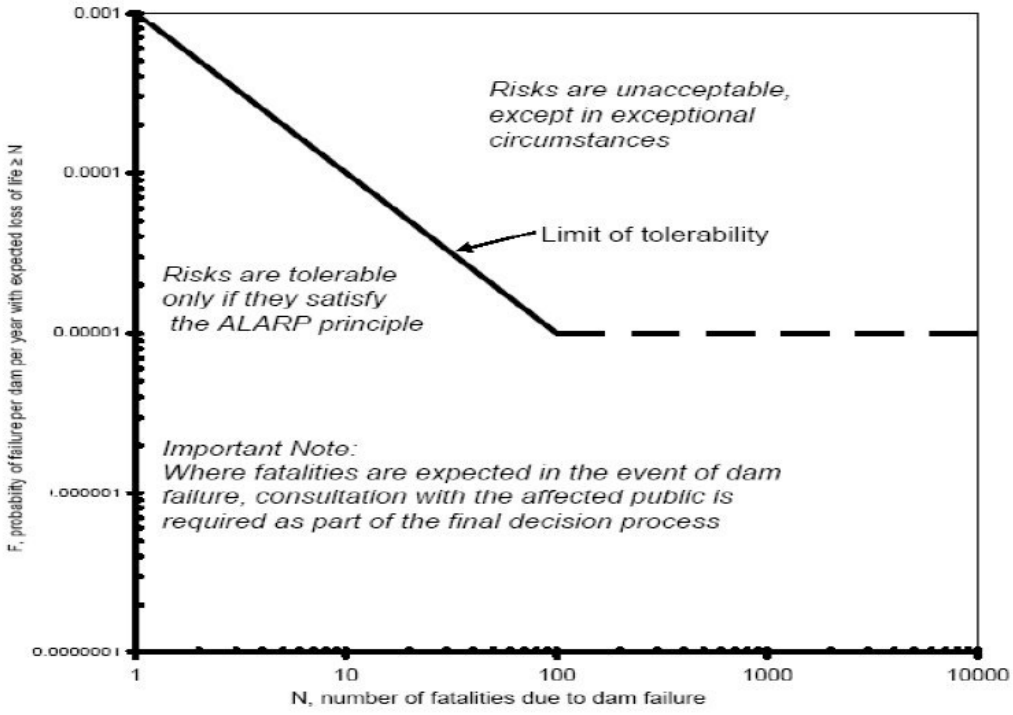


Figura 3.6: Livelli di rischio secondo linee guida ANCOLD 2003

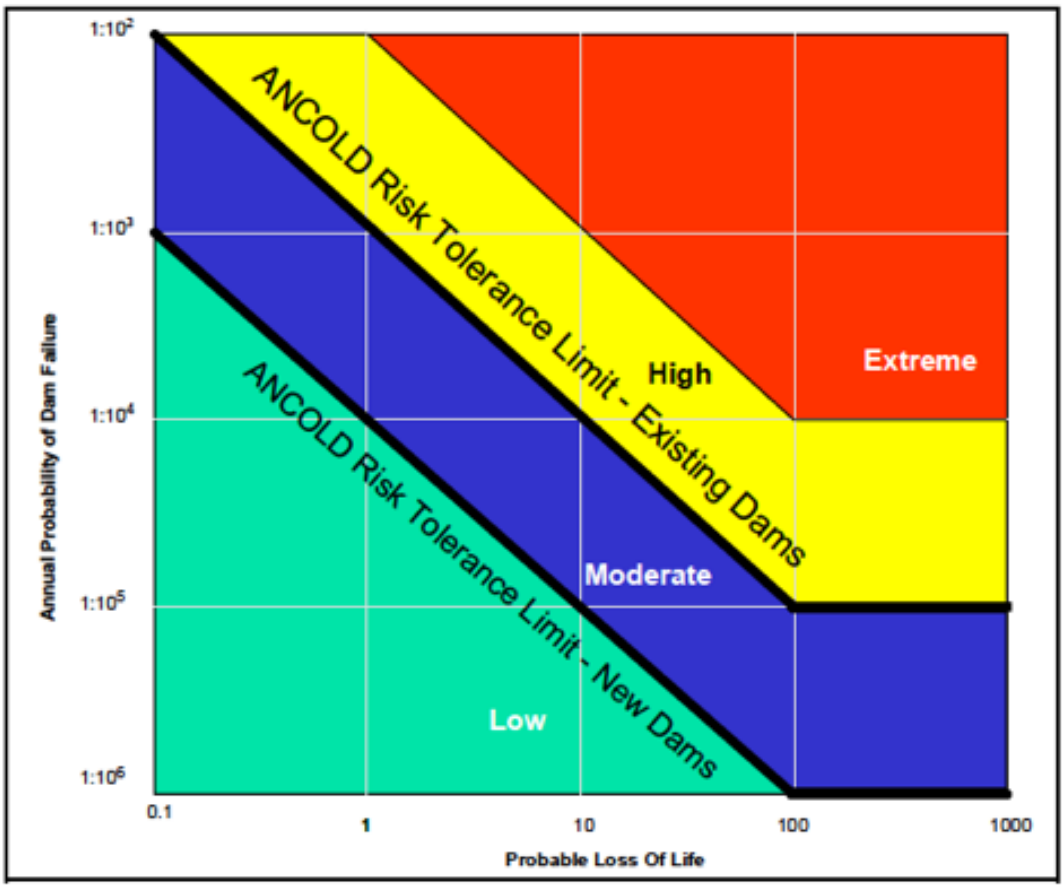


Figura 3.7: Classificazione in scale di rischio graduate contraddistinte da 4 diversi gradi (low, moderate, high e extreme) e colori associate a un invaso (ANCOLD 2003)

Ad oggi, le metodologie di analisi del rischio maggiormente utilizzate mirano soprattutto a dare degli indici capaci di 'misurare' il rischio che possono essere utilizzati in maniera sintetica per creare delle priorità tra i diversi interventi possibili richiesti al fine di accrescere il livello di sicurezza. La definizione degli indici di sicurezza può essere effettuata basandosi sia su valutazioni di tipo matematico e scientifico, sia su giudizi di natura soggettiva, fondati principalmente sulle esperienze del passato. Si distinguono, stabilendo un ordine crescente di complessità di applicazione, le seguenti tre categorie [ICOLD, 2005]:

a) metodologie di tipo *standard-based*;
b) metodologie di tipo qualitativo;
c) metodologie di tipo quantitativo.

Dei tre, l'approccio di tipo *standard-based* rappresenta il metodo più semplice, ma anche quello più approssimativo: per questo motivo non è sempre accettato, se non come primo step del processo iterativo che caratterizza l'analisi. Tale metodo è basato sull'osservazione delle caratteristiche costruttive dell'opera e sulla loro rispondenza a standard prefissati. In questa tipologia di analisi è sempre richiesto il giudizio di figure esperte che hanno un livello di conoscenza appropriato delle regole di buona pratica costruttiva, delle prescrizioni normative e del comportamento passato di altri sistemi di dighe. Sebbene il metodo *standard-based* non sia affatto sufficiente per un'analisi

sistematica di rischio esso può comunque essere utile come presupposto alle successive fasi di analisi consentendo una preliminare identificazione delle modalità di crisi della struttura; peraltro rilevare le lacune nel portfolio dighe analizzato può essere considerato come una soglia minima di sicurezza al di sotto della quale è necessario intervenire perché il rischio connesso non risulta più tollerabile (si è al di sotto del cosiddetto livello di rischio *ALARP, "as low as reasonable possibile"*).
I metodi qualitativi sono per lo più di tipo induttivo. Essi tengono conto dei difetti rilevati nell'analisi basata esclusivamente alla rispondenza a determinati standard, ma al contempo sono strutturati per rispondere a domande quali "*Cosa succede se una delle componenti collassa?"*, valutando in maniera più o meno diretta a seconda del livello di approfondimento desiderato, quali sono gli effetti di prefissati modi di crisi.
I metodi quantitativi, al contrario, sono completamente basati su un approccio analitico che può riguardare tutti gli aspetti dell'analisi di rischio:

- l'identificazione numerica completa della pericolosità;
- l'identificazione delle proprietà fisiche del sistema;
- l'identificazione numerica di tutti i meccanismi di crisi;
- la dettagliata descrizione delle relazioni fisiche ed ingegneristiche alla base dei meccanismi di crisi che possono riguardare la diga, le fondazioni e/o le opere accessorie;
- la completa determinazione di tutta la trattazione matematica delle incertezze;
- l'analisi delle conseguenze.

La metodologia speditiva presentata in tale tesi si basa su un approccio misto qualitativo e quantitativo dei tre fattori di rischio (P, V, E). La classificazione adottata, se pur ricalca le Linee Guida ASCE (2013) per le infrastrutture, assume un ordine inverso secondo cui la scala di rischio, fatta coincidere con quella delle priorità di intervento, viene così definita (Figura 3.8):

- A: RISCHIO ESTREMO (*NON ADATTO ALLO SCOPO*);
- B: ALTO RISCHIO (*RICHIESTA DI INTERVENTI SOSTANZIALI*);
- C: RISCHIO MEDIO (*RICHIESTA DI INTERVENTI SOSTANZIALI*);
- D: RISCHIO BASSO (*AL MOMENTO ADEGUATA*);
- E: ECCEZIONALMEMTE PERFORMANTE (*ADATTA ALLE CONDIZIONI ESTREME*).

La metodologia adottando la scala di criticità sopra esposta e risultando essere in accordo con gli scenari di *dam-break* regionali, nell'ottica di una sua diffusione a larga scala, oltre a voler essere uno strumento per la valutazione speditiva del grado di vulnerabilità sismica di uno sbarramento potrebbe vedere accrescere la sua potenzialità. In particolare, con una sua ampia condivisione si potrebbe arrivare a promuovere la creazione di un database oggettivo che potrebbe divenire uno strumento alla base di eventuali future analisi statistiche al servizio delle singole regioni oppure dell'intero territorio nazionale.

Figura 3.8: Classificazione di rischio sismico adottata e coincidente con quella delle priorità di intervento

3.2 Analisi multi-criterio della criticità sismica

Il fattore di rischio dell'opera di ritenuta sottoposta ad analisi tramite la scheda di rilievo è il risultato di procedure che, data la combinazione dei risultati ottenuti per i tre fattori di rischio (P, V, E), definiremo multi-criterio.

3.2.1 La Pericolosità

La pericolosità (P), può essere espressa per via dell'accelerazione orizzontale massima attesa sul situ entro cui si trova lo sbarramento e confrontata con la massima attesa a livello regionale (o nazionale) secondo la classificazione prima citata.
Un ulteriore modo di determinare il fattore di rischio P è quello derivante dalla seguente formulazione (usata all'interno della scheda):

$$P = (4 - Z) + 1$$

dove Z rappresenta la zona di pericolosità sismica variabile tra 1 e 4 secondo la ben nota classificazione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Il massimo valore di pericolosità che si potrà raggiungere sarà P = 4 per Z = 1 mentre il minimo valore potrà essere pari a P = 1 per Z = 4. Per quanto concerne le opere stanti nel territorio regionale valdostano, essendo Z = 3, si otterrà P = 2.
Si precisa inoltre come, volendo, la formulazione sopra esposta potrebbe essere impiegata oltre che per la più recente classificazione sismica vigente dal 2003 per il territorio italiano anche per altri paesi.

3.2.2 L'Esposizione

Per quanto concerne l'esposizione (E), sono stati presi in considerazione gli scenari di *dam-break* già definiti a scala regionale.
In particolare, con riferimento a quanto definito dalle disposizioni attuative in materia di "sbarramenti di ritenuta e relativi bacini di accumulo di competenza regionale (LR 13/2010)" allegate alla deliberazione della Giunta regionale n. 2073 del 30/7/10 gli sbarramenti vengono classificati in tre categorie distinte a seconda del rischio intrinseco. Per appartenere ad una delle tre categorie è sufficiente il verificarsi di una sola delle condizioni di rischio riportate.

Rischio alto (categoria A):

- perdita di vite umane e rilevanti danni economici nelle aree a valle (agglomerati urbani o aree di espansione con numerose residenze) a seguito del collasso dello sbarramento. Tali aree devono essere valutate in direzioni idraulicamente non trascurabili per un tratto L a valle pari alla distanza di studio;
- situazione geologica a rischio frane che coinvolge il serbatoio o lo sbarramento;
- presenza di un elevato trasporto solido;
- presenza di infiltrazioni nel corpo diga dalle spalle o dalle fondazioni (sbarramenti esistenti);
- assenza di organi di scarico (sbarramenti esistenti);

- insufficiente dimensionamento dello sbarramento a fronte di elevate portate di piena che comportano la tracimazione del coronamento (sbarramenti esistenti);
- cedimenti evidenti dello sbarramento (sbarramenti esistenti).

Rischio moderato (categoria B):

- serie conseguenze ambientali o apprezzabili perdite economiche con danni a strutture commerciali o industriali, servizi pubblici o infrastrutture nelle aree a valle (perdita di vite umane improbabile) a seguito del collasso dello sbarramento. Tali aree devono essere valutate in direzioni idraulicamente non trascurabili per un tratto L a valle pari alla distanza di studio;
- presenza di scarichi di fondo che attraversano sbarramenti in terra (sbarramenti esistenti);
- errato dimensionamento o posizionamento degli organi di scarico (sbarramenti esistenti);
- insufficiente dimensionamento dello sbarramento a fronte di elevate portate di piena che comportano una riduzione del franco previsto rispetto al coronamento (sbarramenti esistenti);
- mancata manutenzione dello sbarramento (sbarramenti esistenti).

Rischio basso (categoria C):

- perdite trascurabili sia sotto l'aspetto economico che ambientale nelle aree a valle a seguito del collasso dello sbarramento. Tali aree devono essere valutate in direzioni idraulicamente non trascurabili per un tratto L a valle pari alla distanza di studio.

Sintetizzando quanto appena sopra esposto (Tabella 3-2), per le dighe della Valle d'Aosta, il fattore di esposizione (E) può assumere tre diversi valori (1, 2, o 3) in funzione di quelle che potrebbero essere le possibili perdite sia in termini di vite umane che in termini economici.

Classi di Esposizione		E
Bassa (C)	Perdite trascurabili sia sotto l'aspetto economico che ambientali nelle aree a valle.	1
Media (B)	Serie conseguenze ambientali o apprezzabili perdite economiche con danni a strutture commerciali o industriali, servizi pubblici o infrastrutture nelle aree a valle (perdita di vite umane improbabile) a seguito del collasso dello sbarramento.	2
Alta (A)	Perdite di vite umane e rilevanti danni economici nelle aree a valle (agglomerati urbani o aree di espansione con numerose residenze).	3

Tabella 3-2: Valori relativi a ciascuna classe di esposizione in funzione delle possibili perdite conseguenti al verificarsi di particolari condizioni di rischio per le piccole dighe in cls della Regione Valle d' Aosta

3.2.3 La vulnerabilità: scelta dei pesi in uso dalla scheda di rilievo di livello "0"

Riguardo la vulnerabilità (V), la sua definizione risulta complessa perché funzione della somma dei seguenti tre fattori:

$$V = V_S + V_V + V_a \quad (1)$$

- V_s: vulnerabilità strutturale;
- V_v: vulnerabilità di vetustà dello sbarramento in calcestruzzo;
- V_a: vulnerabilità ambientale totale.

Soffermandosi inizialmente nel riportare per ciascuno dei tre fattori di vulnerabilità sopra riportati il valore dei corrispondenti pesi in uso dalla scheda di rilievo, descriveremo in seguito più nel dettaglio, il criterio di misura o di stima adoperato per la determinazione di V_s, V_v, e V_a. Per rendere agevole un continuo sviluppo e/o revisione della metodologia si precisa che i pesi scelti inerenti V_v e V_a sono definiti all'interno del foglio di lavoro Excel definito "MENU a TENDINA" dove potranno essere facilmente cambiati. Diversamente, per la misura della vulnerabilità strutturale, il cui risultato proviene da una complessa e articolata procedura, si dovrà fare riferimento al foglio di lavoro Excel nominato "Calcoli" all'interno del quale è riportato l'algoritmo di calcolo impiegato.
Brevemente, per quanto concerne la vulnerabilità strutturale (V_s), gli estremi limite dell'intervallo entro il quale potrà variare sono **0** in caso di nessuna perdita e **1** in caso di perdita totale. Il criterio per la stima della vulnerabilità strutturale usato all'interno della scheda verrà ampiamente discusso di seguito.
La vulnerabilità di vetustà (V_v) si basa sullo stato generale di conservazione della costruzione. A tal fine, il tecnico incaricato di compilare la scheda di rilievo, dopo aver ispezionato accuratamente l'opera, dovrà selezionare dal menu a tendina la voce più consona scegliendo tra quelle contenute in elenco al quale corrisponderà uno specifico peso (Tabella 3-3). Nel caso di mancato sopralluogo il peso sarà assunto con il suo massimo valore pari a **0,4** mentre in caso di conservazione generale ottimale dello sbarramento assumerà il minimo valore pari a **0**.

Stato generale di conservazione dello sbarramento	**PESI**
Ottimale: no fessurazioni/degrado	**0**
Buono: apparente degrado, assenza fessurazioni	**0,1**
Discreto: presenza fessurazioni, no degrado	**0,2**
Mediocre: presenza fessurazioni e degrado	**0,3**
Non accettabile / assenza di sopralluogo	**0,4**

Tabella 3-3: Elenco esteso del menu a tendina con i pesi corrispondenti a ciascuna voce

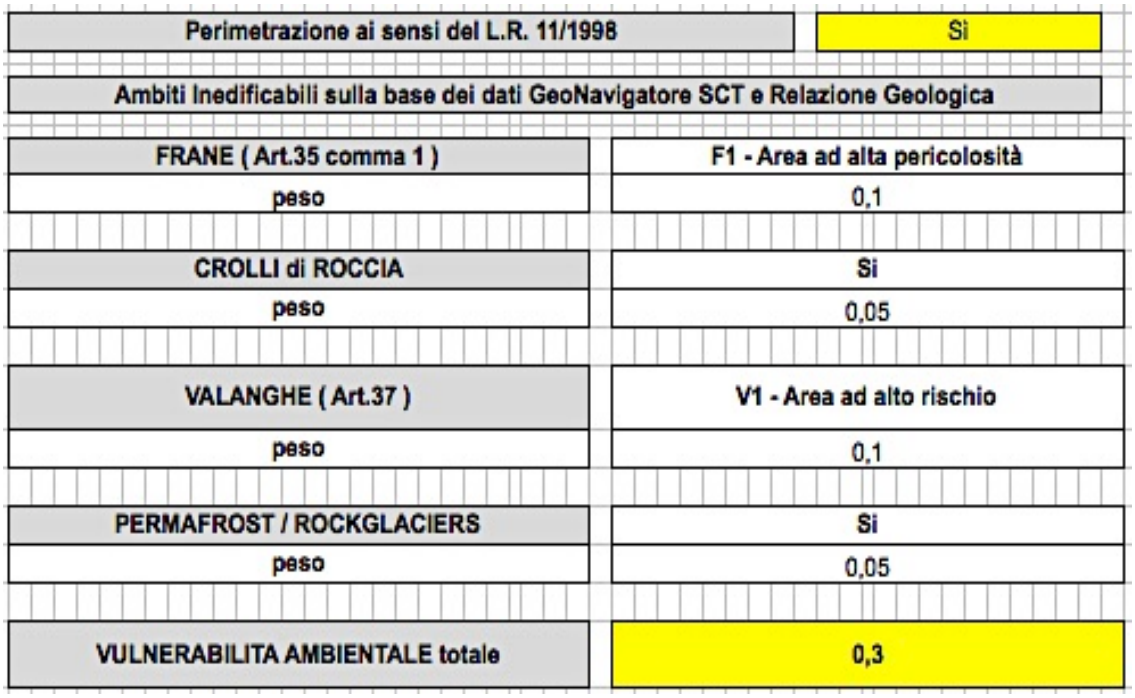
La vulnerabilità ambientale (V_a) è funzione delle potenziali e molteplici interazioni che potrebbero simultaneamente scaturire tra i diversi fenomeni di rischio naturale ai quali il situ in esame può venire a poter essere interessato (Tabella 3-4). Al fine di considerare l'eventuale effetto combinato di più fattori ambientali di rischio tra quelli sotto riportati in tabella è stata applicata la seguente equazione:

$$V_a = V_{frana} + V_{crolli\ roccia} + V_{valanga} + V_{permafrost/rockglacier}$$

A causa quindi dell'eventuale contemporanea presenza di più potenziali dissesti e dall'aver fissato per ciascuno di essi un differente peso si otterrà un valore di vulnerabilità ambientale totale che al massimo, nel peggiore dei casi, potrà essere pari a **0,3** (Figura 3.9) mentre nel migliore dei casi raggiungerà il valore minimo pari a **0**.

Ambiti Inedificabili		**PESI**
FRANE	F1 - Area ad alta pericolosità	**0,1**
	F2 - Area a media pericolosità	**0,05**
	F3 - Area a bassa pericolosità	**0,02**
	F3-S - Area a bassa pericolosità speciale	**0,02**
	NESSUNO	**0**
CROLLI di ROCCIA	Si	**0,05**
	No	**0**
VALANGHE	V1 - Area ad alto rischio	**0,1**
	V2 - Area a medio rischio	**0,05**
	V3 - Area a basso rischio	**0,02**
	Va - Zona esposta a fenomeni valanghivi	**0,1**
	Vb - Zona di probabile localizzazione dei fenomeni valanghivi	**0,1**
	NESSUNO	**0**
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	Si	**0,05**
	No	**0**

Tabella 3-4: Fenomeni di rischio ambientale considerati relativi alla Regione Valle d'Aosta con i corrispondenti pesi scelti in uso dalla scheda di rilievo



Perimetrazione ai sensi del L.R. 11/1998	Si
Ambiti Inedificabili sulla base dei dati GeoNavigatore SCT e Relazione Geologica	
FRANE (Art.35 comma 1)	F1 - Area ad alta pericolosità
peso	0,1
CROLLI di ROCCIA	Si
peso	0,05
VALANGHE (Art.37)	V1 - Area ad alto rischio
peso	0,1
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	Si
peso	0,05
VULNERABILITA AMBIENTALE totale	0,3

Figura 3.9: Schermata di parte della scheda di rilievo inerente alla valutazione della vulnerabilità ambientale (V_a) totale che sulla base della scelta pesi sopra effettuata risulta essere la massima possibile (caso peggiore)

In definitiva, per quanto concerne la sola vulnerabilità (V), a seconda del suo valore totale si rientrerà in uno dei cinque intervalli a cui corrisponderà la stima della classe di vulnerabilità dello sbarramento (Tabella 3-5) che potrà variare da bassa ad alta. In particolare, nel peggiore dei casi il massimo valore di vulnerabilità sarà pari a **1,7** (classe alta) mentre nel migliore sarà paria a **0** (classe bassa).

Classe	Intervallo
Alta	$1.2 < V \leq 1.5$
Medio - Alta	$0.9 < V \leq 1.2$
Media	$0.6 < V \leq 0.9$
Medio - Bassa	$0.3 < V \leq 0.6$
Bassa	$0 < V \leq 0.3$

Tabella 3-5: Classificazione di vulnerabilità

3.2.4 Criterio di valutazione della vulnerabilità ambientale

Per valutare la vulnerabilità ambientale (V_a) si prendono in considerazione i dati forniti dalla consultazione del GeoNavigatore SCT-RAVda. Quest'ultimo, è un servizio telematico disponibile facente parte del geoportale del Sistema delle Conoscenze Territoriali della Regione Autonoma della Valle d'Aosta che rappresenta un punto di accesso unificato alle informazioni e banche dati geografiche per la diffusione della conoscenza territoriale sia a supporto delle attività istituzionali che dei singoli cittadini. Si precisa inoltre come i geonavigatori cartografici del progetto SCT siano sottoposti a continuo aggiornamento e miglioramento. Sulla base di quanto fornito dal navigatore cartografico, la cui mappa è di libero accesso e consultabile online (http://geonavsct.partout.it/pub/geoRelBac/), previa selezione dei contenuti di nostro interesse tra quelli elencati nel menu (Figura 3.10), sarà possibile constatare rapidamente se l'area geografica entro la quale lo sbarramento preso in esame è situato fosse potenzialmente soggetto a rischio e quali le cause responsabili della sua criticità. Tra queste, vi sono le possibili instabilità di versante (es. frane, valanghe, crolli di roccia) oppure condizioni geotecniche particolari (es. *permafrost* o *rockglaciers*). Durante la fase di prova e revisione della scheda di rilievo, nell'ottica di una sua generale miglioria, tra le modifiche apportate, si è deciso di voler prendere in conto oltre che alle frane e alle valanghe anche degli eventuali crolli di roccia e dela presenza di *permafrost* o *rockglacier*. A tal fine, per constatare il verificarsi di potenziali crolli di roccia e accertarsi dell'eventuale presenza di *permafrost* o *rockglacier*, per i casi studio analizzati, si è deciso di consultare sia le indagini geologiche che le valutazioni tecniche relative alle condizioni di rischio allegate alla perizia giurata e redatte ad opera di un ingegnere incaricato dal committente e iscritto all'Ordine dei Geologi.
Il *permafrost*, nello specifico quello delle regioni montuose (permafrost montano), è una particolare condizione termica del sottosuolo molto diffusa nei climi freddi che per definizione include un qualsiasi substrato (terreno, detrito, roccia, …) che convenzionalmente rimanga ghiacciato per almeno due anni consecutivi e che a causa della sua ampia variabilità spaziale risulta estremamente complesso in termini di monitoraggio, mappatura e modellazione. A causa quindi di una distribuzione eterogenea nelle aree montuose, raramente il permafrost può essere osservato e misurato in modo diretto. Di conseguenza, i dati e le osservazioni più frequenti si basano su evidenze indirette della sua presenza e diffusione. A tal proposito, l'ARPA della Valle d'Aosta nel 2003 ha avviato attività di studio e monitoraggio sul territorio regionale contribuendo così anche alla banca dati europea Alpine Permafrost Data (APD).
Il *rockglacier*, letteralmente "ghiacciaio di pietra", dal punto di vista morfologico, può essere definito come degli accumuli detritici a forma di lingua, di lobo, di goccia nettamente rilevati sul terreno circostante, sviluppati in lunghezza da alcune decine di metri fino ad alcune centinaia di metri e che grazie alle loro particolari forme sono in genere facilmente riconoscibili nell'ambiente alpino (Figura 3.11). Precisando che non vi sia una classificazione univoca e accettata da tutti, i rockglaciers alpini possono essere classificati dal punto di vista morfologico (secondo terminologia inglese) in:

- Lobate;
- Tongue shape.

Invece, dal punto di vista morfodinamico è possibile classificarli secondo tre categorie:

- Attivi (intatti): contengono permafrost e si muovono;
- Inattivi (intatti): contengono permafrost ma non si muovono;
- Relitti: non contengono più permafrost e non si muovono.

Infine, a seconda della collocazione e del tipo di materiale che li costituiscono possiamo distinguere:

- Talus (o talus-derived) rockglaciers;
- Debris (o glacier-derived) rockglaciers.

I rockglaciers, potendo contenere ghiaccio al loro interno (rockglacier intatti), sono da considerare un indizio indiretto della presenza di permafrost e quindi di precise condizioni climatiche e ambientali. Secondo la scuola europea sono un fenomeno strettamente periglaciale, diversamente, secondo la scuola americana sono fenomeni di origine glaciale (il ghiaccio contenuto è di origine glaciale). I rockglaciers sono utilizzati per verificare e validare i modelli di mappatura del permafrost. Un chiaro esempio di rockglacier valdostano lo si può trovare alla testata della Val di Rhêmes Notre-Dame dove si presenta come una ampia colata detritica posta ad Est rispetto al rifugio Benevolo, lungo il versante occidentale della Punta Paletta.

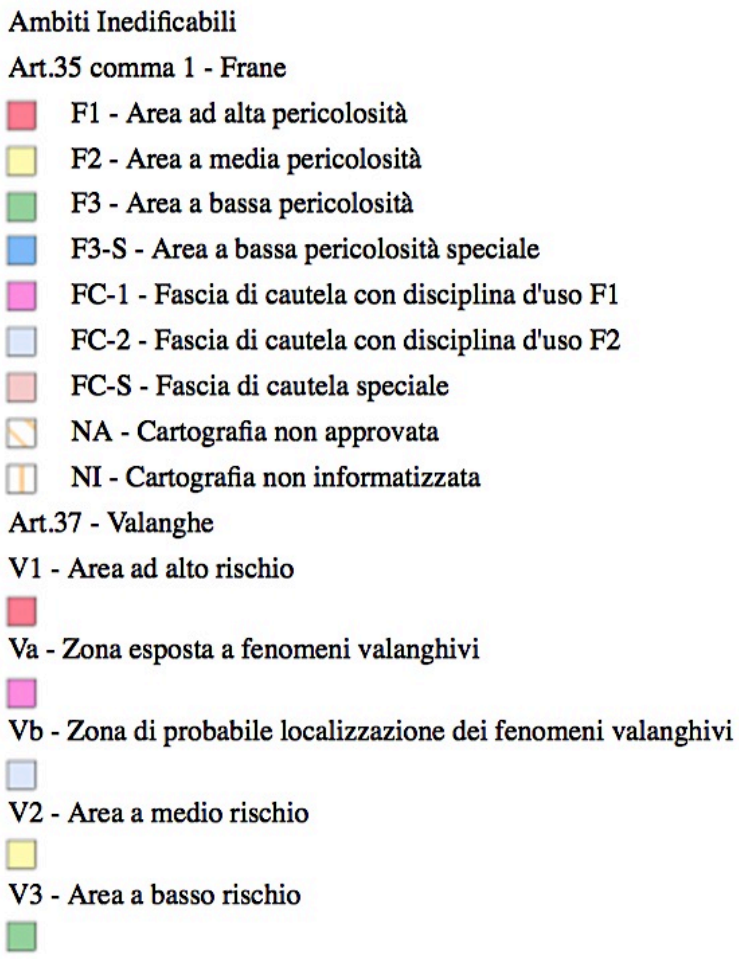


Figura 3.10: Legenda dei livelli disponibili selezionabili nella sezione "Ambiti Inedificabili" del geonavigatore cartografico della Regione Valle d'Aosta

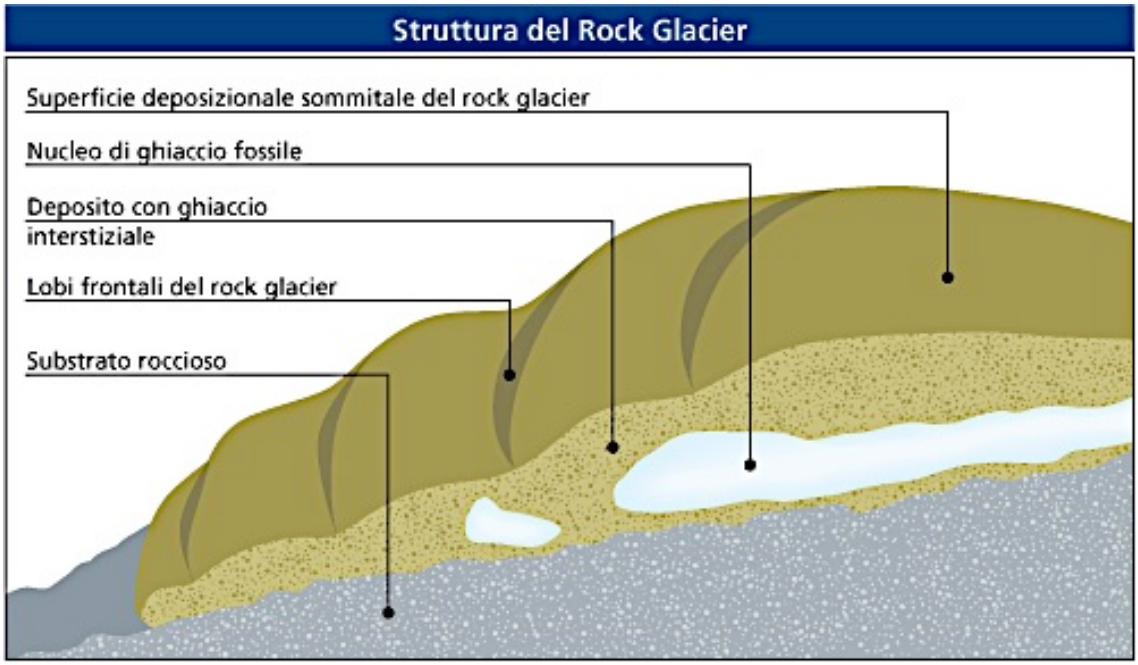


Figura 3.11: Tipica struttura dei rockglaciers

In materia di valanghe, da marzo 2013 al servizio del territorio valdostano è stato attivato il nuovo applicativo Pericolo Valanghe LR 11/98 Art.37 sviluppato in collaborazione con IN.VA. (società informatica inhouse di Regione Autonoma Valle d'Aosta, Comune di Aosta, Azienda USL Valle d'Aosta) la cui consultazione sul geonavigatore è stata necessaria per la compilazione della scheda. Lo scopo primario di questa componente software è quella di facilitare l'incrocio dei dati relativi alle valanghe (Ambiti Inedificabili e Catasto Valanghe) con il Catasto terreni Sigmater ed ottenere degli estratti di mappa esaustivi da poter allegare alle autorizzazioni per la realizzazione di progetti in area valanghiva.
A supporto del recente Catasto Informatizzato Valanghe vi è Fondazione Montagna Sicura che, tra le diverse attività a supporto della Regione Valle d'Aosta, interviene con l'ausilio di software GIS nell'aggiornamento del Catasto regionale valanghe (CRV). Quest' ultimo, avviene costantemente grazie alla sintesi su supporto cartografico di tutta la documentazione, fotografica e non, raccolta durante la stagione invernale. Per la raccolta dati, al fine di censire l'attività valanghiva, concentrandosi maggiormente sugli eventi che hanno lambito abitati e raggiunto strade, la fondazione effettua sopralluoghi (anche con l'ausilio dell'elicottero), rilievi fotografici e rilievi con ausilio di GPS su tutto il territorio regionale.

4 Criterio di stima semplificato della vulnerabilità strutturale delle piccole dighe e traverse fluviali

Verrà ora presentato il metodo usato per definire la vulnerabilità strutturale degli sbarramenti in calcestruzzo che, come già accennato in precedenza, risultando complesso e articolato merita di essere approfondito. Per un modello semplificato, come risulta quello adottato dalla scheda di rilievo, destinato in tale contesto ad una preliminare e speditiva analisi di opere fluviali, diffuse ormai da anni su larga scala, è possibile considerare un limitato numero di parametri. Nello specifico, la vulnerabilità del manufatto è stata valutata sulla base della definizione di 3 scenari di rischio allo stato limite ultimo (SLU) e di una stima approssimata di resistenza del cls. A proposito di quest'ultima, la metodologia impiegata prende in considerazione l'evoluzione della resistenza a compressione del calcestruzzo delle opere esistenti senza ricorrere ai tradizionali test distruttivi (DT) e/o non distruttivi (NDT) che esulano dalle finalità d'uso di diagnosi preventiva che la scheda di livello "0" si prefigge di perseguire. In particolare, è stato usato un approccio statistico per mezzo del quale, basandosi sull'anno di costruzione dell'opera di ritenuta e sui dati storici di resistenza del materiale, è stato possibile risalire alla resistenza media del cls. La banca dati utilizzata ha preso in considerazione le dighe in calcestruzzo costruite tra gli anni '20 e gli anni '80 la cui analisi ha portato alla definizione di curve di resistenza che hanno contribuito a stimare la criticità sismica degli sbarramenti del Nord-Ovest dell'Italia. Per concludere, verranno quindi descritti i passaggi e le formulazioni sulle quali è impostato l'algoritmo di calcolo il cui risultato porta alla stima della vulnerabilità strutturale che potrà variare tra l'estremo limite inferiore "0" (nessuna perdita) e l'estremo limite superiore "1" (perdita totale).

4.1 Stima della resistenza a compressione del calcestruzzo storico

Per la misura a vasca scala della vulnerabilità sismica di strutture in calcestruzzo, data la complessa valutazione della loro risposta meccanica conseguente l'effetto dell'azione sismica (Barpi e Valente 2010), sono sempre più richiesti modelli di calcolo per analisi semplificate.
A tal fine, risulta fondamentale la preventiva conoscenza della resistenza a compressione del cls che, specie nel caso di strutture storiche, risulta difficile determinare a causa della mancanza di dati sulla classe di resistenza usata. Quest'ultima, rappresenta infatti la capacità del conglomerato di assorbire gli sforzi di compressione. Per quanto riguarda la resistenza a compressione del calcestruzzo va detto che da essa è possibile ricavare, oltre alle proprietà sulla capacità portante del conglomerato, anche altre sue proprietà che, come il modulo elastico, la resistenza a trazione e la durabilità, possono essere ricavate direttamente o indirettamente (Breysse 2012).
Come noto, occorre brevemente ricordare che, secondo quanto definito dalla norma EN 206-1 al punto 4.3.1, il calcestruzzo può essere classificato in funzione delle seguenti due resistenze caratteristiche a compressione a 28 giorni:

- Resistenza caratteristica cubica R_{ck}: determinata utilizzando provini di forma cubica di 150 mm o 200 mm di lato;
- Resistenza caratteristica cilindrica f_{ck}: determinata utilizzando provini cilindrici di diametro 150 mm e altezza 300 mm di altezza (H/D = 2).

Dato che sostanzialmente i provini cubici risultano tozzi mentre quelli cilindrici snelli, la differenza tra i due parametri di resistenza sopra scritti dipende dal diverso stato tensionale che si genera nel provino a seguito delle prove di compressione. Tra i due valori esiste la seguente relazione:

$$f_{ck} = 0{,}83 \cdot R_{ck} \text{ (per H/D} \geq 2)$$

Per consentire la valutazione su strutture esistenti possono essere adoperati metodi di indagine di tipo distruttivo (DT) (che implicano cioè asportazione localizzata di materiale) e non distruttivo (NDT). Tra i primi vanno ricordati il carotaggio e il metodo delle sonde di Windsor, tra i secondi lo sclerometro, gli ultrasuoni ed il metodo combinato Sonreb.

4.1.1 Metodo di indagine mediante la tecnica di carotaggio

Diversamente a quanto avviene nell'ambito dei controlli di accettazione del cls confezionato e tralasciando le tecniche di stima per via non distruttiva (NDT), occorre precisare che il metodo di misura più affidabile per l'accertamento della resistenza meccanica di un calcestruzzo in opera è quello eseguito su campioni cilindrici estratti mediante carotaggio (DT). Tuttavia, per motivi sia pratici che economici, non sempre è possibile ricorrere all'esecuzione di test distruttivi che rendono possibili l'estrazione di un numero limitato di carote. A rigore, per ottenere una stima sufficientemente completa ed affidabile del calcestruzzo nella struttura è utile affiancare alle prove su carote prove di tipo non distruttivo (Dolce et al. 2006).
Le considerazioni che conducono alla scelta di una specifica metodologia coinvolgono valutazioni sui costi, sui danni, sui tempi di esecuzione e sulla precisione connessa a ciascun tipo di prova in confronto con quella richiesta dall'indagine in corso. Vengono sotto evidenziate le caratteristiche principali di alcuni metodi per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo (Tabella 4-1).

Prova	Costo	Rapidità	Danno str.	Rappresentatività	Affidabilità
Carotaggio (DT)	Alto	Bassa	Moderato	Moderata	Buona
Sonde Windsor (DT)	Medio	Alta	Minimo	Superficiale	Scarsa
Ultrasuoni (NDT)	Basso	Alta	Nullo	Buona	Moderata
Sclerometro (NDT)	Minimo	Alta	Nullo	Superficiale	Scarsa

Tabella 4-1: Confronto tra alcune metodologie di prova per la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo

Per quanto concerne il carotaggio, esso consiste nel prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo indurito, detti carote, ottenuti mediante l'uso di macchine carotatrici a corona diamantata (Figura 4.1). La tecnica del prelievo mediante carotaggio è normata dalle norme UNI EN 12390-3:2003, UNI EN 12390-4:2002 e UNI EN 12504-1:2002.
Tra i test distruttivi, la metodologia suddetta, consente di determinare la resistenza del cls in modo del tutto analogo a quanto si farebbe per i campioni standard.
La norma UNI 6131 regolamenta le operazioni di prelievo e fornisce indicazioni da adottare per la loro esecuzione al fine di limitare, durante le operazioni di estrazione, il danneggiamento del campione, indicato come "disturbo". In particolare, per ridurre il rischio di vibrazioni da parte del provino e quindi di un suo deterioramento, affinché il diametro rimanga costante e l'asse rettilineo, occorre rispettare specifici accorgimenti, tra i quali, quello di fissare in maniera opportuna la macchina carotatrice. Inoltre, le norme forniscono indicazioni sul diametro e sulle velocità di esecuzione del carotiere. Secondo quanto specificato dalle norme UNI 6130 (parte 1), l'altezza e il diametro delle carote deve essere funzione della massima dimensione dell'aggregato. Quindi, come richiesto dalle norme UNI, occorre estrarre carote di diametro pari ad almeno 3 volte il diametro massimo dell'inerte e altezza pari a 2 volte il suo diametro.

Figura 4.1: Fase di prelievo mediante tecnica di carotaggio e particolare della carota estratta

Terminate le operazioni di prelievo, le carote (Figura 4.1) dovranno essere trasportate in laboratorio dove, prima che vengano sottoposte a prova di compressione mediante pressa idraulica, verranno tagliate al fine di ottenere campioni di uguale snellezza in termini di rapporto altezza/diametro (1/1 o 1/2). Ciò servirà a rendere confrontabili i risultati di resistenza alla pressa ottenuti. Preliminarmente all'esecuzione del test, è inoltre richiesto che ciascun provino da sottoporre a prova soddisfi, nei limiti di tolleranza previsti dalle norme, specifici requisiti in termini di:

- Diametro;
- Altezza;
- Perpendicolarità della generatrice del cilindro rispetto le basi;
- Planarità e parallelismo delle superfici sottoposte a carico: se non rispettata è prevista rettifica mediante molatura o la "cappatura".

Una volta terminate le fasi preparatorie e verificato quanto prescritto dalle norme può finalmente avere inizio la prova a compressione.

In realtà, occorre precisare che la resistenza a compressione misurata sulla carota non corrisponderà mai esattamente con quella che si otterrebbe su di un provino standard perché vi sono diversi fattori che la influenzano, tra cui in particolare:

- Modalità di preparazione e stagionatura differenti;
- Tempo di stagionatura diverso tra la carota e il provino standard;
- Dimensioni della carota: ad es. in caso di micro carote o con rapporto H/D ≠ 2;
- Ubicazione del prelievo sull'elemento strutturale rispetto alla direzione del getto (ad es. parallelamente o ortogonalmente al verso di getto, alla base o sommità di un pilastro);
- Presenza di armature (da evitare);
- Inevitabile disturbo operato dal carotaggio sul materiale campionato durante la fase di prelievo (riducibile conducendo il prelievo con estrema accuratezza).

In generale, i fattori sopra elencati sono responsabili di una sottostima della resistenza ottenibile sulle carote rispetto quella ricavabile da analoghi provini standard.
In particolare, la carota all'atto della prova a compressione, risente principalmente dell'azione di disturbo provocata dal sezionamento degli aggregati che, disposti in prossimità della superficie cilindrica, vengono privati dell'azione di confinamento dell'impasto cementizio. È importante quindi non confondere il valore di resistenza a compressione ottenuto dalla carota con quello che si otterrebbe da un provino confezionato in uno stampo cilindrico.
A partire dalla tensione di rottura della carota, al fine di ottenere un valore della resistenza cubica, si prenderanno in considerazione varie formulazioni più o meno empiriche. Quest'ultime, avendo origine da studi condotti su base sperimentale e considerando diversamente i fattori sopra elencati, utilizzano coefficienti correttivi che, opportunamente calibrati, sono in grado di convertire la resistenza ottenuta sulla carota (f_{carota}) nella corrispondente resistenza cubica di progetto (R_{ck}) e nella resistenza del calcestruzzo in situ.
Il problema principale risiede nel come confrontare i dati convertiti alla resistenza cubica ottenuti dalle formule derivabili dalle varie normative, circolari e testi tecnici. Casi studio esaminati in laboratorio hanno evidenziato come dal confronto tra i risultati di resistenza cubica, ricavati dall'applicazione delle diverse formulazioni, quelli che più si avvicinano al valore medio provengono dalla metodologia della British Standard (BS) 1881 (Testing Concrete, part 120 – "Methods for determination of the compressive strength of concrete cores", 1983), non a caso una tra le maggiormente impiegate. Di seguito si riporta la suddetta formulazione proposta:

$$R_{ck} = K_1 \frac{f_{carota}}{0{,}83 \cdot \left(1{,}5 + \frac{d}{h}\right)}$$

dove:
K_1 = coefficiente correttivo pari a 2,5 nel caso di perforazioni eseguite in orizzontale o 2,3 se in verticale;
d = diametro del provino;
h = altezza del provino;
0,83 = fattore di conversione resistenza cubica / resistenza cilindrica.

Quanto appena sopra scritto è visibile dall'analisi dei quattro grafici sotto riportati (Figura 4.2). Questi, in funzione della direzione di perforazione (dipendente dalla

direzione in cui sia avvenuto il getto) e della dimensione in termini di rapporto altezza/diametro (1/1 o 1/2) riportano a scopo dimostrativo i risultati ottenuti dall'applicazione di alcune delle formule in letteratura. Tra quelle, oggetto di analisi:

1. British Standard 1881 (1983);
2. Circolare ANAS 14/88;
3. B. Barbarito;
4. NTC 2008, §11.2.6 – Circolare par. C11.2.6;
5. A.C.I. 214.4R-03 (2003);
6. N. Augenti (2003);
7. N. Augenti – R. Pucinotti (2003).

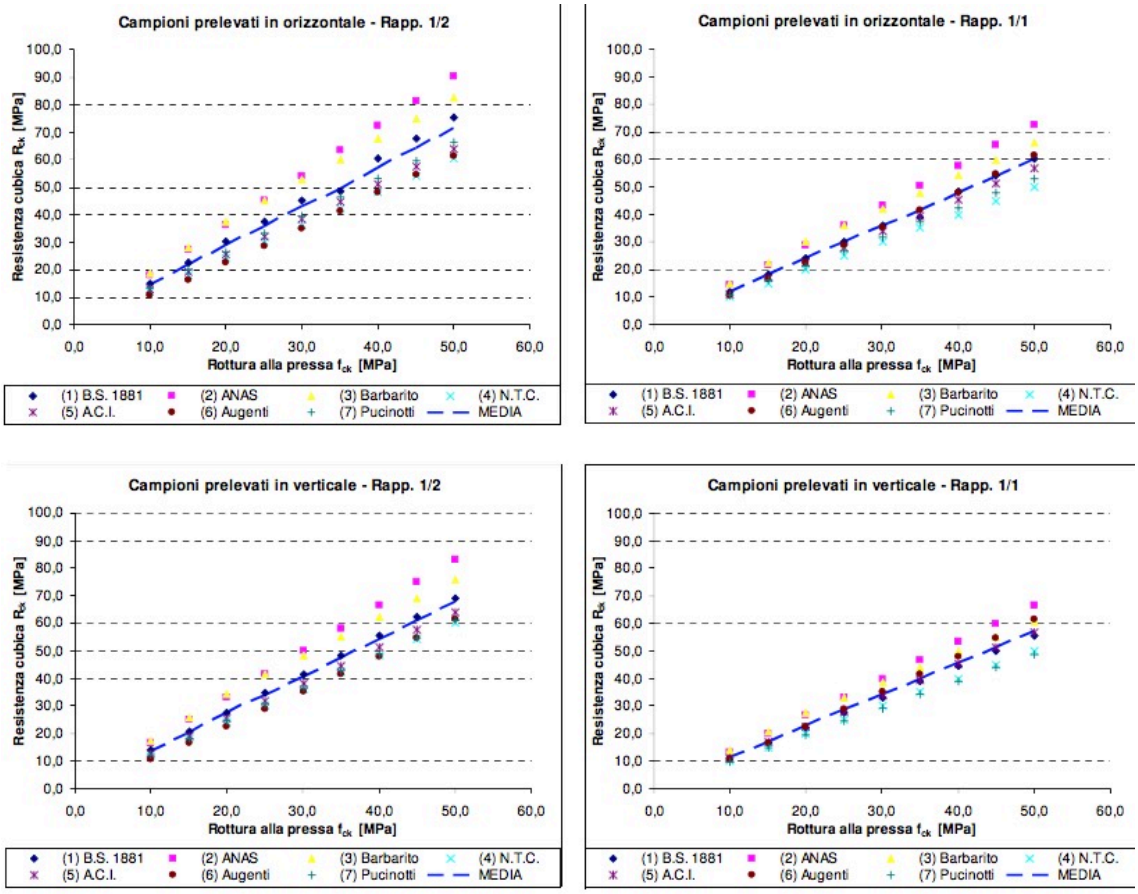


Figura 4.2: Media degli R_{ck} ottenuta dalle 7 formulazioni a confronto con variazione di snellezza (1/2 o 1/1) e verso di estrazione (orizzontale o verticale) dei provini

A titolo informativo, si precisa che in data settembre 2017 con il decreto 361/2017 il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) ha pubblicato le nuove Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera mediante prove distruttive e non distruttive che sostituiscono quelle precedenti del 2008. In particolare, gli aggiornamenti riguardano:

- La messa in opera del calcestruzzo strutturale;
- La valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera.

In riferimento alla stima della resistenza in situ mediante carotaggi da utilizzare nella valutazione di costruzioni esistenti (§ 3.3), ai sensi della circolare n. 617 viene riportato: *"Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive"*.
Viene inoltre specificato che per le opere esistenti si debba prendere in considerazione i valori medi di resistenza a compressione strutturale degli n campioni cilindrici $f_{m(n)is}$ o cubici $R_{m(n)is}$ definiti al punto a) del §3.2 ridotti dei "fattori di confidenza" inversamente proporzionali ai "livelli di conoscenza". Quindi, per definire la resistenza dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi strutturali è necessario che le resistenze medie ottenute dalle prove in situ vadano divise per i fattori di confidenza.
Le Linee Guida distinguono la resistenza a compressione del calcestruzzo in (Figura 4.3):

- $R_{c,is}$, $f_{c,is}$ = "resistenza strutturale" o "in sito" misurata tramite tecnica di carotaggio;
- R_c, f_c = "resistenza potenziale" quella misurata sui campioni convenzionali.

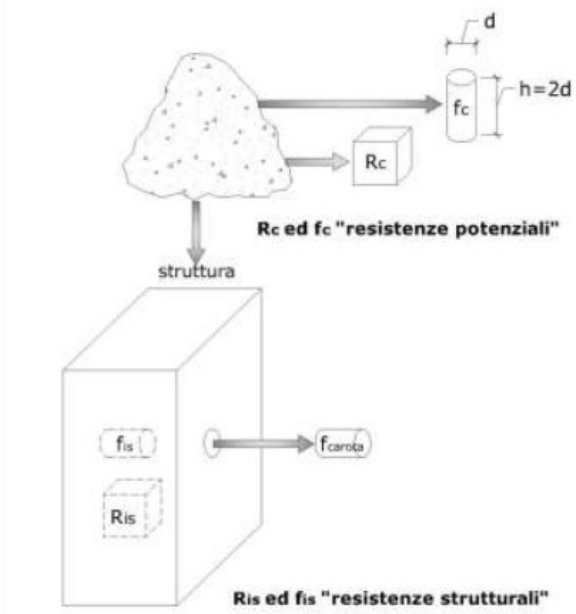


Figura 4.3: Distinguo tra resistenza strutturale e resistenza potenziale

Il valore di resistenza strutturale di ciascuna carota è il risultato del prodotto tra il Fattore di disturbo F_d (valore tabulato) e la resistenza misurata su ciascuna carota f_{carota}.
Come indicato dalle Linee Guida, in assenza di specifici studi, occorre che tra la resistenza strutturale e quella potenziale venga rispettata la seguente disuguaglianza:

$$R_{c,is} \geq 0{,}85\, R_c \qquad \text{oppure} \qquad f_{c,is} \geq 0{,}85\, f_c$$

Per la determinazione della resistenza caratteristica strutturale in situ $R_{ck,is}$ o $f_{ck,is}$ la norma EN 13791, sulla base del numero di campioni prelevati, prevede due tipi di approcci:

- Forfettario (mediante uso di K): se il numero di campioni disponibili è compreso tra 4 e 14;
- statistico: se il numero di campioni disponibili è ≥ 15.

Nel caso di opere esistenti, è l'approccio statistico quello a cui viene richiesto di fare affidamento. Secondo quanto scritto alle ultime righe del §3.3, non si dovrà fare riferimento ai valori di f_{ck} o R_{ck} bensì ai valori medi sopra citati di $f_{m(n)is}$ o $R_{m(n)is}$. A tal proposito, secondo quanto definito al punto a) del § 3.2 delle Linee Guida, occorrerà definire la resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck,is}$ o cubica $R_{ck,is}$ in situ in maniera tale che il risultato sia il minimo valore ottenuto tra le due relazioni sotto indicate:

$$f_{\mathrm{ck,is}} = f_{\mathrm{m(n),is}} - 1{,}48 \cdot \mathrm{s}$$

$$f_{\mathrm{ck,is}} = f_{\mathrm{is,lowest}} + 4$$

Dove:
n = numero di campioni prelevati;
$f_{m(n),is}$ = valore medio di resistenza a compressione degli n campioni (ricordando che la resistenza misurata su ciascuna carota debba essere moltiplicata per il relativo Fattore di Disturbo);
$f_{is,lowest}$ = minimo valore tra le resistenze degli n campioni;
s = scarto quadratico medio.

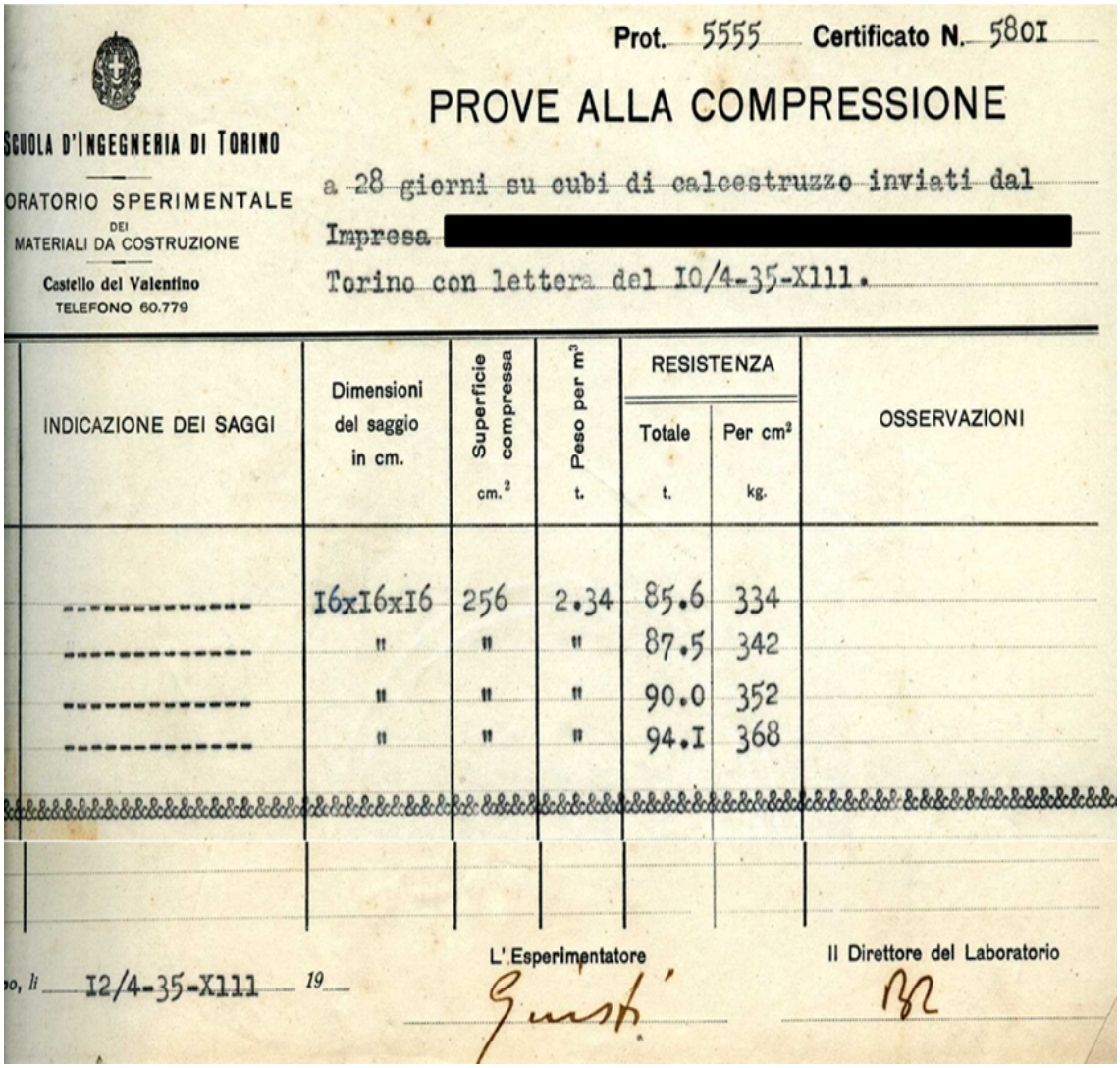
Similmente alle disuguaglianze prima scritte, una volta ricavato il valore di resistenza strutturale di ciascuna carota, sarà possibile confrontare la resistenza caratteristica strutturale complessiva in situ con la resistenza caratteristica di progetto. Quanto appena scritto si traduce secondo:

$$R_{\mathrm{ck,is}} \geq 0{,}85\, R_{\mathrm{ck}} \qquad \text{oppure} \qquad f_{\mathrm{ck,is}} \geq 0{,}85\, f_{\mathrm{ck}}$$

4.1.2 Metodo di indagine mediante approccio semplificato

In questo paragrafo verrà presentato il metodo semplificato proposto dal Professore Fantilli et al. (2015) adottato nel caso specifico degli sbarramenti in calcestruzzo. La metodologia, con riferimento all'anno di costruzione delle opere di sbarramento considerate, variabile tra gli anni '20 e gli anni '80, si propone di stimare la resistenza media del calcestruzzo mediante approccio statistico.
Per un'analisi di valutazione della vulnerabilità sismica di opere oramai vetuste per lo più risalenti al secolo scorso, come quelle di sbarramento concernenti le traverse fluviali e le piccole dighe in calcestruzzo diffuse su vasta scala del territorio, risulta difficile trovare la classe di resistenza del conglomerato all'epoca impiegata per la loro messa in opera. A rigore, in ambito di una suddetta analisi, oltre che alla documentazione progettuale e al rilievo strutturale, sarebbe necessario disporre dei risultati derivanti dalle prove in situ e/o in laboratorio. Per via di queste ultime infatti, si ricaverebbe la resistenza media che divisa per il fattore di confidenza porterebbe a determinare la resistenza dei materiali, utilizzabile nelle formule di capacità degli elementi strutturali.
Tuttavia, nel contesto qui preso in esame, la resistenza a compressione è un parametro che di solito non viene direttamente misurato bensì stimato. A tal proposito, i dati

necessari per una sua stima sono stati raccolti dall'archivio storico del laboratorio prove su materiali e strutture del Politecnico di Torino con sede presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG). In particolare, partendo dalla documentazione di certificazione dei materiali strutturali e più precisamente dai risultati delle prove a compressione uniassiale dell'epoca (Figura 4.4), per via di curve di resistenza, ottenute analizzando statisticamente i valori delle resistenze cubiche (Rc), è possibile stimare il valore di resistenza a compressione medio e le variazioni caratteristiche. Precisamente, lo studio effettuato ha preso in esame l'area geografica dell'Italia Nord-Occidentale e il risultato delle numerose prove di compressione uniassiale eseguite su cubetti di calcestruzzo risalenti dagli inizi del 1900 fino ai primi anni del 2000 (Figura 4.5).



Prot. 5555 Certificato N. 5801

SCUOLA D'INGEGNERIA DI TORINO

ORATORIO SPERIMENTALE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Castello del Valentino
TELEFONO 60.779

PROVE ALLA COMPRESSIONE

a 28 giorni su cubi di calcestruzzo inviati dal

Impresa [redacted]

Torino con lettera del 10/4-35-XIII.

INDICAZIONE DEI SAGGI	Dimensioni del saggio in cm.	Superficie compressa cm.²	Peso per m³ t.	RESISTENZA Totale t.	RESISTENZA Per cm² kg.	OSSERVAZIONI
----------	16x16x16	256	2.34	85.6	334	
----------	"	"	"	87.5	342	
----------	"	"	"	90.0	352	
----------	"	"	"	94.1	368	

..., li 12/4-35-XIII 19

L'Esperimentatore Giusti

Il Direttore del Laboratorio

Figura 4.4: Esempio di certificato rilasciato nel 1935 dal laboratorio materiali del Politecnico di Torino attestante la resistenza a compressione rilevata su quattro provini cubici di calcestruzzo

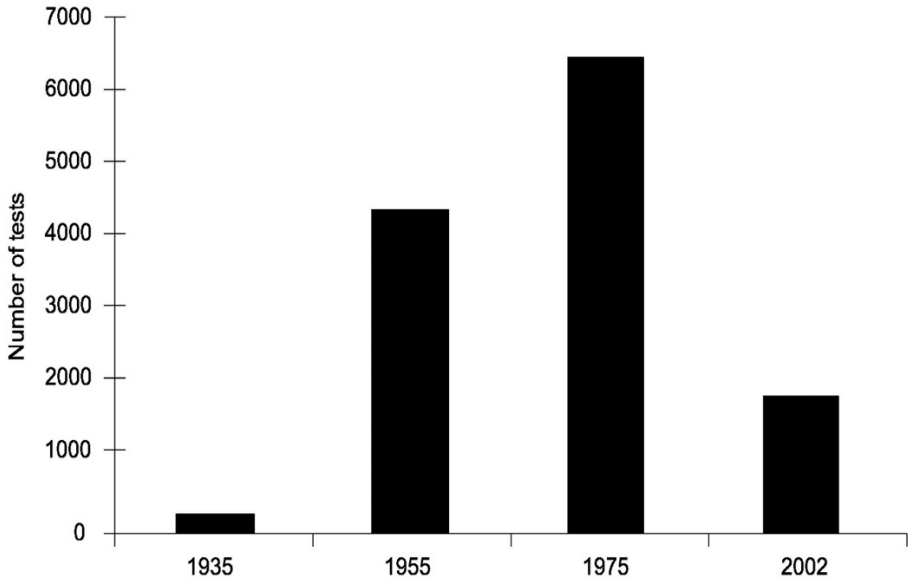


Figura 4.5: Raccolta di un numero sufficiente di prove a compressione eseguite negli anni 1935, 1955, 1975 e 2002 affinché l'analisi statistica potesse ritenersi valida

Occorre precisare come in passato la misura dei campioni cubici (Figura 4.6) poteva variare tra 150 e 200 mm di lato (d) mentre ad oggi rimane, nella maggior parte dei casi, pari a 150 mm.

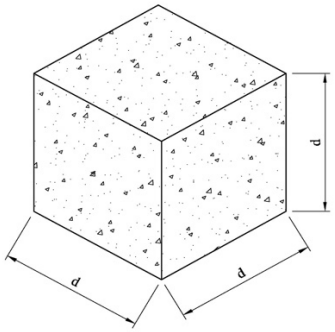


Figura 4.6: Provino cubico di calcestruzzo soggetto a prova di compressione uniassiale

Come evidenziato da numerosi rapporti di studio sulla caratterizzazione dei calcestruzzi degli sbarramenti, tra cui quello proposto da ITCOLD (Comitato Nazionale Italiano per le Grandi Dighe) che da sempre studia tutti i problemi connessi con le dighe, la loro realizzazione ed il loro esercizio, è stato rilevato un incremento di resistenza meccanica dei cementi. Quest'ultima, è passata dagli iniziali 300-400 Kg/cm^2 (a 28 giorni) sino a circa 500 Kg/cm^2 prima della seconda guerra mondiale, arrivando nel dopoguerra a raggiungere 650 Kg/cm^2. Un tale incremento delle prestazioni meccaniche è senz'altro dovuto ad un generale miglioramento della qualità del cemento Portland che, per far fronte al problema del calore di idratazione, ha inizialmente subito una sostanziale modifica della sua composizione mineralogica. Successivamente, si è passati ad un progressivo e sistematico utilizzo dei cementi pozzolanici di cui i primi utilizzi nei conglomerati cementizi delle dighe italiane risale alla metà degli anni '30 dello scorso secolo (Figura 4.7). L'impiego della pozzolana naturale oltre che a ridurre ulteriormente il calore d'idratazione ha altresì permesso di limitare la causa principale del degrado connesso all'azione dilavante delle acque.

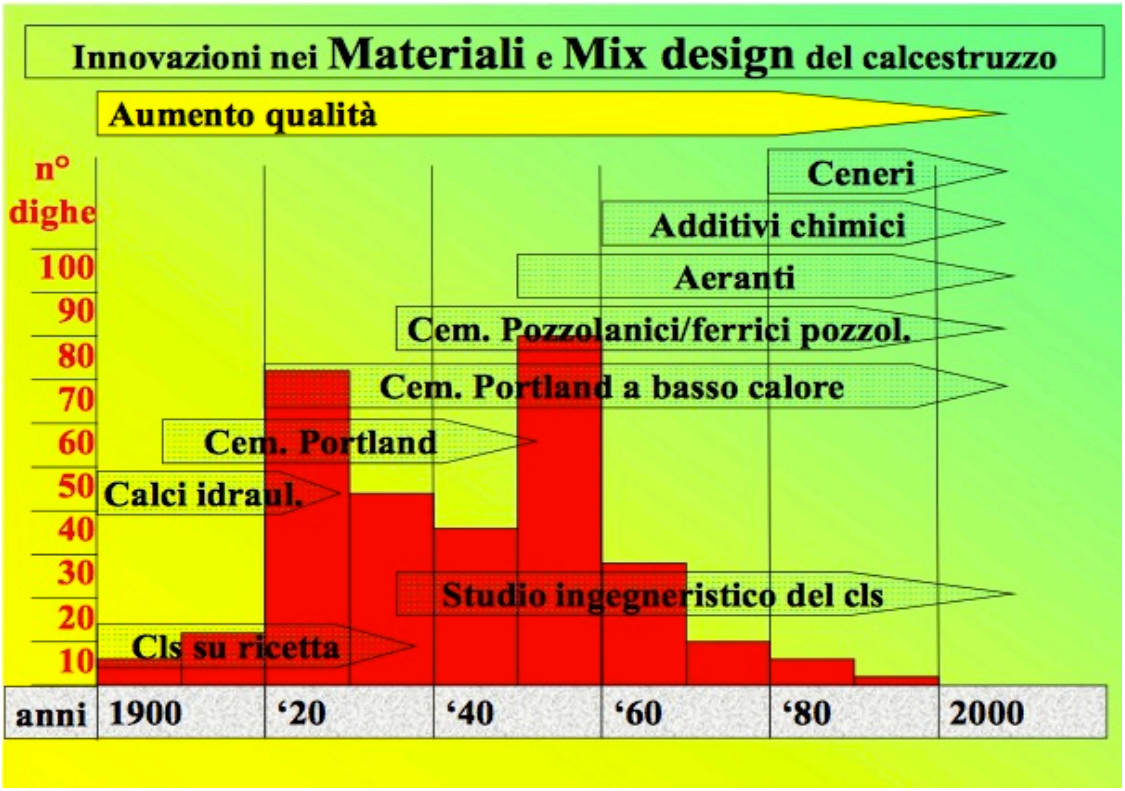


Figura 4.7: Evoluzione delle materie prime in uso dalle dighe Italiane in periodi storici differenti

A prova delle differenti classi di resistenza dei cementi usate in passato risulta quanto documentato dalle diverse edizioni (1929, 1932, 1948, 1958, 1975, 1997) del "Prontuario del cemento armato" di Santarella e dalla Normativa Italiana sulle strutture (DL 1933, DL 1939, DM 1968 e DM 1993). La prima tabella (Tabella 4-2) illustra l'offerta delle possibili classi di cemento disponibili durante il secolo scorso, alcune delle quali rispettose di norme simili a quelle attualmente in vigore con la UNI-EN 197-1 (2011). La seconda tabella (Tabella 4-3) invece riporta per ciascun anno le proporzioni del tipico dosaggio della miscela di calcestruzzo confezionato con cemento Portland.

Riferimento	Classi cemento			Unità
Santarella (1929)	400	600	-	Kg/cm^2
Santarella (1932)	310	400	500	Kg/cm^2
DL (1933)	450	600	650	Kg/cm^2
DL (1939)	500	680	750	Kg/cm^2
Santarella (1948)	500	680	750	Kg/cm^2
Santarella (1958)	500	680	750	Kg/cm^2
DM (1968)	325	425	525	Kg/cm^2
Santarella (1975)	325	425	525	Kg/cm^2
DM (1933)	32,5	42,5	52,5	Kg/cm^2
Santarella (1997)	32,5	42,5	52,5	MPa

Tabella 4-2: Classi di cemento disponibili in commercio a partire dal 1929 sino al 1997

Riferimento	Cemento [Kg]	Sabbia [m^3]	Ghiaia [m^3]	Acqua [m^3]
Santarella (1929)	300	0,4	0,8	0,15
Santarella (1932)	300	0,4	0,8	0,12
DL (1933)	300	0,4	0,8	0,12
Santarella (1948)	300	0,4	0,8	0,12
Santarella (1958)	300	0,4	0,8	0,12
Santarella (1975)	300	0,5	0,7	0,15
Santarella (1997)	300	0,5	0,7	0,15

Tabella 4-3: Quantità delle componenti costituenti la tipica miscela di 1 m^3 di calcestruzzo fresco in uso nel secolo scorso

Come ben noto è da ricordare come a parità di dosaggio di cemento la resistenza diminuisca al crescere della quantità d'acqua d'impasto. A riguardo, si riporta la rappresentazione grafica ritrovata da testi specifici trattanti l'argomento di dighe e traverse che mette in risalto quanto appena sopra evidenziato (
Figura 4.8-Figura 4.9)

Inoltre, è da notare come il calcestruzzo delle moderne dighe, con la sua consistenza di terra umida, o leggermente pastosa, presenta valori di rapporto acqua / cemento compresi tra 0,5 e 0,7; valori assai discosti da quelli pertinenti al calcestruzzo delle dighe che si costruivano una ventina di anni addietro, quando la consistenza fluida non consentiva rapporti inferiori a 0,8. All'epoca i provini fornivano resistenze alla compressione che superavano di poco i 10 [MPa] a 28 giorni di stagionatura, mentre oggi si possono ottenere facilmente resistenze più che triple. A spiegare le rilevanti resistenze attuali concorrono oltre che al ridotto quantitativo d'acqua anche le sempre più migliorate qualità dei cementi ed il migliore costipamento mediante la vibratura che permette di avere conglomerati sempre più compatti evitando al loro interno la formazione di nidi di ghiaia. Tutto ciò a vantaggio del peso per unità di volume del calcestruzzo e quindi del corpo strutturale che può raggiungere e talvolta superare valori pari a 25 [kN/m^3].

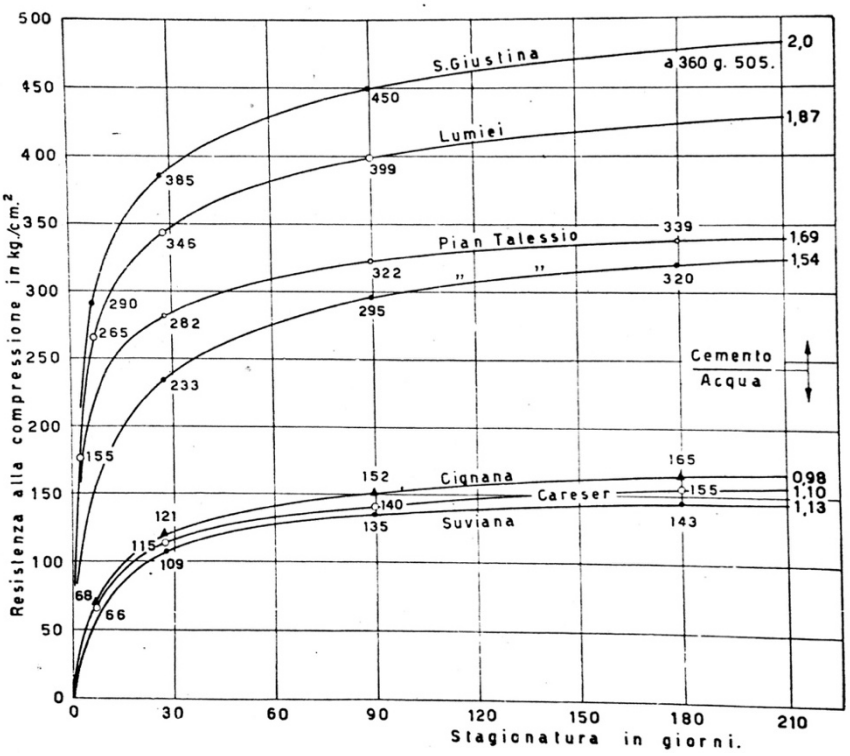


Figura 4.8: Resistenze medie, a diverse stagionature, di provini di cls riguardanti alcune dighe italiane del Nord Italia costruite in varie epoche dal 1926 al 1952

Diga	Periodo di costruzione	Dosaggio in kg/m³		$\frac{C}{W}$	Resistenza a compressione del calcestruzzo, in kg/cm² Stagionature, giorni				Osservazioni
		C	W		7	28	90	180	
Cignana	1926-28	207	212	0,98	68	121	152	156	[5]
Suviana	1929-32	230	203	1,13	—	109	135	143	[36]
Careser	1929-34	220	200	1,10	66	115	140	155	[46]
Lumiei	1945-47	270	144	1,87	155	346	399	—	[28]
S. Giustina	1946-50	300	150	2,00	290	385	450	—	Dati forniti dalla Società Edison.
Talessio	In costr. nel 1952	200	130	1,54	—	233	295	320	Prove eseguite nel Laboratorio del Politecnico di Milano.
Talessio	»	220	130	1,69	—	282	322	339	

Figura 4.9: Dati relativi al precedente grafico in cui si confrontano i valori di resistenza a compressione del calcestruzzo usati per la costruzione di alcune vecchie dighe del Nord Italia risalenti a circa metà del XX secolo. Con C/W è stato indicato il rapporto del peso del cemento al peso dell'acqua d'impasto, oggi indicato come rapporto acqua/cemento

Dopo aver fatto una breve panoramica sulle caratteristiche e composizione dei calcestruzzi storici utilizzati per la costruzione delle vecchie dighe, si passa ora a

descrivere l'analisi statistica su cui si basa il metodo proposto per la stima della resistenza media del calcestruzzo.
Come consueto procedere quando si intraprende un'analisi di tipo statistico, si comincia analizzando l'andamento dei valori assunti dal campione di dati. Quindi, si ordinano in senso crescente o decrescente i valori della variabile casuale, corrispondente alla resistenza cubica (Rc) rilevata per l'anno considerate successivamente si suddivide il campione in classi, ciascuna delle quali comprenderà più di un elemento. Così facendo, per ciascuno degli anni considerati (1935, 1955, 1975 e 2002) si costruisce il corrispondente istogramma delle frequenze (Figura 4.10) in cui si riporta in ascisse i valori delle resistenze e sull'ordinate le frequenze dei risultati.

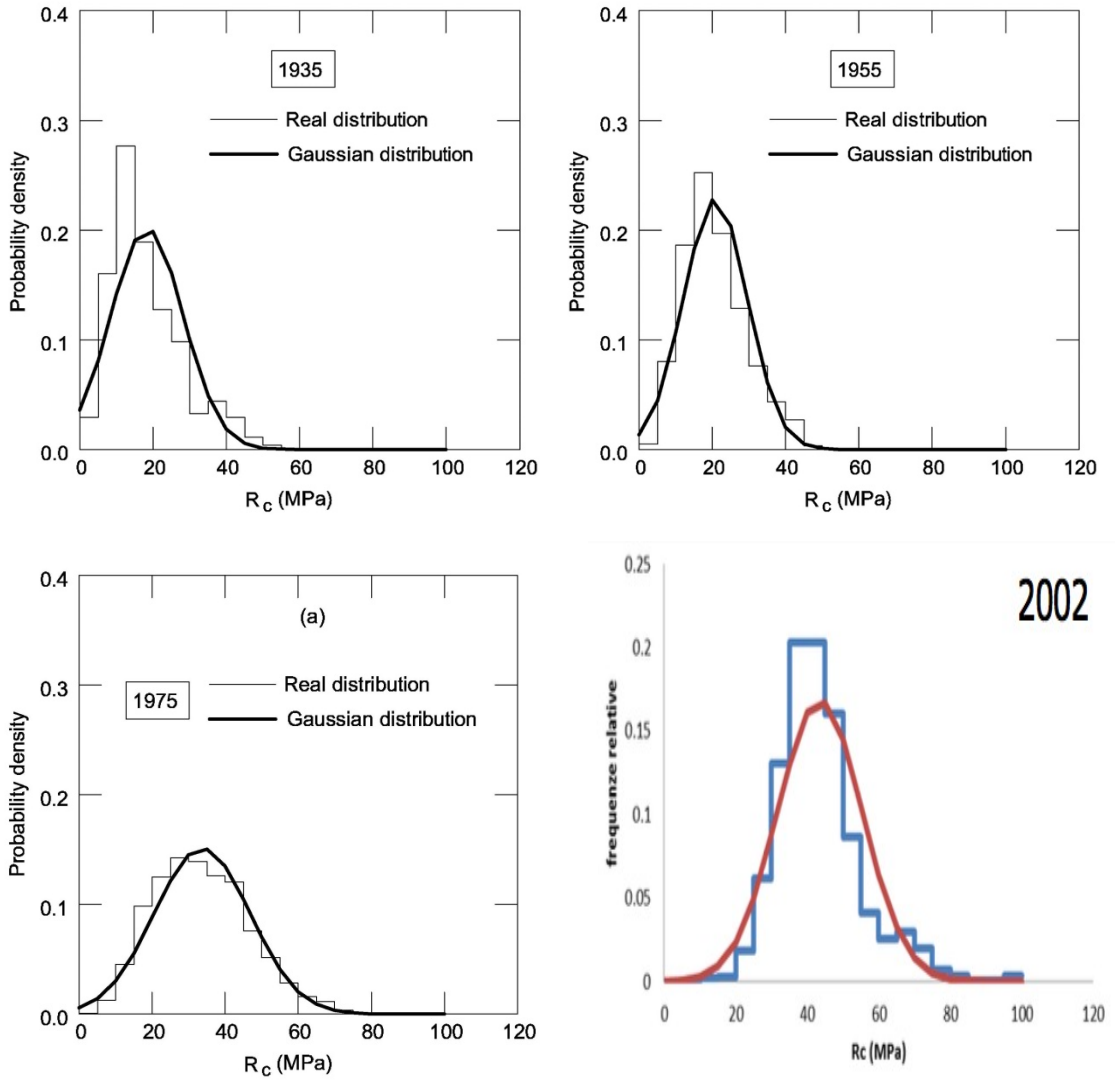


Figura 4.10: Funzioni densità di probabilità e istogramma delle frequenze relative della variabile resistenza (Rc) i cui risultati ottenuti derivano dalle prove a compressione uniassiale eseguite presso il Politecnico di Torino negli anni 1935, 1955, 1975 e 2002

In particolare, per ciascun anno il campione di dati raccolto è stato ripartito in un numero di classi pari a 20. Determinato il numero di classi e fissati gli estremi inferiore e superiore della prima e ultima classe si arriva a stabilire gli estremi delle rimanenti

classi dividendo l'intervallo tra i due estremi in parti uguali. Nel caso specifico l'intervallo di variazione della resistenza riportato in ascisse è risultato compreso tra 0 e 100 MPa. Successivamente, definita la frequenza assoluta, ossia il numero di elementi del campione contenuti in una classe, si arriva a definire la frequenza relativa pari al rapporto fra la frequenza assoluta e la dimensione del campione:

$$f_{\mathrm{R(i-esima)}} = \frac{f_{\mathrm{A(i-esima)}}}{\mathrm{N}}$$

Dalla frequenza relativa di classe, rappresentativa della percentuale di elementi del campione compresi nella i-esima classe, ossia della frequenza con cui si presenta un qualsiasi elemento in essa contenuto, si costruisce l'istogramma delle frequenze relative (Figura 4.10). Oltre che all'istogramma è stata anche riportata la relativa distribuzione di frequenza empirica o meglio curva della funzione densità di probabilità della funzione di distribuzione normale o gaussiana. Infatti, la distribuzione dei risultati delle prove di resistenza per gli anni analizzati è ben rappresentata dalla funzione di Gauss. La curva di densità di probabilità di una variabile casuale normale di media μ e varianza σ^2 è rappresentata dalla seguente funzione continua:

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

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

in cui:

- μ è il valore medio;
- σ è lo scarto quadratico medio o deviazione standard del campione che risulta pari alla radice quadrata della varianza campionaria "corretta" ottenuta mediando il quadrato degli scarti su N-1 valori anziché su N.

Per ciascun anno preso in esame, si riporta in tabella (Tabella 4-4) il valore di μ, σ, del massimo e minimo di Rc, della mediana e dei percentili (o quantili). Si ricorda che la mediana e la moda sono definiti indici di posizione perché utili per descrivere un insieme di dati numerici e la distribuzione delle frequenze di una distribuzione. Si definisce mediana (o mediana campionaria) di una serie di N dati disposti in ordine crescente o decrescente il valore che occupa il posto centrale, più precisamente, il valore che nella serie sarà:

- In posizione $\frac{\mathrm{N}+1}{2}$ (nel caso che N sia un numero dispari);
- dato dalla media tra i due valori che occupano posto centrale $\frac{\mathrm{N}}{2}$ e $\frac{\mathrm{N}}{2}+1$ (nel caso che N sia un numero pari).

Per quanto appena detto, la mediana è considerata il percentile più importante perché delimita il primo 50% dei dati ordinati dai restanti.

Rc [MPa]	1935		1955		1975		2002	
	Gauss	Reale	Gauss	Reale	Gauss	Reale	Gauss	Reale
σ	9,89		8,73		13,19		11,88	
Minimo		1,23		2,79		3,18		8,83
5% percentile	2,06	5,97	6,46	8,76	12,00	14,33	23,97	27,94
25% percentile	11,66	11,03	14,94	14,33	24,81	23,89	35,50	36,02
μ	18,33	18,33	20,82	20,82	33,70	33,70	43,51	43,51
75% percentile	25,00	22,78	26,70	25,88	42,60	42,21	51,52	48,75
95% percentile	34,61	39,10	35,18	37,03	55,41	56,71	63,06	67,37
Massimo		54,55		101,94		91,58		127,05
Mediana		15,97		19,57		32,65		42,02

Tabella 4-4: Risultati ottenuti dall'indagine statistica

Con riferimento alla distribuzione normale e standardizzata (

Figura 4.11) il calcolo dell'integrale della funzione densità di probabilità, ossia della probabilità che un individuo x (Rc) sia compreso in uno specifico intervallo, deve essere eseguito per ciascuna distribuzione in quanto sia i valori di media μ che di scarto σ saranno sempre diversi.

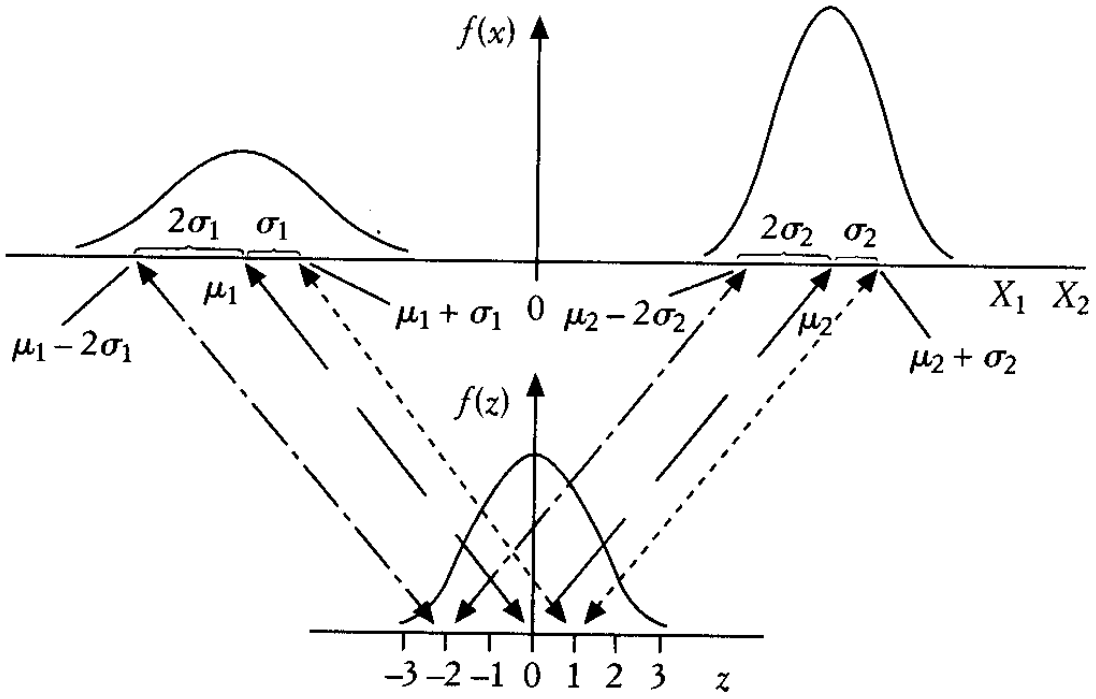


Figura 4.11: Distribuzione normale standardizzata rappresentata da una sola curva contro le possibili infinite curve caratterizzate dai valori di μ e σ diversi.

Affinché la funzione non dipenda ogni volta dalla media e dallo scarto è necessario introdurre una nuova variabile casuale Z chiamata standardizzata a cui viene associata la relativa distribuzione (standardizzata) equivalente ad una variabile normale avente media nulla e varianza unitaria.

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Riguardo i percentili, la distribuzione gaussiana permette un loro calcolo diretto Z_α con la semplice formula (Mandel 1964) sotto riportata:

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

Dove:

$\gamma = 1{,}645$ se $\alpha = 95\%$

$\gamma = 0{,}674$ se $\alpha = 75\%$

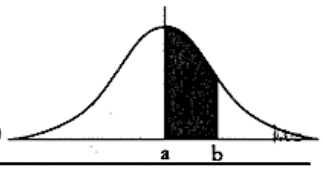
$\gamma = -0{,}674$ se $\alpha = 25\%$

$\gamma = -1{,}645$ se $\alpha = 5\%$

Il P-esimo o P° percentile di una variabile ordinata è quel valore sotto il quale c'è il P% delle osservazioni. Ad esempio, il 95-esimo o 95° percentile di una variabile ordinata è il valore sotto il quale c'è il 95% delle osservazioni. Il quantile non è altro che il percentile diviso per cento. I quantili principali sono tre (0,25, 0,50 e 0,75) a cui in termini di percentili corrispondono il 25° percentile, il 50° percentile e il 75° percentile. I tre quantili principali vengono anche detti quartili (1° quartile, 2° quartile e 3° quartile) e altro non sono che i quantili di ordine ¼, 2/4 e ¾.
Ad esempio, per l'anno 1935 leggendo in tabella il valore corrispondente al 25° percentile saremo in grado di sapere quale sia il valore di Rc al di sotto del quale ricade il 25% delle resistenze ottenute dalle prove eseguite in laboratorio.
Per verificare che per l'anno 1935, il valore 11,66 corrisponda al 25° percentile è sufficiente prendere in considerazione il valore di $\mu = 18{,}33$, $\sigma = 9{,}89$ e procedere nel seguente modo:

- Calcolare il valore standardizzato Z corrispondente al valore 11,66 MPa:
  $Z = (11{,}66 - 18{,}33 / 9{,}89) = -0{,}674 = \gamma$;
- Entrare nella tavola (Tabella 4-5) della distribuzione Normale Standard che in corrispondenza dei diversi valori di Z riporta le aree sottese alla curva e osservare che l'area compresa nell'intervallo [-0,674, 0], per la simmetria della Normale, è uguale a quella dell'intervallo [0, 0,674];
- Cercare 0,674 sulla tavola e qualora non si trovi il valore esatto interpolare i due valori più prossimi: (0,2486 + 0,2518) / 2 = 0,2502;
- Sottrarre l'area a sinistra del valore medio: 0,5 - 0,2502 = 0,2498;
- Concludere dicendo che il 24,98% ≅ 25% di Rc non supera 11,66 MPa.

Aree della distribuzione normale standard tra a = 0 e b > 0



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	.0000	.0040	.0080	.0120	.0160	.0199	.0239	.0279	.0319	.0359
0.1	.0398	.0438	.0478	.0517	.0557	.0596	.0636	.0675	.0714	.0754
0.2	.0793	8.032	.0871	.0910	.0948	.0987	.1026	.1064	.1103	.1141
0.3	.1179	.1217	.1255	.1293	.1331	.1368	.1406	.1443	.1480	.1517
0.4	.1554	.1591	.1628	.1664	.1700	.1736	.1772	.1808	.1844	.1879
0.5	.1915	.1950	.1985	.2019	.2054	.2088	.2123	.2157	.2190	.2224
0.6	.2258	.2291	.2324	.2357	.2389	.2422	.2454	.2486	.2518	.2549
0.7	.2580	.2612	.2642	.2673	.2704	.2734	.2764	.2794	.2823	.2852
0.8	.2881	.2910	.2939	.2967	.2996	.3023	.3051	.3078	.3106	.3133
0.9	.3159	.3186	.3212	.3238	.3264	.3289	.3315	.3340	.3365	.3389
1.0	.3413	.3438	.3461	.3485	.3508	.3531	.3554	.3577	.3599	.3621
1.1	.3643	.3665	.3686	.3708	.3729	.3749	.3770	.3790	.3810	.3830
1.2	.3849	.3869	.3888	.3907	.3925	.3944	.3962	.3980	.3997	.4015
1.3	.4032	.4049	.4066	.4082	.4099	.4115	.4131	.4147	.4162	.4177
1.4	.4192	.4207	.4222	.4236	.4351	.4265	.4279	.4292	.4306	.4319
1.5	.4332	.4345	.4357	.4370	.4382	.4394	.4406	.4418	.4429	.4441
1.6	.4452	.4463	.4474	.4484	.4495	.4505	.4515	.4525	.4535	.4545
1.7	.4554	.4564	.4573	.4582	.4591	.4599	.4608	.4616	.4625	.4633
1.8	.4641	.4649	.4656	.4664	.4671	.4678	.4686	.4693	.4699	.4706
1.9	.4713	.4719	.4726	.4732	.4738	.4744	.4750	.4756	.4761	.4767
2.0	.4772	.4778	.4783	.4788	.4793	4798	.4803	.4808	.4812	.4817
2.1	.4821	.4826	.4830	.4834	.4838	.4842	.4846	.4850	.4854	.4857
2.2	.4861	.4864	.4868	.4871	.4875	.4878	.4881	.4884	.4887	.4890
2.3	.4893	.4896	.4898	.4901	.4904	.4906	.4909	.4911	.4913	.4916
2.4	.4918	.4920	.4922	.4925	.4927	.4929	.4931	.4932	.4934	.4936
2.5	.4938	.4940	.4941	.4943	.4945	.4946	.4948	.4949	.4951	.4952
2.6	.4953	.4955	.4956	.4957	.4959	.4960	.4961	.4962	.4963	.4964
2.7	.4965	.4966	.4967	.4968	.4969	.4970	.4971	.4972	.4973	.4974
2.8	.4974	.4975	.4976	.4977	.4977	.4978	.4979	.4979	.4980	.4981
2.9	.4981	.4982	.4982	.4983	.4984	.4984	.4985	.4985	.4986	.4986
3.0	.4987	.4987	.4987	.4988	.4988	.4989	.4989	.4989	.4990	.4990
3.1	.4990	.4991	.4991	.4991	.4992	.4992	.4992	.4992	.4993	.4993
3.2	.4993	.4993	.4994	.4994	.4994	.4994	.4994	.4995	.4995	.4995
3.3	.4995	.4995	.4995	.4996	.4996	.4996	.4996	.4996	.4996	.4997
3.4	.4997	.4997	.4997	.4997	.4997	.4997	.4997	.4997	.4997	.4998
3.5	.4998	.4998	.4998	.4998	.4998	.4998	.4998	.4998	.4998	.4998
3.6	.4998	.4998	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999
3.7	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999
3.8	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999	.4999
3.9	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000

Tabella 4-5: Tavola delle aree sottese dalla curva della distribuzione normale standardizzata corrispondenti alle probabilità che una variabile casuale x assuma valori compresi all'interno di intervalli della retta reale

Premesso che la distribuzione normale è risultata quella che meglio approssimava la distribuzione delle resistenze Rc, si passa ora a parlare della fase conclusiva che ha portato alla formazione delle *curve di resistenza* (Figura 4.12). Per via dell'unione e

interpolazione di tutti i risultati ottenuti dall'analisi statistica, provenienti da ciascuno degli anni analizzati, è stato possibile elaborare e riportare su di un unico grafico una serie di nuove curve percentili di resistenza. In dettaglio, sono stati riportati in ascisse i decenni a partire dall'anno 1930 sino al 2010 e in ordinata la corrispondente stima della resistenza Rc, la quale, diventa possibile ricavare anche per quegli anni di cui non sono disponibili in archivio i relativi dati storici.

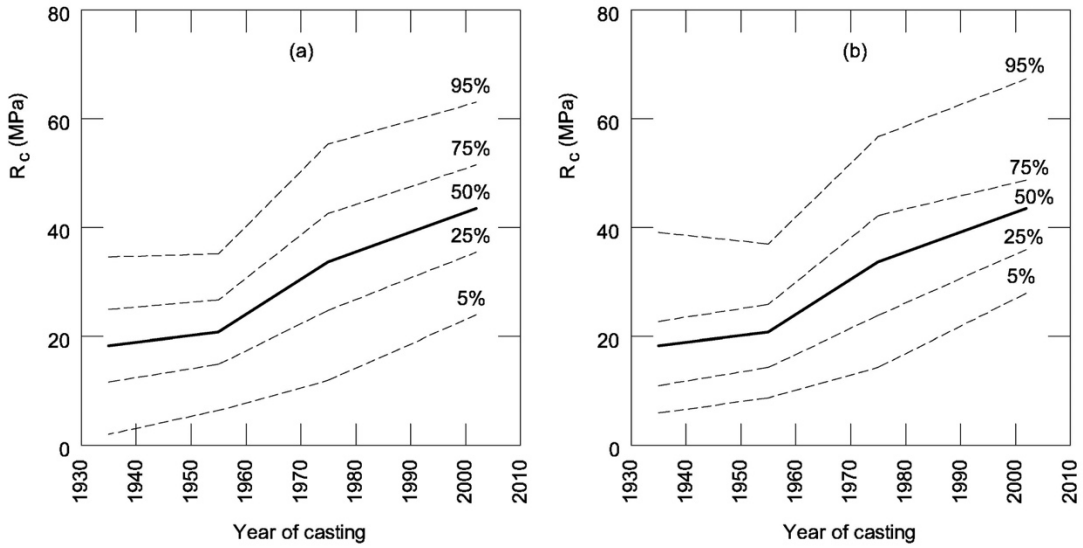


Figura 4.12: Curve di resistenza costruite sulla base delle distribuzioni di densità di probabilità normale (a) e reale (b) delle Rc

Dai grafici appena sopra riportati è possibile osservare come non vi sia una sostanziale differenza tra i risultati ricavati con riferimento alla distribuzione normale (a) da quelli ottenuti dalla distribuzione reale (b).
Riguardo la suddetta rappresentazione grafica, il modello da cui gli autori hanno tratto esempio è stato quello che già da tempo viene adottato in campo medico. In particolare, con riferimento al criterio usato in pediatria per la valutazione della corretta crescita dei bambini, similmente è stato pensato di fare nei riguardi dell'evoluzione storica della resistenza del calcestruzzo.
Nel dettaglio, per via delle *curve di crescita* (Figura 4.13) percentili, le più recenti elaborate nel 2006 dall'Organizzazione Mondiale della Sanità (OMS o World Health Organization, WHO in inglese) mentre le più conosciute realizzate dall'NCHS (National Center for Health Statistics), gli operatori sanitari sono in grado di valutare sommariamente il corretto rapporto peso altezza dei bambini fin dai loro primi anni di vita. Dunque, così come, basandosi sull'evoluzione di peso (o altezza) del bambino, è possibile valutare il valore medio di peso (o altezza) per la sua specifica età e area di appartenenza geografica (WHO 2006), così è stato proposto di stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato per gli sbarramenti del Nord-Ovest dell'Italia.

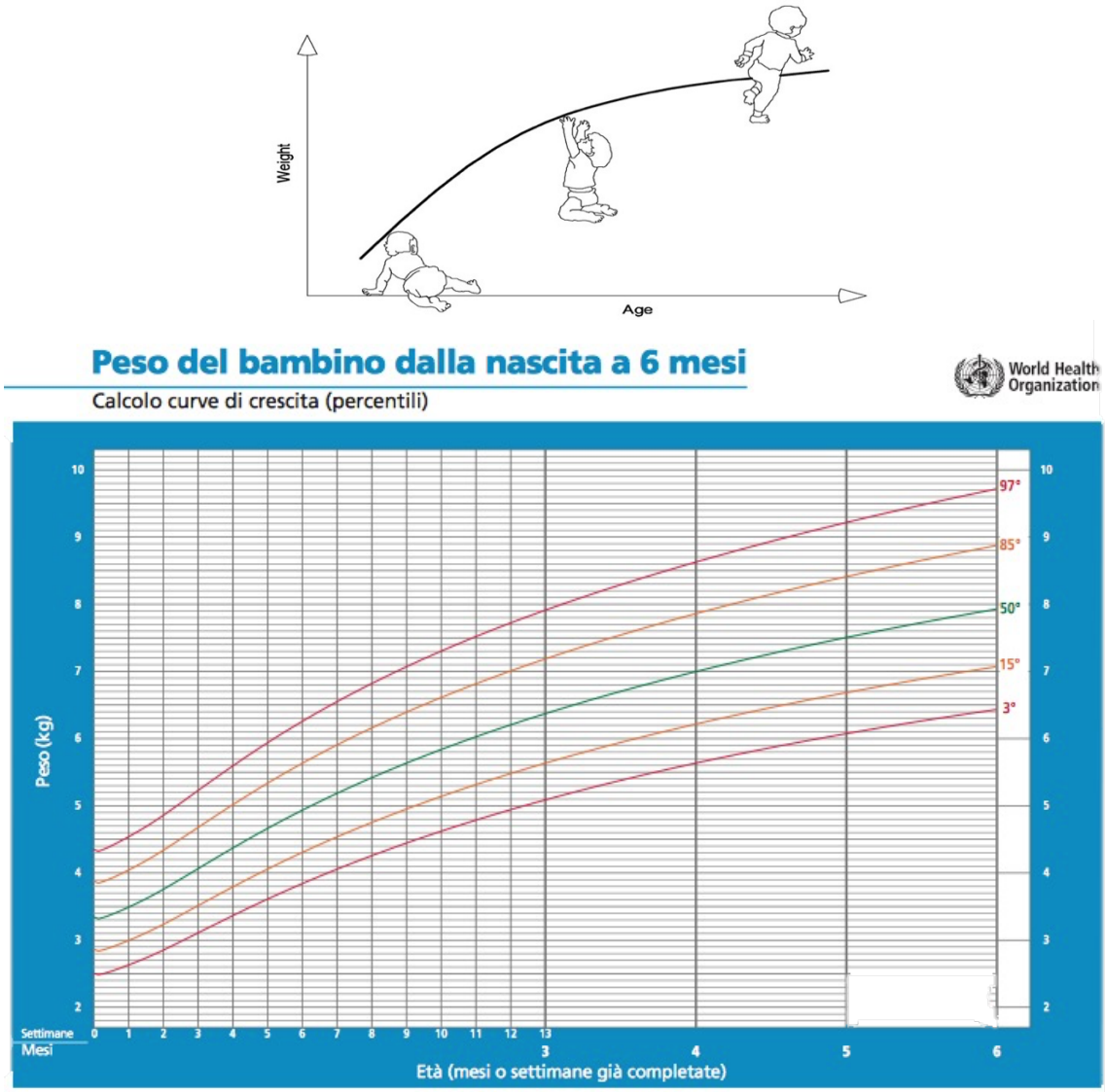


Figura 4.13: Curve di crescita

Al fine di testare la validità dei risultati ottenuti per via statistica dalle curve di resistenza è stato deciso di effettuare per lo sbarramento di Entrebin in Aosta il prelievo di tre carote da sottoporre al test di compressione uniassiale. Si riporta sotto la scheda di dettaglio dell'opera (Figura 4.14) e foto del paramento da cui sono state estratte le tre carote (Figura 4.15-Figura 4.16).

Scheda di dettaglio	
Nome Diga	: ENTREBIN VASCA
Comune	: AOSTA
Località	: ENTREBIN
Gestore	: C.V.A. s.p.a. a s.u.
Tipologia	: DIGA MURARIA A GRAVITA' ORDINARIA
Altezza (m)	: 7,43
Volume (m³)	: 22000
Competenza	: REGIONALE

Figura 4.14: Scheda di dettaglio: "ENTREBIN VASCA" (RAVA, 2010)

La struttura costruita nel 1953 e tuttora attiva è stata uno dei siti sperimentali di progetto scelto non solo per verificare e confrontare i risultati ottenuti dalle curve di resistenza bensì anche per testare la metodologia speditiva proposta e adottata per una preliminare valutazione della vulnerabilità e del conseguente rischio sismico degli sbarramenti in cls della Regione Autonoma della Valle d'Aosta. Inoltre, a causa delle dimensioni e dell'elevato suo rischio intrinseco, l'opera è classificata in classe "1", categoria "A" e zona sismica "3".

Figura 4.15: Particolare del paramento di "ENTREBIN VASCA" da cui, tramite carotaggio, è stato eseguito il prelievo delle tre carote

Figura 4.16: Le tre carote estratte sottoposte a prova di compressione

I risultati ottenuti in laboratorio dalle prove di compressione uniassiale delle tre carote prelevate hanno dimostrato una buona corrispondenza con quelli ricavati per via statistica. Infatti, dalla curva tensioni-deformazioni (Figura 4.17) di ciascuna carota è possibile notare come i valori di massima resistenza a compressione misurati in laboratorio (Tabella 4-6) abbiano raggiunto valori del tutto prossimi a quelli ricavati per via statistica mediante l'utilizzo delle curve di resistenza.

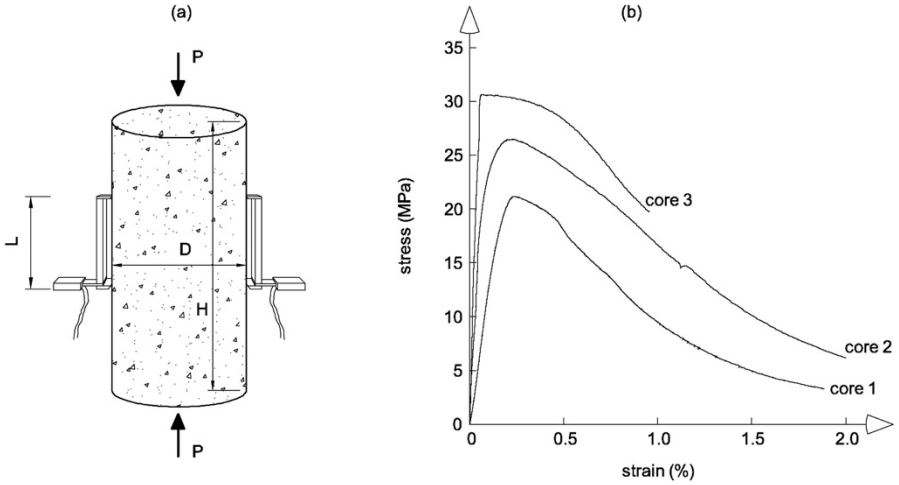


Figura 4.17: Valori di sforzo massimi raggiunti dalle curve di tensioni-deformazioni rilevate per ciascuna carota

Provino	H [mm]	D [mm]	D/H	σ_{max} [MPa]
Carota 1	232	191	0.82	21.2
Carota 2	154	191	1.25	26.5
Carota 3	125	191	1.53	30.6

Tabella 4-6: Principali proprietà geometriche e meccaniche misurate su ciascuna delle carote estratte

Secondo quanto già prima discusso in merito alla tecnica di carotaggio, si ribadisce come i valori di sforzo massimo (σ_{max}), rilevati in laboratorio e sopra riportati (Tabella 4-6), siano funzione del fattore di forma del provino cilindrico, quindi della sua snellezza e delle condizioni di deformazione laterale che all'interfaccia tra piatto di acciaio/provino devono essere identiche.
Nella prova di compressione con provini cilindrici, per la determinazione della Rc, occorre ridurre l'influenza del confinamento laterale. Infatti, lo sforzo laterale di confinamento varia in funzione della snellezza del provino e quindi del rapporto H/D. A tal fine, vengono usati carote con rapporto H/D pari a 2. Infatti, la maggiore snellezza determina un minor grado di confinamento nelle zone centrali. Ciò implica che tali zone raggiungeranno la rottura per valori dello sforzo prossimi a quelli che si avrebbero conducendo prove uniassiali in assenza di confinamento.
Nel dettaglio, com'è possibile osservare dalla tabella sopra, a parità di diametro D della carota e all'aumentare della sua altezza H il rapporto D/H e la tensione di compressione massima raggiunta diminuiscono. Dato che i valori di σ_{max} risultano decrescere all'aumentare di H un loro confronto con le resistenze di provini cubici ha senso solo quando H ≈ D. Si ricordi che la correlazione esistente tra provini di calcestruzzo cilindrici e quelli cubici è la seguente:

$$f_c = 0{,}80 \cdot R_c$$

Con tale relazione si ammette che la resistenza a compressione su cilindri (f_c) risulti all'incirca 80% (83% secondo le N.T.C.) di quella che si otterrebbe usando provini cubici (R_c). Quanto appena detto è dovuto al fatto che la resistenza meccanica a compressione fornita dai provini cilindrici di calcestruzzo risulta inferiore rispetto a quelli cubici. In realtà, si precisa inoltre come all'aumentare della resistenza meccanica dei calcestruzzi minore risulterà la differenza tra R_c e f_c. Ciò sarà evidente per i calcestruzzi ad alta resistenza per i quali il rapporto f_c/R_c non risulterà costante bensì variabile in funzione della loro tensione di rottura a compressione (Tabella 4-7). La motivazione è dovuta alla loro maggiore rigidezza e minor coefficiente di deformazione trasversale (Poisson: $\nu \approx 0{,}15$) i quali, responsabili di una minore differenza tra la deformazione laterale dell'acciaio e quella del cls, portano a una riduzione dell'effetto di confinamento.

R_c [MPa]	f_c/R_c
20	0,80
30	0,83
40	0,83
50	0,83
60	0,83
70	0,85
80	0,85

Tabella 4-7: Rapporti funzione della tensione di rottura a compressione

In particolar modo, sui grafici delle curve di resistenza sotto riportati (Figura 4.18) si è voluto mettere in evidenza i risultati ottenuti dai test sulle tre carote rilevate. Ciò che a prima vista risulta evidente è come i valori di resistenza dei tre provini risultino disporsi poco al di sopra della curva di resistenza percentile media (in grassetto). Pertanto, precisando che i risultati ottenuti abbiano riguardato calcestruzzi integri e ben conservati nel tempo, risulta lecito concludere che il criterio di stima proposto abbia complessivamente portato a dei buoni risultati, del tutto confrontabili con quelli ottenuti per via distruttiva.

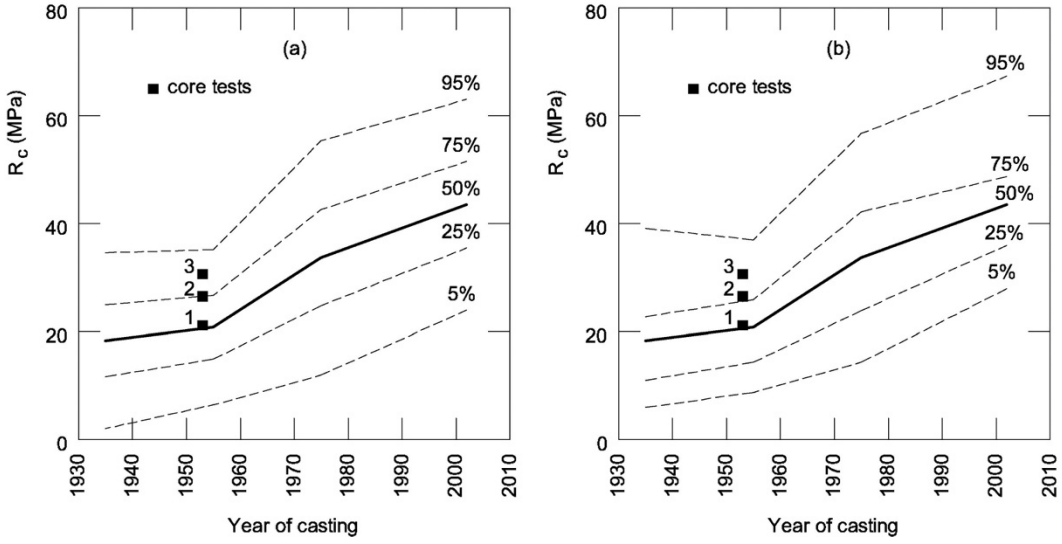


Figura 4.18: Curve di resistenza costruite sulla base delle distribuzioni di densità di probabilità normale (a) e reale (b) delle Rc con la messa a confronto con i risultati ottenuti da prove distruttive eseguite mediante la tecnica di carotaggio sulle tre carote prelevate dallo sbarramento di Entrebin in Aosta

4.2 Definizione della geometria dell'opera di ritenuta

La geometria dell'elemento strutturale (Figura 4.19-Figura 4.20) viene approssimata in tre macro conci ciascuno di forma variabile per lo più trapezoidale tranne, a volte, per quello di sommità corrispondente al coronamento. Il macro concio viene definito per via di un sistema di coordinate aventi come origine degli assi il punto alla base coincidente con A_0 raffigurato in figura (Figura 4.19). Il valore di altezza del battente idraulico (h_W) da prendere in considerazione sarà pari a quello della ***quota di massimo invaso*** (D.M. 24 marzo 1982, lettera A.2). Quest'ultima è definita come "*la quota massima a cui può giungere il livello dell'acqua dell'invaso ove si verifichi il più gravoso evento di piena previsto, esclusa la sopraelevazione da moto ondoso*", da intendersi quale evento riferito alla portata di piena di progetto che è quella assunta per la progettazione dell'opera e riferita ad un preassegnato tempo di ritorno. Tuttavia, il considerare h_W pari all'*altezza di collasso (Hc)* non comporta delle grandi differenze in quanto la variazione di altezza che si otterrebbe tra quest'ultima e la ***quota di massimo invaso*** è piccola. L'*altezza di collasso (Hc)* per gli sbarramenti murari è definita come il dislivello fra la *quota di massima regolazione* e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte. Per *quota massima di regolazione* si intende invece la quota del livello d'acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro degli appositi dispositivi che nel caso delle traverse fluviali mobili corrisponde alla sommità delle paratoie.

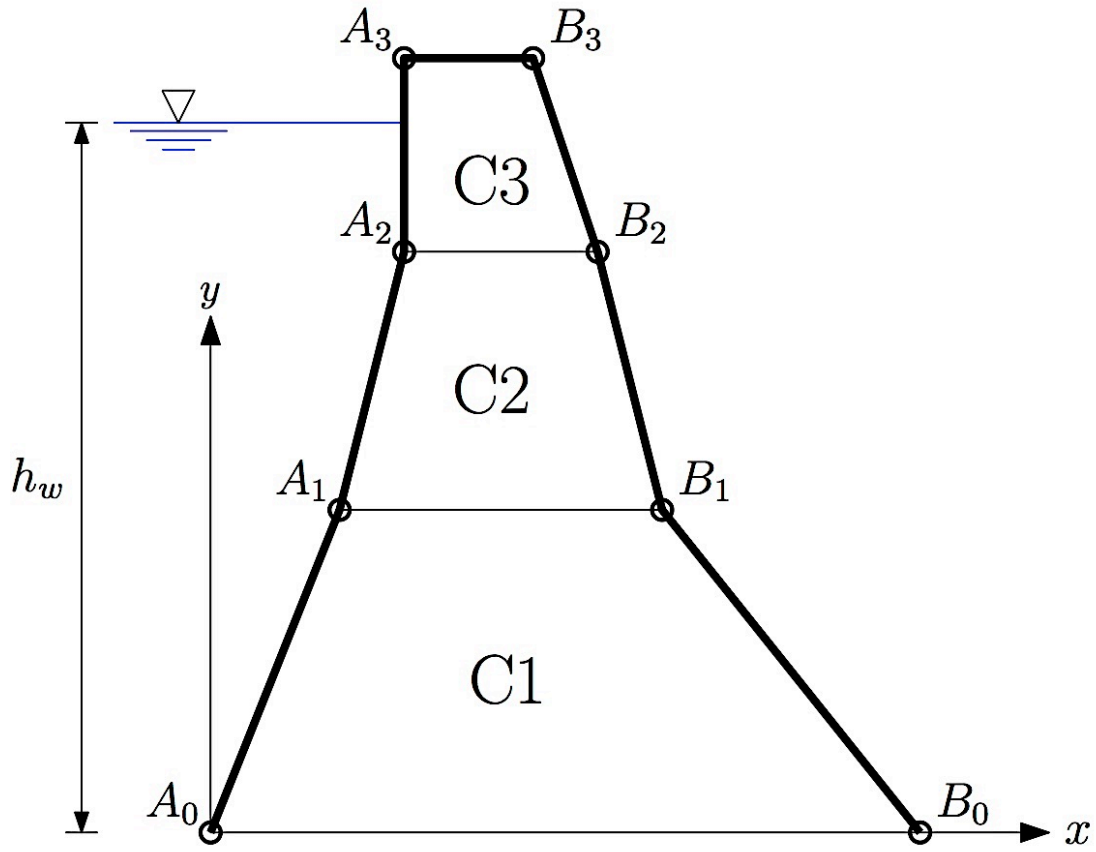


Figura 4.19: Definizione della geometria dello sbarramento secondo una suddivisione approssimata in tre macro conci

Al fine di definire la geometria approssimata della sezione maestra della struttura presa in esame è stata consultata sia la documentazione progettuale cartacea, conservata presso gli archivi dell'ufficio Dighe della Regione VdA, che quella elettronica resa a me disponibile per via del libero accesso al database del catasto dighe informatizzato, consultabile anche online per via del Geonavigatore SCT-DIGHE.

10 - DEFINIZIONE DEI TRE CONCI

Pagina 5

	XA	XB	Y	
Livello 3 - al coronamento	0,90	2,60	9,00	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,75	2,60	7,50	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,38	3,60	3,75	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	4,60	0,00	m

Figura 4.20: Esempio di schermata su cui inserire i dati di input riguardanti la geometria dello sbarramento preso in esame

Come si potrà meglio comprendere nel seguito, al fine di arrivare a stimare la vulnerabilità strutturale (Vs), la sezione verticale è stata ulteriormente suddivisa prevedendo per ciascuno dei tre macro concio un'ulteriore loro suddivisione in 20 micro conci per un totale di 60 "piccoli" elementi (Figura 4.21).

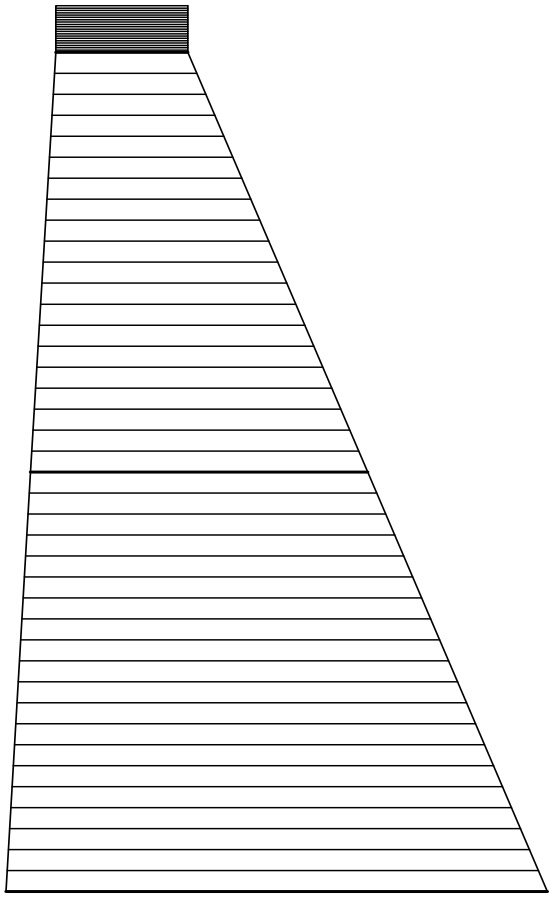


Figura 4.21: Micro conci presi in considerazione per il calcolo della vulnerabilità strutturale (Vs)

Occorrerà inoltre fare una distinzione tra gli sbarramenti e le *traverse fluviali*. Ciòc, nel rispetto del tipo di opera di ritenuta che si dovrà andare a verificare. Infatti, da una tale distinzione dipenderà la scelta dei seguenti dati di input richiesti: "lo spessore dell'elemento da verificare" e "la larghezza di influenza del battente idraulico" (Figura 4.22-Figura 4.23). In particolare, nel caso si prendesse in considerazione uno sbarramento sarà necessario che entrambi i parametri visti prima assumano valore unitario. Diversamente, nel caso di traverse fluviali (Figura 4.22), essendo queste caratterizzate da speroni in calcestruzzo, lo spessore dovrà essere pari a quello reale dell'elemento, mentre la larghezza d'influenza (Li) dovrà essere uguale all'interasse misurato tra gli assi degli speroni.

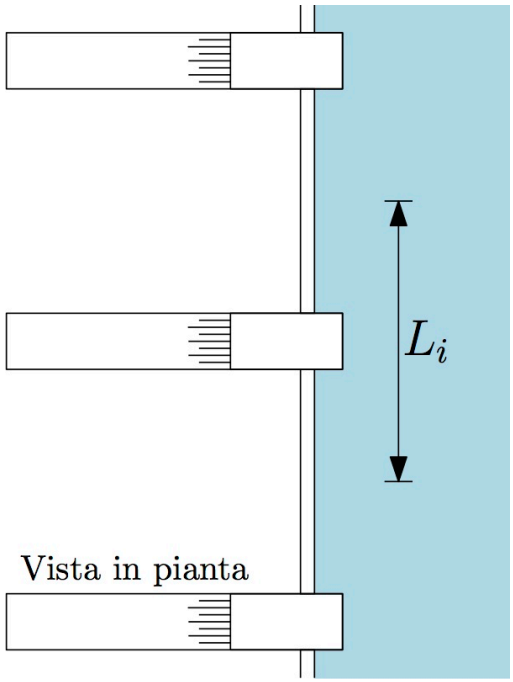


Figura 4.22: Caso specifico di traverse fluviali: valore dello spessore sperone e larghezza di influenza del battente idraulico da considerare non di valore unitario (come invece è necessario fare nel caso di sbarramenti)

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte:	documentale e visiva	
Denominazione dell'opera	SORESSAMONT VASCA		
Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo		
Altezza battente idraulico (H_w)	6,60	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	23,0	kN/m^3	
Peso per unità di volume di liquido	10,2	kN/m^3	
Resistenza a compressione cilindrica media del cls	20,00	MPa	
Presenza di fondazione	Sì		

Figura 4.23: Schermata usata per definire la tipologia di struttura considerata

Com'è inoltre possibile osservare dall'immagine sopra riportata è richiesto che venga anche inserito il "peso per unità di volume del manufatto" corrispondente al peso specifico del calcestruzzo (γ_{cls}) e il "peso per unità di volume di liquido" (γ_W).
Il primo, in mancanza di chiare indicazioni, essendo variabile tra un valore minimo di 22 KN/m^3 e un valore massimo di 26 KN/m^3, può essere assunto pari al suo valore medio di 24 KN/m^3. Tuttavia, per i casi studio scelti è stato deciso di usare un valore inferiore (conservativo) pari a γ_{cls} = 23 KN/m^3.
Il peso specifico adottato per l'acqua è stato invece assunto pari a 10,2 kN/m^3 così da poter considerare l'eventuale presenza di materiale in sospensione che potrebbe essere contenuto dalle correnti di torbida.
In ultimo, riguardo "la resistenza a compressione cilindrica media del cls" e la "presenza di fondazione" verrà discusso nello specifico capitolo dedicato al calcolo della *vulnerabilità strutturale* (Vs).

4.3 Ipotesi del metodo e definizione delle azioni agenti sulla struttura

L'algoritmo proposto e usato dalla scheda di rilievo per la stima della vulnerabilità strutturale si trova all'interno del foglio Excel chiamato "Calcoli". Nello specifico, in esso viene calcolato lo stato tensionale di pressoflessione e taglio derivante dalla teoria elementare dell'analisi elastica lineare. Le ipotesi considerate sono le classiche della scienza delle costruzioni, ossia di solido (snello) elastico, lineare, isotropo ed omogeneo di De Saint-Venant. Il calcestruzzo viene considerato come un materiale isotropo, omogeneo e uniformemente elastico in cui si trascura l'eventuale presenza e contributo di armature metalliche. Ne consegue che le tensioni normali su di una sezione orizzontale variano con legge lineare mentre le tensioni di taglio seguono una legge parabolica (
Figura 4.24-Figura 4.25).

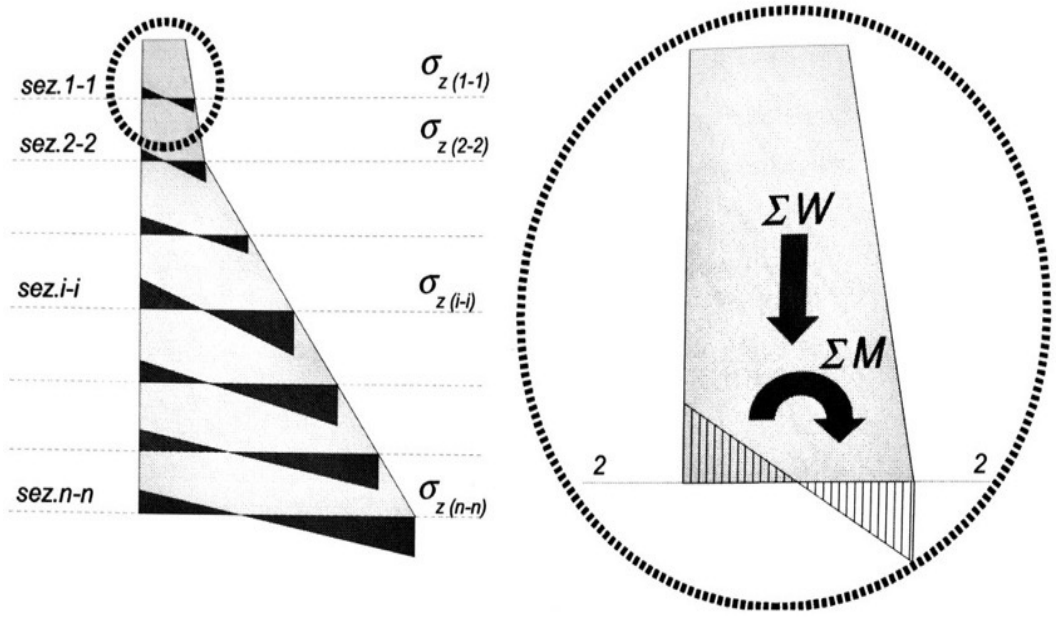


Figura 4.24: Schematizzazione di distribuzione delle tensioni normali agenti sulle generiche sezioni orizzontali di una diga

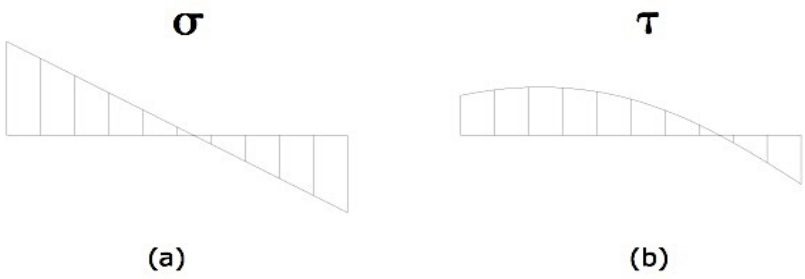
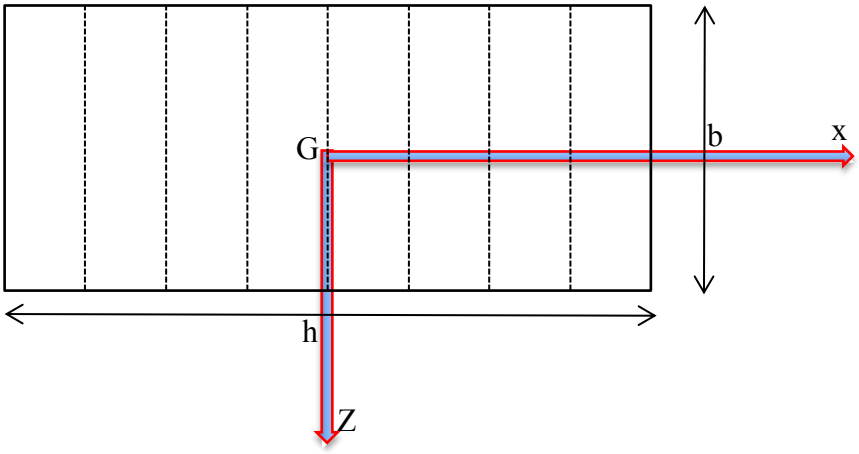


Figura 4.25: Tipica distribuzione di tensioni normali (a) e tangenziali (b) agenti su di una sezione orizzontale

Secondo quanto prima ipotizzato, dalla classica teoria della trave le tensioni normali verticali massime e minime potranno essere ricavate tramite la ben nota formula della pressoflessione semplice. Quest'ultima, necessaria per considerare l'eccentricità della risultante verticale dal centro di pressione della sezione piana rettangolare, è l'equazione fondamentale implementata in vari programmi puntuali per la verifica delle dighe a gravità.

$$\sigma_{y(\text{Monte}-\text{Valle})} = -\frac{N_y}{A} - \frac{M_z}{I_z}x = -\frac{\sum V}{b \cdot h} - \frac{\sum M}{I_z}x$$

$$I_z = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot h^3}{12}; \quad b \neq 1 \text{ (in caso di traverse fluviali)}$$



In cui:

- N: forze verticali agenti su di una data sezione;
- A: l'area della sezione rettangolare avente spessore (b) unitario;
- M: rappresenta i momenti delle forze;
- I_z: il momento di inerzia calcolato rispetto al baricentro G della sezione di base unitaria (eccetto per le traverse fluviali per le quali b≠1);
- x: la distanza della generica fibra parallela all'asse z (con passo 1/8=0,125 [mm]) rispetto al baricentro G della sezione;
- e_x: eccentricità lungo l'asse x avente origine nel baricentro della sezione G.

Con riferimento alla formulazione di pressoflessione usata per i calcoli dello stato tensionale, si definisce lo sforzo normale positivo se di compressione (N+) e il momento flettente (M+), agente nel baricentro della faccia superiore del concio, positivo se destrorso (Figura 4.26). Di conseguenza, positivo per equilibrio sarà il momento flettente sinistrorso agente nel baricentro della faccia inferiore del concio. In altre parole il momento flettente è considerato positivo se produrrà trazione nelle fibre del paramento di monte mentre negativo se comprimerà quelle del paramento di valle.

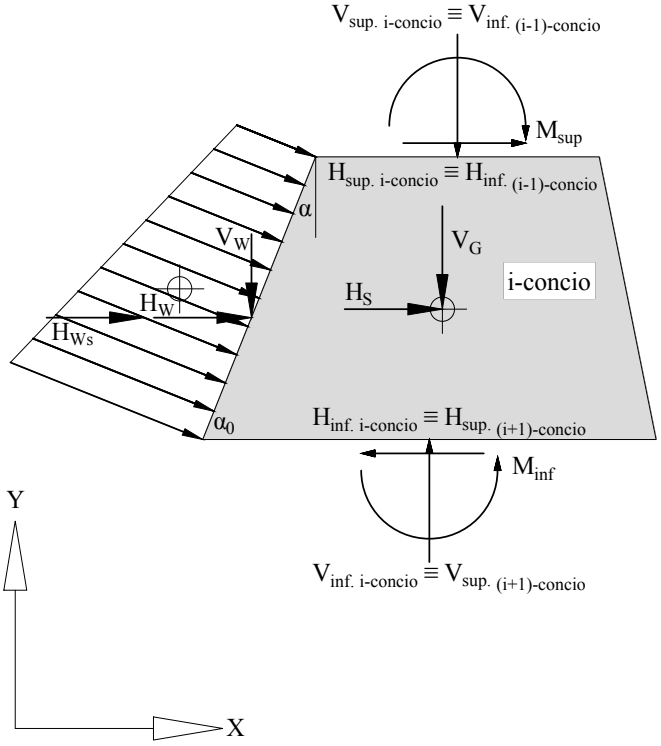
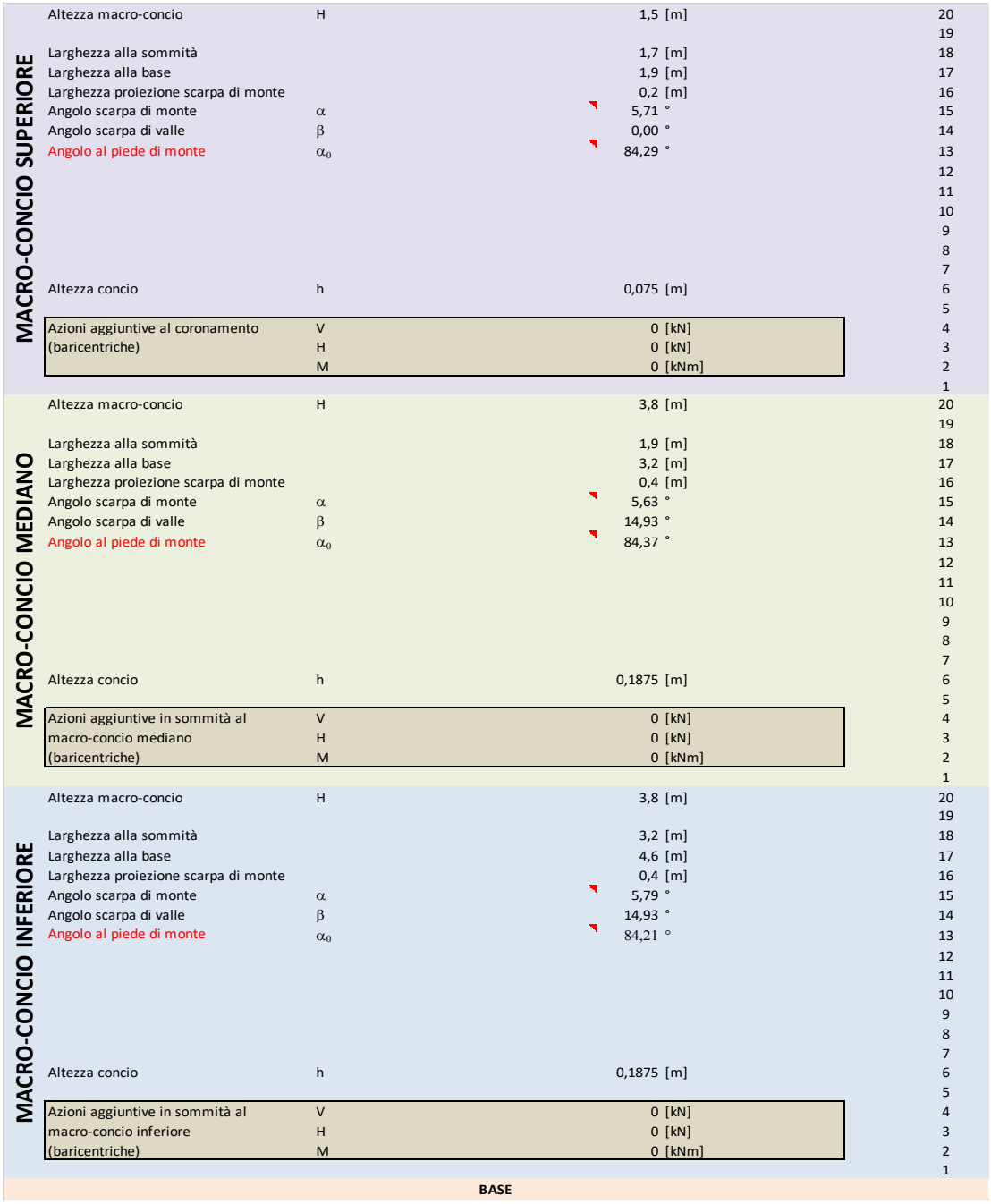


Figura 4.26: Concio elementare su cui sono riportate le varie forze agenti su ciascuna faccia del concio

Inoltre, nel caso si volesse prendere in considerazione eventuali azioni aggiuntive (V, H e M) gravanti sullo sbarramento sarebbe possibile farlo inserendo manualmente i valori all'interno delle relative celle (Figura 4.27). A riguardo, seguiranno alcune considerazioni derivanti dai casi studio esaminati.

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

Figura 4.27: Azioni aggiuntive baricentriche agenti in sommità di ciascun macro concio



MACRO-CONCIO SUPERIORE	Altezza macro-concio	H	1,5 [m]	
	Larghezza alla sommità		1,7 [m]	
	Larghezza alla base		1,9 [m]	
	Larghezza proiezione scarpa di monte		0,2 [m]	
	Angolo scarpa di monte	α	5,71 °	
	Angolo scarpa di valle	β	0,00 °	
	Angolo al piede di monte	α_0	84,29 °	
	Altezza concio	h	0,075 [m]	
	Azioni aggiuntive al coronamento (baricentriche)	V	0 [kN]	
		H	0 [kN]	
		M	0 [kNm]	
MACRO-CONCIO MEDIANO	Altezza macro-concio	H	3,8 [m]	
	Larghezza alla sommità		1,9 [m]	
	Larghezza alla base		3,2 [m]	
	Larghezza proiezione scarpa di monte		0,4 [m]	
	Angolo scarpa di monte	α	5,63 °	
	Angolo scarpa di valle	β	14,93 °	
	Angolo al piede di monte	α_0	84,37 °	
	Altezza concio	h	0,1875 [m]	
	Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio mediano (baricentriche)	V	0 [kN]	
		H	0 [kN]	
		M	0 [kNm]	
MACRO-CONCIO INFERIORE	Altezza macro-concio	H	3,8 [m]	
	Larghezza alla sommità		3,2 [m]	
	Larghezza alla base		4,6 [m]	
	Larghezza proiezione scarpa di monte		0,4 [m]	
	Angolo scarpa di monte	α	5,79 °	
	Angolo scarpa di valle	β	14,93 °	
	Angolo al piede di monte	α_0	84,21 °	
	Altezza concio	h	0,1875 [m]	
	Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V	0 [kN]	
		H	0 [kN]	
		M	0 [kNm]	
BASE				

Figura 4.28: Grandezze geometriche e loro misura contenute nel foglio "Calcoli" della scheda di rilievo

Di seguito si riportano le formule usate per il calcolo delle grandezze necessarie a definire lo stato tensionale su ciascuna faccia dei micro conci (Figura 4.28) tramite i quali ogni macro concio del corpo diga è stato suddiviso (Figura 4.19-Figura 4.21).
Per cominciare, nell'ottica della geometria delle aree, per arrivare a calcolare le coordinate baricentriche $(X_G, Y_G)_i$ dell'i-esimo concio trapezoidale si sono calcolati i momenti statici $(S_x, S_y)_i$ calcolati rispettivamente rispetto l'asse x e y.
Si ricordi che il baricentro (o centro di gravità) di un corpo è il centro di forze parallele, ossia il punto di intersezione delle direzioni delle risultanti di forze parallele fatte ruotare intorno ai loro punti di applicazione, le cui intensità rappresentano il peso del corpo. In altre parole, è il punto in cui si immagina concentrata tutta la massa del corpo.

Con riferimento ad una figura piana, definiamo baricentro il centro di forze parallele le cui intensità rappresentano delle aree.
Come di regola si procede per il calcolo delle coordinate baricentriche di una figura piana complessa, così è stato fatto per l'i-esimo concio:

1. Fissando il sistema di riferimento cartesiano (come in Figura 4.26);
2. Scomponendo l'i-esimo concio trapezoidale in figure elementari di cui è nota la posizione del baricentro: triangolo di monte (T_m), rettangolo (R) e triangolo di valle (T_v);
3. Calcolando le aree delle figure elementari prima definite (A_{Tm}), (A_R) e (A_{Tv});
4. Calcolando le coordinate del baricentro dell'intero elementino trapezoidale costituente il macro concio tramite:

$$X_G = \frac{S_x}{\sum A_i}; \quad Y_G = \frac{S_y}{\sum A_i} \rightarrow (X_G, Y_G)_{i-esimo\ concio}$$

In cui, Sx e Sy sono i momenti statici che si ricorda potranno assumere valore positivo, negativo o nullo e unità di misura pari a quella di una lunghezza al cubo [m^3]:

$$S_X = S_{X_{T_M}} + S_{X_R} + S_{X_{T_V}}$$

$$S_{X_R} = A_R \cdot y_{G_R} = (x_{V_{sup}} - x_{M_{sup}}) \cdot (y_{sup} - y_{inf}) \cdot \left(y_{inf} + \frac{(y_{sup} - y_{inf})}{2} \right)$$

$$S_{X_{T_M}} = A_{T_M} \cdot y_{G_{T_M}} = \frac{(x_{M_{sup}} - x_{M_{inf}}) \cdot (y_{sup} - y_{inf})}{2} \cdot \left(y_{inf} + \frac{(y_{sup} - y_{inf})}{3} \right)$$

$$S_{X_{T_V}} = A_{T_V} \cdot y_{G_{T_V}} = \ \ldots$$

Si ricorda che il momento statico di una superficie rispetto ad un asse è per il teorema di Varignon uguale al prodotto tra l'area della figura (A) e la distanza del suo baricentro dall'asse (presa perpendicolarmente all'asse rispetto cui si calcola il momento statico). Da ciò deriva che, per una qualsiasi figura, il momento statico calcolato rispetto ad un asse passante per il suo baricentro è sempre nullo perché nulla risulterebbe la distanza tra asse e baricentro.
Successivamente, sulla base dell'altezza del battente idraulico fornita (Figura 4.23) e dell'altezza dell'i-esimo elementino considerato lungo il paramento di monte, viene riportata l'altezza della colonna di liquido superiore (W_{sup}) e inferiore (W_{inf}) su di esso sovrastante. Moltiplicando queste ultime per il peso specifico dell'acqua (γ_{H2O}) si ricavano le relative pressioni, ossia i moduli delle componenti normali del vettore di sforzo, agenti lungo un profilo di distribuzione triangolare (idrostatico). In altri termini, dalla legge di Stevino, indicando con W l'affondamento rispetto al piano dei carichi idrostatici, la pressione (P) in un punto posto a profondità W risulta pertanto essere pari a:

$$P_{sup} = W_{sup} \cdot \gamma_{H2O}$$

$$P_{inf} = W_{inf} \cdot \gamma_{H2O}$$

Ulteriore passaggio, è quello di calcolare le componenti della spinta idrostatica risultante. La risultante risulterà perpendicolare al paramento di monte e avrà retta d'azione passante nel baricentro del grafico delle pressioni. Con riferimento alla Figura 4.26, la spinta risultante (S_w) media agente su ciascun micro concio passerà per il baricentro della distribuzione a forma di trapezio (parte dell'intero triangolo delle pressioni) e sarà scomposta nelle due sue componenti di carico idrostatico H_w (orizzontale) e V_w (verticale). Come vedremo, si osservi come la componente orizzontale risulti destabilizzante sia nei confronti della verifica al ribaltamento che di quella allo scorrimento. Infine, nei confronti della sola azione idrica si riportano le coordinate (X_w, Y_w) relative al punto di applicazione delle componenti della spinta idrostatica risultante.

$$P_{sup} = W_{sup} \cdot \gamma_{H2O}$$

$$P_{inf} = W_{inf} \cdot \gamma_{H2O}$$

$$S_W = \frac{(W_{sup} \cdot \gamma_{H2O} + W_{inf} \cdot \gamma_{H2O})}{2} \cdot \frac{(Y_{sup} - Y_{inf})}{\sin \alpha_o}$$

$$H_W = \frac{(W_{sup} \cdot \gamma_{H2O} + W_{inf} \cdot \gamma_{H2O})}{2} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf}) \cdot \frac{\sin \alpha_o}{\sin \alpha_o}$$

$$V_W = \frac{(W_{sup} \cdot \gamma_{H2O} + W_{inf} \cdot \gamma_{H2O})}{2} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf}) \cdot \frac{\cos \alpha_o}{\sin \alpha_o}$$

$$x_w = x_{M.inf} + \frac{(2 \cdot P_{sup} + P_{inf})}{3 \cdot (P_{inf} + P_{sup})} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf}) \cdot \tan \alpha =$$

$$= x_{M.inf} + \frac{(2 \cdot P_{sup} + P_{inf})}{3 \cdot (P_{inf} + P_{sup})} \cdot sporto_{di\ monte}$$

$$y_w = y_{inf} + \frac{(2 \cdot P_{sup} + P_{inf})}{3 \cdot (P_{inf} + P_{sup})} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf})$$

α = angolo scarpa di monte = $\tan^{-1}\left(\frac{\text{larghezza proiezione scarpa di monte del MACRO concio}}{\text{altezza MACRO concio}}\right)$

α_0 = angolo piede di monte = $\cot^{-1}\left(\frac{\text{larghezza proiezione scarpa di monte del MACRO concio}}{\text{altezza MACRO concio}}\right)$

Si passa ora definire l'azione idrodinamica (H_{ws}) dovuta al sisma che ne amplifica il modulo, la quale, agisce lungo la stessa retta d'azione della Hw:

$$H_{ws} = H_W \cdot a_g$$

In cui:

a_g [g/g] = accelerazione orizzontale di calcolo a cui è soggetto il corpo diga (Figura 6.29). Il suo valore verrà automaticamente caricato per via di una utility appositamente creata di cui parleremo più avanti.

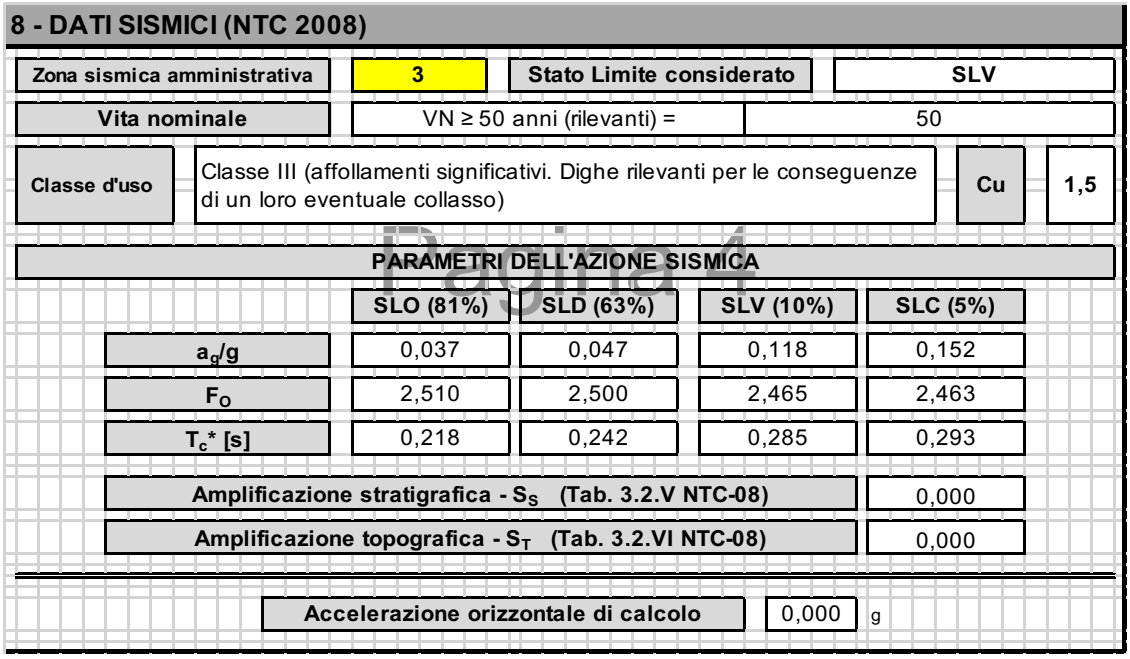


Figura 4.29: Dati di input sismici (NTC 2008) implementati automaticamente all'interno della scheda

A livello baricentrico dell'i-concio trapezoidale (Figura 4.26) sono state considerate il peso proprio (V_G) e la spinta orizzontale dovuta all'accelerazione orizzontale sismica (H_S):

$$V_G = A_{trapezio} \cdot \gamma_{H2O} \cdot spessore\ elemento\ da\ verificare^{(*)}$$

$$H_S = V_G \cdot a_g$$

(*) Si ricordi che lo *spessore dell'elemento da verificare* dovrà essere pari a 1 nel caso di sbarramenti e ≠ 1 nel caso di traverse fluviali.

Si prosegue ora nel definire le caratteristiche di sollecitazione (N, V, M), ossia, le forze e i momenti interni che, sviluppandosi all'interno della struttura a causa dell'azione del sistema di forze esterne, rendono internamente equilibrata la struttura.
Avendo già prima menzionato che il calcolo delle tensioni sia stato fatto in accordo alla teoria del solido elastico (snello) di De Saint-Venant si introducono due ulteriori ipotesi semplificative:

- Si considera il corpo diga come elemento monodimensionale verticale, incastrato in fondazione in corrispondenza del punto medio della sezione inferiore;
- Congruentemente alla sezione trasversale, si considera l'elemento monodimensionale (trave) a sezione variabile;
- Elemento strutturale rigido e non deformabile.

Come noto, l'insieme delle forze esterne direttamente applicate alla struttura e le conseguenti reazioni vincolari porteranno a generare stati di sollecitazione di sforzo normale (N), sforzo tagliante (T) e momento flettente (M). Una volta fissate le

condizioni al contorno, mediante relazioni di equilibrio di parti del manufatto sarà possibile ricavare le sollecitazioni interne agenti lungo l'asse della struttura.
Nello specifico, dopo aver definito i carichi agenti lungo la struttura e preso in esame una sezione qualsiasi lungo il corpo diga, sarà possibile trovare la risultante agente superiormente e inferiormente la sezione. Questa risultante avrà una componente verticale che sarà proprio lo sforzo normale (V) agente sul baricentro della sezione, una componente orizzontale che chiameremo di taglio (H) e un momento flettente (M) agente nel piano (X, Y) contenente l'asse baricentrico dell'intero elemento. Quindi, V, H e M sono da considerare le componenti (baricentriche) della risultante di tutte le azioni agenti sulla sommità della sezione considerata. Di conseguenza, dato che le forze (V, H, M) agiscono sulla generica sezione mediante delle tensioni agenti su ogni area elementare "infinitesima" (es. 1 mm^2), lo sforno normale (V) e il momento flettente (M) daranno luogo a delle tensioni che potranno essere di trazione (σ^+) o di compressione (σ^-) mentre il taglio (H) darà luogo a delle tensioni tangenziali (τ). Si può quindi affermare che (V, H, M) rappresentano anche le risultanti di tutte le tensioni agenti sulla sezione. Successivamente, con la formula di Navier si potrà determinare l'andamento delle tensioni normali mentre con la formula di Jourawski correlare la sollecitazione orizzontale alle tensioni tangenziali.
Sulla base di quanto raffigurato in Figura 4.26, si riportano le tre equazioni di equilibrio usate per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione interne agenti sulla faccia del concio elementare: alla rotazione intorno all'origine degli assi, alla traslazione verticale e alla traslazione orizzontale.

$$+\circlearrowleft \; M_{inf} = M_{sup} + V_{sup} \cdot x_{sup} + H_{sup} \cdot y_{sup} + H_s \cdot y_G + V_G \cdot x_G + H_W \cdot y_W + H_{WS} \cdot y_W + V_W \cdot x_W - V_{inf} \cdot x_{inf} - H_{inf} \cdot y_{inf}$$

$$+\downarrow \; V_{inf} = V_{sup} + V_W + V_G$$

$$+\rightarrow \; H_{inf} = H_{sup} + H_{WS} + H_W + H_S$$

Così procedendo, si conclude quanto concerne il calcolo delle azioni agenti fino in fondazione, note le quali, per via della formulazione di pressoflessione retta si passerà a determinare lo stato tensionale normale (σ_y) di compressione (-) o trazione (+), mentre, per via di Jourawski lo stato tensionale tangenziale (τ_{xy}). Come detto, essendo il problema attribuibile a quello di una pressoflessione retta, a partire dal livello superiore di ciascun concio (Y_{sup}) si arriverà a definire gli estremi del nocciolo centrale d'inerzia ($X_{\text{nocciolo di monte}}$, $X_{\text{nocciolo di valle}}$), la posizione del centro di pressione e quindi arrivare a tracciare la curva delle pressioni lungo tutta la sezione (Figura 4.30).

$$X_{\text{nocciolo di monte}} = X_{Monte} + \frac{(X_{Valle} - X_{Monte})}{3}$$

$$X_{\text{nocciolo di valle}} = X_{Monte} + \frac{2 \cdot (X_{Valle} - X_{Monte})}{3}$$

$$\text{c. d. p. pressoflessione retta} = \begin{cases} X_{sup} + e_x = X_{sup} + \dfrac{M_{sup}}{V_{sup}}; & \text{se } V_{sup} \neq 0 \\ \dfrac{X_{Monte} + X_{Valle}}{2}; & \text{se } V_{sup} = 0 \end{cases}$$

In cui:

- X_{Monte}: è l'ascissa del paramento di monte;
- X_{Valle}: è l'ascissa del paramento di valle;
- X_{sup}: è l'ascissa del punto medio della base superiore del concio trapezoidale misurata a partire dall'origine degli assi O (X, Y);
- e_x: è l'eccentricità l'ungo l'asse x conseguente al carico eccentrico.

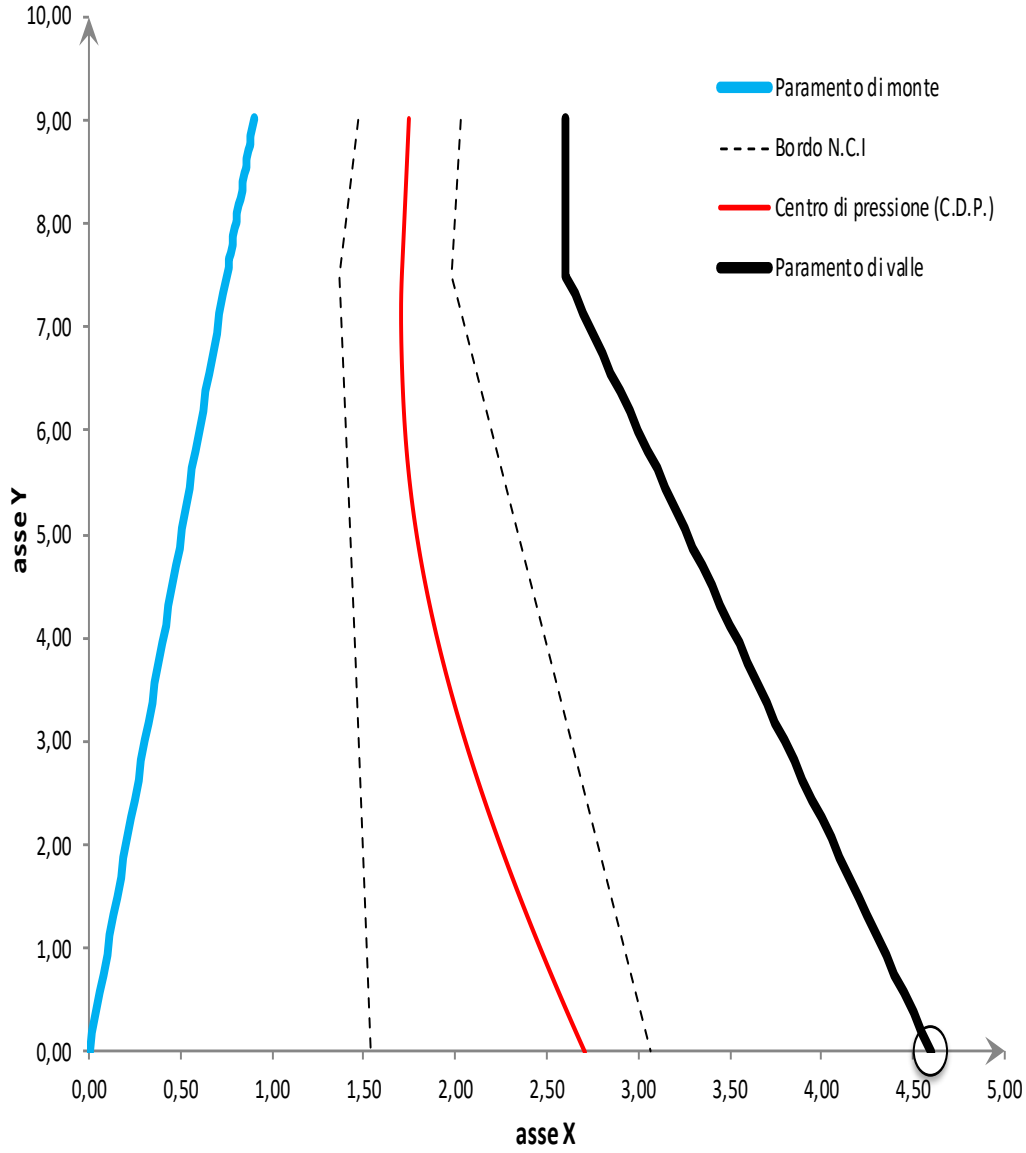


Figura 4.30: Rappresentazione grafica della curva delle pressioni della sezione maestra dello sbarramento derivante dall'inserimento dei dati di input richiesti durante la compilazione della scheda di rilievo

Verificando se il centro di pressione sia posizionato internamente o meno al nocciolo centrale d'inerzia posto nel terzo medio della larghezza della sezione sarà possibile verificare la presenza di tensioni di trazione agenti sul paramento di monte. Di seguito, per ciascuna diversa posizione che il centro di pressione può assumere lungo l'asse principale X, si riporta il rispettivo andamento del diagramma delle tensioni σ (Figura 4.31).

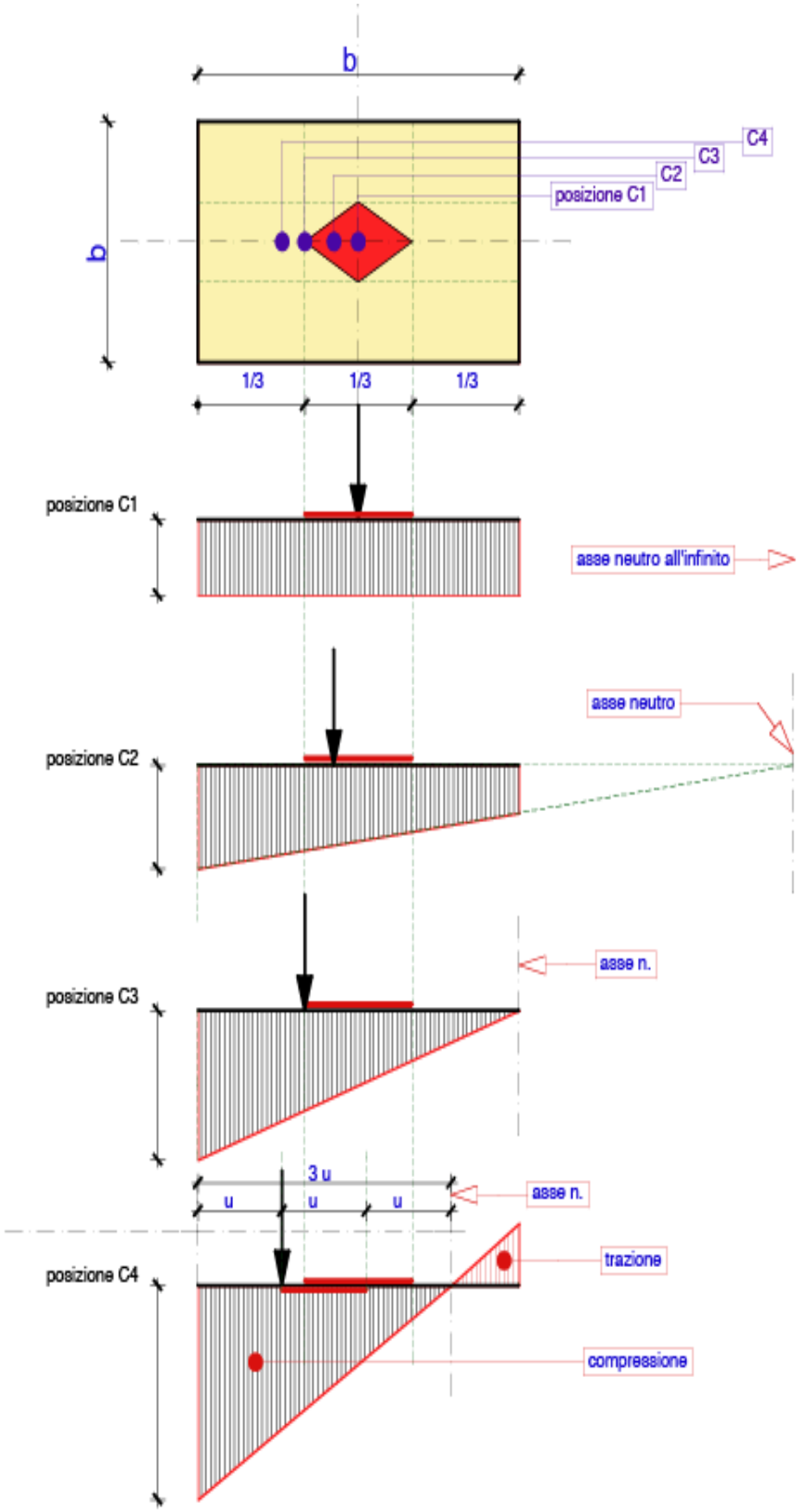


Figura 4.31: Diagrammi delle sollecitazioni in una sezione rettangolare al variare delle linee di azione del carico verticale (V) entro e fuori il nocciolo centrale di inerzia

In analogia a quanto sopra raffigurato si riportano i diagrammi (Figura 4.32) relativi ad un corpo diga a serbatoio pieno i quali andamenti risultano però simmetrici rispetto a quelli visti prima.

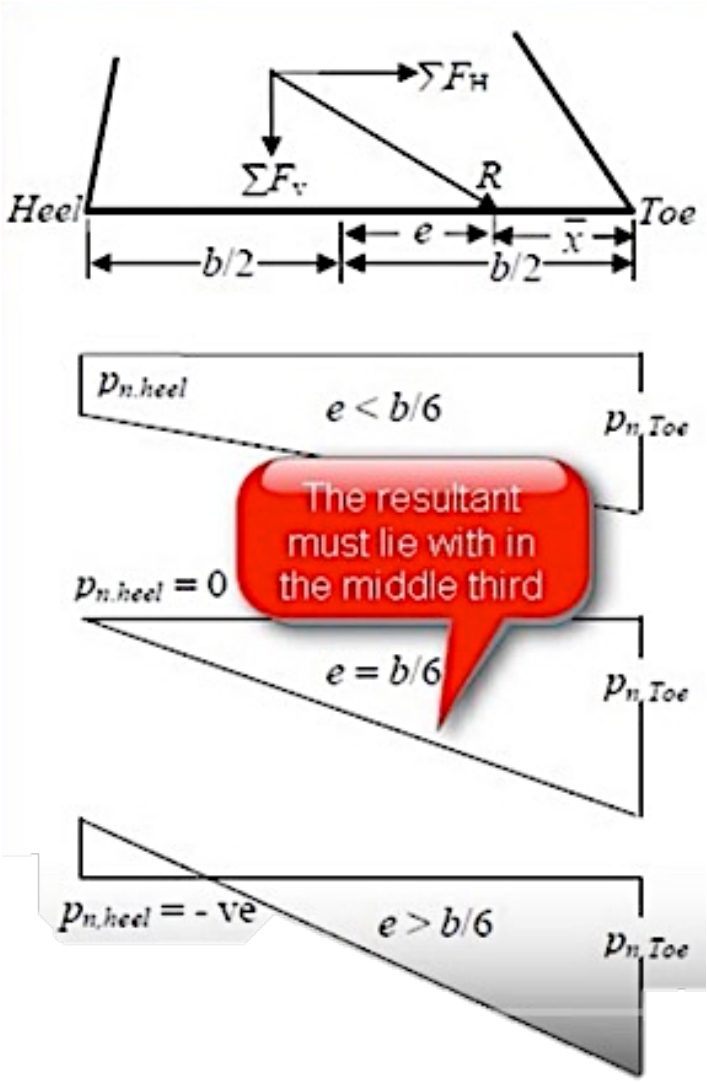


Figura 4.32: Possibili distribuzioni tensionali (serbatoio pieno): per non incorrere in tensioni di trazione sul paramento di monte è bene che la risultante si trovi all'interno del terzo medio (e ≤ b/6)

Si precisa che le eventuali azioni aggiuntive baricentriche (V, H, M) agenti sulla sommità di ciascun macro concio (Figura 4.27-Figura 4.28) verranno rispettivamente sommate a quelle di V_{sup}, H_{sup} e M_{sup}. Più precisamente, parlando in termini di conci elementari, l'aggiunta interesserà le celle contraddistinte dal numero "20". Quanto detto è utile nel caso si voglia prendere in considerazione il peso proprio trasmesso dalle eventuali sovrastrutture permanenti accessorie alle opere di ritenuta, la spinta dovuta al ghiaccio agente al livello del coronamento piuttosto che le sottopressioni

Nel riassumere quanto finora detto, potremo dire che partendo nel risolvere la struttura a partire dalla sua sommità (coronamento) e quindi calcolando le sollecitazioni alle diverse altezze si potrà pervenire alla determinazione delle azioni in fondazione. Ciò sarà possibile farlo grazie all'equilibrio tra le sollecitazioni derivanti dal concio superiore, le azioni esterne (spinta idraulica e sisma) e le azioni trasmesse al concio inferiore.

4.4 Lo stato tensionale e alcune sue note a riguardo

La verifica strutturale viene effettuata per tutte le sezioni orizzontali del corpo diga per le quali occorre il rispetto delle seguenti condizioni:

1. La compressione massima e quindi le relative tensioni dovranno essere minori o uguali ad un quarto della resistenza caratteristica a compressione del cls a 90 giorni di maturazione ($\sigma_{MAX(-)} \leq \sigma_{AMM} = R_{Ck,90gg} / 4$) e comunque avere una resistenza caratteristica $R_{Ck,90gg} > 15$ [MPa];
2. Il massimo valore di trazione ammesso per la struttura dovrà essere minore o uguale al limite di 3 [kg/cm^2] ossia 0,3 [MPa] ($\sigma_+ < 0{,}3$ MPa). Tale limite potrà essere innalzato a 5 [kg/cm^2] ossia 0,5 [MPa] ($\sigma_+ < 0{,}5$ MPa) qualora però fosse unicamente indotto dalle azioni sismiche.

Al fine di evitare l'eventuale trazione sul paramento di monte o le eccessive compressioni sul lato di valle è importante procedere al calcolo delle tensioni principali. In condizione di serbatoio pieno, i valori di tensione verticale, tra i quali di nostro interesse il valor minimo e massimo, presenteranno segno negativo qualora di compressione mentre segno positivo se di trazione. Quest'ultima, dovrà essere un valore "piccolo" per soddisfare il limite imposto da normativa pari a 0,5 [MPa] (ammesso solo nel caso di azione sismica). Ciò è dovuto alla trascurabile resistenza a trazione del calcestruzzo che se fessurato potrebbe agevolare la formazione di un moto di filtrazione incontrollato all'interno del corpo diga e nel peggiore dei casi portare alla sua rottura (Figura 4.33). Perché possa ritenersi escluso qualsiasi sforzo di trazione nelle murature, tutte le curve delle pressioni dovranno essere contenute tra le due linee di nocciolo di monte e di valle.

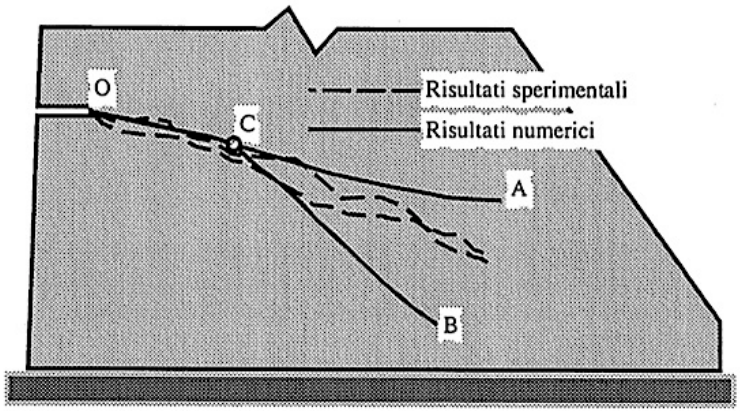


Figura 4.33: Esempio di traiettorie per innesco della fessura dove il tratto O-C è il risultato numerico ottenuto tramite il criterio della tensione principale massima (F. Barpi "Modelli numerici per lo studio dei fenomeni fessurativi nelle dighe")

Una volta calcolati i valori delle tensioni normali agenti in direzione verticale, nel lembo di monte ed in quello di valle di una sezione orizzontale, occorrerà calcolare le tensioni normali principali. Infatti, i valori di tensione ottenuti dalla formula della pressoflessione semplice non possiamo essere certi che siano i massimi e i minimi assoluti. In altre parole non è detto che, lungo la direzione unitaria della sezione vista in pianta, sia a monte che a valle non vi siano delle direzioni diverse dalla verticale lungo

le quali agiscano sforzi normali maggiori e minori di quelli ricavati tramite Navier. Le direzioni delle tensioni principali nei vari punti della struttura sono inviluppate dalle infinite linee isostatiche che per esempio per un profilo triangolare puro hanno l'andamento illustrato nella figura sotto (Figura 4.34). Le isostatiche servono a fornire un'idea di come gli sforzi principali interni si distribuirebbero qualora il materiale fosse davvero isotropo. Il loro tracciamento deriva dalla teoria di Mohr la quale è in grado di dirci punto per punto di quanto dovrà ruotare (θ_0) l'elementino infinitesimo affinché si possano trovare le due direzioni principali (1, 2) lungo le quali agiranno le corrispondenti tensioni principali (σ_1, σ_2). In particolar modo le due direzioni principali rappresenteranno anche le tangenti all'isostatica di trazione e di compressione passanti per il punto baricentrico dell'elementino infinitesimo analizzato. Così facendo, per ciascun punto considerato si otterranno le linee isostatiche di trazione e di compressione. Per uno stato di tensione piano, le tensioni principali agenti lungo le rispettive direzioni sono caratterizzate dal fatto di essere le sole a non essere accompagnate dalle tensioni tangenziali (τ) che quindi saranno nulle. Note le tensioni normali verticali (dalla formula di pressoflessione) e quelle tangenziali (dalla formula di Jourawsky) sarà possibile ricavare, tramite formulazioni analitiche o volendo dalla costruzione grafica del cerchio di Mohr, le tensioni principali (σ_1, σ_2).

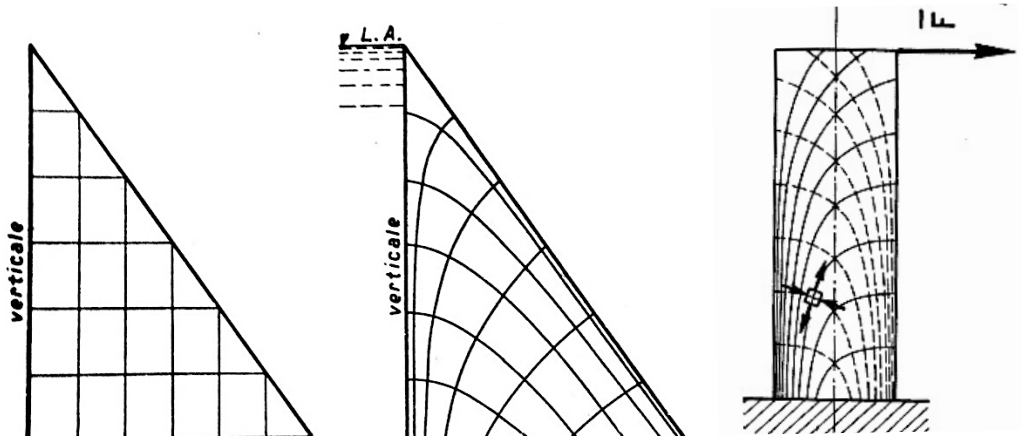


Figura 4.34: Andamento delle linee isostatiche a serbatoio vuoto e a serbatoio pieno sul profilo teorico di Rankine e una certa analogia con la trave a mensola in cui le linee isostatiche di trazione sono quelle continue mentre le linee isostatiche di compressione sono le tratteggiate

Riguardo la parte di calcolo della scheda di rilievo è stato considerato il caso di stato monoassiale verticale per il quale le tensioni principali sono state calcolate per via delle seguenti formule analitiche derivanti da equazione di 2° grado (Figura 4.35):

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}{}^2} = \frac{\sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(-\sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}{}^2}$$

$$con\ (\sigma_1 > \sigma_2); \quad \theta_0 = \frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x-\sigma_y}\right); \quad \tau_{xy}^{\max} = \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2} = \left(\frac{\sigma_y}{2}\right)$$

Si noti come il primo termine addendo rappresenti l'ascissa del centro del cerchio di Mohr mentre il radicando corrisponda al diametro del cerchio. θ_0 rappresenta invece l'angolo di cui deve ruotare il sistema di tensione piano per ottenere le tensioni principali e passare quindi da un sistema di riferimento (x, y) ad uno principale (x^*,y^*).

τ_{xy}^{max} rappresenta la massima tensione tangenziale che coincide con il raggio del cerchio da cui sarà possibile trovare graficamente le orientazioni del cubetto per le quali si realizzeranno le massime tensioni tangenziali.

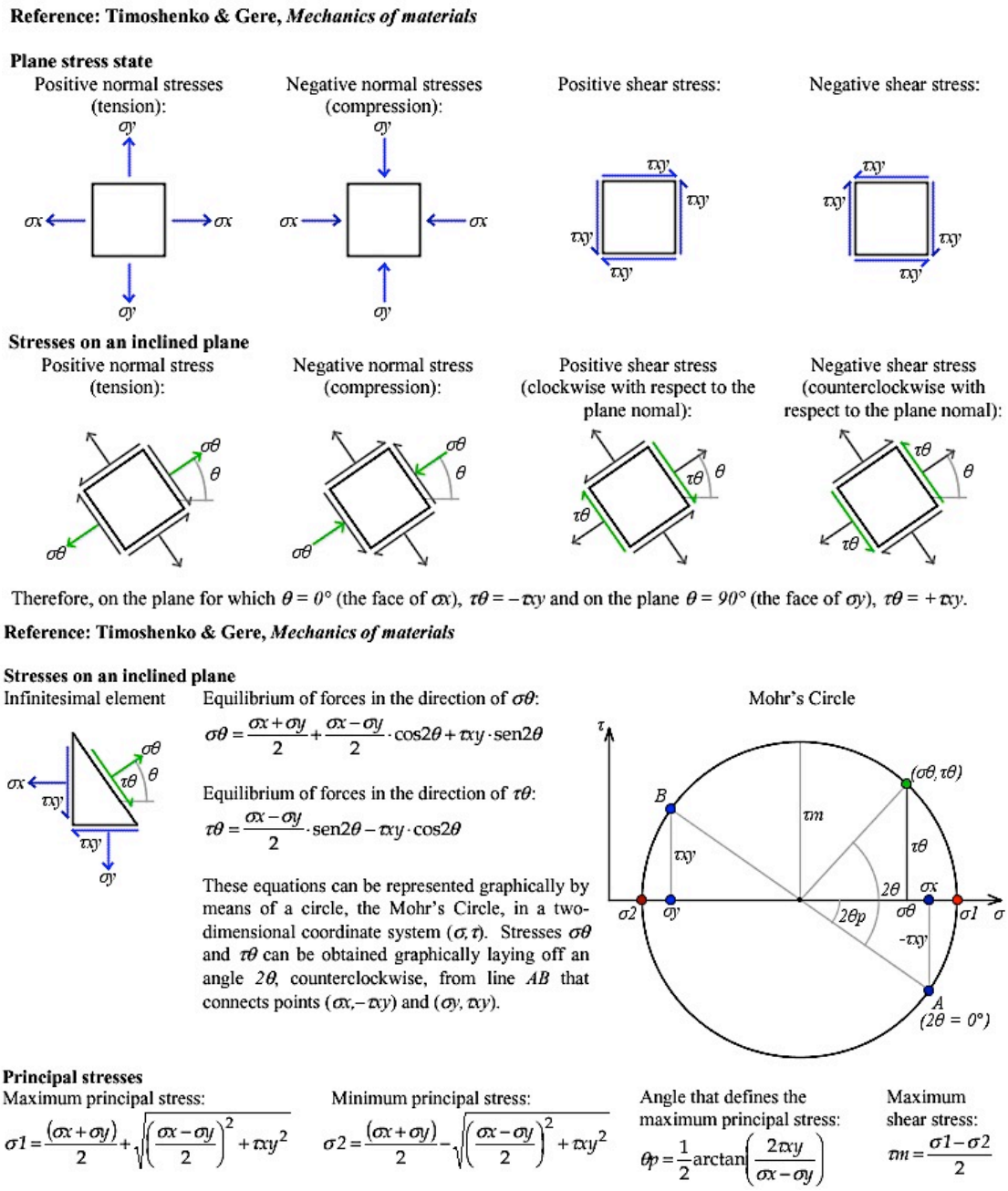


Figura 4.35: Convenzione segni e cerchio di Mohr con le relative formule per il calcolo analitico delle tensioni su di un piano inclinato (σ_0, τ_0) e delle tensioni principali (σ_1, σ_2)

Nel caso specifico di stato tensionale monoassiale la massima tensione tangenziale sarà pari alla metà della tensione verticale considerata agente σ_y. Dato che il cerchio massimo sarà caratterizzato dalla massima differenza di tensioni principali, occorre ricordare come più grande sarà il cerchio di Mohr e tanto più potenzialmente pericolosa sarà la situazione tensionale nell'intorno del punto. Ciò ad esempio spiega come per i criteri di resistenza l'avere cerchi di Mohr grandi porta i materiali duttili (acciaio, ghisa,

legno, …) vicini al collasso, per il quale la τ_{xy}^{max} sarà la principale responsabile. Riguardo i materiali fragili come il calcestruzzo, le rocce e i terreni un criterio di rottura da adottare è quello di Coulomb (1773) - Mohr (1900) il quale rappresenta un'estensione del criterio di Tresca, valido invece per i materiali duttili.
Si ricordi brevemente come il criterio di Coulomb-Mohr $(\tau_{max} = \tau_c - \sigma \tan \varphi)$ si basi principalmente su due parametri tra cui la coesione del materiale (τ_c) e l'angolo di attrito interno (φ) tipico dei terreni. A differenza del criterio di Tresca, Coulomb-Mohr afferma che la resistenza aumenta con l'aumentare dello stato di compressione e che, nuovamente come per Tresca, la rottura avviene per il raggiungimento della tensione tangenziale massima. Graficamente sul piano di Mohr-Coulomb si evidenzia un comportamento che è migliore dal lato delle compressioni (-) e meno buono da quello delle trazioni (+). Il dominio ammissibile risulta essere tale per cui in funzione delle 3 tensioni principali (σ_1, σ_2, σ_3) i cerchi di Mohr risultino contenuti all'interno delle rette limite (o piani di scorrimento). Quest'ultime, dato rappresentare il limite del dominio ammissibile entro cui dovranno essere contenuti i cerchi, non tenderanno all'infinito bensì avranno in termini di tensione ultima un "cut-off" sia dal lato compressione (σ_u^-) che da quello di trazione (σ_u^+). L'intercetta delle rette limite sarà pari al termine di coesione con pendenza pari a (φ) e origine coincidente con la tensione normale (σ). La non simmetria del dominio è anche evidente per uno stato tensionale piano ($\sigma_3 = 0$) dove la caratteristica forma assunta sul piano delle tensioni principali (σ_1, σ_2) è quella di un esagono allungato dal lato delle compressioni. Una tale particolare geometria trova nuovamente spiegazione nel fatto che nei materiali fragili il valore ammissibile di trazione è molto più piccolo di quello a compressione. Va inoltre ricordato come in assenza di attrito interno il dominio coinciderebbe con quello di Tresca ossia di esagono simmetrico rispetto l'origine degli assi. Va infine precisato come tale criterio sia stato preso in considerazione dalle normative e ritenuto valido per materiali fragili quali il calcestruzzo e le rocce per i quali viene ampiamente usato per la sua semplicità. Questo è uno dei motivi per il quale ancora oggi viene utilizzato per la maggior parte delle linee guida inerenti alla stabilità allo scorrimento delle dighe in calcestruzzo per la stima della resistenza a taglio. Infine, la sua teoria, ormai alla base dei programmi di calcolo automatico per l'analisi agli elementi finiti (FEM), è tuttora oggetto di studio da cui poter sperimentare nuovi e forse più evoluti criteri di resistenza.
Dopo aver richiamato alcune nozioni, si passa al calcolo delle tensioni tangenziali medie agenti lungo la direzione y e perpendicolari all'asse x ($\overline{\tau}_{yx}$) ricavabili mediante la formula di Jourawsky valida nel caso di solido elastico snello definito secondo la teoria di De Saint-Venant. Tramite le soluzioni derivanti da quest'ultima si potrà ricavare all'interno dell'elemento lo stato tensionale e poter così verificare se per quei punti dell'elemento più sollecitati le tensioni raggiunte siano ammissibili. Ciò, nell'ottica delle verifiche di resistenza, vuole dire controllare che il dominio di resistenza del materiale sia rispettato e quindi mai superato. Per i casi monoassiali si tratterà di confrontare la σ con la tensione limite monoassiale sperimentale, mentre invece per i casi pluriassiali, a seconda del tipo di materiale, si dovranno adottare i criteri di resistenza prima citati (Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb). Nei casi in cui la verifica non andasse a buon fine bisognerà provvedere dal punto di vista ingegneristico ad apportare delle modifiche alla struttura (geometria, materiale, …) al fine di ridurre le sollecitazioni agenti.

Si riporta di seguito la formula generale di Jourawsky per il caso di taglio retto e quella che da essa deriva per la determinazione della massima tensione tangenziale media di una sezione rettangolare:

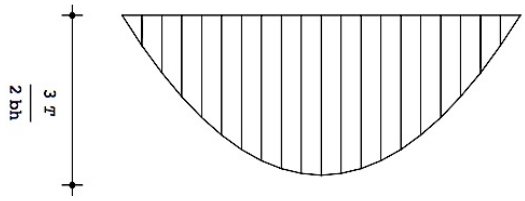
$$\overline{\tau}_{yx} = \frac{T_x S_z^{A'}}{I_z b} \Rightarrow \overline{\tau}_{yx}^{max} = S_x \frac{T_x}{A} = \frac{3}{2}\frac{T_x}{A}$$

$$S_z^{A'} = \frac{h}{2}\left(\frac{b^2}{4} - x^2\right) \Rightarrow \overline{\tau}_{yx} = \frac{6T_x}{hb^3}\left(\frac{b^2}{4} - x^2\right)$$

N.B.: Le ultime due equazioni sopra scritte di $S_z^{A'}$ e di $\overline{\tau}_{yx}$ servono per il loro calcolo immediato ma sono valide per la sola sezione rettangolare.

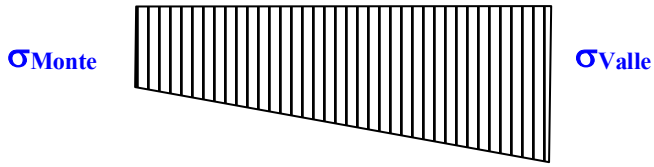
essendo:

- T_x: taglio indotto da una forza giacente sul piano della sezione diretta secondo l'asse centrale d'inerzia x;
- $S_z^{A'}$: momento statico dell'area A^I al di sotto della corda generica, individuata da coordinata x, calcolato rispetto all'asse z;
- I_z: momento d'inerzia attivato dalla flessione corrispondente al taglio T_X, calcolato rispetto l'asse z. In tal caso il taglio T_X attiverà un momento flettente M_Z;
- b: lunghezza della corda generica;
- S_X: fattore di taglio (adimensionale) variabile in base della geometria della sezione. Per sezioni rettangolari assume valore pari a 3/2 mentre ad esempio per quelle circolari 4/3;
- A: area della sezione considerata, in tal caso pari a b x h.

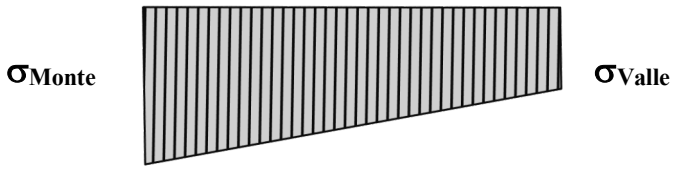


Il disegno sopra rappresenta la distribuzione delle tensioni tangenziali medie $\overline{\tau}_{yx}$ considerate sulla corda e variabili parabolicamente secondo x. Come ci si aspettava si noti come l'andamento non sia del tipo lineare come per la pressoflessione bensì parabolico e simmetrico rispetto la corda baricentrica della sezione a livello della quale la $\overline{\tau}_{yx}$ raggiungerà il suo massimo valore. Ciò perché è proprio sulle corde baricentriche che si otterrà il momento statico massimo parziale. Per contro la $\overline{\tau}_{yx}$ risulterà nulla in corrispondenza del lembo di monte e di valle del paramento (x = ± b/2).
Dalle condizioni di equivalenza sulla superficie laterale del solido di De Saint Venant si ricordi come per il caso in esame di sezione rettangolare, con forza di taglio retto agente

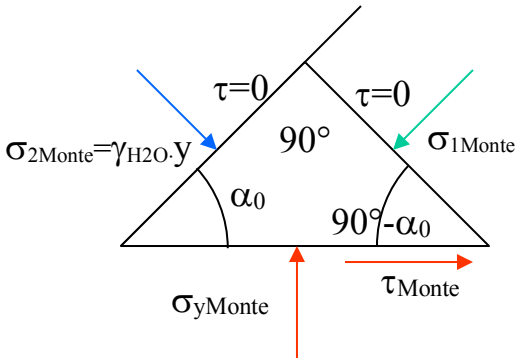
T_X, ci si debba aspettare che le $\overline{\tau}_{yx}$ siano più importanti rispetto le $\overline{\tau}_{yz}$ e che quindi saranno le prime quelle principali da dover considerare per le verifiche di resistenza del materiale. Per una sezione circolare invece le $\overline{\tau}_{yz}$ non potranno essere trascurate come fatto per il caso di una sezione rettangolare.
Lo stato tensionale derivante dal taglio è di tipo biassiale motivo per cui in ogni caso abbiamo sempre 2 tensioni principali (σ_1, σ_2) diverse da zero. Da ciò deriva la contemporanea presenza di linee isostatiche di trazione e di compressione.
Va inoltre precisato come la formula di Jourawsky sia solo un'approssimazione per lo studio delle τ dovute al taglio che consiste nel considerare delle tensioni costanti lungo una corda. Tuttavia, tale teoria approssimata, derivante da un'analisi statica, risulta essere di fondamentale importanza per la risoluzione del problema la cui soluzione esatta sarebbe altrimenti molto più complicata d'affrontare.

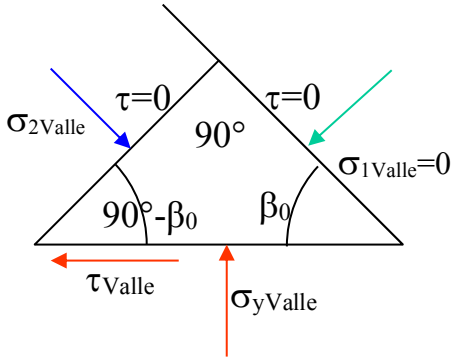


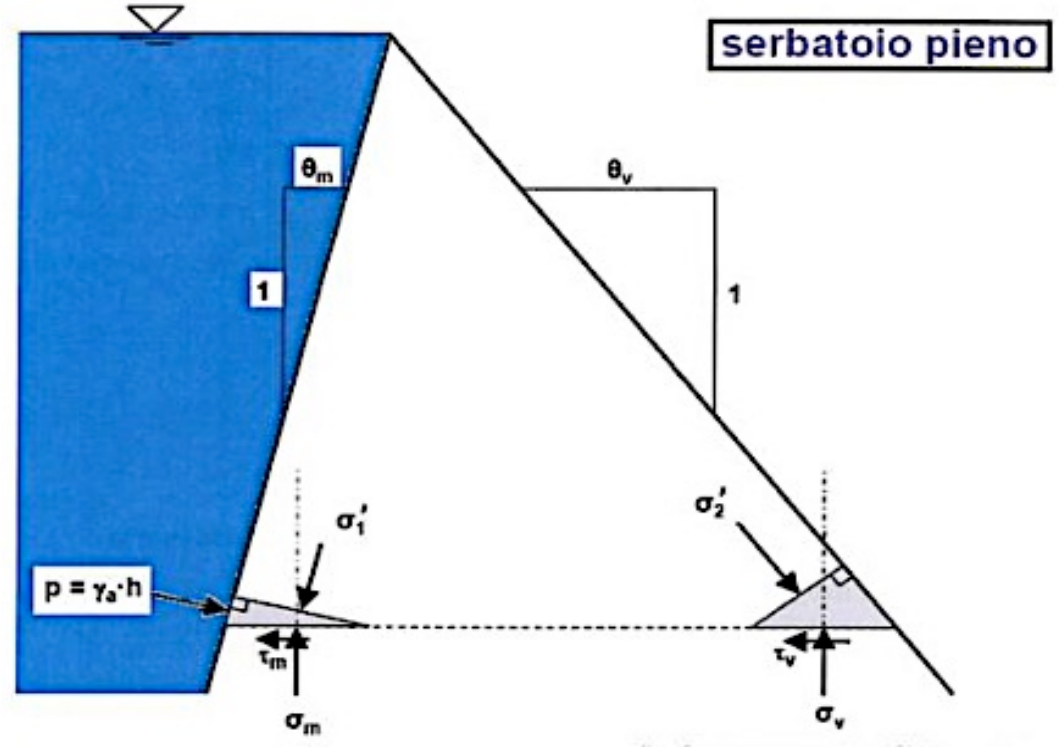
Il diagramma delle tensioni normali verticali sopra riportato rappresenta il tipico andamento lineare trapezoidale della pressoflessione semplice (con piccola eccentricità) nel caso di **serbatoio pieno**. Per una tale condizione si avranno tendenzialmente le massime compressioni sul lembo di valle e le minime su quello di monte. Come già detto si dovrà evitare la comparsa di eventuali tensioni di trazione che potrebbero nascere a monte in prossimità della base dello sbarramento. Una tale condizione si verificherebbe nel caso di una grande eccentricità (e > b/6) la quale, per il caso di materiali non resistenti a trazione come il calcestruzzo non armato e la muratura, porterebbe alla parzializzazione della sezione resistente e quindi ad una sua riduzione di larghezza utile alla resistenza.



Il diagramma sopra raffigurato come prima rappresenta la distribuzione delle tensioni normali in una sezione orizzontale generica ma nel caso di **serbatoio vuoto**.
Perché possa ritenersi escluso qualsiasi sforzo di trazione nelle murature, tutte le curve delle pressioni debbono essere contenute tra le due linee di nocciolo di monte e di valle. In pratica la curva delle pressioni a vuoto (Figura 4.9) può rasentare l'estremo di monte del terzo medio; quella a pieno invece deve mantenersi un po' addentro rispetto all'estremo a valle.
Considerando l'unghia di monte e di valle (vedi schema sotto) di un corpo diga si può notare come sia il paramento di monte che quello di valle rappresentino una giacitura o direzione principale. Ciò perché su entrambi i paramenti non vi sono sollecitazioni di carattere tangenziale ed in più per quello di valle nemmeno sollecitazioni normali. Oltre che a ricavare le tensioni principali con le formule analitiche del cerchio di Mohr sarà possibile ottenere un medesimo risultato tramite equazione di equilibrio alla traslazione verticale di ciascun triangolino. Così facendo, si potrà infatti ricavare dall'unghia di monte il valore di σ_{1Monte} e da quello di valle σ_{2Valle}.







$$\sigma_{1Monte} = \sigma_{yMonte} \cdot \left(1+\theta^2_{monte}\right) - \gamma_{H2O} \cdot y \cdot \theta^2_{monte}$$

$$\sigma_{2Valle} = \sigma_{yValle} \cdot \left(1+\theta^2_{valle}\right) \Rightarrow \sigma_{2Valle} \approx 2\sigma_{yValle}$$

$$\theta_{monte} = \cot(\alpha^{\circ}_0) \cong 0,05;$$

$$\theta_{valle} = \cot(\beta^{\circ}_0) = \frac{B''}{H} \cong 0,7 \approx 1$$

$$\left|\gamma_{H2O} \cdot y \cdot \theta^2_{monte}\right| < \left|\sigma_{yMonte} \cdot \left(1+\theta^2_{monte}\right)\right|$$

Nel caso a monte si verificasse la disuguaglianza sopra scritta si potrebbe avere delle sollecitazioni normali di trazione per le quali, secondo la convenzione adottata, si avrebbero $\sigma_{1Monte} > 0$. In tal caso bisognerà verificare che siano rispettati i limiti

imposti da normativa. Quindi, dato occorre che $\sigma_{1Monte} \leq 0$ (compressione) sarà necessario avere un σ_{yMonte} alquanto minore di zero.

N.B.: L'angolo α_0 è l'angolo fra il paramento di monte e l'orizzontale mentre l'angolo β_0 l'angolo fra il paramento di valle e l'orizzontale. Tali due angoli non sono da confondere con α e β che sono rispettivamente l'angolo della scarpa di monte e di quello di valle, così indicati all'interno del foglio "Calcoli" della scheda. Con B'' si è indicato il cateto maggiore posto alla base del triangolo di Rankine (quello verso valle) mentre con H l'altezza di massimo invaso della diga alla cui quota parte il vertice del profilo teorico triangolare. Con *y* invece è intesa la coordinata di approfondimento con origine coincidente a livello della quota di massimo invaso.

Si osservi come per le dighe non massicce aventi α_0 grande e quindi tendenti ad un paramento di monte verticale vi sia il rischio che il calcestruzzo vada in trazione e come sul lembo di valle la tensione principale calcolata possa arrivare ad essere anche il doppio di quella verticale dovuta alla pressoflessione.
Per finire, va inoltre osservato come, specie per le vasche di carico, sia importante tener conto, se pur in modo semplificato, delle azioni aggiuntive derivanti dalle sovrastrutture gravanti sulla sommità del coronamento. Per tali situazioni, la verifica è stata effettuata considerando la sezione verticale di muro posta a livello baricentrico rispetto alla pianta della sovrastruttura su di esso agente. Ciò ha richiesto la determinazione del carico indotto dal fabbricato esistente (locali tecnici e di manovra) rilevando per prima cosa dalle tavole di progetto disponibili la superficie di impronta. Successivamente, sulla base dell'altitudine del sito, è stato determinato il carico neve inteso in direzione verticale e riferito alla proiezione orizzontale della copertura. Il sovraccarico da neve è stato calcolato tramite la formula indicata sulle norme tecniche per le costruzioni (NTC2008) sulla base delle quali è stato dapprima determinato l'angolo di falda e sulla base di esso il coefficiente di forma della copertura. Dopo sulla base della topografia dell'area d'interesse è stato calcolato il coefficiente di esposizione e stimato un valore forfettario del coefficiente termico relativo alla riduzione di carico da neve causato dallo scioglimento della stessa prodotto dal trasferimento di calore dall'edificio. Quest'ultimo, dato dipendere dalle proprietà di isolamento termico del materiale usato per la copertura e visto che solitamente i fabbricati, essendo per lo più adibiti a manovra dei macchinari, non sono riscaldati, è stato sempre posto a favore di sicurezza un coefficiente termico pari ad 1. Fatto ciò, è stato calcolato il carico della neve al suolo e quindi in ultimo il sovraccarico dovuto alla neve. Il passo successivo è stato quello di passare all'analisi dei carichi (proiezione orizzontale) per la quale si sono definiti i materiali più comunemente usati ed i relativi pesi specifici. In funzione della tipologia di tetto e della struttura del fabbricato si è spesso ipotizzato che sulla sommità del muro oggetto di verifica venisse scaricato un carico verticale la cui risultante fosse somma di metà di quello dovuto al peso del tetto e della neve, più l'intero carico equivalente della muratura di tamponamento, disposta lungo il coronamento della vasca.
Per altri casi analizzati come per la traversa di Brusson, secondo la disposizione in pianta dell'edificio è stato pensato non essere necessario dividere a metà il carico verticale agente come sopra fatto.
Nel caso in cui la risultante dei carichi verticale (V) risultasse eccentrica rispetto alla sommità baricentrica del coronamento è stata aggiunta come ulteriore azione agente quella di momento (M). Quest'ultimo, come schematizzato in figura (Figura 4.36), è necessario affinché si ottenga un sistema di forze equivalente ridotto a livello

baricentrico sul coronamento. La coppia di trasporto serve infatti a ripristinare la condizione statica originaria di carico verticale agente eccentricamente rispetto al baricentro della sezione considerata alla cui eccentricità si deve la nascita di un momento pari al prodotto (V·e), il cui verso viene in tal caso assunto positivo se orario mentre negativo se antiorario.

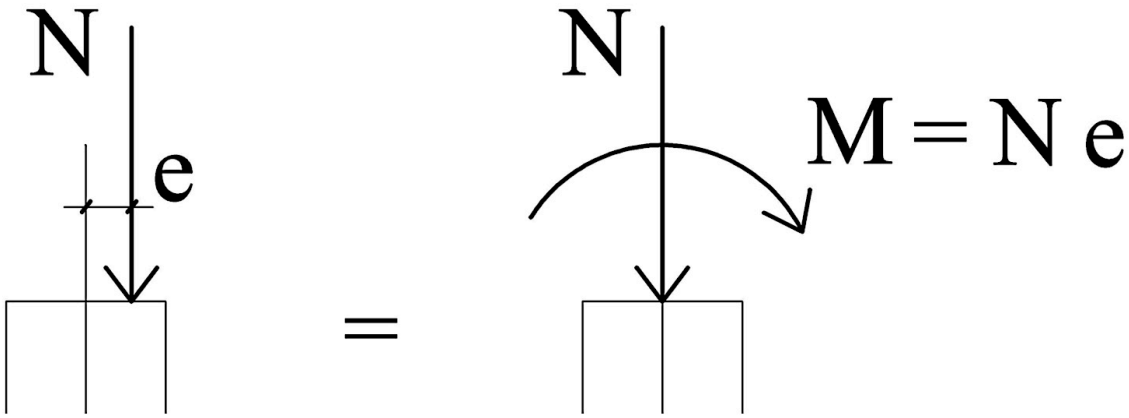


Figura 4.36: Sistema di forze equivalente ridotto a livello baricentrico

4.5 Alcune considerazioni di carattere generale

La presenza del coronamento risulta di fondamentale importanza al fine di garantire che la risultante verticale (peso della struttura) tenda a spostarsi verso monte garantendo così la stabilità della diga a gravità massiccia. Quest'ultima è assicurata dal contrasto del peso proprio alla spinta idrostatica e non solo (Figura 4.37). Nel caso invece fuoriuscisse dal nocciolo la parete a valle andrebbe in trazione. Affinché ciò non si verifichi, sarebbe necessario estendere leggermente il paramento di monte di modo che la sezione possa così allargarsi e il peso del coronamento rientrare all'interno della sezione del nocciolo centrale d'inerzia. Nella realtà, per ottenere quanto sopra scritto, è sufficiente che il paramento di monte sia leggermente inclinato ossia abbia una scarpa molto piccola, variabile circa tra $\theta_m = 0,1 \div 0,05$ e quindi un angolo rispetto alla verticale della parete, quasi impercettibile alla vista, pari in media a 4°. Per contro invece, ai fini della stabilità generale dell'opera occorre che l'inclinazione del paramento di valle sia variabile tra $\theta_v = 0,74 \div 0,75$ ossia in media pari a circa 37°. In sostanza, la geometria del coronamento viene progettata in modo che a ciascun livello lungo l'altezza della sezione maestra (la più sollecitata) non nascano sollecitazioni di trazione e che nel contempo, aumentando il peso della struttura e quindi la sua risultante verticale, si riduca $T/N \leq 0,75$. Quest'ultima, nota come verifica di stabilità allo scorrimento, rappresenta il rapporto fra la somma delle componenti parallele alla superficie di fondazione (T) e la somma delle componenti normali (N) che secondo la normativa non deve superare 0,75. Tuttavia, tale limite potrebbe essere esteso fino ad un massimo di 0,80 (per i primi 15 metri a scendere dal coronamento) ma solo se il superamento di 0,75 fosse unicamente dovuto alle azioni sismiche.

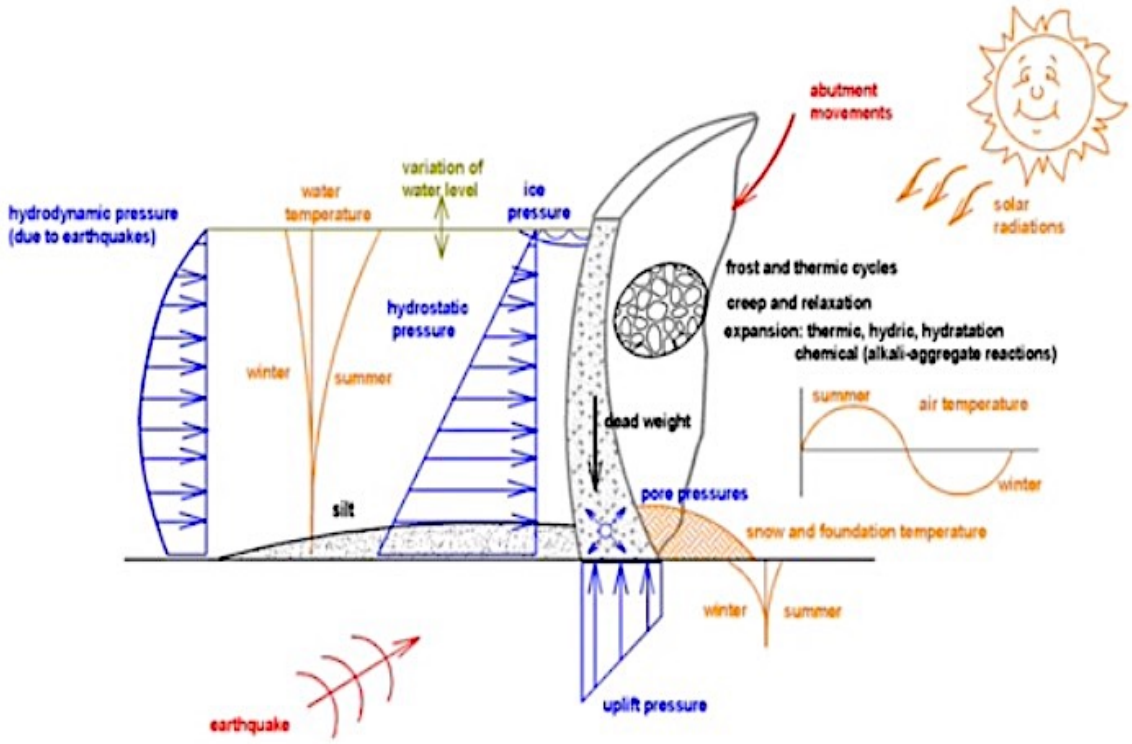


Figura 4.37: Le numerose azioni agenti sulla struttura: pressioni idrodinamiche dovute al sisma, pressioni idrostatiche, pressioni dovute al ghiaccio, sottopressioni, cicli di gelo-disgelo, creep, ...

$$\frac{T}{N} = \frac{\sum \text{Azioni orizzontali}}{\sum \text{Azioni verticali}} \leq 0{,}75 \text{ (da verificare in tutte le sezioni)}$$

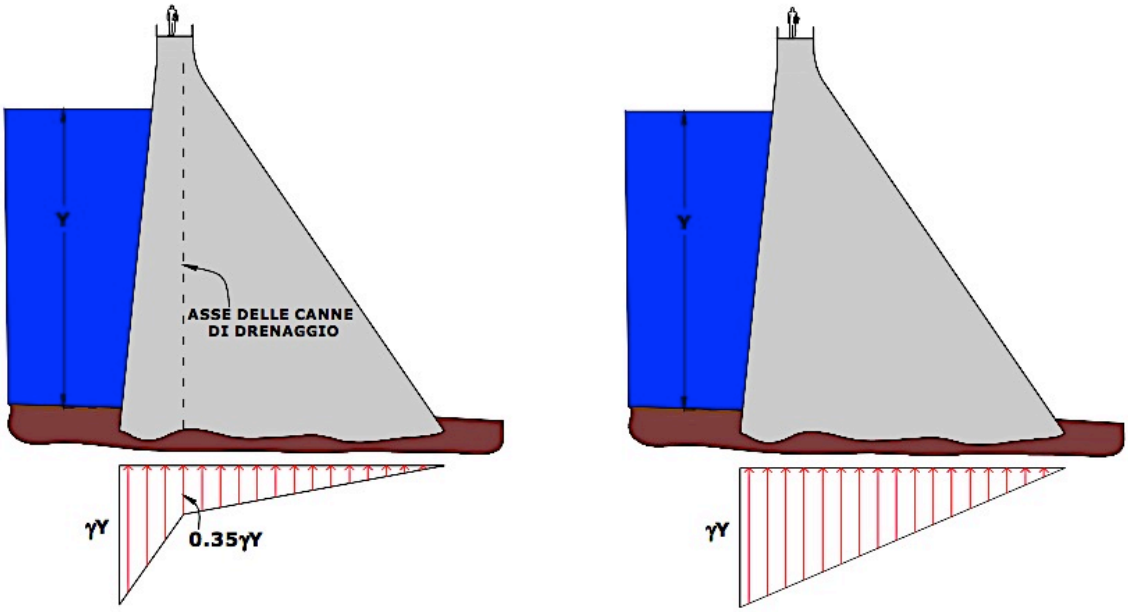
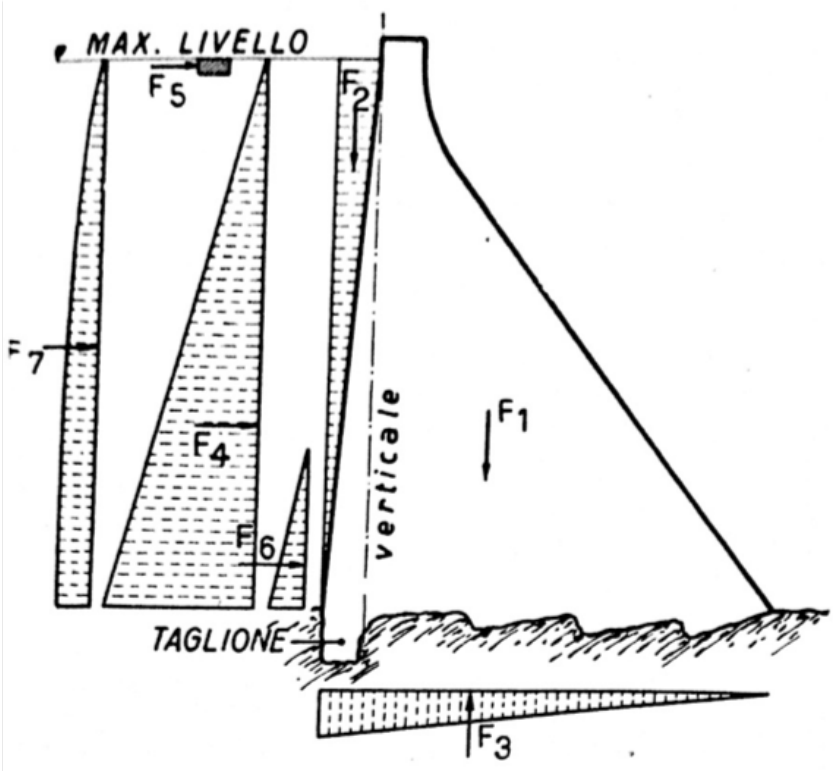


Figura 4.38: Diagrammi delle pressioni interstiziali (con e senza canne di drenaggio) le quali causano spinte verticali dovute alle sottopressioni che "alleggeriscono" e quindi destabilizzano la diga perché agenti con verso contrario a quelle verticali stabilizzanti dovute al peso proprio e all'acqua

Di seguito si schematizzano le risultanti agenti sulla struttura distinguendo quelle verticali da quelle orizzontali (Figura 4.38 - Figura 4.39).



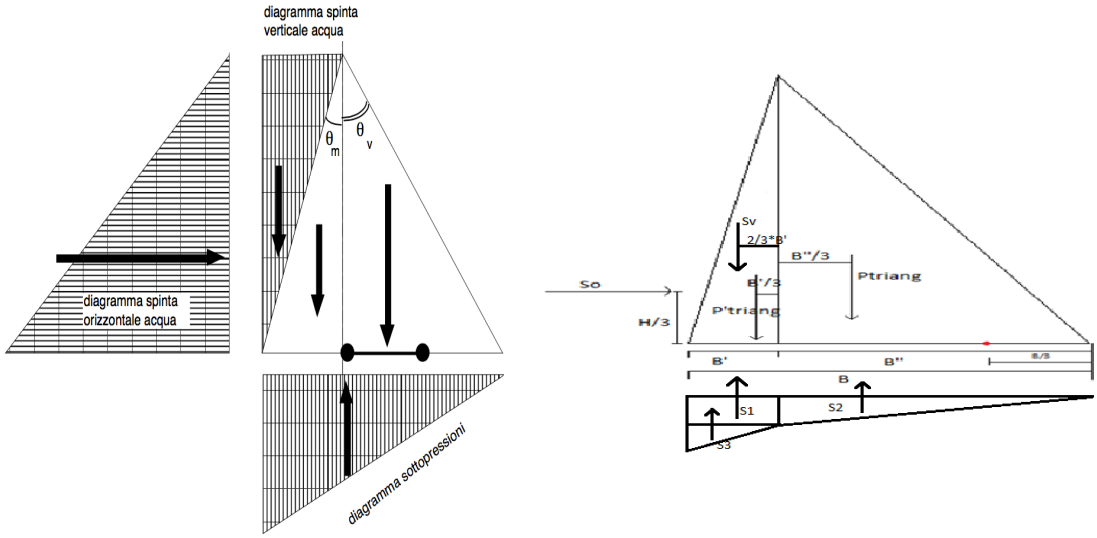


Figura 4.39: Rappresentazione delle risultanti verticali e orizzontali agenti sul profilo teorico del triangolo fondamentale di Rankine con (a dx) e senza (a sx) canne di drenaggio

Quelle verticali:
F_1: peso proprio;
F_2: componente verticale della spinta idrostatica;
F_3: sottospinta (senza dreni).

Quelle orizzontali:
F_4: componente orizzontale della spinta idrostatica;
F_5: spinta del ghiaccio;
F_6: spinta esercitata da eventuali depositi melmosi;
F_7: componente orizzontale dovuta al moto sismico.

Oltre alle forze sterne vi sono anche quelle che possiamo chiamare intrinseche perché si sviluppano a seguito di variazioni di volume della struttura conseguenti a processi chimico-fisici che avvengono all'interno della massa, tra cui principalmente abbiamo: il ritiro dovuto alla presa del cemento, le variazioni di temperatura stagionali e di stato igrometrico (Figura 4.37). A titolo di esempio si riporta sotto un esempio degli effetti termici e di ritiro derivanti.
Se qualitativamente supponessimo ΔT_{RITIRO} = -15°C e $\Delta T_{STAGIONALE}$ = ±10°C, assumendo come coefficiente di dilatazione termica lineare quello del conglomerato cementizio pari a $\alpha = 1{,}2 \cdot 10^{-5}$ ($°C^{-1}$) e ipotizzando un elemento tipo mensola alto 15[m] si otterrebbe una variazione totale di temperatura (ΔT_{TOT}) ed una conseguente dilatazione o contrazione termica lineare (ΔL) dell'elemento che in inverno sarebbe pari a:

$$\Delta T_{TOT} = (\Delta T_{RITIRO} = -15°C) + (\Delta T_{INVERNO} = -10°C) = -25°C \rightarrow$$

$$\rightarrow \Delta L = \varepsilon \cdot L = (\alpha \cdot \Delta T_{TOT}) \cdot L = (1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot -25) \cdot 15000 = -4{,}5 \text{ [mm]}$$

mentre in estate pari a:

$$\Delta T_{TOT} = (\Delta T_{RITIRO} = -15°C) + (\Delta T_{ESTATE} = +10°C) = -5°C \rightarrow$$

$$\rightarrow \Delta L = \varepsilon \cdot L = (\alpha \cdot \Delta T_{TOT}) \cdot L = (1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot -5) \cdot 15000 = -0{,}9 \text{ [mm]}$$

La verifica strutturale riguarda in particolar modo la mensola maestra ossia la sezione maggiormente sollecitata la quale dovrebbe essere valutata sia in condizioni di serbatoio vuoto che di serbatoio pieno. Inoltre, entrambe le condizioni dovrebbero essere valutate considerando il verificarsi o meno di un sisma che in tale contesto, allo scopo di valutare la criticità sismica, considereremo principalmente sempre. Dovendo inserire all'interno della scheda di rilievo l'altezza del battente idraulico h_W e quindi considerando una configurazione a serbatoio pieno (Figura 4.40) le azioni agenti saranno chiaramente quelle dovute al peso proprio, alle pressioni idrostatiche e alle azioni sismiche. Si precisa come non vengano considerati gli effetti delle sottospinte (Figura 4.38) causate dalle pressioni interstiziali dovute alla risalita dell'acqua. Lo stesso vale per la spinta del ghiaccio la quale se non manualmente inserita come azione aggiuntiva agente al coronamento non viene automaticamente presa in conto. Si sottolinea come la spinta orizzontale del ghiaccio, qualora considerata, possa essere fatta equivalere alla pressione di 150 kPa (1,52 [kg/cm^2]) agente su di uno spessore pari ad almeno 0,20 [m].

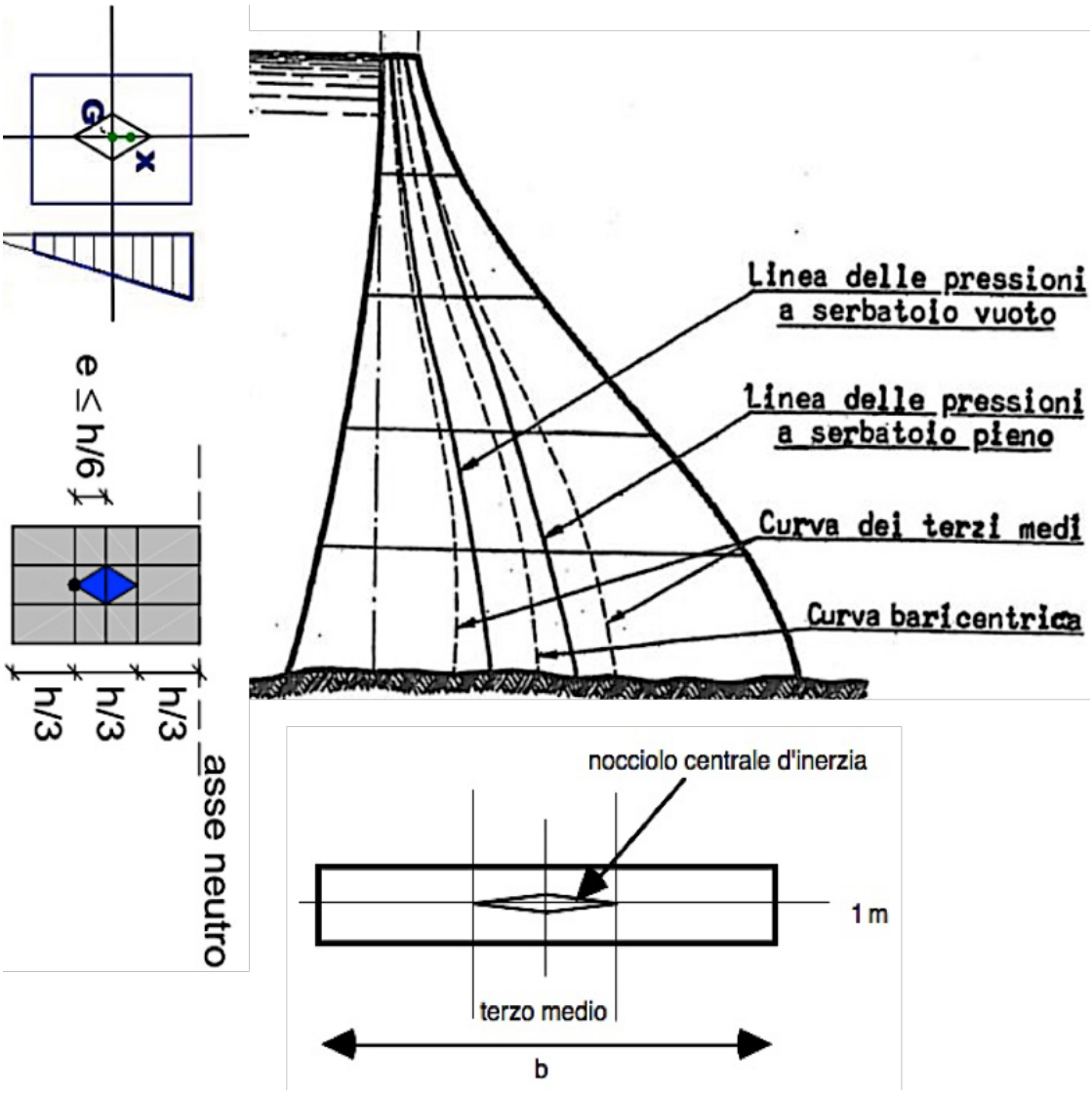


Figura 4.40: Andamento qualitativo della curva delle pressioni, quale luogo geometrico dei centri di pressione, nella configurazione di serbatoio vuoto e di serbatoio pieno.

Si noti come in climi rigidi, quando lo specchio d'acqua si trasforma in un campo ghiacciato compatto, un'altra sollecitazione può provenire dall'espandersi del lastrone di ghiaccio per effetto di improvvisi aumenti di temperatura. Una tale azione sarà tanto più importante quanto più lungo sarà il bacino (o serbatoio) a monte della diga la quale si comporterà come una sorta di lastra caricata di punta.
La spinta del ghiaccio, già presente dai 600 ÷ 700 m s.l.m., pari a 30,4 [kN] è stata presa in conto calcolando la risultante orizzontale, relativa ad uno spessore minimo di ghiaccio pari a 0,20 [m] (in senso verticale) e di profondità unitaria, posta a livello della quota di massima regolazione. Il peso specifico adottato è stato assunto a favore di sicurezza pari a 10,2 [kN/m^3] relativo ad eventuale materiale in sospensione che potrebbe essere contenuto da una lieve corrente di torbida. La retta d'azione della spinta del ghiaccio è per convenzione posta a livello della quota di massima regolazione corrispondente alla quota di scarico di superficie quando l'acqua è nell'istante di sfiorare ma senza tracimazione. Per tale ragione si può ammettere di essere quasi in una condizione di H_2O "ferma" e quindi statica.
All'interno della scheda al punto 11, l'azione della spinta del ghiaccio agente è stata presa in conto come un'azione aggiuntiva orizzontale (chiamata con H) in modo che il suo punto di applicazione potesse coincidere esattamente con la sommità del macro concio mediano, scegliendo come ordinata Y del livello 2 quella corrispondente alla differenza tra la quota massima di regolazione e 0,10 [m] (metà spessore della lastra di ghiaccio ipotizzata).

4.6 Stima della vulnerabilità strutturale degli sbarramenti in calcestruzzo

Viene ora presentato il criterio di stima della vulnerabilità strutturale (V_s) in uso all'interno della metodologia speditiva per la valutazione della criticità sismica degli sbarramenti medio-piccoli in calcestruzzo per i quali è stata realizzata la scheda di "livello 0".
Si ricordi come la vulnerabilità strutturale sommata a quella *ambientale* e di *vetustà* prima definite porterà alla definizione della vulnerabilità complessiva dell'opera analizzata.
Alla base del criterio usato per la stima della vulnerabilità strutturale sono stati presi in considerazione gli stati limiti ultimi (SLU) così come definiti dal D.M. 26 giugno 2014 "*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*" che in Italia regola tutto quanto concerne in materia di opere di ritenuta. In particolare, tra i quattro stati limite, di cui due di esercizio e due ultimi, è stato preso in considerazione lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Le norme associano a quest'ultimo la condizione caratteristica tale 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).
Secondo quanto specificato nel sopracitato capitolo, con particolare riferimento al raggiungimento di stati limite ultimi con perdita non controllata dell'acqua invasata, sono state studiate le seguenti condizioni di equilibrio limite (Figura 4.41):

(a): Scorrimento;
(b): Ribaltamento attorno l'estremo di valle (P);
(c): Stato tensionale.

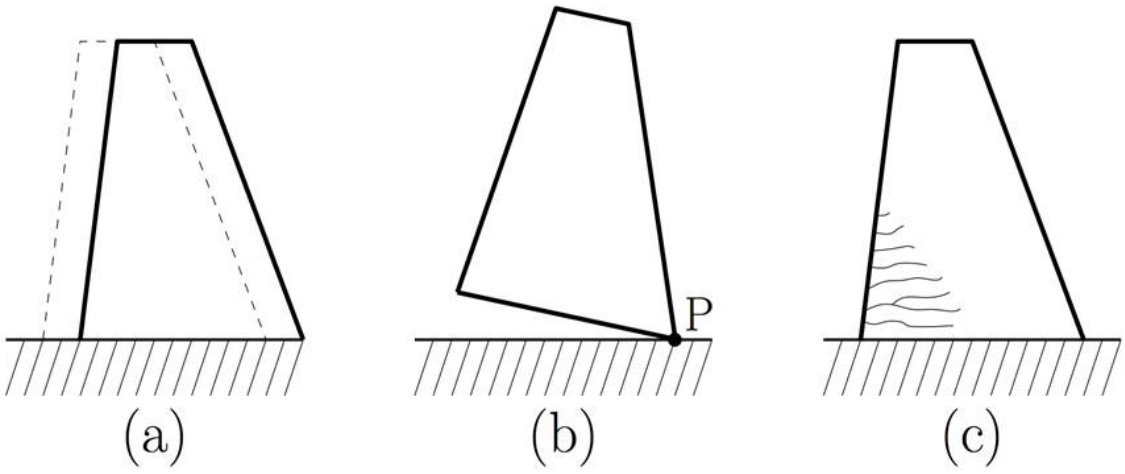


Figura 4.41: Le tre modalità di rottura considerate per una semplificata valutazione della vulnerabilità strutturale (V_s) dell'opera di ritenuta

Il criterio di calcolo, basandosi sul metodo semi-probabilistico agli stati limite, per ciascuno dei tre stati limite sopra considerati introduce la definizione di una serie di coefficienti parziali la cui scelta è sempre stata ragionata in favore di sicurezza (Tabella 4-9).

Per giungere al calcolo, o meglio stima, della vulnerabilità strutturale dello sbarramento non viene richiesta la dimensione precisa della fondazione ma soltanto la sua effettiva presenza o meno. Selezionando la giusta scelta sulla scheda "SBARRAMENTO IN CLS" alla sezione "S3 – Analisi dell'opera" sul foglio di calcolo si otterrà un valore del coefficiente di attrito paramento – fondazione che sarà pari a 100 in caso di presenza della fondazione o 0,30 in caso della sua assenza. Come vedremo tra poco, tale coefficiente sarà impiegato per il calcolo del coefficiente di sicurezza relativo allo scorrimento dell'opera e quindi per la sua verifica allo scorrimento di cui parleremo nel seguito.
Partendo dalla formulazione finale che porterà al calcolo diretto della Vs andremo a definire ciascuno dei tre parametri in essa contenuti e il procedimento di calcolo che ha portato alla loro determinazione.

$$V_s = 1 - t \cdot \Theta(R - 1) \cdot \Theta(M - 1)$$

Prima di definire i tre principali parametri definiamo $\Theta(\cdot)$ come funzione di Heaviside (Figura 4.42) della quale ricordiamo la sua formulazione:

$$\Theta(\cdot) = \begin{cases} 1 \; se \; (\cdot) \geq 0 \\ 0 \; se \; (\cdot) < 0 \end{cases}$$

Tale funzione discontinua, nota anche come *funzione gradino di Heaviside* o *funzione a gradino unitaria*, assume valore unitario per argomenti positivi e valore nullo per argomenti negativi. Ciò di conseguenza spiega il motivo per cui Vs potrà variare tra gli estremi limite 0 (nessuna perdita) e 1 (perdita totale).

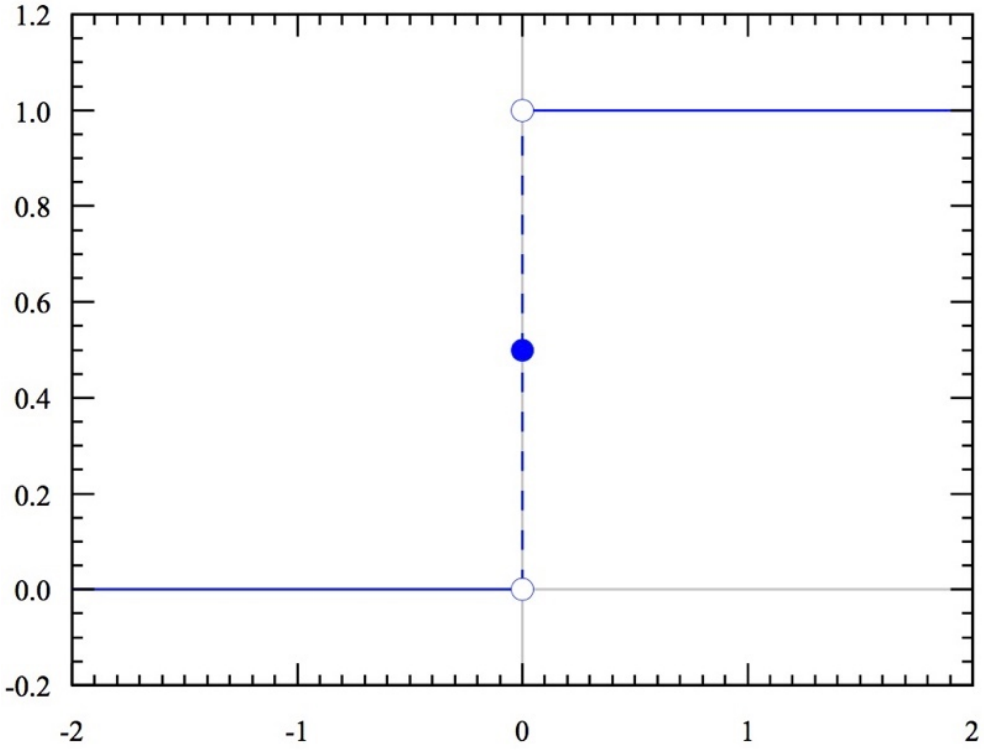


Figura 4.42: Funzione gradino Heaviside nel caso in cui $\Theta(0) = 0,5$

Riguardo la precedente formula usata per calcolare V_S si distinguono i seguenti tre parametri (**R**, **M**, **t**) per il calcolo dei quali, basandosi sul metodo agli stati limite, è stato necessario introdurre dei coefficienti parziali (Tabella 4-9):

R = coefficiente di sicurezza allo scorrimento FS_R determinato come rapporto tra le forze orizzontali resistenti e le forze orizzontali spingenti:

$$R = FS_R = \frac{\text{forze resistenti}}{\text{forze spingenti}} = \frac{V_{inf} \cdot (\text{Coefficiente attrito paramento} - \text{fondazione})}{H_{inf}}$$

$$= \frac{\left(V_{inf_{(i-1)concio}} + \mathbf{1} \cdot V_G\right) \cdot (\text{Coefficiente attrito paramento} - \text{fondazione})}{H_{inf}}$$

$$\text{in cui: } \Theta(R-1) = \begin{cases} 1 \text{ se } R \geq 1 \rightarrow \text{NO Scorrimento (Figura 4.41a)} \\ 0 \text{ se } R < 1 \rightarrow Vs = 1 \rightarrow \text{Perdita totale} \end{cases}$$

M = coefficiente di sicurezza al ribaltamento FS_M determinato come rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e il momento delle forze ribaltanti rispetto al polo di valle posto alla base dello sbarramento (Figura 4.30):

$$M = FS_M = \frac{\text{momento forze stabilizzati}}{\text{momento forze ribaltanti}} = \frac{V_{inf} \cdot \text{braccio}}{M_{inf}} = \frac{V_{inf} \cdot 0{,}5 \cdot (X_{V.inf} - X_{M.inf})}{M_{inf}}$$

$$= \frac{(V_{sup_{i-concio}} + \mathbf{0} \cdot V_W + \mathbf{0{,}9} \cdot V_G) \cdot X_{inf_{i-concio}}}{M_{inf}}$$

$$= \frac{(V_{inf_{(i-1)concio}} + \mathbf{0{,}9} \cdot V_G) \cdot X_{inf_{i-concio}}}{M_{inf}}$$

$$\text{in cui: } \Theta(M-1) = \begin{cases} 1 \text{ se } M \geq 1 \rightarrow \text{NO Ribaltamento (Figura 4.41b)} \\ 0 \text{ se } M < 1 \rightarrow Vs = 1 \rightarrow \text{Perdita totale} \end{cases}$$

t = rapporto tra l'area sottesa dalla linea sottile (Stima) e l'area sottesa dalla linea spessa (Limite) (Figura 4.43). Tale parametro potrà variare tra 0 e 1. Sarà pari a 0 nel caso in cui la linea spezzata tratteggiata coincida o superi la soglia limite. Qualora invece l'intero corpo diga fosse privo di tensioni di trazione (caso teorico) allora t sarebbe pari a 1. In formula:

$$t = \frac{\text{Coefficiente di stato tensionale}}{\text{Coefficiente di stato tensionale massimo} = 3}; \quad 0 \leq t \leq 1$$

Ai fini del calcolo del "*Coefficiente di stato tensionale*", nel caso in cui la % di volume del manufatto abbia tensioni di trazione inferiori ai limiti percentuali imposti, che per i valori 0%, 50% e 90% di f.t. (sull'asse delle ascisse) sono stati fissati rispettivamente pari al 20%, 10% e 5% (sull'asse delle ordinate), allora il suo risultato deriverà dalla seguente formulazione. In caso contrario, ossia se la % di volume soggetta a tensioni di trazione fosse superiore al limite consentito, il "*Coefficiente di stato tensionale*" e quindi il parametro t sarebbero nulli. Conseguentemente, la vulnerabilità strutturale (Vs) assumerebbe il valore massimo consentito "1" indice di una perdita totale (Vs = 1). Nel

caso ideale ma teorico di solo stato tensionale di compressione il "*Coefficiente di stato tensionale*" assumerebbe valore pari a "3", quindi t =1 e Vs = 0.

$$\text{Coeff. stato tensio.} = \frac{20\% - (\%\ \text{Volume con}\ \sigma_1 > 0\%\ f_{ct})}{20\%} \cdot \frac{10\% - (\%\ \text{Volume con}\ \sigma_1 > 50\%\ f_{ct})}{10\%} \cdot \frac{5\% - (\%\ \text{Volume con}\ \sigma_1 > 90\%\ f_{ct})}{20\%} \cdot 3$$

Si noti quindi che affinché Vs =1 (perdita totale), è sufficiente che uno solo dei tre fattori tra t, Θ (R-1), Θ (M-1) sia nullo.

Riguardo la f_t (resistenza a trazione del cls), essa è circa il 10% rispetto alla resistenza a compressione cubica Rck. Secondo quanto indicato dalla NTC 2008 ed EC2 (EN) la relazione analitica utile a valutare la resistenza media a trazione (fct=fctm) semplice (monoassiale) è la seguente:

$$f_{ct}[\text{MPa}] = 0{,}30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$= \begin{cases} 0{,}30 \cdot (0{,}83 \cdot R_{ck})^{2/3} \\ 0{,}30 \cdot (f_{cm} - 8)^{2/3} \quad ; \quad \text{per classi} \leq C50/60 \\ 0{,}30 \cdot (0{,}58 \cdot R_{ck})^{2/3} \rightarrow "Model\ Code\ 2010\ (fib\ 2013)" \end{cases}$$

In cui:

- fck [MPa] = resistenza caratteristica cilindrica a compressione = 0,83 · Rck (per H/D≥2);
- Rck [MPa] = resistenza caratteristica cubica a compressione;
- fcm [MPa] = resistenza a compressione cilindrica media del cls (dato di input scheda).

Nella seguente tabella per ciascuna classe di resistenza a compressione per calcestruzzo normale si riporta a confronto la differenza tra la fck definita dall'EC2 e quella definita dalle NTC 2008 (

Tabella 4-8).

Classe	**R_{ck}**	**f_{ck}**	**0,83 R_{ck}**	**Diff. %**
C8/10	10	8	8,30	3,75
C12/15	**15**	**12**	**12,45**	**3,75**
C16/20	20	16	16,60	3,75
C20/25	**25**	**20**	**20,75**	**3.75**
C25/30	30	25	24,90	-0,40
C28/35	**35**	**28**	**29,05**	**3,75**
C32/40	32	40	33,20	3,75
C35/45	**45**	**35**	**37,35**	**6,71**
C40/50	50	40	41,50	3,75
C45/55	**55**	**45**	**45,65**	**1,44**
C50/60	60	50	49,80	-0,40

Tabella 4-8: Differenza minima % tra la fck definita dall'EC2 e quella definita dalle NTC 2008

Con riferimento a quanto sopra detto si elencano le soglie (threshold) % considerate:

- % del volume di struttura con tensione principale di trazione ($\sigma 1>0$) in percentuale superiore del 0% fct;
- % del volume di struttura con tensione principale di trazione ($\sigma 1>0$) in percentuale superiore del 50% fct;
- % del volume di struttura con tensione principale di trazione ($\sigma 1>0$) in percentuale superiore del 90% fct.

Si tenga presente che il calcolo della % di volume con $\sigma 1 > 0$% fct, 50% fct e 90% fct si basa sui risultati del rapporto ($\sigma 1$/fct) ricavati su ciascun punto "interno" (pari a 8) conseguente dalla suddivisione (con passo 1/16) ipotizzata lungo la i-esima fibra orizzontale, quest'ultima coincidente con l'altezza della sezione piana rettangolare considerata. Ne consegue che il calcolo delle tensioni principali avvenga in corrispondenza di punti (pari a 9) aventi un passo pari al doppio di quello di prima (pari a 1/8) il primo dei quale coincidente sul paramento di monte.

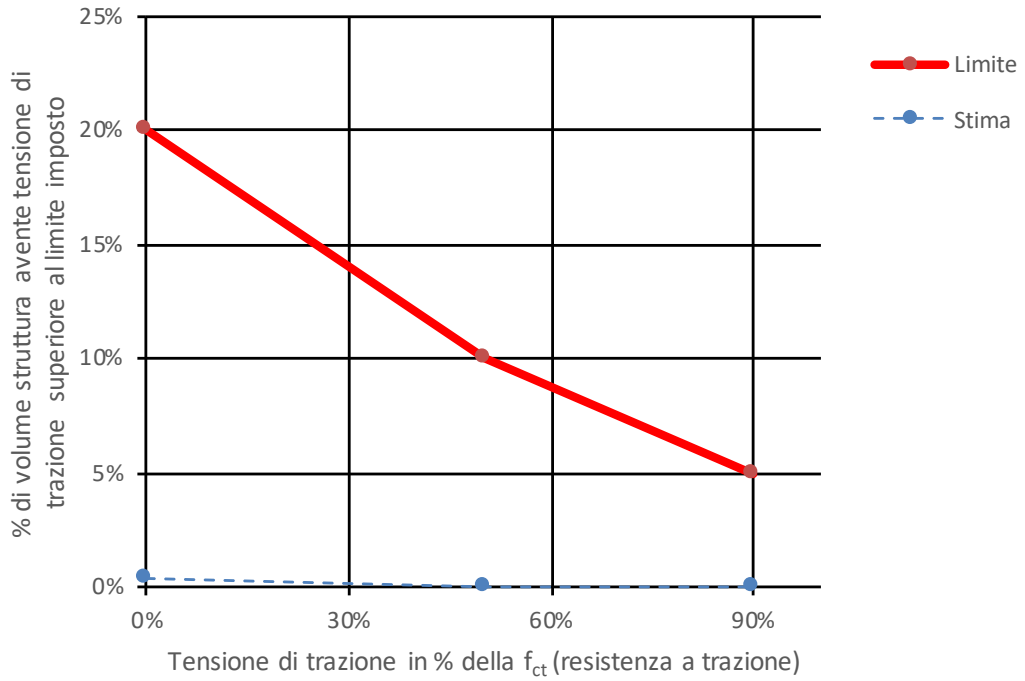


Figura 4.43: Curve di distribuzione cumulata del volume % del corpo diga in cls interessato da tensioni di trazione in % superiori ai prefissati limiti % di fct

Riguardo alle formule di calcolo dei coefficienti di sicurezza allo scorrimento e al ribaltamento si definiscono i seguenti coefficienti parziali (C.P.) definiti in favore di sicurezza (Tabella 4-9). Tali coefficienti di sicurezza sono stati usati al fine di fattorizzare le azioni resistenti (stabilizzanti) e quelle spingenti (ribaltanti) agenti sugli sbarramenti. A tal proposito si osservi come la componente verticale del carico idrostatico (V_W) sia stata trascurata al fine di ridurre le azioni resistenti nei confronti del calcolo del coefficiente di sicurezza al ribaltamento FS_M. Diversamente, essendo la componente orizzontale del carico idrostatico (H_W) destabilizzante sia nei confronti della verifica al ribaltamento che di quella allo scorrimento, sono stati assunti dei C.P.

tali da indurre (a favore di sicurezza) a verificare il manufatto nelle sue condizioni limiti. Gli stessi C.P. sono stati anche assunti per l'azione idrodinamica (H_{WS}).

Coefficienti parziali di sicurezza (C.P.)	Scenario di rottura del manufatto (Figura 4.41)		
	Scorrimento (a)	Ribaltamento (b)	Stato tensionale (c)
Peso proprio sbarramento (V_G)	1,0	0,9	1,0
Sisma sbarramento (H_S)	1,3	1,1	1,0
Azione orizzontale del liquido (H_W)	1,3	1,5	1,0
Azione verticale del liquido (V_W)	0,0	0,0	0,0
Azione idrodinamica (H_{WS})	1,3	1,5	1,0

Tabella 4-9: Definizione dei coefficienti parziali scelti a favore di sicurezza nei confronti delle modalità di rottura considerate nella valutazione della vulnerabilità: (a) scorrimento, (b) ribaltamento e (c) stato tensionale

Di seguito si mostra l'applicazione dei coefficienti parziali adoperati per il calcolo delle azioni risultanti agli stati limite (S.L.) agenti sull'i-esimo concio (Figura 4.26) e relativi allo scenario di rottura per ribaltamento (b):

$$H_{W_{S.L.}} = \mathbf{1,5} \cdot H_W = \mathbf{1,5} \cdot \frac{(W_{sup} \cdot \gamma_{H2O} + W_{inf} \cdot \gamma_{H2O})}{2} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf}) \cdot \frac{\sin \alpha_o}{\sin \alpha_o}$$

$$V_{W_{S.L.}} = \mathbf{0} \cdot V_W = \mathbf{0} \cdot \frac{(W_{sup} \cdot \gamma_{H2O} + W_{inf} \cdot \gamma_{H2O})}{2} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf}) \cdot \frac{\cos \alpha_o}{\sin \alpha_o} = 0$$

$$H_{WS_{S.L.}} = \mathbf{1,5} \cdot H_{W_{S.L.}} \cdot a_g$$

$$V_{G_{S.L.}} = \mathbf{0,9} \cdot V_G = \mathbf{0,9} \cdot \text{Volume unitario} \cdot \gamma_{cls} = \mathbf{0,9} \cdot A_{\text{concio trapezoidale}} \cdot \text{spessore unitario} \cdot \gamma_{cls}$$

$$H_{S_{S.L.}} = \frac{\mathbf{1,1} \cdot V_{G_{S.L.}} \cdot a_h}{\mathbf{0,9}} = \mathbf{1,\overline{2}} \cdot V_{G_{S.L.}} \cdot a_g$$

$$H_{sup_{i-concio}} \equiv H_{inf_{(i-1)concio}} = H_{sup_{(i-1)concio}} + H_{WS_{S.L.\,(i-1)concio}} + H_{W_{S.L.(i-1)concio}} + H_{S_{S.L.(i-1)concio}}$$

$$V_{sup_{i-concio}} \equiv V_{inf_{(i-1)concio}} = V_{sup_{(i-1)concio}} + \mathbf{0} \cdot V_{W_{(i-1)concio}} + \mathbf{0,9} \cdot V_{G_{(i-1)concio}}$$

$$M_{sup_{i-concio}} \equiv M_{inf_{(i-1)concio}}$$

$$= M_{sup_{(i-1)concio}} + V_{sup_{(i-1)concio}} \cdot x_{sup(i-1)concio} + H_{sup_{(i-1)concio}} \cdot y_{sup(i-1)concio}$$

$$+ H_{S_{S.L.(i-1)concio}} \cdot y_{G(i-1)concio} + V_{G_{S.L.(i-1)concio}} \cdot x_{G(i-1)concio} + H_{W_{S.L.(i-1)concio}}$$

$$\cdot y_{W(i-1)concio} + H_{WS_{S.L.(i-1)concio}} \cdot y_{W(i-1)concio} + V_{W_{S.L.(i-1)concio}} \cdot x_{W(i-1)concio}$$

$$- V_{inf_{(i-1)concio}} \cdot x_{inf(i-1)concio} - H_{inf_{(i-1)concio}} \cdot y_{inf\,(i-1)concio}$$

Similmente, si mostrano le stesse risultanti di prima alle quali però sono state applicate i coefficienti parziali relativi allo scenario di rottura per scorrimento (a):

$$H_{W_{S.L.}} = \mathbf{1,3} \cdot H_W = \mathbf{1,3} \cdot \frac{(W_{sup} \cdot \gamma_{H2O} + W_{inf} \cdot \gamma_{H2O})}{2} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf}) \cdot \frac{\sin \alpha_o}{\sin \alpha_o}$$

$$V_{W_{S.L.}} = \mathbf{0} \cdot V_W = \mathbf{0} \cdot \frac{(W_{sup} \cdot \gamma_{H2O} + W_{inf} \cdot \gamma_{H2O})}{2} \cdot (Y_{sup} - Y_{inf}) \cdot \frac{\cos \alpha_o}{\sin \alpha_o} = 0$$

$$H_{WS_{S.L.}} = \mathbf{1,5} \cdot H_{W_{S.L.}} \cdot a_h$$

$$V_{G_{S.L.}} = \mathbf{1} \cdot V_G = \mathbf{1} \cdot \text{Volume unitario} \cdot \gamma_{cls}$$

$$= A_{\text{concio trapezoidale}} \cdot \text{spessore unitario} \cdot \gamma_{cls}$$

$$H_{S_{S.L.}} = \frac{\mathbf{1,3} \cdot V_{G_{S.L.}} \cdot a_h}{\mathbf{1}} = \mathbf{1,3} \cdot V_{G_{S.L.}} \cdot a_h$$

$$H_{sup_{i-concio}} \equiv H_{inf_{(i-1)concio}}$$

$$= H_{sup_{(i-1)concio}} + H_{WS_{S.L.\,(i-1)concio}} + H_{W_{S.L.(i-1)concio}} + H_{S_{S.L.(i-1)concio}}$$

$$V_{sup_{i-concio}} \equiv V_{inf_{(i-1)concio}} = V_{sup_{(i-1)concio}} + \mathbf{0} \cdot V_{W_{(i-1)concio}} + \mathbf{1} \cdot V_{G_{(i-1)concio}}$$

$$M_{sup_{i-concio}} \equiv M_{inf_{(i-1)concio}}$$

$$= M_{sup_{(i-1)concio}} + V_{sup_{(i-1)concio}} \cdot x_{sup(i-1)concio} + H_{sup_{(i-1)concio}} \cdot y_{sup(i-1)concio}$$

$$+ H_{S_{S.L.(i-1)concio}} \cdot y_{G(i-1)concio} + V_{G_{S.L.(i-1)concio}} \cdot x_{G(i-1)concio} + H_{W_{S.L.(i-1)concio}}$$

$$\cdot y_{W(i-1)concio} + H_{WS_{S.L.(i-1)concio}} \cdot y_{W(i-1)concio} + V_{W_{S.L.(i-1)concio}} \cdot x_{W(i-1)concio}$$

$$- V_{inf_{(i-1)concio}} \cdot x_{inf(i-1)concio} - H_{inf_{(i-1)concio}} \cdot y_{inf\,(i-1)concio}$$

Riguardo la modalità di rottura per scorrimento e ribaltamento, ammesso che la stima delle tensioni nel manufatto sia rispettosa dei limiti imposti dal metodo prima illustrato, è sufficiente che una sola delle verifiche tra quella di scorrimento e ribaltamento non venga soddisfatta affinché la vulnerabilità strutturale dell'intero manufatto sia messa a rischio e quindi valutabile in termini di perdita totale (V_S=1).

5 Una nuova utility implementata ad uso della scheda di rilievo dello sbarramento

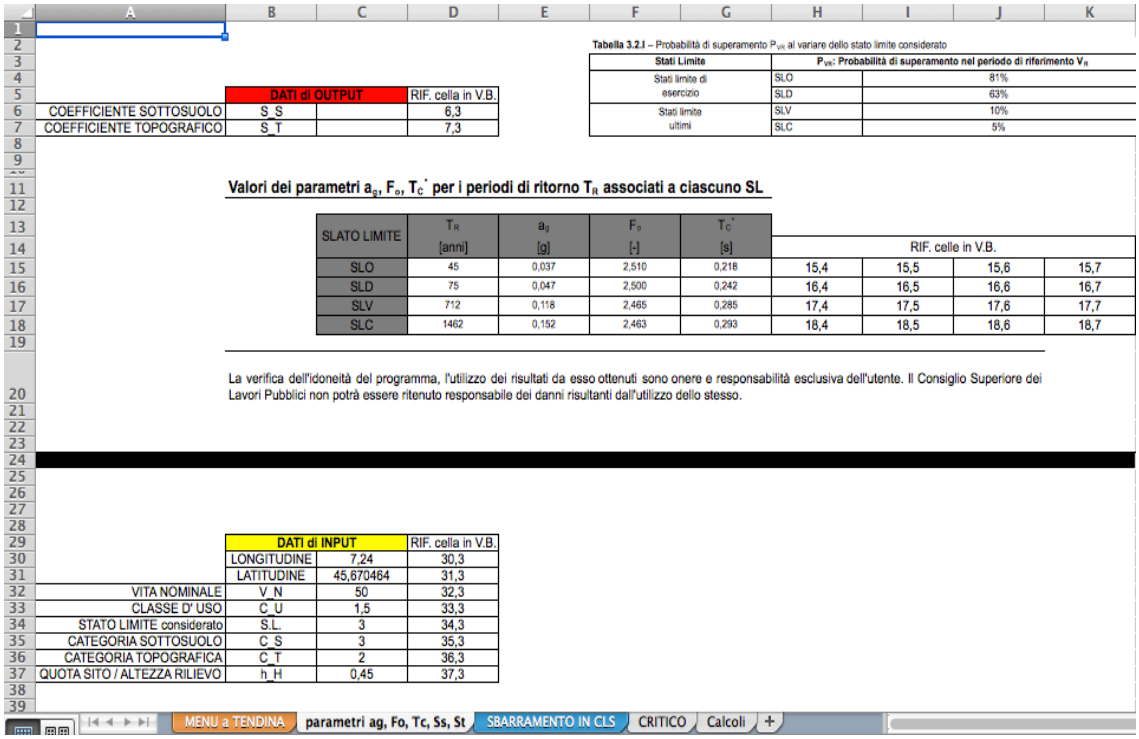
La scheda di rilievo è stata implementata di un apposito file eseguibile il quale, basandosi su linguaggio di programmazione di "Visual Basic 2008", permetterà in modo efficace perché rapido e senza il rischio di errori da parte dell'utente di acquisire in maniera del tutto automatica i dati di output dal foglio di calcolo di "Microsoft Excel - Spettri-NTCver.1.0.3.xls", scaricato online sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici(http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com_docman&task=doc_details&gid=3280&&Itemid=165). Sulla base di alcuni dei dati inseriti sulla scheda di livello "0" e in particolare sul foglio di lavoro chiamato "SBARRAMENTO IN CLS", ai fini di un corretto sviluppo del codice, è stato necessario aggiungere uno nuovo foglio "parametri ag, Fo, Tc, Ss, St". In quest'ultimo, sono stati inseriti i dati di INPUT e quelli di OUTPUT (Figura 5.1). Nel dettaglio, tra quelli di INPUT sono stati presi i seguenti dati:

- LONGITUDINE;
- LATITUDINE;
- VITA NOMINALE (V_N);
- CLASSE D'USO (C_U);
- STATO LIMITE considerato (S.L.);
- CATEGORIA SOTTOSUOLO (C_S);
- CATEGORIA TOPOGRAFICA (C_T);
- QUOTA SITO / ALTEZZA RILIEVO (h_H).

Mentre, come dati di OUTPUT i seguenti:

- COEFFICIENTE SOTTOSUOLO (S_S);
- COEFFICIENTE TOPOGRAFICO (S_T);
- Valori dei parametri a_g, F_O, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite considerato.

(N.B.: All'interno del foglio di calcolo degli spettri di risposta alla fase 1, al fine di un controllo sul reticolo, è stata scelta come interpolazione quella di superficie rigata.)



	DATI di OUTPUT		RIF. cella in V.B.
COEFFICIENTE SOTTOSUOLO	S_S		6,3
COEFFICIENTE TOPOGRAFICO	S_T		7,3

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]	RIF. celle in V.B.			
SLO	45	0,037	2,510	0,218	15,4	15,5	15,6	15,7
SLD	75	0,047	2,500	0,242	16,4	16,5	16,6	16,7
SLV	712	0,118	2,465	0,285	17,4	17,5	17,6	17,7
SLC	1462	0,152	2,463	0,293	18,4	18,5	18,6	18,7

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

	DATI di INPUT		RIF. cella in V.B.
	LONGITUDINE	7,24	30,3
	LATITUDINE	45,670464	31,3
VITA NOMINALE	V_N	50	32,3
CLASSE D' USO	C_U	1,5	33,3
STATO LIMITE considerato	S.L.	3	34,3
CATEGORIA SOTTOSUOLO	C_S	3	35,3
CATEGORIA TOPOGRAFICA	C_T	2	36,3
QUOTA SITO / ALTEZZA RILIEVO	h_H	0,45	37,3

Figura 5.1: Schermata del foglio di lavoro "parametri ag, Fo,Tc, Ss, St"

I valori delle celle relativi ai dati di input sono state collegate a quelle del foglio "SBARRAMENTO IN CLS" e a tal proposito bisogna precisare come per la cella di stato limite considerato, categoria di sottosuolo e topografica sia stata usata una tipica formulazione condizionale. Quest'ultima, a seconda di quanto selezionato tramite i menu a tendina della scheda di rilievo, è stata pensata di modo che dia come risultato gli stessi indici numerici usati in "Spettri-NTC" preventivamente sbloccato a tal fine e per avere i riferimenti di cella espressi sotto forma di riga, colonna e foglio attivo necessari per la compilazione in Visual Basic. A riguardo invece dei dati di output questi sono letti dal codice in "Spettri-NTC" e riportati in modo automatico alle rispettive celle di interesse sul foglio dei parametri le quali sono a loro volta collegate al punto 8 della scheda principale alla voce dati sismici da cui in ultimo avviene il calcolo dell'accelerazione orizzontale di calcolo agente. Verrà riportato in allegato il codice usato per la compilazione del programma in cui si può osservare in modo chiaro il dimensionamento delle variabili e le righe di comando usate (Figura 5.2).

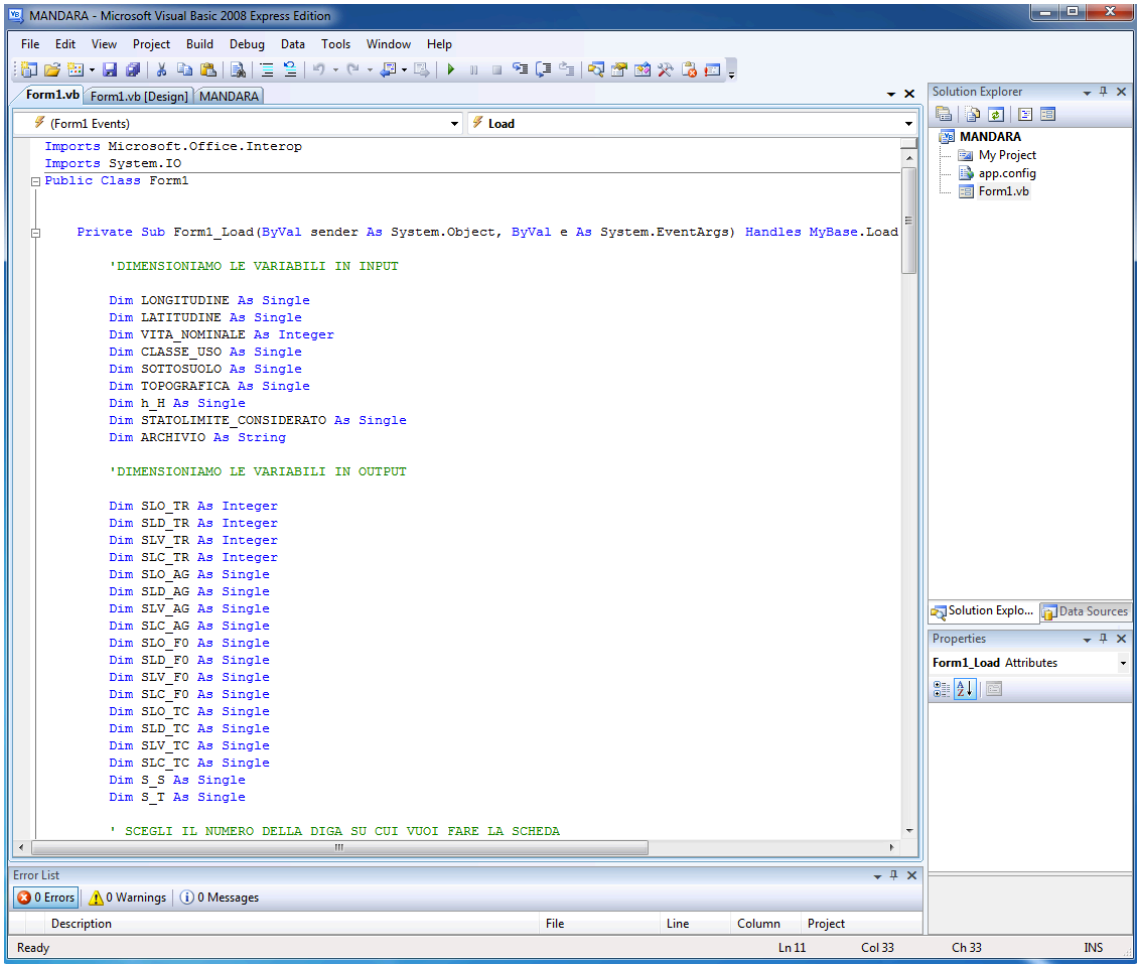


Figura 5.2: Schermata del programma "Microsoft Visual Basic 2008 Express Edition"

In tal modo la procedura di compilazione avverrà in modo semplificato e veloce perché basterà soltanto più aprire la scheda di rilievo, compilarla e una volta terminata e salvata, come meglio preciserò subito dopo, occorrerà semplicemente avviare l'eseguibile, inserire il numero di archivio dello sbarramento oggetto di analisi (Figura 5.3) e atteso la comparsa della finestra di conferma (Figura 5.4), senza nemmeno aver dovuto aprire manualmente il foglio di calcolo degli spettri, i dati saranno caricati o anche solo aggiornati sulla scheda senza che questa venga nuovamente aperta dall'utente.

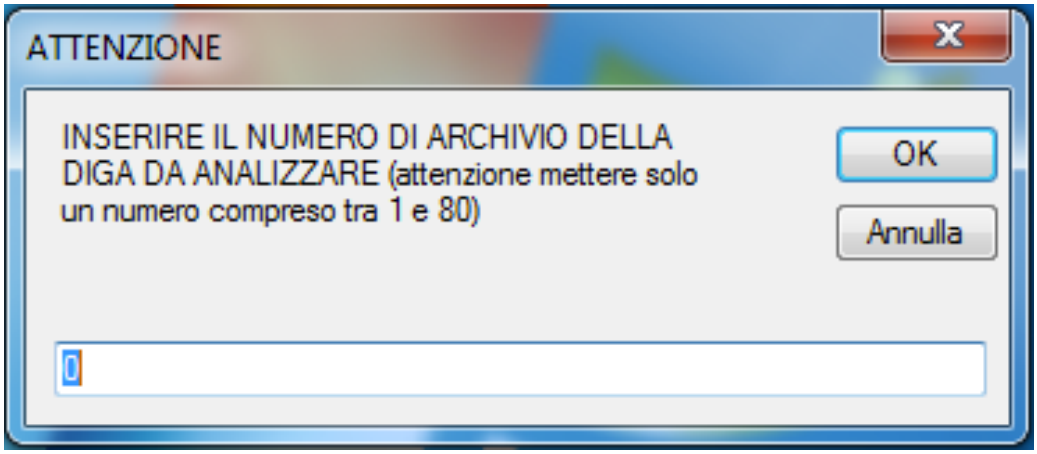


Figura 5.3: Finestra di avvio dell'eseguibile "MANDARA.exe"

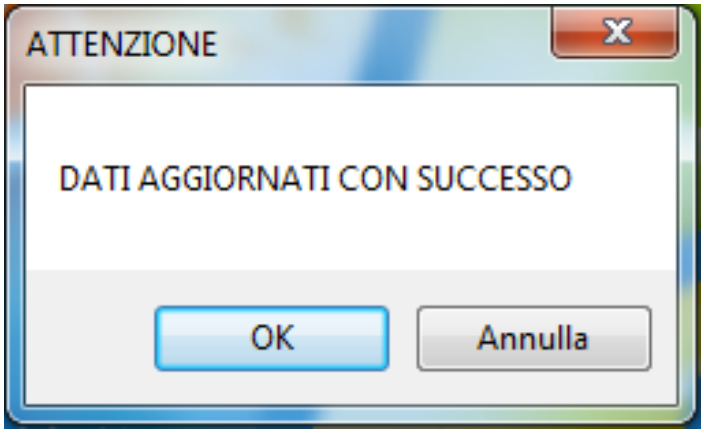


Figura 5.4: Finestra di conferma scheda trovata e aggiornata correttamente

Per come strutturata l'utility essa richiede semplici ma necessari passaggi preliminari da seguire affinché sia garantito il suo corretto funzionamento, tra cui:

1. Aprire il file Excel "SCHEDA.xlsm".
2. Subito dopo, ricordarsi di andare su File, Salva con nome, Computer, alla voce Cartella corrente selezionare VERIFICHE_POLI che non dovrà essere spostata dal desktop.
3. Nominare il file di modo che il numero di archivio diga oggetto di verifica segua immediatamente SCHEDA.xlsm come ad esempio: 35SCHEDA.xlsm.
4. Accertarsi che alla voce Salva come compaia: Cartella di lavoro con attivazione macro di Excel (*.xlsm).
5. Cliccare sul pulsante Salva.
6. Procedere con la compilazione del foglio di lavoro "SBARRAMENTO IN CLS" su cui è stato attivata la protezione per evitare che le celle vengano involontariamente modificate o cancellate.
7. Al termine del punto sopra, salvare nuovamente ma semplicemente tramite il pulsante Salva o File, Salva (non occorrerà più salvare con nome come fatto al punto 2).
8. Chiudere il file Excel che nel nostro caso esempio corrisponde a 35SCHEDA.xlsm.
9. Doppio click con pulsante sinistro del mouse sull'eseguibile "MANDARA.exe";

10. Alla comparsa della finestra di avvio (Figura 5.3) digitare solo il numero di archivio della diga in questione, ossia nel nostro caso inseriremo 35.
11. Click su OK.
12. Dopo pochi secondi comparirà la finestra di conferma (Figura 5.4).
13. Click su OK.

Arrivati al punto 13 il processo si è concluso e nel caso si volesse verificare il corretto funzionamento basterà aprire nuovamente il file che secondo l'esempio fatto prima corrisponde a "35SCHEDA.xlsm" e notare come l'inserimento dei dati sismici al punto 8 della scheda sia stato del tutto automatico e senza l'avvio del "pesante" file Excel "Spettri-NTC".
Nel caso al punto 10 venga inserito un numero di archivio non salvato come decritto al punto 3 oppure un numero superiore a 80, all'avvio dell'eseguibile (punto 9) si avrà la comparsa della finestra di errore che ci avviserà del problema (Figura 5.5).

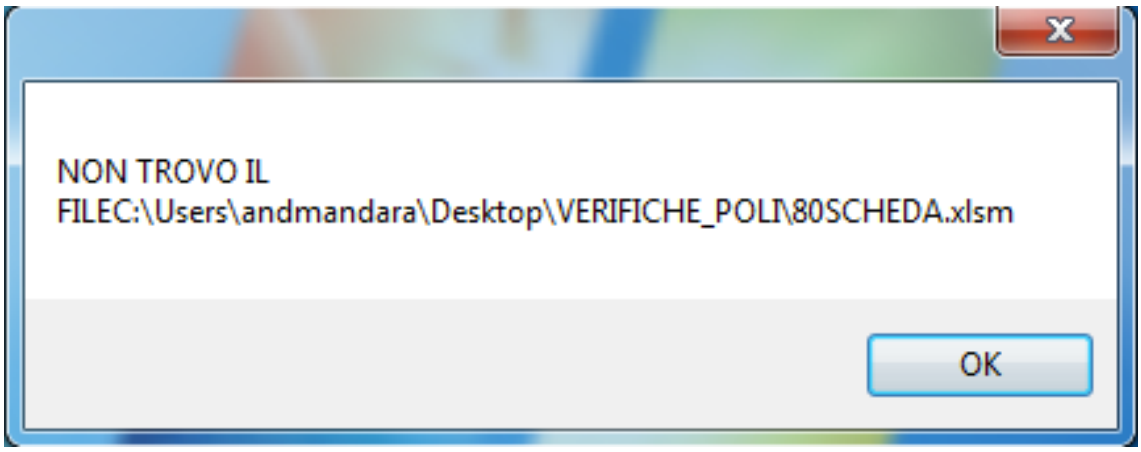


Figura 5.5: Finestra di avviso di errore del programma "MANDARA.exe"

N.B.: È importante che affinché l'utility funzioni correttamente la cartella "VERIFICHE_POLI" rimanga sul desktop e che all'interno di essa i file di Excel "SPETTRI.xlsm" e "SCHEDA.xlsm" non vengano rinominati né spostati altrove. Infatti, la stringa di indirizzo "C:\Users**andmandara**\Desktop\VERIFICHE_POLI\" è stata definita e viene utilizzata da Visual Basic come oggetto e come tale ogni sua modifica è possibile ma richiede a priori delle modifiche nelle impostazioni (Figura 5.6) affinché il programma MANDARA.exe possa essere riconosciuto ed eseguito correttamente anche su di un altro computer.

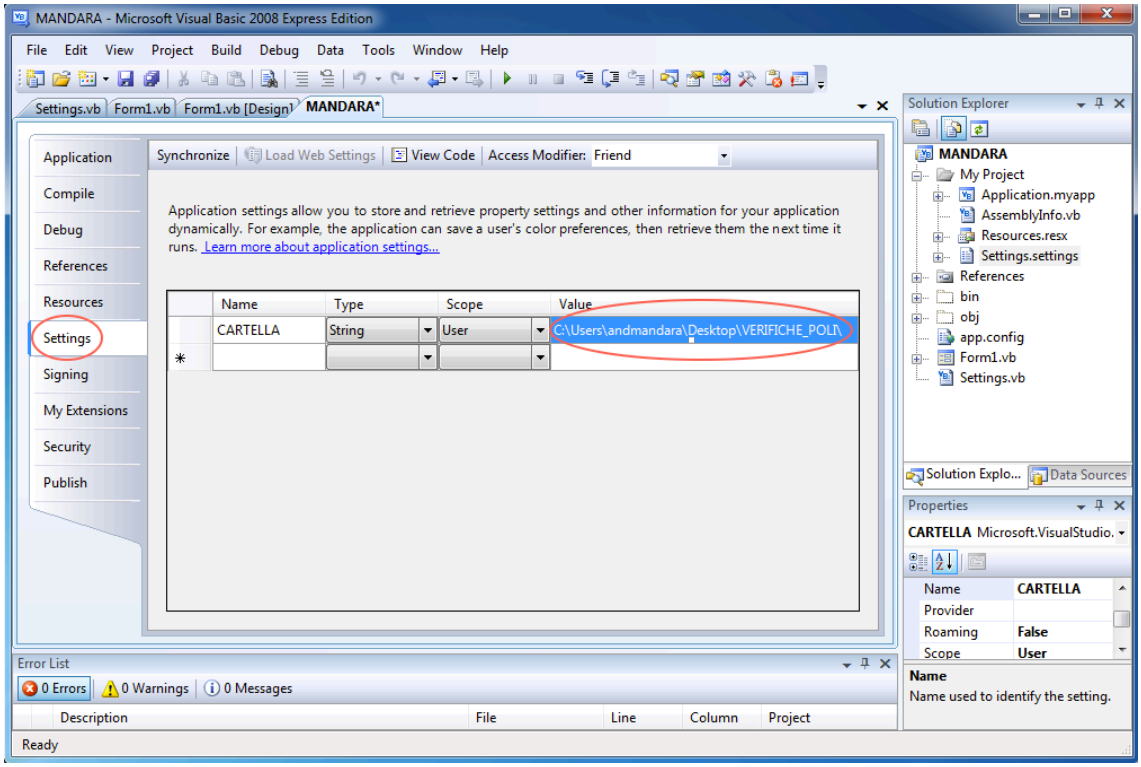


Figura 5.6: Schermata di modifica in "Settings" di Microsoft Visual Basic 2008

6 Variazioni apportate alla scheda in formato elettronico

Come prima cosa la scheda di rilievo è stata in parte modificata spostando lo stato generale di conservazione dal punto 12 (Valutazioni strutturali) all'inizio perché si è ritenuto dover essere una prima valutazione soggettiva e di rapida scelta in quanto derivante unicamente dal sopralluogo effettuato da parte dell'operatore.
Per una migliore visibilità, gestione e quindi modifica dei pesi sul foglio di lavoro Excel "MENU a TENDINA", accanto alla colonna esposizione, è stata inserita quella relativa ai pesi. Così facendo diventa immediato cambiare i loro valori pur mantenendo automaticamente aggiornata la scheda "SBARRAMENTO IN CLS" senza dover, ogniqualvolta sia necessario, apportare manualmente sulla cella d'interesse modifiche alla formula Excel.
Al punto 2 (Identificazione del sito) è stato deciso di eliminare i riferimenti catastali e di introdurre al loro posto la latitudine e longitudine espressi principalmente in formato di gradi decimali del tipo GEOGRAFICHE-WGS84 in quanto sono queste ultime ad essere usate alla fase 1 in Spettri-NTC. Tuttavia, per completezza, è stata creata una apposita macro che permette la conversione automatica delle coordinate nel sistema sessagesimale di gradi, minuti primi e secondi.
Ulteriore aggiunta è stata l'introduzione dei parametri h ed H così come previsto in Spettri di risposta in cui per la fase 3 è richiesto l'inserimento del rapporto h/H dove con h si indica la quota del sito mentre con H l'altezza del rilievo topografico.
Da notare è quanto viene scritto sui riferimenti normativi e in particolare al paragrafo che parla dell'amplificazione topografica (§ 3.2.3.2.1 NTC-08) in cui sotto la tabella 3.2.VI relativa ai valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T è scritto che "*la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove S_T assume valore unitario*".
Questo significa che se la nostra struttura si trova ad esempio a 390 m s.l.m., h dovrà essere inteso come risultato della differenza tra la quota del sito (390 m s.l.m.) e quella di fondovalle, mentre H sarà il risultato della differenza tra la quota del rilievo e quella di fondovalle. Infatti, è solo in tal modo che viene verificato quanto scritto sulla norma riguardo il decremento lineare e poter quindi rispettare la condizione $0 \leq h/H \leq 1$. Quest'ultima, qualora risultasse pari a zero significherà trovarsi su di una superficie pianeggiante, mentre nel caso fosse pari al valore unitario implicherà essere in sommità.
Tali altezze, se pur in modo approssimato, si sono valutate con l'ausilio del "Geoportale SCT" dal quale si è potuto consultare la carta tecnica regionale (CTR), un tipo di carta topografica prodotto dalle regioni d'Italia per rappresentare il proprio territorio. Lo stesso si potrebbe ottenere tramite "Google Earth" anche se forse in modo meno preciso.
Si riportano sotto le formule esplicite per il calcolo di S_T:

$$S_T = \left[1{,}2 - 0{,}2\left(\frac{H-h}{H}\right)\right] = \left[1{,}2 - 0{,}2\left(1 - \frac{h}{H}\right)\right]$$ per categorie topografiche T2 e T3;

$$S_T = \left[1{,}4 - 0{,}4\left(\frac{H-h}{H}\right)\right] = \left[1{,}4 - 0{,}4\left(1 - \frac{h}{H}\right)\right]$$ per categoria topografica T4.

Data la variabilità del coefficiente di amplificazione topografica S_T e di quello di amplificazione stratigrafica S_S è da notare come valori errati di questi possono produrre un aumento dell'accelerazione spettrale orizzontale S_e (T) non trascurabile e conseguentemente un aumento del tratto ad accelerazione costante.
Ulteriore modifica fatta al punto 6 (Dati del sito) è stata quella di sostituire la voce inerente alla presenza di potenziali dissesti idrogeologici con quella degli ambiti inedificabili (http://geoportale.partout.it/cartografia/pianificazione_i.aspx).
Altra variazione è stata fatta al punto 12 considerando la vulnerabilità come somma di quella *strutturale*, di *vetustà* e *ambientale*.

6.1 La resistenza a compressione del CLS

All'interno della scheda, il dato input da inserire al punto 9 (Tipologia dell'opera) è quello della resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo (f_{cm}) a sua volta usato nel foglio "Calcoli" per il calcolo della resistenza caratteristica (f_{ck}) su provino cilindrico (h=300[mm], ø = 150[mm]) necessario per poi calcolare la resistenza media a trazione (f_{ctm}) della quale si riporta sotto la relazione usata per ricavarla.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ (in [MPa])}$$

$$f_{ctm} = 0{,}3\sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (per classi} \leq \text{C50/60)}$$

Nel caso di f_{cm} **= 20 [MPa]**, si ricava un f_{ck} **= 12 [MPa]** e quindi una resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = f_{ck}$ **/ 0,83 = 12/0,83 ≈ 15 [MPa]** da cui deriverebbe un calcestruzzo con una classe di resistenza pari a **C12/15**. È da notare come un impiego di quest'ultimo, così come riportato sulla NTC 2008 alla tabella 4.1.II (pag.48), è previsto per quelle strutture non armate o a bassa percentuale di armatura, quali elementi secondari, strutture massicce o estese (§ 4.1.11), per le quali la classe di resistenza minima indicata da rispettare deve essere **C8/10**.

6.2 I Parametri derivanti dall'azione sismica

Altra modifica è stata fatta al punto 8 (Dati sismici) in cui è stato inserito come menu di scelta rapida quello di stato limite ultimo considerato potendo così scegliere di selezionare tra SLO, SLD, SLV e SLC. Inoltre, sulla base della vita nominale selezionata, è stato pensato di aggiungere a lato della cella d'inserimento un test di vero o falso con lo scopo di verificare che il valore inserito potesse essere attinente con quello scelto dal menu a tendina a secondo dell'importanza dell'opera presa in esame.
Da tenere in considerazione come nelle disposizioni attuative riguardanti gli sbarramenti di ritenuta e i relativi bacini di accumulo di competenza regionale (art. 10 della legge regionale 13/2010) è scritto che per quelli appartenenti alle categorie A e B deve essere adottato un coefficiente d'uso pari a 1,5 (classe d'uso III) mentre per quelli appartenenti alla categoria C può essere adottato un coefficiente d'uso pari a 1 (classe d'uso II). Invece, per quelle opere definite strategiche da apposito regolamento regionale, per le quali deve considerarsi una vita nominale $V_N \geq 100$ anni, è previsto un coefficiente d'uso pari a 2 (Figura 6.1).

Dighe:	V_N (anni)		C_U	V_R (anni)	
strategiche	≥ 100		2,0	*200*	
rilevanti	≥ 50(1)	≥ 100(2)	1,5	75(1)	150(2)
Imp. normale	≥ 50		1	50	

(1) dighe di dimensioni contenute
(2) grandi dighe

Figura 6.1: Tabella riepilogativa contenente i valori della vita nominale e dei coefficienti d'uso così come definiti nella NTC

Riguardo i parametri dell'azione sismica, come già prima spiegato, questi verranno tutti automaticamente caricati all'interno della scheda per via dell'applicazione appositamente creata per lo scopo. Il risultato finale sarà la determinazione dell'accelerazione spettrale orizzontale così espressa:

$$S_e(T = 0) = a_g S = a_g S_S \, S_T$$

La distribuzione di tale azione, considerata di tipo idrostatica e quindi con andamento tipico triangolare, agirà sul paramento di monte lungo la direzione trasversale. Si precisa come il periodo di vibrazione sia stato supposto nullo (T=0 sec.) e come tale ipotesi derivi da considerazioni e simulazioni dinamiche eseguite su modelli bidimensionali. Da ciò deriva un comportamento della struttura avente la medesima accelerazione del terreno di valore massimo atteso al suolo definita nella letteratura scientifica internazionale con il termine di Peak ground acceleration (PGA).

6.3 Modifica del calcolo di vulnerabilità e di criticità

In tale paragrafo si cerca di descrivere l'ultima modifica apportata alla scheda di rilievo, riguardante questa volta il foglio Excel chiamato "CRITICO". In quest'ultimo per prima cosa è stata cambiata la formulazione per il calcolo della vulnerabilità totale che si ricordi essere data dalla somma della vulnerabilità strutturale, ambientale e di quella dovuta alla vetustà dell'opera. Dalla modifica fatta alla vulnerabilità si precisa essere cambiato anche il valore di criticità sismica che rappresenta il valore finale e quindi l'obiettivo ultimo atteso della suddetta metodologia speditiva per l'analisi degli sbarramenti. Più precisamente, la formula che si propone di adottare è la seguente:

$$\mathbf{V} = \frac{\text{VULNERABILITÀ (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)} \cdot 1{,}5}{\text{MAX. Valore dei PESI (assunti in MENU a TENDINA)}} =$$

$$= \frac{\text{VULNERABILITÀ (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)} \cdot 1{,}5}{1 + \text{Max.(Vetustà)} + \text{Max.(Ambientale)}}$$

Ne deriva una visualizzazione grafica della vulnerabilità che, sulla base degli intervalli definiti lungo l'asse orizzontale, risulterà di più facile e precisa interpretazione.

Il massimo valore dei pesi relativo alla vetustà e alla vulnerabilità ambientale (ambiti inedificabili) risulta ben visibile sul foglio Excel "MENU a TENDINA" su cui come già detto sarà possibile cambiare il valore di ogni singolo peso e in automatico avere i relativi valori aggiornati. Riguardo la vulnerabilità strutturale il suo massimo valore potrà essere pari ad 1 e corrisponderà al massimo danno atteso che l'opera potrà subire a seguito di un evento sismico. Dal prodotto della vulnerabilità (V) della struttura, dell'esposizione (E) del territorio a valle dell'invaso, classificato secondo le tre categorie di rischio (A, B, C) sulla base delle disposizioni attuative della L.R. 13/2010 ed in ultimo della pericolosità (P) del sito dell'opera, legata alle caratteristiche sismiche e geo-morfologiche dell'area, si arriva al calcolo del rischio sismico (R).
Un'ultima modifica è stata fatta alla formula per il calcolo della criticità la quale ora a differenza di prima sarà calcolata nel seguente modo:

$$\begin{aligned}\textbf{CRITICITA'} = {} & \text{Pericolosità (P)} \cdot \text{Peso Pericolosità } (P_p) + \\ & + \text{Esposizione (E)} \cdot \text{Peso Esposizione (Pe)} + \\ & + \text{Vulnerabilità (V)} \cdot \text{Peso Vulnerabilità (Pv)}\end{aligned}$$

Da quest'ultimo specifico valore di criticità, rapportandolo al massimo raggiungibile pari a 17, si potrà ricavare la criticità sismica dell'opera in esame. Così come per la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione anche il risultato del rischio sismico, in particolare dell'intervallo di criticità entro cui l'opera risulterà rientrare, sarà visibile graficamente. Si precisa inoltre come gli intervalli di criticità prima citati sono stati definiti secondo la matrice dei pesi sotto riportata la quale, secondo il criterio di metodologia decisionale ad uno specifico problema "*MCDM – Multi-Criteria Decision Making"*, è stata in grado di fornirci una classificazione del rischio sismico. Quest'ultimo, sulla base del tipo di sismicità, di vulnerabilità dell'opera e della sua esposizione nonché antropizzazione, rappresenterà per un dato intervallo di tempo una misura dei danni attesi da ciascuna opera di ritenuta. Concludendo, una tale metodologia speditiva rappresenta quindi un utile strumento di preventiva diagnosi sismica della struttura, specialmente utile quando necessario, per la pianificazione di un successivo approfondimento di analisi, monitoraggio ed eventuale adeguamento dell'opera in accordo alle recenti normative e linee guida in vigore.

7 Valutazione del grado di rischio sismico degli sbarramenti in cls

Dopo aver parlato dei criteri che hanno portato a determinare la vulnerabilità totale (V), che ricordiamo essere stata definita come somma della vulnerabilità strutturale (V_S), di vetustà (V_V) e ambientale (V_a), si passa ora a definire la criticità sismica (C_S).
Sulla base di quanto proposto dal metodo di analisi multicriterio del rischio (MCDM - *Multi-Criteria Decision Making*), prendendo in considerazione i tre aspetti che definiscono il rischio sismico ($R = P \cdot V \cdot E$), è stato possibile ottenere la seguente espressione. Quest'ultima è stata usata per la classificazione della criticità sismica delle opere di ritenuta.

$$C_S = (P \cdot P_P) \cdot (V \cdot P_V) \cdot (E \cdot P_e)$$

In cui:

- Cs = criticità sismica variabile da 0 a 17;
- P_p: peso applicato alla pericolosità (P) assunto pari a 0,75;
- P_v: peso applicato alla vulnerabilità (V) assunto pari a 5,33;
- P_e: peso applicato all'esposizione (E) assunto pari a 2.

Ricordando i massimi valori assumibili da P, V ed E, pari rispettivamente a 4, 1,5 e 3, ne consegue che il massimo valore raggiungibile da Cs potrà essere pari a 17.
Riguardo i pesi, precisando che i casi studio oggetto di analisi abbiano riguardato il solo territorio valdostano, l'aver considerato sbarramenti vetusti e appartenenti tutti alla stessa zona di sismicità spiega il motivo per cui il peso P_v abbia richiesto l'assegnazione di un valore maggiore rispetto quello di P_p.
Il risultato di C_S dipende dalla scelta dei pesi (Tabella 7-3) i quali valori influenzano il risultato finale ottenuto. Dalla matrice dei pesi (Tabella 7-1) è possibile identificare una scala costituita da 5 gradi di criticità sismica (A, B, C, D, E) (Tabella 7-2) variabile da alta "A (13; **17**]" a bassa "E (**0**; 4]". Tale classificazione, rappresenta il risultato dello specifico problema decisionale derivante dall'aver considerato e combinato parametri e grandezze fisiche diverse e quantitativamente misurabili (Caterino, 2007). L'espressione di giudizio del grado di criticità di ciascuna opera di ritenuta è stata espressa in forma matriciale di ordine *n x m*. Facendo corrispondere al numero di righe *n* della matrice il numero di giudizi mentre al numero di colonne *m* il numero di criteri di giudizio si perviene al generico elemento *aij*. Quest'ultimo, esprime la prestazione della generica combinazione di classe Ai (i=1, 2, ..., n) rispetto al generico criterio Cj (j=1, 2, ...; m) il quale ha richiesto l'assegnazione di pesi di valore proporzionale all'importanza che ciascuno di essi dovrà avere per la decisione finale.
In accordo alle linee guida ASCE (2013), sulla base della matrice di rischio sismico è possibile prevedere e far corrispondere per ciascun intervallo di Cs una diversa priorità delle attività di manutenzione e riabilitazione (Tabella 7-4) da poter intraprendere nei confronti delle piccole dighe della Valle d'Aosta. Così facendo si arriva quindi a definire una scala di priorità ai fini del successivo approfondimento dell'indagine sulle strutture al servizio dei numerosi invasi presenti.

	V	ALTA			MEDIO-ALTA			MEDIA			MEDIO-BASSA			BASSA		
	E	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 7-1: Matrice di rischio sismico

	Intervallo	Criticità sismica (Cs)	Priorità di intervento
A	(13; 17]	ALTA	IMMEDIATA
B	(10; 13]	MEDIO-ALTA	NECESSARIA A BREVE TERMINE
C	(7; 10]	MEDIA	NECESSARIA
D	(4; 7]	MEDIO-BASSA	NECESSARIA A LUNGO TERMINE
E	(0; 4]	BASSA	NON NECESSARIA

Tabella 7-2: Le priorità di intervento associate alla criticità sismica della diga

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

Tabella 7-3: Pesi scelti

Grado di Criticità Sismica	Intervallo Cs	PRIORITÀ DI INTERVENTO	
ALTA	(13; 17]	1	Serbatoio in condizioni inaccettabili sotto attività sismica estremamente elevata con marcati e diffusi segni di deterioramento.
MEDIO – ALTA	(10; 13]	2	Diga in condizioni al di sotto dello standard sismico richiesto e con un significativo deterioramento. Ad alta criticità di collasso sotto azioni sismiche previste.
MEDIA	(7; 10]	3	Serbatoio in buone condizioni nello stato di servizio, anche se esso non può sopportare le azioni sismiche previste. Alcune parti della struttura possono mostrare segni di degrado e debolezza funzionale.
MEDIO - BASSA	(4; 7]	4	Diga in buone condizioni, con alcuni segni di deterioramento che richiedono lavori di manutenzione a lungo termine.
BASSA	(0; 4]	5	Serbatoio in ottime condizioni che soddisfa o supera i requisiti sismici. L'infrastruttura è conforme all'attuale standard sismico di funzionalità e durabilità.

Tabella 7-4: Dettaglio delle priorità di intervento associate a ciascun grado di criticità sismica

Riguardo ai capitoli precedenti inerenti alla metodologia speditiva proposta per la valutazione della criticità sismica (Cs) dei medio-piccoli sbarramenti in calcestruzzo si riporta il diagramma di flusso (Figura 7.1) delle operazioni da eseguire per arrivare al risultato finale atteso. Grazie alla combinazione dei risultati desunti di pericolosità di sito, vulnerabilità di struttura e rischio associato all'esposizione la *scheda di "livello 0"* fornisce il grado di sismicità dell'opera (Cs). Quest'ultimo, in base alla scala definita, sarà utile per la definizione di un ordine di priorità per l'approfondimento dell'indagine degli sbarramenti in calcestruzzo dei numerosi invasi presenti in Valle d'Aosta.

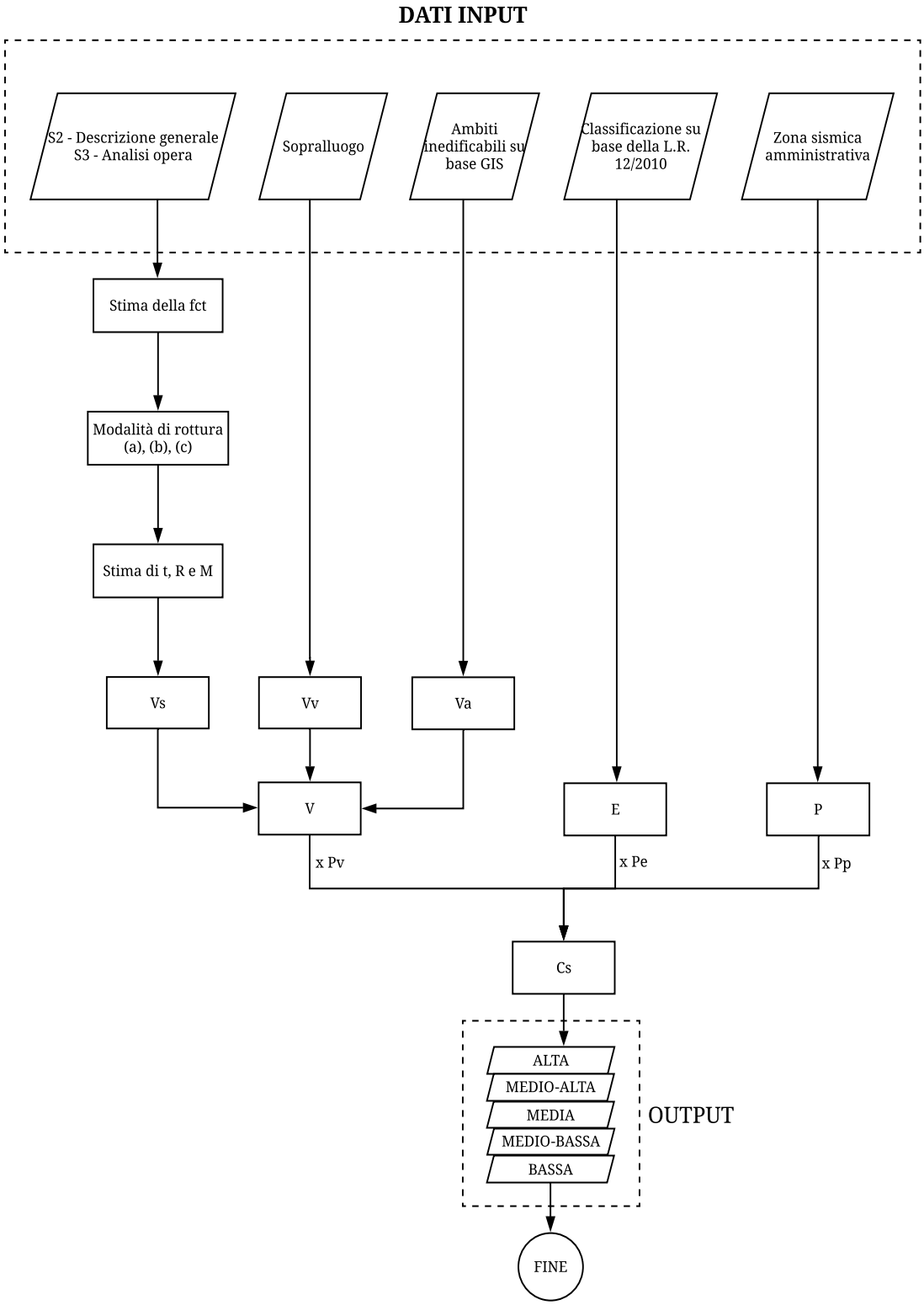


Figura 7.1: Flowchart della procedura proposta per il calcolo della criticità sismica delle piccole dighe in calcestruzzo della Regione Valle d'Aosta

7.1 Sbarramenti scelti come casi studio di progetto

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti su alcuni degli sbarramenti di competenza regionale della Valle d'Aosta riportati in tabella in ordine cronologico secondo il loro anno di costruzione. Si precisa come tutte le opere di ritenuta oggetto di analisi siano tuttora in funzionamento e quindi attive.
Nello specifico, la procedura di analisi speditiva descritta è stata condotta e testata su 26 opere (Tabella 7-5) di ritenuta 9 delle quali piccole dighe (Tabella 7-6)e le 17 restanti traverse fluviali (Tabella 7-7). Sulla base del database del catasto dighe della Valle d'Aosta si precisa che il campione di sbarramenti selezionati rappresenta il 30% circa delle opere di ritenuta costruite a partire dal 1920 al 1990.
Nelle tabelle seguenti oltre al numero identificativo (ID) di appartenenza dell'opera al catasto dighe, all'altitudine e all'anno di costruzione (in ordine crescente) sono riportati i valori di V, Cs e Vs. Si precisa come in Tabella 7-5 i valori di V e Cs siano il risultato derivante dall'applicazione delle curve di resistenza in precedenza descritte. In particolare, facendo riferimento a quanto già illustrato in Figura 4.18, dal valore di stima di resistenza del calcestruzzo (Rc) desunto tramite le curve di resistenza percentili pari al 25%, 50% (curva media) e 75% percentile si è giunti al calcolo del rispettivo valore di V e Cs. La classificazione di vulnerabilità di (V) e di criticità sismica (Cs), che per entrambi i parametri consta di 5 possibili livelli (alta, medio-alta, media, medio-bassa, bassa), sono anche rappresentati graficamente mediante istogramma a barre verticali in Figura 7.2 e in Figura 7.3.
Si sottolinea come sebbene il valore di stima di Rc tenda a decrescere passando dalle curve 75% percentili a quelle 25% percentili, generalmente si riscontra un valore di criticità sismica Cs senza delle grandi variazioni. Quanto appena detto risulta evidente per il caso # 1, # 6, # 11, # 12, # 24, # 25 e # 26 ognuno del quale, tra un percentile e l'altro, presenta lo stesso valore di V e Cs. Nei confronti dei suddetti casi, si evidenzia inoltre come il # 26 e # 11 siano quelli di minore vulnerabilità mentre i restanti cinque quelli di maggiore V. Nei confronti invece della Cs, il livello di quest'ultima è risultata aumentare solo per il caso # 3, # 4 e # 8. In particolare, la classe di Cs è risultata variare da media a medio-alta e derivante dai risultati desunti dalle curve di resistenza rispettivamente del 75% percentile e 25% percentile. Si precisa inoltre come queste tre opere corrispondano al 12% circa delle 26 scelte come casi studio.
Ulteriore rappresentazione grafica è quella illustrata distinguendo la tipologia di opera, nello specifico, suddividendo i risultati ottenuti per le 17 traverse fluviali (Tabella 7-7, Figura 7.5) da quelli ricavati per le 9 piccole dighe (Tabella 7-6, Figura 7.4).

Tabella 7-5: Elenco degli sbarramenti in calcestruzzo analizzati tramite metodologia speditiva per mezzo della scheda di rilievo

#	ID Catasto Sbarramenti	Nome	Tipo	Altitudine [m s.l.m.]	Anno di costruzione	Resistenza media		25% percentile		75% percentile		Scala di criticità sismica
						V	C_s	V	C_s	V	C_s	Cs
1	55	Ivery Vasca	Vasca	887,3	1920	1,02	12,92	1,02	12,92	1,02	12,92	MEDIO-ALTA
2	1	Guillemore	Traversa	908	1921	0,18	8,47	0,42	9,74	0,15	8,33	MEDIA
3	31	Planaval	Traversa	1140	1921	0,44	9,83	0,49	10,09	0,44	9,83	MEDIA a MEDIO-ALTA
4	38	Soressamont	Vasca	1138	1921	0,33	9,24	0,5	10,15	0,31	9,13	MEDIA a MEDIO-ALTA
5	63	Donnas	Traversa	318	1926	0,48	10,06	0,58	10,59	0,47	10,01	MEDIA
6	60	Isollaz	Vasca	1270	1928	1,11	13,4	1,11	13,4	1,11	13,4	MEDIA
7	34	Introd Vasca	Vasca	877	1938	0,56	10,47	0,7	11,21	0,53	10,31	MEDIO-ALTA
8	11	La Salle	Traversa	892	1938	0,46	9,93	0,5	10,15	0,45	9,88	MEDIA a MEDIO-ALTA
9	12	Montjovet	Traversa	380	1939	0,51	8,22	0,61	8,75	0,49	8,11	MEDIO
10	53	Issime	Traversa	978	1939	0,45	5,9	0,5	6,17	0,44	5,85	MEDIO-BASSA
11	10	Bard	Traversa	335	1941	0,43	7,77	0,43	7,77	0,43	7,77	MEDIA
12	22	Piana	Diga	2259	1950	1,23	14,07	1,23	14,07	1,23	14,7	ALTA
13	13	Saint-Marcel	Traversa	513	1950	0,54	8,4	0,64	8,93	0,52	8,29	MEDIA
14	17	Artanavaz	Traversa	963	1951	0,46	5,97	0,48	6,08	0,45	5,92	MEDIO-BASSA
15	43	Saint Barthelemy	Vasca	1163	1951	0,15	8,28	0,18	8,44	0,14	8,23	MEDIA
16	18	Ollomont	Traversa	969	1952	0,45	5,92	0,47	6,02	0,45	5,92	MEDIO-BASSA
17	35	Valpelline	Traversa	961	1952	0,46	5,93	0,5	6,15	0,45	5,88	MEDIO-BASSA
18	36	Entrebin	Vasca	952	1953	0,54	10,38	0,66	11,02	0,51	10,22	MEDIO-ALTA
19	7	Diga By	Diga	1984	1956	0,58	10,57	0,69	11,16	0,54	10,36	MEDIO-ALTA
20	16	Lysbalma	Traversa	1606	1956	0,45	5,92	0,47	6,02	0,45	5,92	MEDIO-BASSA
21	15	Saumont	Traversa	594	1958	0,44	5,85	0,47	6,01	0,44	5,85	MEDIO-BASSA
22	9	Sarre	Traversa	600	1959	0,13	4,19	0,15	4,3	0,13	4,19	MEDIO-BASSA
23	2	Brusson	Traversa	1280	1982	0,51	10,2	0,54	10,36	0,49	10,09	MEDIO-ALTA
24	28	Clusaz	Traversa	1071	1982	1,13	9,54	1,13	9,54	1,13	9,54	MEDIA
25	29	Mollet	Traversa	1788	1984	1,48	11,41	1,48	11,41	1,48	11,41	MEDIO-ALTA
26	5	Quincinetto	Traversa	305	1988	0,11	6,09	0,11	6,09	0,11	6,09	MEDIO-BASSA

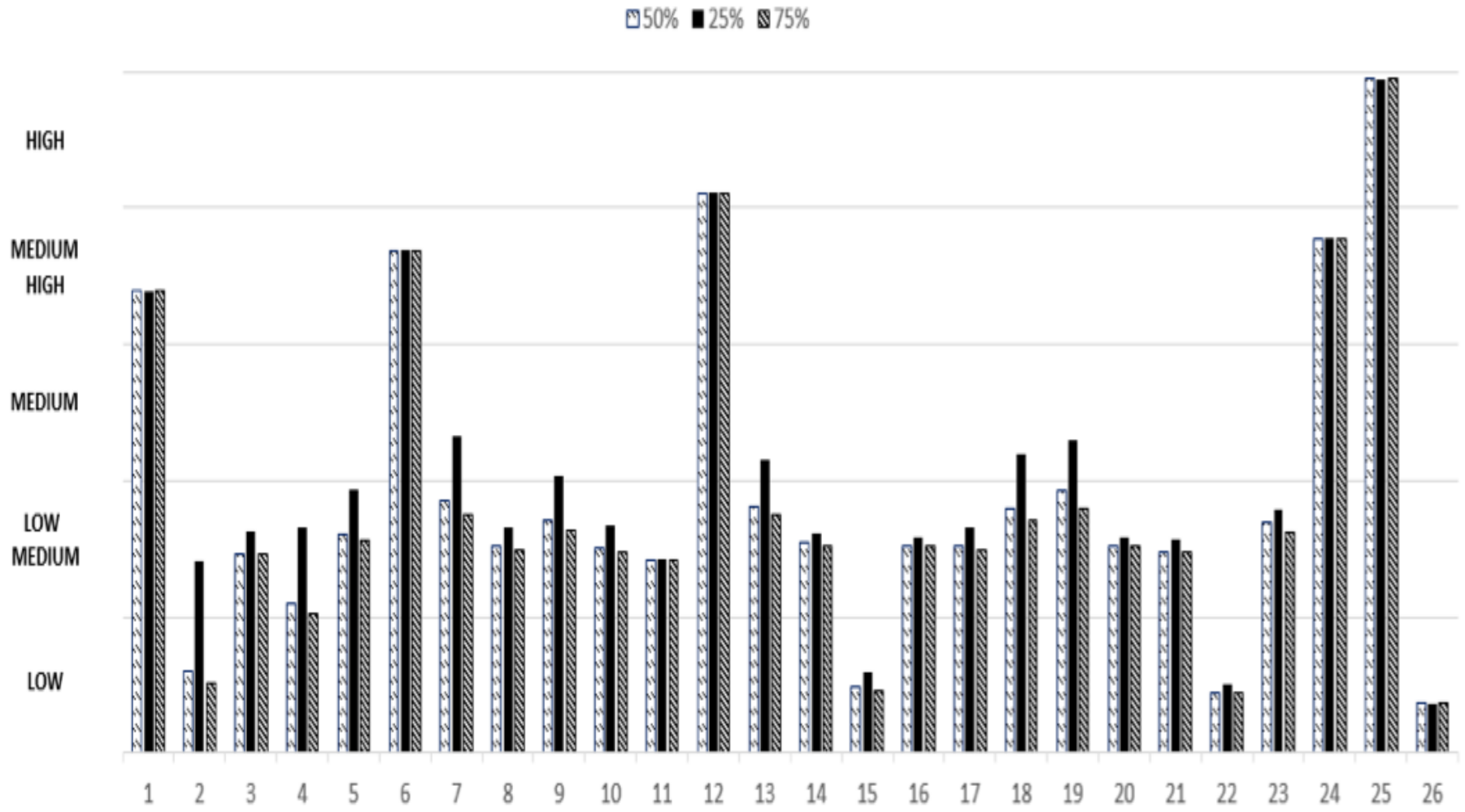


Figura 7.2: La vulnerabilità sismica degli sbarramenti in funzione del valore di resistenza del calcestruzzo stimato variabile tra il 25% percentile e il 75% percentile

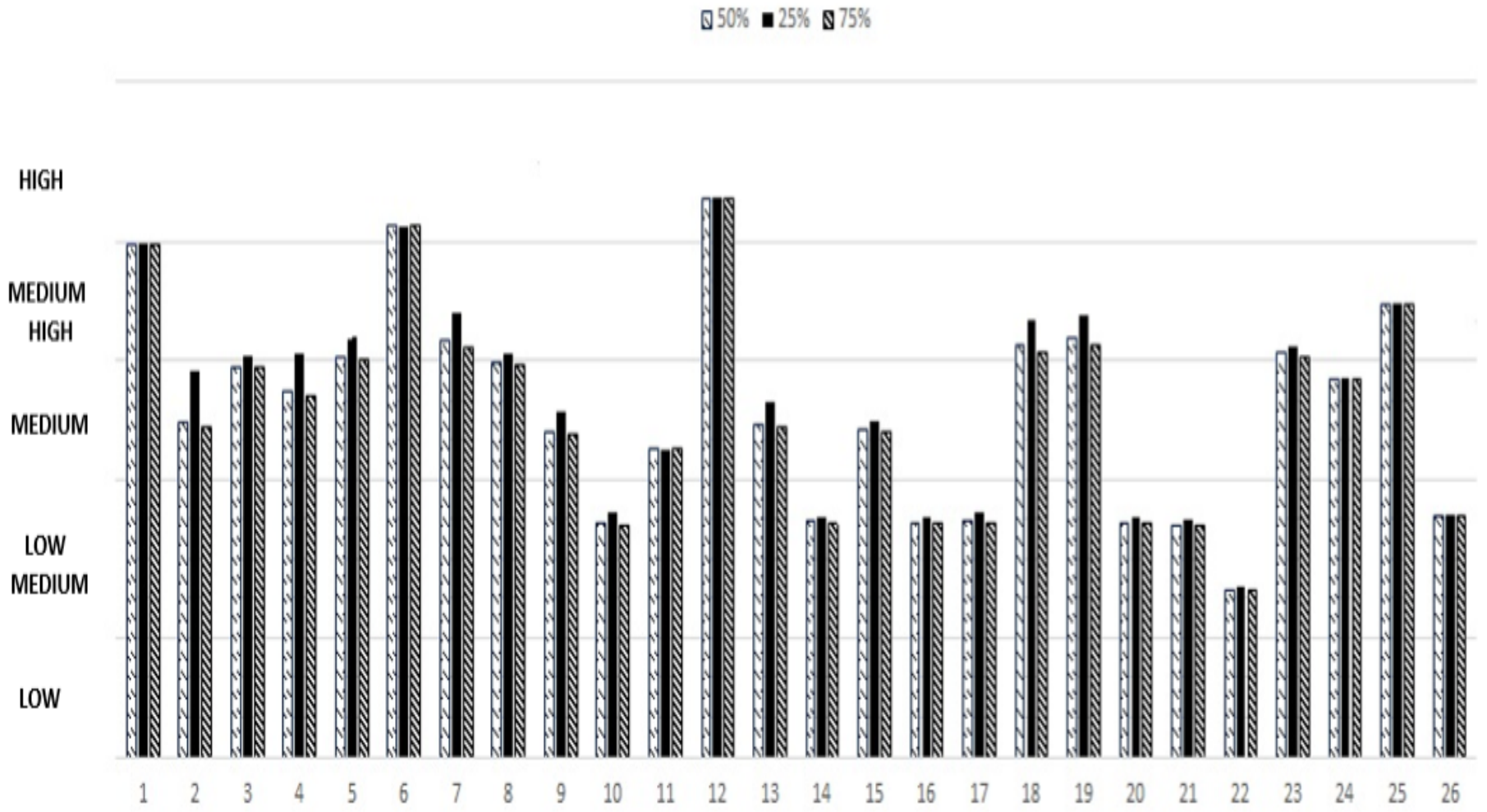


Figura 7.3: La criticità sismica degli sbarramenti in funzione del valore di resistenza del calcestruzzo stimato variabile tra il 25% percentile e il 75% percentile

#	ID Catasto Sbarramenti	Nome	Altitudine [m s.l.m.]	Anno di costruzione	Cs	V	Vs
1	55	Ivery Vasca	887,3	1920	12,92	1,02	1
2	31	Planaval	1140	1921	9,83	0,44	0.03
3	38	Soressamont	1138	1921	9,24	0,33	0.12
4	60	Isollaz	1270	1928	13,4	1,11	1
5	34	Introd Vasca	877	1938	10,47	0,56	0.15
6	22	Piana	2259	1950	14,07	1,23	1
7	43	Saint Barthelemy	1163	1951	8,28	0,15	0.04
8	36	Entrebin	952	1953	10,38	0,54	0.14
9	7	Diga By	1984	1956	10,57	0,58	0.16

Tabella 7-6: I principali risultati della stima preliminare di criticità strutturale ottenuti dall'applicazione della metodologia speditiva a 9 medio-piccole dighe della Regione Valle d'Aosta

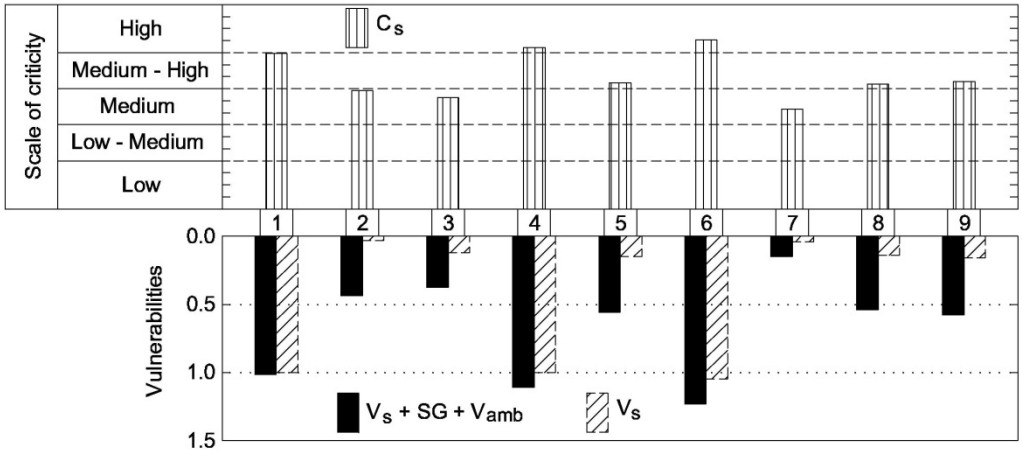


Figura 7.4: Grado di sismicità delle 9 medio-piccole dighe considerate della VdA

#	ID Catasto Sbarramenti	Nome	Altitudine [m s.l.m.]	Anno di costruzione	Cs	V	Vs
1	1	Guillemore	908	1921	8,47	0,18	0.175
2	63	Donnas	318	1926	10,06	0,48	0.08
3	11	La Salle	892	1938	9,93	0,46	0.04
4	12	Montjovet	380	1939	8,22	0,51	0.11
5	53	Issime	978	1939	5,9	0,45	0.05
6	10	Bard	335	1941	7,77	0,43	0.01
7	13	Saint-Marcel	513	1950	8,4	0,54	0.11
8	17	Artanavaz	963	1951	5,97	0,46	0.03
9	18	Ollomont	969	1952	5,92	0,45	0.02
10	35	Valpelline	961	1952	5,93	0,46	0.04
11	16	Lysbalma	1606	1956	5,92	0,45	0.02
12	15	Saumont	594	1958	5,85	0,44	0.04
13	9	Sarre	600	1959	4,19	0,13	0.03
14	2	Brusson	1280	1982	10,2	0,51	0.1
15	28	Clusaz	1071	1982	9,54	1,13	1
16	29	Mollet	1788	1984	11,41	1,48	1
17	5	Quincinetto	305	1988	6,09	0,11	0.01

Tabella 7-7: I principali risultati della stima preliminare di criticità strutturale ottenuti dall'applicazione della metodologia speditiva a 17 traverse fluviali della Regione Valle d'Aosta

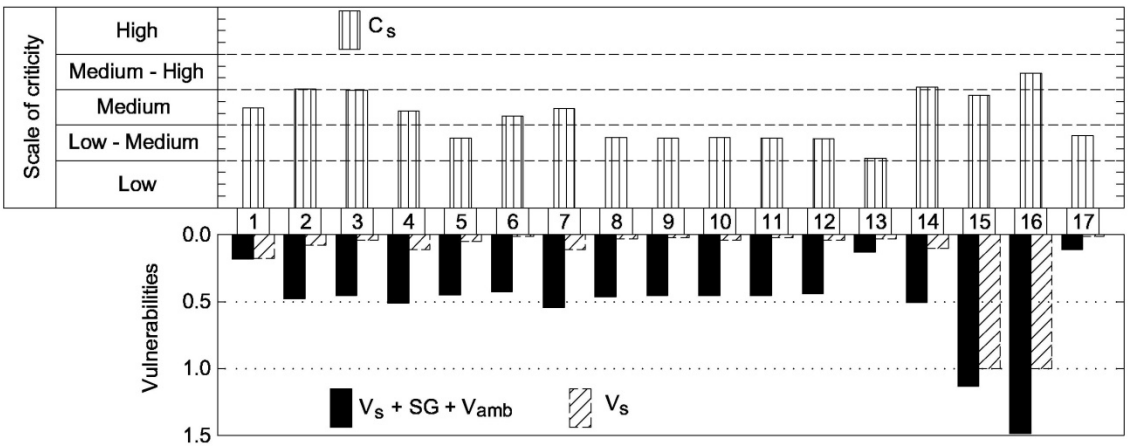


Figura 7.5: Grado di sismicità delle 17 traverse fluviali considerate della VdA

8 Codice di programmazione Visual Basic usato per la compilazione della nuova utility

```
Imports Microsoft.Office.Interop
Imports System.IO
Public Class Form1


    Private Sub Form1_Load(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
System.EventArgs) Handles MyBase.Load

        'DIMENSIONIAMO LE VARIABILI IN INPUT

        Dim LONGITUDINE As Single
        Dim LATITUDINE As Single
        Dim VITA_NOMINALE As Integer
        Dim CLASSE_USO As Single
        Dim SOTTOSUOLO As Single
        Dim TOPOGRAFICA As Single
        Dim h_H As Single
        Dim STATOLIMITE_CONSIDERATO As Single
        Dim ARCHIVIO As String

        'DIMENSIONIAMO LE VARIABILI IN OUTPUT

        Dim SLO_TR As Integer
        Dim SLD_TR As Integer
        Dim SLV_TR As Integer
        Dim SLC_TR As Integer
        Dim SLO_AG As Single
        Dim SLD_AG As Single
        Dim SLV_AG As Single
        Dim SLC_AG As Single
        Dim SLO_F0 As Single
        Dim SLD_F0 As Single
        Dim SLV_F0 As Single
        Dim SLC_F0 As Single
        Dim SLO_TC As Single
        Dim SLD_TC As Single
        Dim SLV_TC As Single
        Dim SLC_TC As Single
        Dim S_S As Single
        Dim S_T As Single

        ' SCEGLI IL NUMERO DELLA DIGA SU CUI VUOI FARE LA SCHEDA

        Dim message1, title1, defaultValue1 As String
        Dim myValue1 As Object
        message1 = "INSERIRE IL NUMERO DI ARCHIVIO DELLA DIGA DA
ANALIZZARE (attenzione mettere solo un numero compreso tra 1 e 80)"
        title1 = "ATTENZIONE"
        defaultValue1 = "0"    ' Set default value.
        myValue1 = InputBox(message1, title1, defaultValue1)
        If myValue1 Is "" Then myValue1 = defaultValue1
        ARCHIVIO = myValue1

        'IMPORTA TUTTI I DATI DAL FOGLIO EXCEL SCHEDA
```

```
        Dim Xl As New Excel.Application
        Dim Xcart As Excel.Workbook
        Dim Xfoglio As Excel.Worksheet
        Dim FoglioAttivo As Integer
        Dim docname As Object = My.Settings.CARTELLA & ARCHIVIO &
"SCHEDA.xlsm"

        If File.Exists(docname) Then
            Xcart = Xl.Workbooks.Open(docname)
            FoglioAttivo = 2
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)

            LONGITUDINE = Xfoglio.Cells(30, 3).Value
            LATITUDINE = Xfoglio.Cells(31, 3).Value
            VITA_NOMINALE = Xfoglio.Cells(32, 3).Value
            CLASSE_USO = Xfoglio.Cells(33, 3).Value
            STATOLIMITE_CONSIDERATO = Xfoglio.Cells(34, 3).Value
            SOTTOSUOLO = Xfoglio.Cells(35, 3).Value
            TOPOGRAFICA = Xfoglio.Cells(36, 3).Value
            h_H = Xfoglio.Cells(37, 3).Value

            Xcart.Close(False) 'FALSE VUOL DIRE CHE NON MI SALVA IL
FILE
            Xl.Quit()

            'Me.Close()

        Else
            MessageBox.Show("NON TROVO IL FILE" & My.Settings.CARTELLA
& ARCHIVIO & "SCHEDA.xlsm")


        End If

        'APRI IL FOGLIO SPETTRI


        docname = My.Settings.CARTELLA & "SPETTRI.xls"
        If File.Exists(docname) Then
            Xcart = Xl.Workbooks.Open(docname)

            'METTI I DATI DI INPUT NEL FOGLIO SPETTRI
            FoglioAttivo = 2
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)
            Xfoglio.Cells(5, 6).Value = LONGITUDINE
            Xfoglio.Cells(5, 8).Value = LATITUDINE

            FoglioAttivo = 3
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)
            Xfoglio.Cells(5, 8).Value = VITA_NOMINALE
            Xfoglio.Cells(7, 8).Value = CLASSE_USO

            FoglioAttivo = 4
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)
            Xfoglio.Cells(12, 8).Value = h_H

            FoglioAttivo = 9
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)
            Xfoglio.Cells(1, 1).Value = STATOLIMITE_CONSIDERATO
            Xfoglio.Cells(1, 2).Value = SOTTOSUOLO
            Xfoglio.Cells(1, 3).Value = TOPOGRAFICA
```

```
            'PRENDI I DATI DI OUTPUT DAL FOGLIO SPETTRI
            FoglioAttivo = 15
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)

            SLO_TR = Xfoglio.Cells(6, 4).Value
            SLD_TR = Xfoglio.Cells(7, 4).Value
            SLV_TR = Xfoglio.Cells(8, 4).Value
            SLC_TR = Xfoglio.Cells(9, 4).Value

            SLO_AG = Xfoglio.Cells(6, 5).Value
            SLD_AG = Xfoglio.Cells(7, 5).Value
            SLV_AG = Xfoglio.Cells(8, 5).Value
            SLC_AG = Xfoglio.Cells(9, 5).Value

            SLO_F0 = Xfoglio.Cells(6, 6).Value
            SLD_F0 = Xfoglio.Cells(7, 6).Value
            SLV_F0 = Xfoglio.Cells(8, 6).Value
            SLC_F0 = Xfoglio.Cells(9, 6).Value

            SLO_TC = Xfoglio.Cells(6, 7).Value
            SLD_TC = Xfoglio.Cells(7, 7).Value
            SLV_TC = Xfoglio.Cells(8, 7).Value
            SLC_TC = Xfoglio.Cells(9, 7).Value

            FoglioAttivo = 4
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)

            S_S = Xfoglio.Cells(10, 8).Value
            S_T = Xfoglio.Cells(12, 10).Value

            Xcart.Close(False)  'FALSE VUOL DIRE CHE NON MI SALVA IL
FILE
            Xl.Quit()

            'Me.Close()
        End If

        'APRI IL FOGLIO SCHEDA


        docname = My.Settings.CARTELLA & ARCHIVIO & "SCHEDA.xlsm"

        If File.Exists(docname) Then
            Xcart = Xl.Workbooks.Open(docname)

            'METTI I DATI DI INPUT NEL FOGLIO SCHEDA
            FoglioAttivo = 2
            Xfoglio = Xl.Worksheets.Item(FoglioAttivo)
            Xfoglio.Cells(6, 3).Value = S_S
            Xfoglio.Cells(7, 3).Value = S_T

            Xfoglio.Cells(15, 4).Value = SLO_TR
            Xfoglio.Cells(16, 4).Value = SLD_TR
            Xfoglio.Cells(17, 4).Value = SLV_TR
            Xfoglio.Cells(18, 4).Value = SLC_TR

            Xfoglio.Cells(15, 5).Value = SLO_AG
            Xfoglio.Cells(16, 5).Value = SLD_AG
            Xfoglio.Cells(17, 5).Value = SLV_AG
            Xfoglio.Cells(18, 5).Value = SLC_AG
```

```
            Xfoglio.Cells(15, 6).Value = SLO_F0
            Xfoglio.Cells(16, 6).Value = SLD_F0
            Xfoglio.Cells(17, 6).Value = SLV_F0
            Xfoglio.Cells(18, 6).Value = SLC_F0
            Xfoglio.Cells(15, 7).Value = SLO_TC
            Xfoglio.Cells(16, 7).Value = SLD_TC
            Xfoglio.Cells(17, 7).Value = SLV_TC
            Xfoglio.Cells(18, 7).Value = SLC_TC
            Xcart.Save()
            Xl.Visible = True

            Xcart.Close(True)  'FALSE  VUOL  DIRE  CHE  NON  MI  SALVA  IL
FILE

            Xl.Quit()

            If   MessageBox.Show("DATI   AGGIORNATI   CON   SUCCESSO",
"ATTENZIONE", MessageBoxButtons.OKCancel) = DialogResult.OK Then
            Else
                Exit Sub
            End If
        End If

        Me.Close()

    End Sub
End Class
```

9 Calcolo automatico alla base dei moderni software

Nel presente capitolo si vuole illustrare i metodi numerici per l'analisi sismica delle dighe a *gravità* particolarmente vulnerabili a livello sismico. In particolare, nell'ottica generale del *metodo agli elementi finiti (F.E.M.)* si parlerà di tecniche numeriche semplificate usate per le analisi preliminari e non delle opere idrauliche in grado di simulare virtualmente il loro comportamento in condizioni di carico eccezionali (sismiche) e di esercizio. I tipi di analisi piane generalmente risolte numericamente mediante l'utilizzo di elementi finiti bidimensionali potranno allo stesso modo venire impiegati per analisi in *stato piano di tensioni*, in *stato piano di deformazione* e in *stato di assialsimmetria*.
L'analisi in *stato piano di deformazione* viene scelta quando una struttura presenta una lunghezza elevata tale che le deformazioni ad esse connesse possano ritenersi trascurabili. Un esempio risulta quello di una diga a gravità la cui lunghezza potrebbe essere ben superiore alle altre dimensioni in gioco. Per tale ragione, essendo le forze applicate al paramento di monte sarà lecito trascurare gli spostamenti in direzione *z*. Considerando un elemento strutturale "molto lungo" a cui viene impedito di spostarsi e dilatarsi le sezioni saranno impedite a muoversi e lo spostamento lungo l'asse *z* potrà considerarsi nullo. Di conseguenza, anche le deformazioni lungo *z* (ε_z) e le deformazioni tangenziali lungo *xz* (τ_{xz}) e *yz* (τ_{yz}) verranno considerate nulle sia per la sezione di mezzeria che ovunque (per simmetria). Diversamente, non lo sarà la tensione σ_z che si potrà ottenere a posteriori dalla seguente relazione:

$$\sigma_z = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}(\varepsilon_x + \varepsilon_y)$$

Il legame tensioni-deformazioni per un materiale elastico-lineare ed isotropo caratterizzato da uno stato deformativo piano viene espresso dalla seguente relazione matriciale:

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{Bmatrix} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \begin{bmatrix}1-\nu & \nu & 0\\ \nu & 1-\nu & 0\\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2}\end{bmatrix} \begin{Bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}\end{Bmatrix}$$

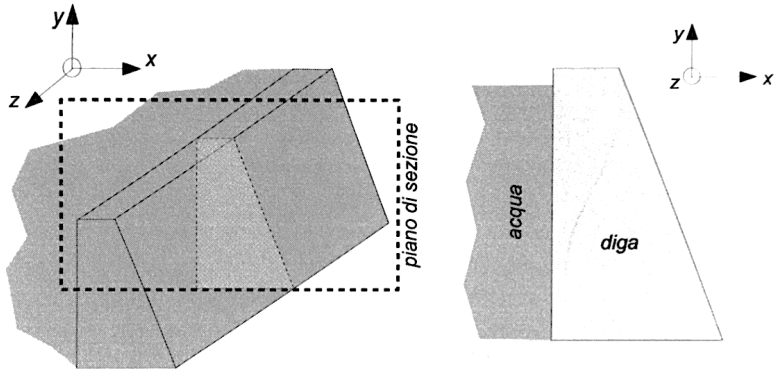


Figura 9.1: Esempio di stato piano di deformazione: diga a gravità nel piano (x, y) per la quale si può ipotizzare una ε_z nulla

9.1 Tipologie di analisi numeriche

Diverse sono le tipologie di analisi numeriche le quali sono possibili usare per la verifica strutturale delle dighe e più in generale delle strutture di ingegneria. Verranno presentate alcune delle tecniche che più comunemente e, ragionevolmente, si utilizzano per le verifiche in campo sismico.
Ad oggi, grazie allo sviluppo e al diffondersi del "moderno" calcolo automatico, implementato nei più svariati programmi di calcolo delle strutture in commercio, ha reso possibile l'esecuzione di analisi con particolari procedure tra le quali trovano impiego le analisi non lineari sia statiche che dinamiche. La complessità delle analisi non lineari nonché la loro difficoltà operativa e valutativa sono spesso la causa di errori di calcolo. Ciò è dovuto al fatto che tali analisi non sempre risultano controllabili.
A tal proposito, la scelta dell'analisi dovrebbe essere motivata da corretti processi logici e strettamente correlata con la tipologia dei risultati attesi. A tal fine, risulta fondamentale l'ausilio preventivo di analisi lineari statiche e/o considerazioni numeriche manuali con le quali studiare lo stato di sollecitazione e poter quindi giustificare il risultato ottenuto. È utile ricordare come numerose sono le opere di ritenuta costruite nel passato e come queste siano state dimensionate e verificate tramite metodi di calcolo manuali le cui ipotesi fondamentali sono tuttora le basi fondamentali per le tecniche numeriche più evolute.
Nell'ottica globale della sicurezza, le analisi adottate durante il processo di calcolo o di verifica dovrebbero sempre più presentare al loro interno valutazioni qualitative e quantitative per mezzo delle quali confrontare e commentare i vari risultati. A tal fine, si dovrebbe procedere per passi successivi procedendo, pertanto, con analisi successive la cui difficoltà aumenta gradualmente. Quindi, si dovrebbe iniziare dapprima con l'*analisi statica lineare* per poi passare all'*analisi modale* e giungere infine all'*analisi time history*, in cui il comportamento della struttura viene investigato ad ogni istante.

9.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare, risulta l'analisi strutturale più semplice da implementare e per questo anche la più utilizzata in ambito professionale, specialmente in fase di dimensionamento e verifica preliminare dei singoli elementi. Con questo tipo di procedura si ipotizza che le forze esterne siano applicate lentamente al modello di calcolo sino al raggiungimento del loro valore massimo corrispondente al momento in cui le forze non subiranno più modifiche ma rimarranno costanti. Questo tipo di analisi si basa quindi sulla stazionarietà tra carichi esterni e stato deformativo interno della struttura.
Il motivo per cui tale analisi viene definita lineare deriva dalle ipotesi alla sua base. In particolare, dalla linearità tra i carichi applicati e le caratteristiche deformative e tensoriali della struttura. Ne deriva che la risposta del modello risulterà essere proporzionale a quella del carico a cui verrà sottoposto.
Le ipotesi alla base dell'analisi statica lineare possono riassumersi nei seguenti punti:

- rispetto della legge di Hooke, ossia, materiali costituenti la struttura ipotizzabili con un andamento sforzo-deformazione di tipo lineare;
- spostamenti conseguenti all'applicazione del carico considerati infinitesimi, cioè, nessuna variazione di rigidezza;

- condizioni al contorno e di carico del tipo stazionario, quindi, non variabili durante il processo di calcolo.

La prima ipotesi si traduce in un legame costitutivo di tipo elastico in cui gli sforzi sono solo funzione delle deformazioni, secondo la seguente ben nota legge:

$$\sigma = \sigma(\varepsilon) = \mathrm{E} \cdot \epsilon$$

in cui:

E = modulo di Young, anche noto come modulo di elasticità, fornisce valore di durezza dei materiali isotropi, o meglio, la loro capacità di deformarsi.

Oltre al modulo elastico, le caratteristiche dei materiali sono anche indicate dal modulo tangenziale **G** e dal *modulo di Poisson* (ν). Quest'ultimo indica il grado di contrazione o dilatazione trasversale di un materiale sottoposto ad una forza unidirezionale. Il modulo tangenziale **G** serve invece a valutare insieme alla deformazione tagliante o coefficiente angolare di taglio (γ) lo sforzo tagliante (τ) generato dalla resistenza allo scorrimento del materiale su di un piano.
Dalla seconda ipotesi deriva il poter confondere la configurazione deformata con quella iniziale nota. Questa semplificazione è conseguente del considerare gli spostamenti sotto carico come infinitesimi. Una tale ipotesi non sarebbe ad esempio valida per una fune la quale, a causa del variare della sua configurazione con l'applicazione del carico, richiederebbe un'analisi non lineare per geometria.
La terza ipotesi, oltre a stabilire l'identicità del sistema strutturale nelle varie sue fasi di calcolo, considera i carichi come costanti e agenti lungo una sola direzione. Classico esempio in cui non sarebbe valida tale ipotesi è quella di un elemento a mensola in cui la direzione della forza applicata, pur restando sempre perpendicolare all'asta, varia con lo spostamento.

9.3 Analisi modale

Lo studio attraverso tale metodologia permette di individuare le modalità di vibrazione di un'opera, note le quali, è possibile, ad esempio, valutare i fenomeni di risonanza con possibili azioni esterne, oppure valutare il suo comportamento sotto un determinato sistema di forze. Dunque, con l'analisi modale è quindi possibile investigare il comportamento dinamico di una struttura con determinate caratteristiche meccaniche e geometriche.
In ambito sismico, l'analisi modale può essere considerata come punto di partenza per effettuare valutazioni strutturali di sicurezza. Strumento che le norme mettono a disposizione per effettuare la progettazione sismica delle opere di ingegneria civile è lo *spettro di risposta*. Abbinando quest'ultimo al periodo fondamentale di vibrazione della struttura siamo in grado di calcolare le azioni generate da un ipotetico sisma. Il nome deriva dalla forma che viene ricavata secondo un'interpolazione di diversi spettri di pseudo-accelerazioni. Lo spettro di pseudo-accelerazione viene a sua volta ricavato da accelerogrammi realmente misurati in sito attraverso strumenti per l'appunto chiamati accelerogrammi o vibrometri, i quali, forniscono una mappa dettagliata del comportamento globale del sito.

In particolare, il grafico della risposta spettrale al variare del periodo proprio di vibrazione della struttura oggetto di analisi è in grado di fornire il valore dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento. Tuttavia, nella maggior parte dei casi, non è necessario conoscere la storia dello spostamento bensì risulta sufficiente conoscere il massimo spostamento subito dalla struttura e la massima accelerazione che il terreno subisce a seguito del terremoto. Così facendo, il numero di operazioni utili al dimensionamento delle opere si riduce notevolmente ad un processo più facile da implementare perché semplificato ai soli valori massimi di accelerazione-spostamento. Si sottolinea comunque come per quelle opere che ricoprono una certa importanza sia necessario investigare il loro comportamento durante tutto il terremoto. A tal fine, l'analisi modale non sarà più sufficiente ma si dovrà passare ad un'analisi nel dominio del tempo.
I modelli semplificati con cui si effettuano analisi sismiche di dighe a gravità vengono rappresentati con un'asta ad un singolo grado di libertà SDOF. È da questo modello che si ricava la frequenza modale fondamentale con la quale sarà possibile effettuare la valutazione strutturale del corpo diga, soggetta ad azioni sismiche come lo scorrimento.
Diversamente, quando si dovrà effettuare un'analisi nel dominio del tempo la suddivisione ad un singolo SDOF non sarà più accettabile perché la valutazione delle frequenze risulterà molto importante. Per simulare una distribuzione uniforme della massa si dovrà realizzare una mesh abbastanza fitta e solo dopo ricorrere alla valutazione delle frequenze.

9.4 Analisi nel dominio del tempo

Le analisi di tipo lineari risultano essere un'approssimazione valida e molto utilizzata in strutture odierne e di modeste dimensioni. Tuttavia, in strutture più complesse ed irregolari si tende ad affinare l'analisi con metodologie più complesse (analisi modale, al passo, ecc.). In particolare, un'analisi utile in campo sismico risulta essere quella che si effettua nel dominio del tempo la quale prende il nome di *time history analysis*. Utile a simulare il comportamento di un'opera in vari scenari sismici risulta necessaria qualora le azioni esterne presentino una variabilità nel tempo, ovvero non sono costanti durante un arco temporale prestabilito inducendo quindi l'opera ad avere un comportamento differente ad ogni istante. Tipico del moto sismico è il suo carattere variabile il quale input, provocando sul suolo un'accelerazione ogni volta diversa (di segno positivo e negativo), causa un sistema di forze sulla struttura diverso ad ogni istante. Con il fine di descrivere il comportamento dinamico della struttura, l'analisi di questo tipo di sistema non essendo più statico bensì dinamico vedrà la soluzione venire ricavata attraverso processi matematici diversi (analisi nel dominio del tempo).
L'analisi del dominio del tempo si basa sull'integrazione dell'equazione del moto rispetto allo spostamento u:

$$Mu'' + Cu' + Ku = F(t)$$

Dove **M**, **C** e **K** rappresentano rispettivamente la matrice delle masse, dello smorzamento e della rigidezza del sistema. **F** rappresenta il sistema di forze esterne.
L'integrazione della precedente equazione viene effettuata attraverso vari metodi numerici che potremo dividere in metodi *impliciti* ed *espliciti*. Questi ultimi sono molto usati nella pratica strutturale in quanto consentono di risolvere il problema in modo diretto ed in funzione del precedente passo di calcolo. Tra i metodi di integrazione si

evidenzia quello di Newmark piuttosto che quello di Wilson o alle differenze finite con i quali è possibile ricavare e confrontare al variare del tempo la risposta di una struttura ad un impulso in termini di accelerazione, velocità e spostamento.
Si precisa come annullando il vettore delle forze esterne (**F**) si arriva a descrivere il fenomeno identificato come vibrazioni libere smorzate descritto dalla seguente equazione:

$$Mu'' + Cu' + Ku = 0$$

Mentre annullando anche la matrice **C** di smorzamento si descriverebbe un sistema soggetto a vibrazioni libere e imperturbate la cui equazione si modificherebbe nel modo seguente:

$$Mu'' + Ku = 0$$

La matrice **C** di smorzamento tende ad evidenziare che nella realtà una qualunque struttura è composta da materiali non perfettamente elastici, i quali fanno si che nel movimento, attraverso la frizione interna, l'energia prodotta dalla perturbazione venga in parte assorbita e in parte dissipata proprio dalla struttura stessa che quindi ne smorza l'amplificazione.

9.4.1 Vibrazioni indotte da sisma

Ci soffermeremo ora a trattare il caso di vibrazioni indotte da sisma le quali potrebbero essere configurate come un sistema di forze applicate alla struttura e funzioni dell'accelerazione del terreno.
Nella Figura 9.2 è raffigurato una struttura ad un singolo grado di libertà (SDOF), schema tipico ad esempio di un pilastro di rigidezza K soggetto ad una massa M in sommità. L'elemnto risulta incastrato ad una base rigida e soggetto ad uno smorzamento **C** e ad un'accelerazione del terreno $\mathbf{u_g}$.

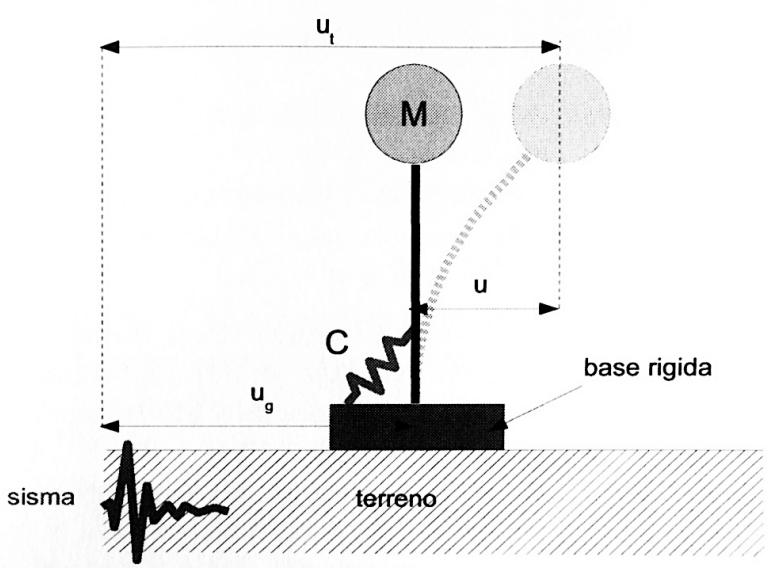


Figura 9.2: Schematizzazione struttura con un singolo DOF

Considerando l'immagine sopra riportata la classica equazione del moto si modifica come segue:

$$Mu'' + Cu' + Ku = 0$$

Ammettendo che il termine relativo alle forze sia nullo ipotizzeremo che l'accelerazione del terreno imprima sulla struttura una forza d'inerzia nulla, assunzione non proprio vera. Proseguiamo tenendo presente che lo spostamento totale $\mathbf{u_t}$ è definito come somma dello spostamento subito dal terreno e quello subito dalla struttura:

$$u_t = u_g + u$$

Ne deriva quindi che l'accelerazione totale subita dalla massa **M** risulta così definita:

$$u_t'' = u_g'' + u''$$

Sostituendo quest'ultima nell'equazione di moto questa diventa:

$$M(u_g'' + u'') + Cu' + Ku = 0$$

La quale spostando alcuni termini a destra si modifica nella seguente equazione:

$$Mu'' + Cu' + Ku = -Mu_g''$$

Da quest'ultima è possibile notare come il termine posto a destra possa considerarsi come un sistema di forze esterne. Quindi, si è dimostrato come nel caso di eccitazione sismica l'equazione del moto subisca solo una modifica al termine delle forze.
La relazione appena sopra scritta è di particolare importanza perché mostra come in caso di terremoto una struttura subisca un sistema di forze proporzionali alla propria massa e all'accelerazione che si verifica nel terreno. Tale equazione di moto è alla base dell'ingegneria sismica attuale. Sulla base dei termini in essa contenuti si cerca di ristabilire l'uguaglianza aumentando ad esempio la matrice di smorzamento **C**, attraverso l'installazione di dissipatori sismici, oppure diminuendo il peso della struttura (**M**) o ancora riducendo l'accelerazione del terreno $\boldsymbol{u_g''}$, attraverso l'inserimento di isolatori.
Si osservi come quanto appena detto risulta di difficile applicazione nell'ambito delle opere idrauliche come le dighe a gravità. Infatti, per esse se da un lato la massa risulta fondamentale a garantire la loro stabilità, dall'altra, in caso di terremoto, diventa fattore che ne amplifica le azioni inerziali.
In un'ottica di riabilitazione delle dighe esistenti con l'obiettivo di rendere la loro struttura più rigida numerosi sono i casi in cui per ristabilire la stabilità dello sbarramento si è provveduto all'installazione di tiranti ancorati alle fondazioni. In altri casi, invece, è stato necessario ricorrere ad una modellazione numerica raffinata che tenesse conto del legame costitutivo del materiale e quindi del suo comportamento non lineare.

9.5 Modellazione della struttura

Nei successivi paragrafi verranno esaminati i metodi principali che permettono la modellazione degli elementi che compongono uno sbarramento, evidenziandone i pregi, i difetti e le tecniche semplificate più consone all'analisi.

9.5.1 Corpo della diga

Generalmente, la valutazione di un'opera viene effettuata in primis concentrandosi sulle strutture principali che in questo caso, coincidono con lo sbarramento e la fondazione. In termini idraulici la struttura dello sbarramento viene chiamata corpo diga. Con questa terminologia si usa indicare spesso la diga vera e propria, la quale però si compone di molti altri elementi e particolari, i quali devono essere ben valutati in modo tale da effettuare una modellazione consona al comportamento fisico reale.
Per effettuare la schematizzazione della diga si procede a passi successivi, valutando la struttura dal punto di vista fisico e matematico. Per prima cosa si devono effettuare alcune valutazioni di carattere geometrico e statico, scegliendo se rappresentare la struttura nel piano oppure nelle tre dimensioni.
Successivamente si passa alla valutazione del tipo di elemento finito da utilizzare nell'analisi. Questa scelta è legata in parte al tipo di rappresentazione scelta, ma anche da molti altri aspetti che non possono essere sottovalutati.
La modellazione viene completata con l'analisi degli elementi particolari che compongono il corpo diga; essi sono molto importanti, in quanto, possono modificare la modellazione globale della struttura. A tal proposito si pensi ai giunti tra i conci, i quali possono essere schematizzati in vari modi ed assumere comportamenti più o meno complessi.

9.5.2 Geometria del modello

La geometria di una struttura insieme al proprio comportamento è alla base della scelta di un qualsiasi modello rappresentativo dell'opera. Si pensi ad esempio alla differenza tra un edificio semplice quadrato ad un piano e un altro edificio, sempre monopiano, ma con una pianta articolata ed irregolare. Risulta evidente che le due strutture non possono essere analizzate con la stessa metodologia, ma devono essere sottoposte a diverse valutazioni basate su diverse scelte di modellazione.
Il medesimo studio deve essere compiuto nell'ambito degli sbarramenti. Infatti la conformazione della diga e la sua modalità di resistere alle forze è il primo parametro utile e indispensabile per lo studio ingegneristico (Figura 9.3). Una diga a gravità, presenta una geometria semplice, composta, molto spesso, dallo sviluppo di una sezione trasversale lungo una direzione lineare. In questo caso la diga si oppone alle forze idrostatiche attraverso l'effetto mensola, conferito dalla particolare sezione trasversale.

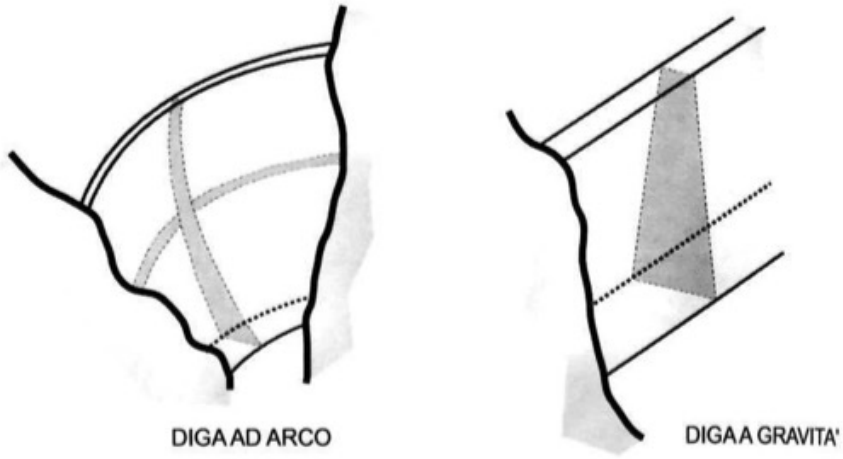


Figura 9.3: Individuazione delle sezioni resistenti di una diga ad arco (a sx) e di una diga a gravità (a dx)

Conseguenza di quanto appena detto è il poter realizzare il modello ad elementi finiti nel piano realizzandone una modellazione in stato piano di deformazione. Così facendo, si ipotizza di studiare una sola porzione finita di sezione trasversale, la quale ad esempio può coincidere con la distanza che si verifica tra i giunti dello sbarramento. Il calcolo prosegue quindi rappresentando la sezione trasversale di profondità unitaria con una mesh opportuna di elementi finiti bidimensionali oppure monodimensionali incastrati.
Una diga ad arco gravità, invece, deve essere rappresentata con altre metodologie formulando ulteriori ipotesi rispetto alle dighe a gravità. In questa tipologia di dighe, la rappresentazione risulta più complessa, in quanto, la loro resistenza è conferita sia da un effetto a mensola, sia da un effetto ad arco conferito, per l'appunto, dal vincolamento laterale ai versanti. La particolare forma dello sbarramento permette, quindi, di scaricare le reazioni vincolari nelle rocce dei versanti nonché nella fondazione. La conformazione geometrica suggerisce di optare, nella maggior parte dei casi, per una modellazione tridimensionale della struttura con evidenti complessità delle operazioni di discretizzazione.
É bene quindi osservare come ogni singolo sbarramento debba essere preliminarmente sottoposto ad attente valutazioni di carattere costruttivo, le quali possono condurre a diverse scelte di modellazione. I modelli considerati possono essere, quindi, di tipo bidimensionale o tridimensionale. Come prima accennato, il modello 2D viene spesso utilizzato per l'analisi strutturale di dighe a gravità. A tal scopo, l'utilizzo di un modello nel piano, abbinato ad un'analisi in stato piano di deformazione, risulta essere di gran lunga la metodologia più utilizzata per effettuare analisi statiche e sismiche.
L'analisi precedente, risulta spesso, insufficiente qualora si debba valutare lo stato tensionale all'interno di una diga ad arco. In questo caso, la struttura viene discretizzata nello spazio, in cui è possibile cogliere l'effetto resistente dovuto alla particolare conformazione dell'opera. Ovviamente la scelta di modellare la struttura in 3D comporta un considerevole aumento delle operazioni da svolgere nonché una probabilità maggiore di incorrere ad errori grossolani.
È inevitabile sottolineare come la complessità della modellazione tridimensionale, sia irta di insidie legata alla rappresentazione strutturale e costruttiva dell'opera. In questi casi, oltre ad investigare in modo dettagliato la complessa conformazione della diga, si

dovranno sceglie elementi finiti appropriati, capaci di rappresentare lo spostamento ed il regime tensionale nelle tre dimensioni.

9.5.3 Tipologia degli elementi

Come evidenziato nel paragrafo precedente, la scelta della tipologia degli elementi finiti da impiegare nell'analisi strutturale, è direttamente correlato con la scelta del modello strutturale rappresentativo dello sbarramento.
Per modelli nel piano si utilizzano sia elementi monodimensionali che elementi bidimensionali. Con uno schema strutturale in stato piano di deformazione, si utilizzano, principalmente, elementi bidimensionali triangolari o quadrangolari che ben si prestano all'analisi, in quanto con essi è possibile valutare, per ogni punto, lo stato tensionale interno necessario per effettuare le verifiche richieste.

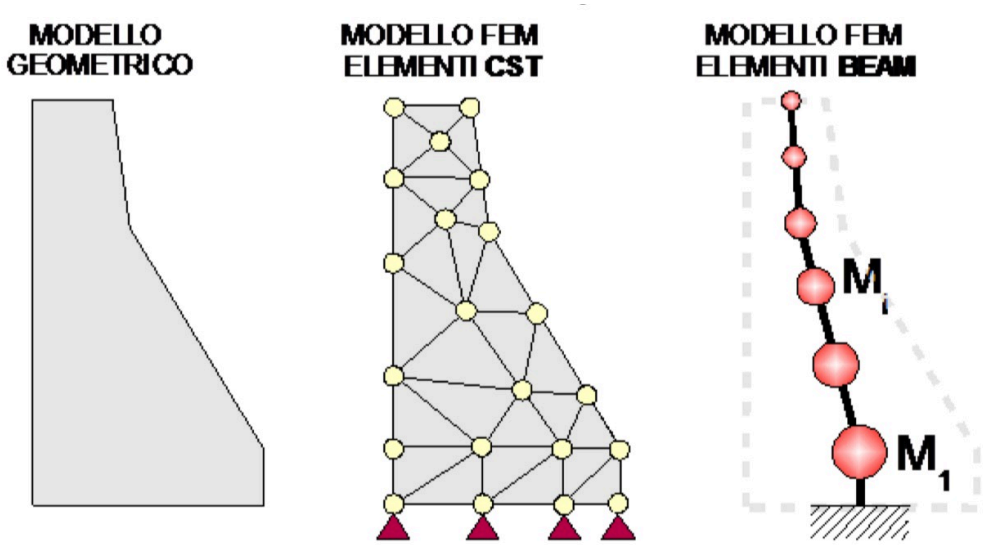


Figura 9.4: Tipologia di elementi usati per l'analisi di dighe a gravità

Nella Figura 9.4, sono state riportate le tipologie degli elementi più comunemente utilizzati per modellare una diga a gravità. Il primo metodo si basa sulla discretizzazione bidimensionale del dominio (corpo diga) attraverso elementi, in questo caso, triangolari. Il livello di affinamento della mesh deve essere opportunamente ponderato, in quanto, per raggiungere un livello accettabile l'operazione di meshing deve seguire una logica piuttosto precisa. L'analisi condotta utilizzando questo tipo di elementi, permette di ottenere come output le deformazioni ed inoltre la mappa delle tensioni sul dominio. Quest'ultimo risultato è molto ricercato dai progettisti, in quanto, attraverso apposite procedure di post-processing, è possibile rappresentare a video una mappa a colori graduata.
Un altro metodo per effettuare l'analisi è quello in cui si utilizzano elementi tipo beam. Questo elemento risulta molto più semplice da implementare dei precedenti e a livello computazionale la loro analisi risulta molto agevole. In Figura 9.4 è stato riportato un esempio di discretizzazione per una diga a gravità: la rigidezza della struttura viene conferita dagli elementi trave a due nodi e la massa della diga viene divisa in porzioni opportune di tipo lineari. La suddivisione in elementi a due nodi viene effettuata in base ad una logica ingegneristica. Ad esempio, se l'obiettivo dell'analisi è quello di investigare lo stato di deformazione in campo sismico sarà necessario effettuare un

calcolo dinamico con relativa valutazione dei modi propri di vibrare. Come vedremo successivamente, l'analisi dinamica della struttura viene effettuata attraverso la costruzione sia della matrice di rigidezza che di quella della massa. Con questo tipo di modellazione la massa viene suddivisa in punti finiti corrispondenti ai nodi del modello. Ne deriva quindi che la bontà della soluzione risulta funzione della ripartizione della massa lungo la struttura.

9.5.4 Osservazioni

Un modello matematico realizzato con elementi a due nodi e masse concentrate, è senza dubbio una rappresentazione semplicistica di quello che è in realtà una struttura molto complessa come può essere una diga. È altrettanto vero come i modelli più semplici, spesso, siano i più efficaci nell'ambito pratico nonché i più controllabili.
Si desume quindi che l'assumere criteri di calcolo semplificati, ma pur sempre noti e ripetibili, sia una buona strada per effettuare analisi in ambito sismico. Per sottolineare quanto esposto basta pensare all' aleatorietà delle variabili in gioco. L'accelerazione al suolo provocata da un sisma è comunque un valore desunto da rilievi e studi probabilistici, come per altro le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e della roccia di fondazione.

9.6 Modellazione dei carichi

In questo capitolo vengono esposti i problemi numerici connessi con la rappresentazione dei carichi a cui deve essere sottoposta una diga. Per questa tipologia di opera, ci sono molti tipi di carichi elementari, sia di natura statica sia di natura dinamica. I carichi statici e pseudo-statici più noti, sono quelli derivanti dal peso proprio della struttura ed eventualmente dal peso degli elementi non strutturali, come può essere quello associato al coronamento superiore, dalla spinta del ghiaccio, dalle sottopressioni. I carichi invece di tipo dinamico sono quelli derivati dai fenomeni variabili di cui il più noto è ovviamente il terremoto.
Nelle simulazioni numeriche, la modellazione dei carichi rappresenta un passaggio molto importante, in quanto, come noto dalle analisi statiche, le tensioni con cui si verifica la struttura derivano proprio dalla sovrapposizione dei carichi elementari che agiscono su una struttura. E spesso constatato che nelle analisi numeriche il progettista riserva una buona parte del tempo alla modellazione geometrica della struttura, tralasciando frequentemente la modellazione dei carichi. In effetti, nel caso di strutture consuete con dimensioni contenute, i carichi vengono applicati agli elementi o ai nodi senza valutare l'errore commesso causato dalle semplificazioni e dalle ipotesi adottate inizialmente. Da evidenziare che tali assunzioni devono comunque essere giustificate dal progettista, il quale, spesso e volentieri pensa che il calcolo effettuato dal proprio software sia una sorta di certezza matematica e che quello che si vede a video sia il reale comportamento di una struttura sottoposta a determinati carichi. Ovviamente, questo non può essere veritiero, neanche per la rappresentazione dei carichi, i quali, sono anch'essi simulati con l'ausilio di semplificazioni più o meno pesanti.
Nella verifica di strutture complesse, come possono essere definite le opere di sbarramento, i carichi ricoprono un ruolo molto importante e naturalmente la loro modellazione deve essere ponderata al fine di evitare errori grossolani in fase di calcolo. In effetti anche se l'errore commesso in fase di rappresentazione potrebbe essere considerato contenuto, in fase di verifica, questo gap, potrebbe non essere più

trascurabile, in quanto i valori dei carichi devono essere associati tra loro. Con questa operazione, meglio conosciuta dagli operatori del settore come *combinazione di carichi*, attraverso l'applicazione di determinati coefficienti di sicurezza imposti dalle normative, risulta evidente come un errore in difetto provochi un'amplificazione dell'errore in sede di associazione di ogni carico con altri gruppi di carico.
Il coefficiente di sicurezza applicato ai carichi non può e non deve essere un pretesto per ridurre l'accuratezza con sui si rappresenta un fenomeno fisico. Con questo si vuole porre l'attenzione sul fatto che qualunque analisi eseguita è frutto di un ragionamento logico, il quale deve prescindere dall'idea che il coefficiente di sicurezza salva tutti e tutto.

9.6.1 Carichi generici distribuiti

Nella pratica, la maggior parte dei fenomeni fisici che agiscono su di un'opera sono rappresentati attraverso l'utilizzo di carichi distribuiti. In particolare, nel caso delle dighe, i carichi distribuiti sono quelli derivanti dalla spinta idrostatica o dal peso proprio di un'eventuale sede stradale sul coronamento. Tali carichi però devono essere modificati in carichi nodali in modo tale da poterli successivamente inserire nel vettore delle forze esterne ed effettuare l'analisi con il metodo degli elementi finiti.
La ripartizione del carico può avvenire attraverso due metodi diversi, denominati rispettivamente *consistent* e *lumped*.
Il criterio *consistent* si basa sull'uguaglianza energetica tra il lavoro prodotto dai carichi distribuiti iniziali e quello derivante dai carichi ripartiti ai nodi. Al posto di tale difficoltosa procedura, nella maggior parte dei casi, si preferisce utilizzarne una più veloce denominata *lumped*.
Con l'applicazione di quest'ultimo metodo, i carichi vengono ripartiti secondo l'area di influenza dei nodi ottenendo però risultati meno precisi ma molto meno complicati del precedente criterio. Per l'analisi di dighe e opere idrauliche, l'approccio *lumped* è quello ampiamente usato attraverso il quale i carichi distribuiti (ad esempio idrostatici) di una specifica regione vengono ripartiti sui nodi secondo la loro area di influenza. Ulteriori due diverse tecniche di suddivisione del carico derivanti dalla *lumped* sono quella nota come *nodo per nodo* e quella *elemento per elemento*.
Il metodo nodo per nodo, consiste nell'attribuire per l'appunto, ad un determinato nodo una regione di carico funzione della sua area di influenza. Per capire meglio, si osservi la Figura 9.5 in cui è stata riportata graficamente la suddivisione del carico idrostatico applicato ad un nodo facente parte del paramento interno di una diga. Il nodo, in pratica, viene caricato con una forza P che non è altro che la risultante del trapezio di pressione ricavato con operazioni manuali di divisione.

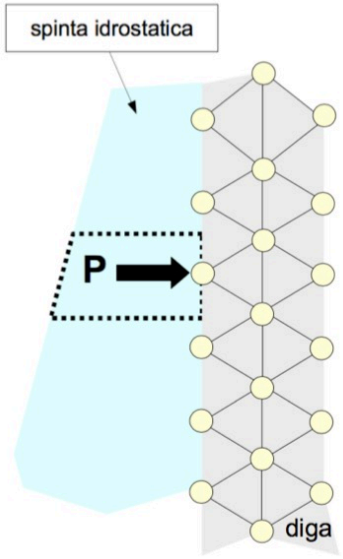


Figura 9.5: Tecnica di suddivisione del carico definita *nodo per nodo* o *diretta*

Il metodo elemento per elemento (
Figura 9.6), invece, risulta più complicato in quanto frutto di una suddivisione indiretta che interessa prima gli elementi e solo successivamente i nodi. La procedura ha una precisione più accurata del precedente metodo, ma può essere applicato solo se la scomposizione del carico risulta determinata.

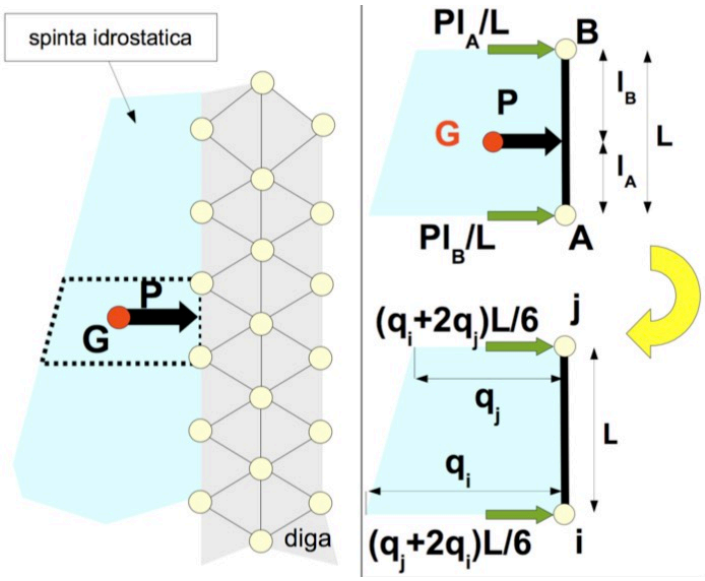


Figura 9.6: Tecnica di suddivisione del carico definita *elemento per elemento* e relativo processo di ridistribuzione sui nodi

In Figura 9.7 si schematizza il procedimento che porta a determinare, secondo l'approccio *nodo per nodo*, la pressione idrostatica agente sul nodo 2 posto a tergo di una diga. Come risulta evidente dagli schemi sotto riportati si procede mediante una semplice divisione dell'area sottesa.

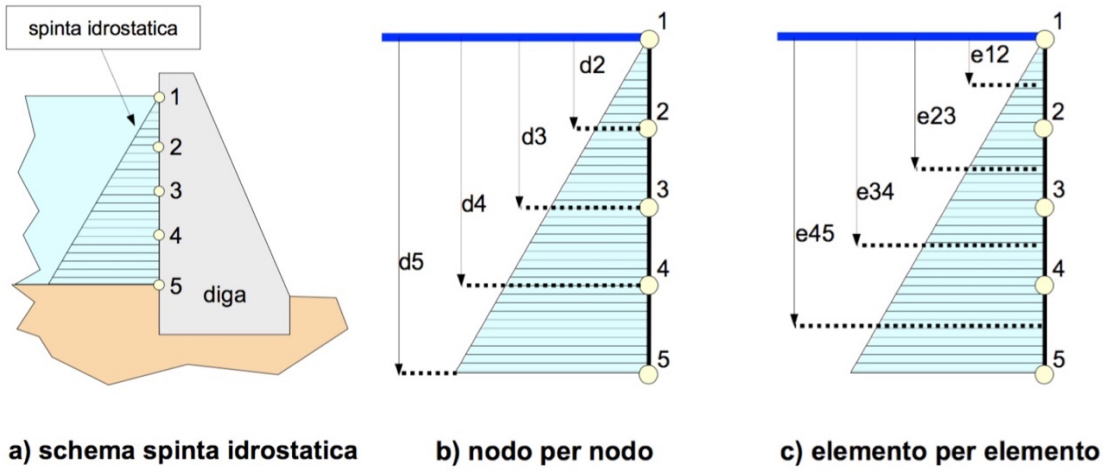


Figura 9.7: Schematizzazione della spinta idrostatica sul paramento di una diga: a) schema generale; b) schema per l'applicazione del metodo nodo per nodo; c) schema per l'applicazione del metodo elemento per elemento

Riferendoci allo schema b) si scrive la relazione che porterà alla determinazione del carico sul nodo 2:

$$f_{2x}^{n\cdot n} = \gamma\left(\frac{d_2}{2} + \frac{d_3}{4}\right)\left(\frac{d_3 - d_2}{2} + \frac{d_2}{2}\right)$$

Da quest'ultima relazione si calcola la forza idrostatica ricavata determinando l'area del trapezio le cui basi rappresentano le pressioni corrispondenti alle arre di influenza illustrate in Figura 9.5.
Più complessa risulta invece essere la determinazione della forza risultante da applicare al nodo 2 ricavata per via del metodo *elemento per elemento*, la cui schematizzazione è raffigurata nello schema c) di Figura 9.7. Osservando quest'ultimo disegno risulta chiaro come il carico sul nodo 2 risulti derivare dai diversi contributi degli elementi 1-2 e 2-3. Sulla base della
Figura 9.6 si arriva a scrivere la seguente relazione:

$$f_{2x}^{e\cdot e} = \gamma\frac{d_2}{3}(d_2 - d_1) + \frac{\gamma}{6}(d_3 + 2d_2)(d_3 - d_2)$$

È evidente come l'applicazione di un metodo piuttosto che di un altro generi un errore che si amplifica con la scelta della mesh. A tal proposito, se si osserva il grafico riportato in Figura 9.8, è stato dimostrato come la forza risultante al nodo (in questo caso il numero 2) ottenuta con le due metodologie, si discosti sempre più con l'aumentare delle distanze tra i nodi. Inoltre, è possibile notare come l'utilizzo non consapevole dell'approccio *nodo per nodo* con una mesh inadatta provochi una sottostima della pressione che può raggiungere anche il 10%. Questo valore ovviamente non può essere accettabile in quanto si ripercuote direttamente sulla valutazione degli spostamenti e delle tensioni. Il grafico riportato nella Figura 9.8, conferma, ancora una volta, che nella modellazione numerica la scelta della mesh risulta molto importante.

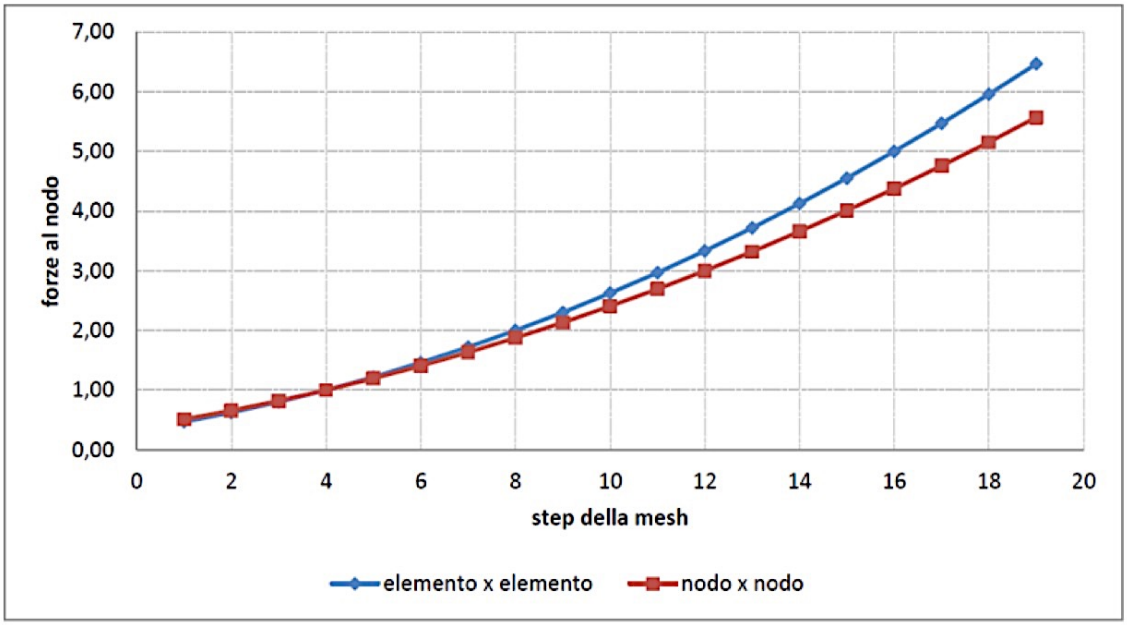


Figura 9.8: Confronto tra l'andamento delle pressioni ottenuto in funzione della distanza tra i nodi derivante dall'applicazione del metodo *nodo per nodo* ed *elemento per elemento*

9.6.2 Carico derivante dal coronamento

Nelle dighe a gravità, il coronamento rappresenta un elemento di chiusura posto nella sommità della struttura e serve, nella maggior parte dei casi, come elemento complementare per la regolazione del flusso e come barriera di contrasto per il moto ondoso derivante dal bacino.
In fase di predimensionamento o verifica sommaria, il peso proprio del coronamento viene computato attraverso l'applicazione di una forza concentrata nella sommità della diga (Figura 9.9b) posta nel baricentro della massa. In effetti questa semplificazione, frutto di semplici passaggi derivanti dall'equilibrio delle masse e dalla scienza delle costruzioni, permette una facile stima solamente se il calcolo viene eseguito con modalità manuale. L'utilizzo invece di tecniche numeriche, predilige un sistema più raffinato, in quanto l'applicazione di una singola forza potrebbe provocare delle concentrazioni di tensioni sulla regione circostante, obbligando il progettista ad impiegare una mesh, per la discretizzazione del dominio, molto fitta.
Per valutare attraverso simulazione numerica il peso proprio del coronamento di una diga è necessario effettuare una suddivisione del dominio che può avvenire attraverso la costruzione di una mesh triangolare. Dopodiché per effettuare il calcolo si dovranno imporre le condizioni al contorno. Queste potranno essere definite imponendo vincoli restrittivi disposti lungo la frontiera corrispondente tra il corpo diga e il coronamento (Figura 9.9c) oppure imponendo un singolo vincolo posizionato nel baricentro della struttura. La scelta dell'una o dell'altra condizione al contorno porterebbe a stimare un valore di carico all'incirca uguale ma con una differenza sostanziale a livello di rappresentazione della deformata del coronamento conseguente al suo peso proprio. Tale differenza è imputabile al fatto che a seconda della condizione al contorno scelta il carico o verrà ripartito nei nodi di frontiera oppure sarà l'equivalente di una forza concentrata con valore pari al peso complessivo.

Generalmente il valore della risultante totale (R) ricavata dal calcolo automatico risulta leggermente sovrastimata rispetto a quella che si ricaverebbe dal calcolo manuale. La differenza tra questi valori è dovuta alla diversità di approccio usato.

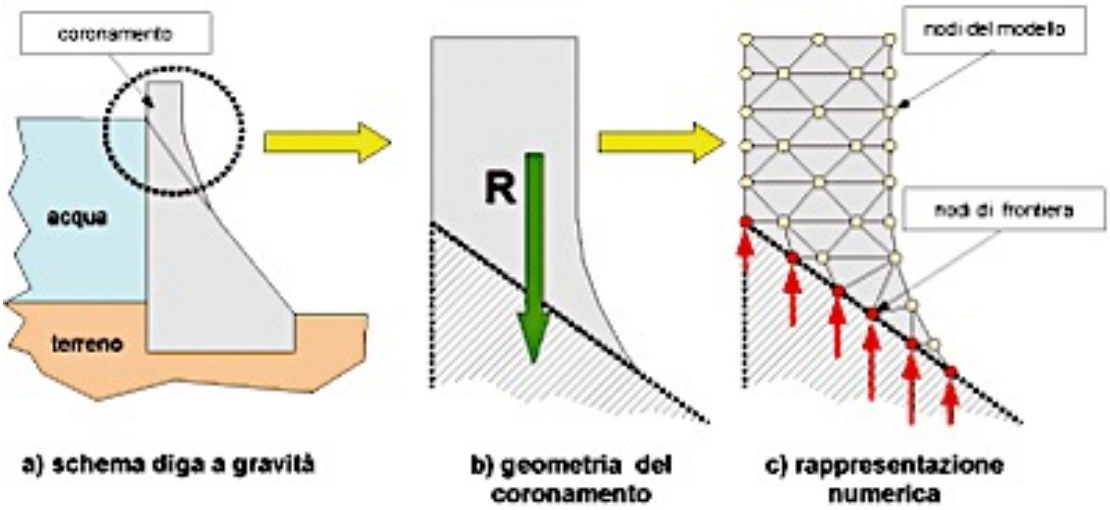


Figura 9.9: Rappresentazione statica b) e FEM c) del carico derivante dal coronamento di una diga a gravità

Per cogliere meglio quanto appena detto per il coronamento, si riporta in Figura 9.10 un esempio di mappe a colori relative alle tensioni verticali sull'intero corpo diga ricavate introducendo manualmente anche il peso proprio del suo triangolo fondamentale.
La differenza tra i valori ottenuti è dovuta alla diversità di approcio utilizzato. Infatti, nel caso di analisi con inserimento del peso proprio automatica (Figura 9.10 a)), si otterrà una trasmissione del peso proprio del coronamento che avverrà su tutti i nodi della frontiera, mentre dall'analisi con inserimento manuale della forza concentrata (Figura 9.10 b)), conseguirà invece un effetto di ridistribuzione minore e quindi valori di σ_y leggermente più alti.

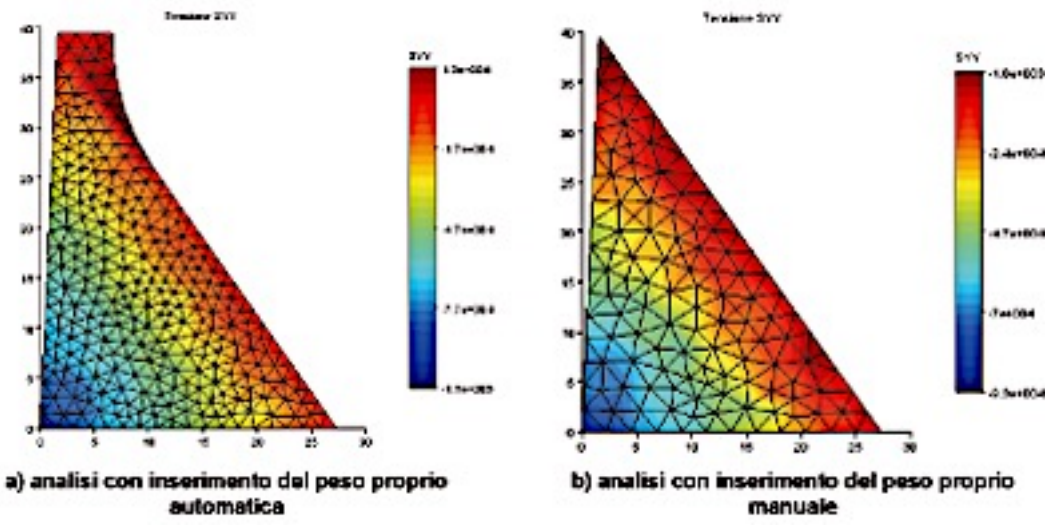


Figura 9.10: Tensioni verticali σ_y ottenute con una diversa modalità di inserimento del peso proprio della diga: a) in modalità automatica; b) in modalità manuale

9.6.3 Sottopressioni

L'infiltrazione di acqua attraverso il corpo diga genera delle sottopressioni le quali assumono il valore massimo e minimo rispettivamente in corrispondenza del paramento di monte e di valle (Figura 9.11). Le sottopressioni generano nella struttura muraria delle tensioni di trazione che ovviamente devono essere opportunamente contenute. Per limitare tali sforzi di trazione, è buona pratica inserire dei drenaggi al fine di diminuire la risultante delle sottopressioni.
Si ricordi inoltre come la normativa attuale prescrive che, *il valore della pressione massima lungo la linea dei drenaggi deve comunque essere assunto non inferiore alla pressione idrostatica di valle aumentata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle.*
Si precisa infine come avvolte la riduzione delle sottopressioni venga raggiunta mediante l'impiego di uno schermo in calcestruzzo, noto come *diaframma* in grado di ridurre drasticamente le sottopressioni a monte della diga e quindi a valle del diaframma.

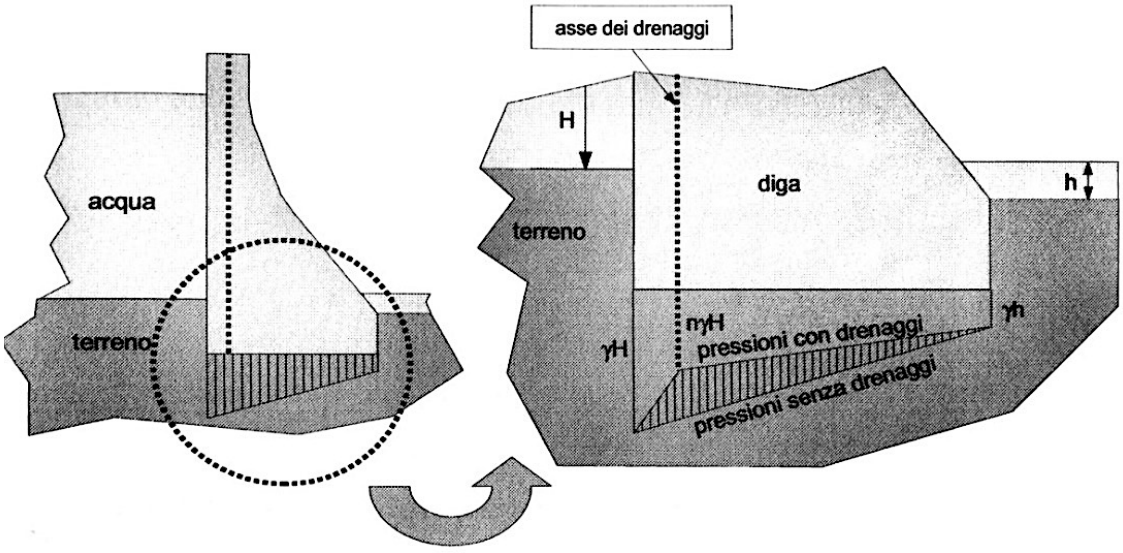


Figura 9.11: Sottopressioni agenti nel caso di presenza e assenza di drenaggi

Nella Figura 9.11, è stato riportato lo schema fondamentale per il calcolo delle sottospinte innescate dal fenomeno dell'infiltrazione, il cui comportamento però, molto spesso, deve essere investigato in una più vasta regione. La tecnica adottata per effettuare questo tipo di analisi viene indicata con il termine anglosassone *flow seepage* (moto di infiltrazione) e consiste nell'analizzare il flusso d'acqua attraverso un mezzo poroso con la tecnica degli elementi finiti.
Il processo di infiltrazione è governato dalla seguente equazione differenziale:

$$k_x \frac{\partial^2 \emptyset}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \emptyset}{\partial y^2} + Q = 0$$

In cui *k* indica i coefficienti di infiltrazione lungo le direzioni x e y, Q il flusso applicato, mentre la funzione indica il potenziale. L'equazione differenziale sopra

riportata è possibile analizzarla con un processo similare all'analisi statica, in cui però l'incognita (spostamento) diventa il potenziale su ogni nodo e il vettore dei termini noti (forze esterne) diventa il contributo del flusso applicato. In termini matriciali, quindi, la soluzione del sistema proposta (Y.M. Desai, 2011) diventa:

$$K \cdot \emptyset = Q$$

Quest'ultima può essere può essere risolta anch'essa con la tecnica degli elementi finiti. Infatti, in analogia al metodo FEM, la matrice **K** può essere ricavata secondo la seguente relazione:

$$K = \int (B^T \cdot D \cdot B)\, dA$$

Dove la matrice D risulta essere costruita con i coefficienti di infiltrazione già sopra riportati nell'equazione differenziale:

$$D = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix}$$

A tal punto, una volta provveduto alla fase di assemblaggio di ogni singolo elemnto si potrà arrivare a determinare la soluzione del sistema e quindi a disegnare la mappa del potenziale sotto diga.

9.6.4 Spinta idrodinamica

Nelle analisi sismiche di sbarramenti generici, non può essere sottovalutato l'effetto che il bacino a monte provoca sulla diga. Questo effetto, generalmente, si muta in un'amplificazione della spinta idrostatica dovuta all'inerzia della massa d'acqua che agisce a tergo dello sbarramento. Il problema, come ben sì pensa, è di difficile descrizione e solamente negli ultimi tempi è stato oggetto di studio con l'ausilio dì modelli numerici puntuali proposti (R. Attarnejad, 2008).
Nel passato, comunque, sono stati effettuati vari studi, tra i quali si citano quello di H.M. Westergaard e di C.N. Zangar, le cui spiegazioni matematiche sono ben descritte (C. Datei, 1998).
In ambito sismico l'interazione fluido-struttura può essere semplificata attraverso alcune formulazioni ricavate sulla base dei contributi degli Autori prima citati. Tuttavia, negli ultimi tempi, queste formule sono state sottoposte a rivalutazioni che hanno portato al miglioramento delle teorie base. Tra queste si evidenza quella di Darbre il quale introducendo il concetto di propagazione dell'onda in pressione a monte dello sbarramento modificò la formulazione esposta da H.M. Westergaard. Per includere l'effetto delle onde, Darbre introdusse il concetto di smorzamento delle singole masse poste a monte della diga. In particolare, fece in modo tale che qualora il coefficiente di smorzamento fosse risultato nullo la sua formula sarebbe risultata coincidere con quella ricavata da H.M. Westergaard:

$$m = \frac{7}{8}\rho\sqrt{H(H-z)}$$

Dove *m* è la massa alla quota *z* ed *H* risulta essere la quota del bacino.
Lo sviluppo di algoritmi performanti per la risoluzione di problemi complessi è stato tale da permettere di analizzare il complesso diga-fondazione-bacino in un unico modello matematico che includa sia l'interazione fluido-struttura sia l'interazione struttura-roccia. L'utilizzo di tali modelli risulta alquanto problematico sia dal punto di vista di costruzione del modello che dal punto dì vista dell'analisi dei risultati.
Le difficoltà legate alla modellazione strutturale, nonché alla validazione accurata di un modello matematico così complesso, è stata tale da stimolare la ricerca di modelli semplici, che allo stesso tempo fossero in grado, però, di cogliere gli aspetti più critici del problema. Su tale linea si trovano molti contributi scientifici, tra i quali anche |quello proposto da J.Z. Chen, 2010, in cui l'Autore esamina le varie proposte di modellazione, inclusa quella messa a punto da Housner per la simulazione della pressione idrodinamica sulle pareti verticali dei serbatoi.
Risulta quindi chiaro come la modellazione della spinta idrodinamica influisca direttamente sui risultati in termini di spostamento e di forza alla base. Ai fini della valutazione della massa d'acqua che partecipa alla spinta sul paramento di monte sono stati ideati vari modelli più o meno complessi.

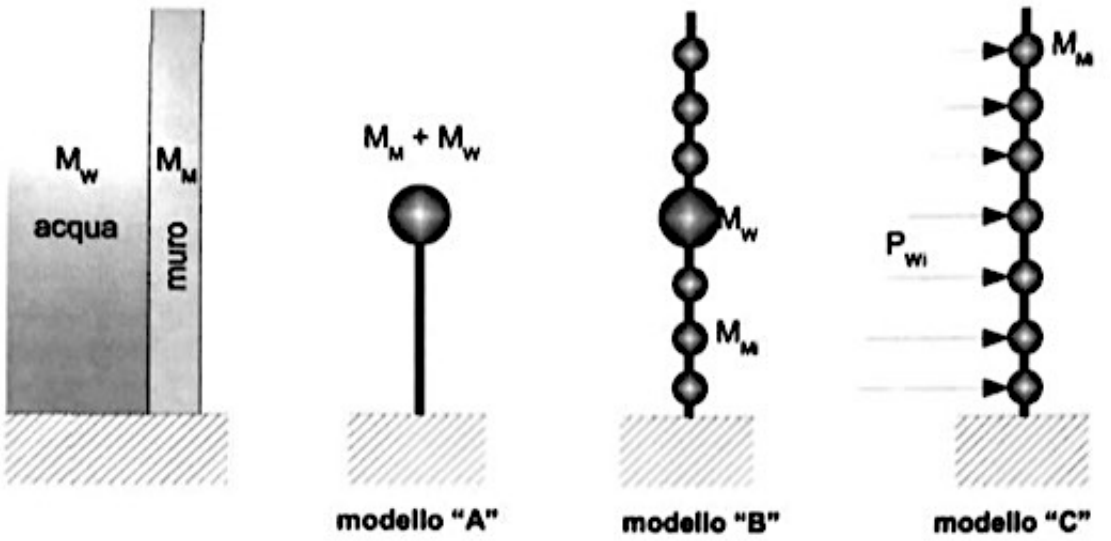


Figura 9.12: Modelli semplificati per la presa in conto delle forze indotte dal bacino a monte in caso di sisma

Per tener conto della spinta idrodinamica generata da un ipotetico sisma in Figura 9.12 sono stati riportati alcuni schemi utilizzati nell'analisi agli elementi finiti.
Il modello più semplice da implementare è quello indicato con la lettera A. Questo schema prevede di concentrare nel baricentro totale la massa dello sbarramento (M_M) e la massa della porzione d'acqua (M_W). Ne deriva una rappresentazione coincidente con l'oscillatore semplice ad un singolo grado di libertà SDOF. Si precisa come tale schematizzazione sia stata utilizzata da Housner per verificare la pressione idrodinamica a tergo di un muro di un serbatoio.
Il modello B, considera una distribuzione delle masse della struttura (Mi) secondo una modalità omogenea. Per questo tipo di schema, considerando la massa della struttura essere distribuita in modo uniforme lungo la geometria dello sbarramento, consegue un periodo di vibrazione fondamentale maggiore rispetto al precedente.

In ultimo, il modello C risulta molto utile qualora si decida di intraprendere un'analisi nel dominio del tempo (Time Hystory Analysis). In questo caso la massa dell'acqua viene automaticamente trasformata in un sistema di forze da applicare direttamente al modello numerico. Il metodo è molto utilizzato soprattutto per la semplificazione derivante dall'applicazione diretta delle forze. Molto spesso, al posto delle forze, si usa utilizzare un sistema di masse concentrato ai nodi della struttura (Mi). Il modello matematico dello sbarramento viene quindi in tal caso idealizzato attraverso una discretizzazione della massa d'acqua che viene mossa in caso di sisma. Le masse possono essere ricavate attraverso diversi metodi teorici, tra i quali si cita la formula messa a punto da T. Von Kàrmàn:

$$b = \frac{1}{\sqrt{2}} H \sqrt{\frac{y}{H}\left(2 - \frac{y}{H}\right)}$$

In cui *b* rappresenta l'ascissa di riferimento variabile, *y* la profondità dell'acqua e *H* l'altezza dell'acqua muro. Dal processo di integrazione di quest'ultima equazione discende anche il seguente metodo.
Nel caso del metodo a masse concentrate, si riporta un tipo di schematizzazione semplificato alternativo (Figura 9.13) secondo il quale la massa d'acqua viene prima suddivisa in diverse porzioni (M_{Mw}) a cui, successivamente, per ciascuna di esse viene fatto corrispondere una determinata massa di acqua da concentrare in ogni singolo nodo. Per questo metodo l'intervallo di spazio tra i punti coincide con la distanza tra i nodi della struttura. Si sottolinea che la valutazione delle masse con tale sistema risulta essere non perfettamente esatta in quanto frutto delle semplificazioni iniziali. In ogni modo, vista la procedura effettuata per l'analisi, l'errore stimato risulta comunque accettabile.

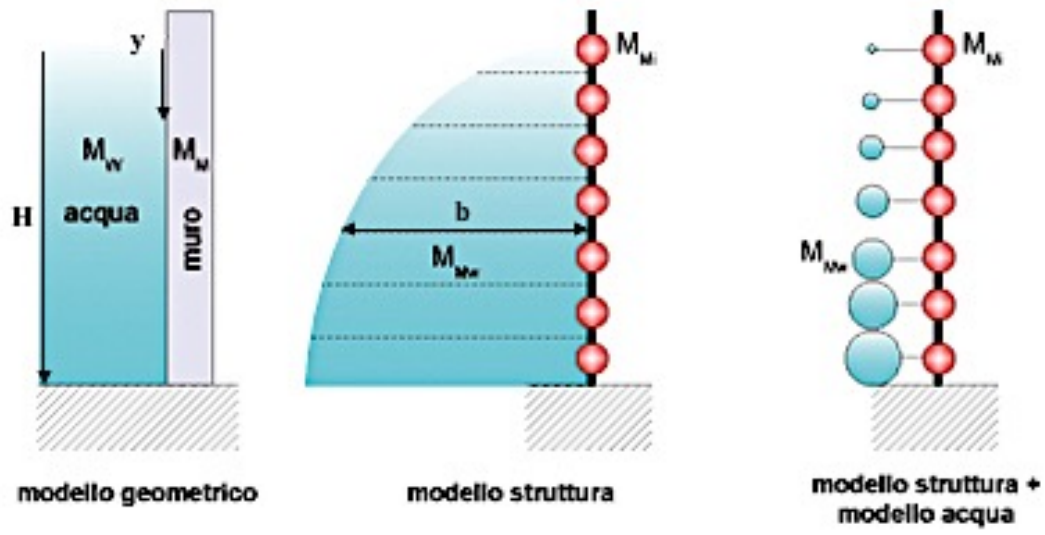


Figura 9.13: Metodo semplificato a masse concentrate per la modellazione della spinta idrodinamica

9.6.5 Cenni sui carichi termici

L'effetto della temperatura sulle dighe deve essere sempre preso in conto in quanto le variazioni termiche possono generare tensioni tali da portare a fessurazione la struttura. L'effetto diminuisce sulle dighe costruite con i giunti di dilatazione, grazie ai quali, ogni concio della struttura può assestarsi dissipando il movimento e le tensioni in punti prestabiliti. Purtroppo, molti sono gli sbarramenti del tipo a gravità che sono stati costruiti senza giunti di dilatazione. Per questi, si sono innescate nel tempo delle fessure strutturali.
I carichi termici, dal punto di vista numerico, vengono simulati attraverso il *coefficiente di dilatazione termica* e la *variazione di temperatura*. Per un elemento finito di tipo triangolare in *stato piano di deformazione (plane strain)*, la deformazione causata da una variazione di temperatura viene descritta dalla seguente relazione in cui viene trascurata la deformazione lungo z:

$$\varepsilon = \alpha(1+\nu)\Delta T$$

9.7 Analisi sismica di dighe

L'analisi sismica effettuata con l'ausilio di metodi numerici per opere molto complesse, come possono essere definite le varie tipologie di sbarramento, è un processo lento e allo stesso tempo molto complesso. Ad oggi diverse sono le procedure automatiche sviluppate in ambito scientifico e commerciale tramite le quali, attraverso l'implementazione di diverse tipologie di analisi, più o meno complesse, è possibile effettuare la verifica sismica completa di una diga.
Per la tipologia di analisi preliminare da scegliere risulta di fondamentale importanza l'obbiettivo del calcolo. Molto spesso, infatti, si utilizzano modelli molto complessi senza però aver compiuto inizialmente un ragionamento logico-ingegneristico tale da scongiurare risultati irreali ed errori grossolani. É evidente che, come anche sottolineato dal *Gruppo di Lavoro ITCOLD (1998)*, i modelli matematici più complessi richiedano in partenza una mole di dati che non sempre sono a disposizione del progettista e che, alle volte, risultando affetti da un grado di incertezza elevato potrebbero invalidare il calcolo. Per ovviare quindi a questi inconvenienti deve essere posta particolare attenzione durante la fase iniziale dell'analisi valutando i dati certi a disposizione, le modalità operative e naturalmente l'obiettivo dell'analisi.

9.7.1 Riguardo le dighe a gravità

Per le dighe a gravità i meccanismi di collasso in campo sismico sono principalmente riconducibili alla verifica tensionale e alla verifica di scorrimento. La prima, permette di valutare la distribuzione delle tensioni all'interno del corpo diga al fine di individuare le eventuali tensioni di trazione formatesi a causa delle forze d'inerzia generate dal terremoto. La seconda verifica risulta invece molto più delicata a causa del fatto che molto spesso il sistema delle forze in gioco eguagliandosi limitano se non annullano il fattore di sicurezza allo scorrimento. Ne deriva quindi un ulteriore complicanza derivante dalla necessità di effettuare idonee prove geotecniche in grado di valutare l'interazione tra terreno e la struttura sovrastante.

9.7.2 Tipi di modellazione

In ambito numerico, le dighe a gravità vengono modellate quasi sempre in stato piano di deformazione, salvo quando la conformazione della gola sia di limitata lunghezza e sia abbastanza profonda da richiedere un'analisi nelle tre dimensioni. In questi casi, il modello nello spazio comporta l'utilizzo di elementi finiti di tipo complesso (come gli elementi *brick*) che, naturalmente, complicano notevolmente il processo di analisi.
Attualmente, ricerche scientifiche, hanno dimostrato l'importanza di una modellazione strutturale completa, nella quale, vengono presi in considerazione l'interazione terreno-struttura e fluido struttura. Questo aspetto, è legato al fatto che l'analisi sismica delle dighe a gravità è principalmente governata dal primo modo di vibrare della struttura. Da una modellazione completa si riesce a valutare il periodo fondamentale di vibrazione tenendo conto di tutti gli effetti derivanti sia dal bacino a monte che dalle caratteristiche del terreno di fondazione. Pertanto, come già ribadito, una modellazione della struttura di tipo completa può essere fonte di alcune problematiche numeriche.
La procedura di modellazione può comprendere diverse tipologie di rappresentazione, ognuna delle quali, sottolinea un aspetto ingegneristico dell'opera. Il calcestruzzo, ad esempio, può essere rappresentato attraverso legami costitutivi complessi che tengano ad esempio conto dell'effettiva, se pur minima, resistenza a trazione oppure della sua suscettibilità all'apertura delle fessure.
Sostanzialmente nei modelli nel piano, il corpo diga viene rappresentato con elementi di superficie in stato piano di deformazione. Essi possono avere varie formulazioni, oppure essere corredati di descrizioni matematiche tali da tener in conto eventuali fessure già in essere. L'interazione terreno-struttura, invece, viene molte volte simulata interponendo tra gli elementi delle molle a comportamento lineare oppure non lineare. Se nel modello viene messo in conto anche l'effetto del bacino a monte allora si dovranno interporre tra diga e acqua ulteriori elementi di superficie o lineari che simulino l'interazione tra i due corpi.

9.7.3 Tipi di analisi impiegate in ambito sismico

Le analisi di tipo globale maggiormente impiegate in ambito sismico sono essenzialmente (Figura 9.14):

- Analisi pseudo-statica;
- Analisi pseudo-dinamica;
- Analisi lineare e non lineare nel dominio del tempo (*time history analysis*).

A queste analisi vengono associate anche altre procedure puntuali con le quali è possibile, ad esempio, valutare il comportamento di un blocco fessurato sotto una data accelerazione sismica (*rigid block model*).

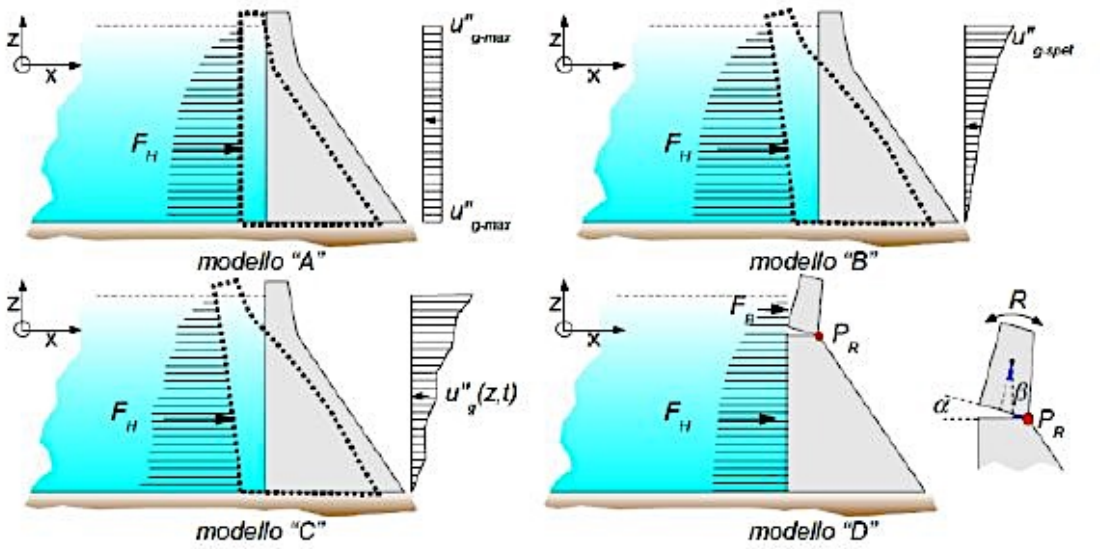


Figura 9.14: Tipi di analisi sismica: A) metodo pseudo-statico; B) metodo pseudo-dinamico; C) metodo nel dominio del tempo (*time hystory*); D) metodo *rigid block* model.

Metodo pseudo-statico

Il metodo pseudo-statico è un'analisi globale largamente utilizzato in ambito sismico nel passato per il dimensionamento degli sbarramenti, ad oggi invece, utilizzato quasi esclusivamente per un'analisi preliminare al fine di una valutazione preventiva dell'opera. Il modello numerico usato da quest'ultima può essere di tipo semplice o accurato. Semplice, nel caso in cui si voglia rappresentare la diga con un comportamento sostanzialmente rigido, vale a dire, ipotizzando delle condizioni al contorno tali per cui venga simulato il perfetto incastro tra struttura e terreno. Accurato, nel caso si voglia prendere in considerazione gli effetti causati dai cedimenti di fondazioni e quindi evidenziare un comportamento flessibile. In tal caso, si adotta o l'inserimento di opportuni vincoli cedevoli secondo specifici spostamenti imposti, oppure, una serie di molle lineari con diversa rigidezza.
Le ipotesi fondamentali per utilizzare il metodo pseudo-statico e la conseguente formulazione di pressoflessione adottata sono quelle già viste precedentemente presentando la metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica degli sbarramenti. Se ne ricorda brevemente l'equazione:

$$\sigma_{y(\text{Monte}-\text{Valle})} = -\frac{\sum V}{b \cdot h} - \frac{\sum M}{I_z} x$$

In cui per il calcolo del momento prodotto dalla risultante delle forze d'inerzia ∑M occorrerà moltiplicare la risultante delle forze verticali ∑V oltre che per il braccio anche per l'accelerazione sismica orizzontale [g]. Ne deriverà la tensione a monte e a valle dello sbarramento.

La precedente relazione è l'equazione fondamentale implementata in vari programmi puntuali per la verifica delle dighe a gravità che potrebbe essere implementata secondo lo schema agli elementi finiti. Infatti, inserendo all'interno del programma dedicato all'analisi statica una funzione che calcoli il peso proprio e la forza d'inerzia impressa

dal terremoto è possibile determinare le tensioni su qualsiasi punto della struttura coincidente con un nodo (

Figura 9.15). Si ricorda tuttavia che il metodo agli elementi finiti risulta comunque affetto da inevitabili errori conseguenti alle approssimazioni matematiche effettuate e alla base del metodo e tipo di elemento finito utilizzato.

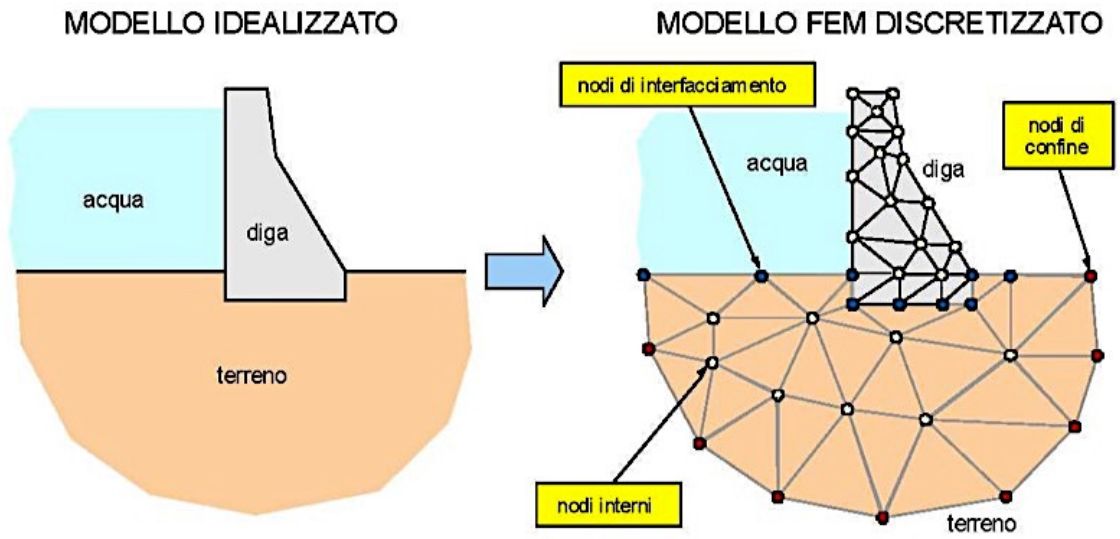


Figura 9.15: Schematizzazione di modello discretizzato tramite elementi CST (*constant triangle strain*) per l'analisi con il metodo agli elementi finiti

Metodo pseudo-dinamico

Il metodo pseudo-dinamico è sostanzialmente un'analisi semplificata con spettro di risposta. La struttura viene, infatti, valutata dal punto di vista dinamico in modo semplificato determinando il periodo naturale di vibrazione secondo formule empiriche, le quali possono tener in conto, tra l'altro, dell'effetto sia del bacino, sia delle fondazioni.
Sostanzialmente, calcolato il periodo di vibrazione fondamentale della diga, attraverso l'utilizzo delle varie formule a disposizione, si determina la forza da imprimere alla struttura per mezzo dello spettro di risposta associato al sito in cui insiste lo sbarramento. Tale metodo, comunque affetto dall'imprecisione legata al calcolo del periodo fondamentale della struttura, viene spesso utilizzato nelle verifiche sismiche in quanto risulta di rapida implementazione. Negli ultimi tempi, la procedura è stata accostata ad un'analisi preventiva per la determinazione del comportamento dinamico. Quest'ultima, per via di una modellazione accurata della diga, permette di determinare attraverso il metodo degli elementi finiti il dato basilare, cioè, il periodo di vibrazione fondamentale con il quale è possibile completare la verifica calcolando la forza d'inerzia e la relativa risposta.
Attualmente, per opere di una certa complessità, il procedimento pseudo-dinamico è stato soppiantato dall'analisi dinamica, con la quale da un lato si ha il vantaggio di poter cogliere il comportamento della struttura in modo completo ma dall'altro lo svantaggio del mancato controllo delle operazioni.

Metodo *time-history*

Il metodo *time-history* è un particolare processo della più ampia analisi dinamica. In questo tipo di procedura, ogni importante elemento del complesso strutturale, viene discretizzato attraverso il metodo F.E.M., impiegando elementi con varie descrizioni matematiche. Ne deriva quindi, uno schema strutturale complesso che richiede un'adeguata conoscenza dell'interazione tra elementi, nonché il comportamento di ogni singolo materiale. Risulta pertanto, un metodo molto complesso, non solo dal punto di vista dell'implementazione bensì anche dal punto di vista della calibrazione del modello. Quest'ultima risulta di fondamentale importanza e preliminare alle successive operazioni di verifica. Come riportato dal Gruppo di Lavoro ITCOLD (2012) un criterio logico con il quale affrontare una calibrazione del modello di calcolo potrebbe essere quello conseguente alla correlazione tra la risposta dinamica ottenuta dal reale comportamento della diga sottoposta a input di carichi artificiali o naturali con quella dedotta per via di procedimenti numerici. Risulta quindi evidente che tra i numerosi accorgimenti di cui la calibrazione necessita occupa un ruolo fondamentale l'interconnessione tra la modellazione numerica virtuale e la caratterizzazione in loco dal quale ricavare le caratteristiche fisiche specifiche del sito preso in esame. Tutto ciò al fine di descrivere il reale comportamento della diga, per la quale, la sola costruzione del modello geometrico, realizzabile oramai abbastanza agevolmente grazie alla vasta mole di software disponibili per la meshatura, non basta.
Con l'obiettivo di simulare un comportamento della struttura che sotto ogni tipologia di sollecitazione sia il più realistico possibile, per le analisi nel dominio del tempo, si considera spesso, oltre all'eventuale non linearità geometrica, anche la non linearità del materiale. Occorre ribadire come arrivare allo scopo che ci si prefigge di arrivare possa risultare comunque una chimera se le ipotesi iniziali non vengano prima supportate da delle adeguate e valide dimostrazioni. A tal proposito, risulta quindi utile procedere gradualmente per passi in ciascuno dei quali compiere svariati semplici modelli che, come già detto, permettano al progettista un maggior controllo dell'analisi.
Come detto, dato che l'implementazione dell'analisi nel dominio del tempo risulta di non facile applicazione, spesso, per comodità, si utilizzano modelli per la trattazione del continuo ridotti e molto più semplici.

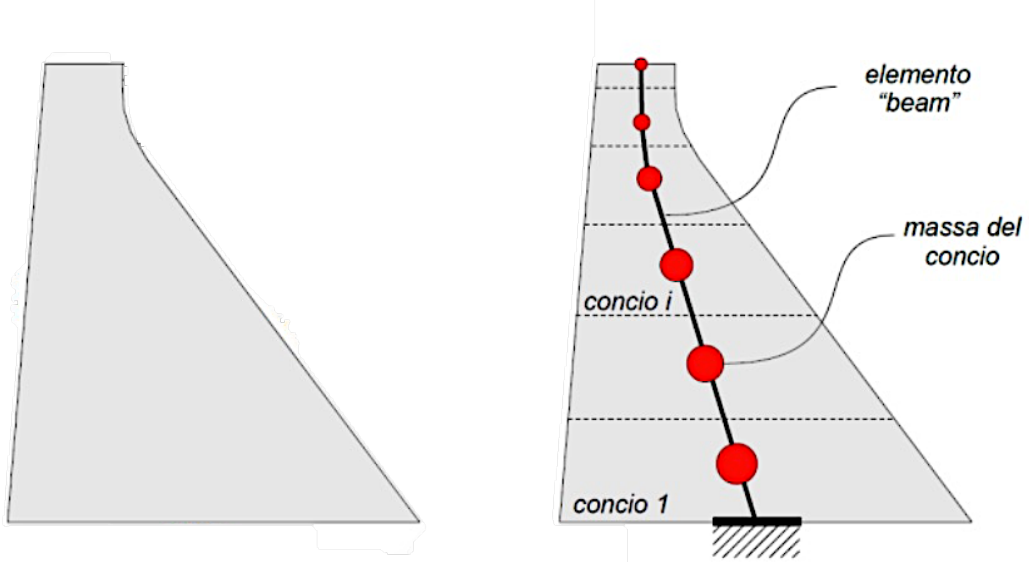


Figura 9.16: Semplificazione di una diga a gravità attraverso l'utilizzo di elementi di tipo *beam*

A ragione di quanto appena sopra specificato, un modello ridotto e quindi semplificato il quale possa essere di ausilio per la validazione di procedure più complesse e complete da intraprendere per le dighe a gravità è quello proposto in Figura 9.16. Come si può osservare da quest'ultima è possibile costruire un modello che preveda l'utilizzo di elementi tipo beam. Così facendo, riducendosi i gradi di libertà del sistema, risulterà un'analisi più agevole. La modellazione sopra proposta prevede la sostituzione della struttura muraria con elementi monodimensionali tipo *beam*, i quali, simulano la rigidezza dei conci e la distribuzione della massa lungo la linea mediana della struttura.
Qualora sia necessario verificare una diga a gravità la cui geometria sia tale da pregiudicare la modellazione in stato piano di deformazione si farà ricorso ad analisi nello spazio alle quali estendere l'utilizzo a metodi semplici. In tali casi, anche per poter considerare l'effetto dei giunti tra i conci risulterà opportuno che il modello diga venga discretizzato tramite elementi finiti solidi (Figura 9.17).

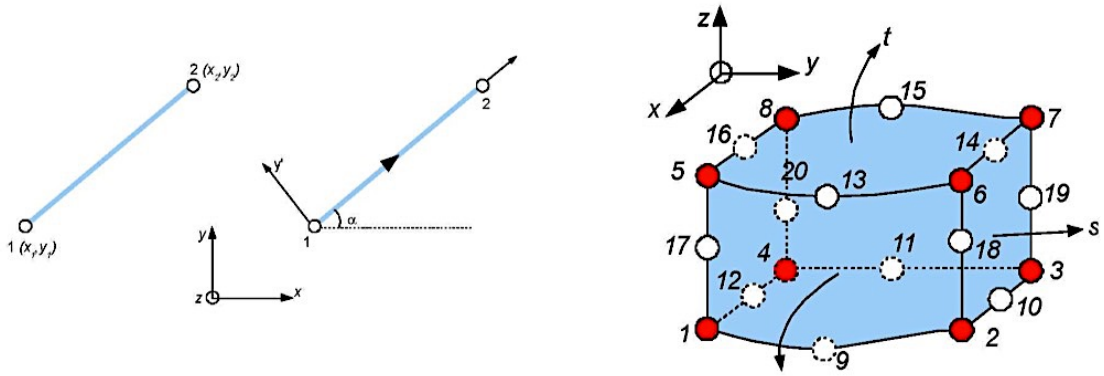


Figura 9.17: Elemento monodimensionale *beam* ed elemento tridimensionale tipo *brick* a 20 nodi con indicate le coordinate locali (r,s,t)

Un'interessante valutazione preliminare del comportamento delle dighe a gravità condotta utilizzando modelli semplificati (Ahmed Mohamed El-Nady, 1992) è stata condotta mettendo a confronto un approccio rigoroso usando elementi in stato piano di tensione con uno semplificato, consistente nel modellare i conci con elementi monodimensionali collegati ad elementi di trasferimento a taglio.

Un ulteriore modello semplificato ma articolato è quello raffigurato in

Figura 9.18 in cui si osserva il corpo diga suddiviso, sulla base dei giunti, in singoli conci strutturali successivamente idealizzati da elementi *beam* tra di loro connessi da elementi *link*. Questi ultimi, utili a rappresentare l'interazione dovuta alla presenza dei giunti tra i conci. Così facendo, il preliminare modello ottenuto risulta essere analogo a quello di un classico telaio usato per le analisi strutturali di edifici multi-piano.

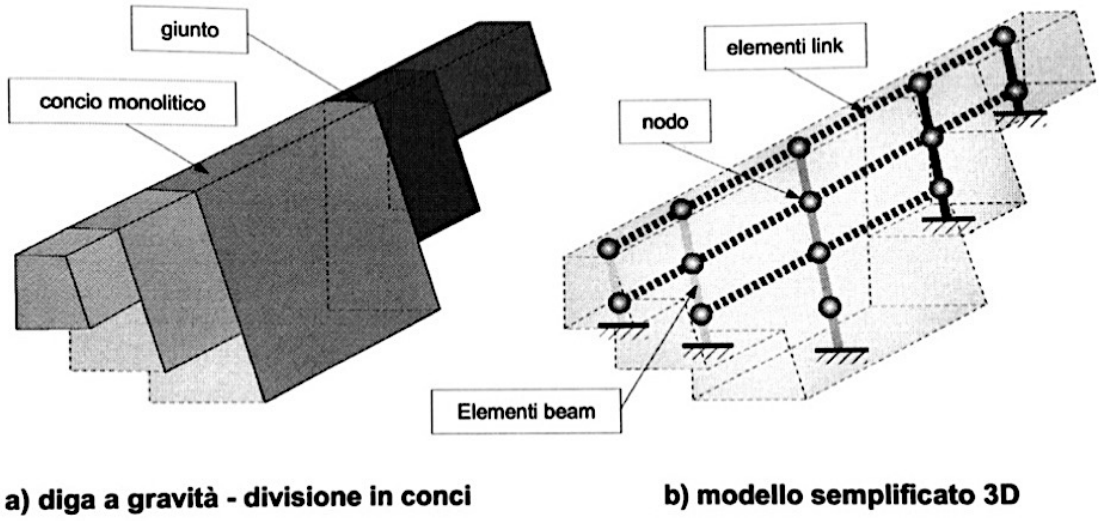


Figura 9.18: Modello semplificato di diga a gravità: a) divisione in conci; b) modello con elementi *beam* e *link*

Altro modello semplificato proposto per l'analisi di una diga a gravità è quello facente uso di elementi noti in termini anglosassoni come *spring-mass dashpot*. Tramite questi elementi composti per l'appunto da molla, massa e smorzatore è possibile idealizzare una struttura complessa e considerare inoltre l'effetto non lineare del materiale.

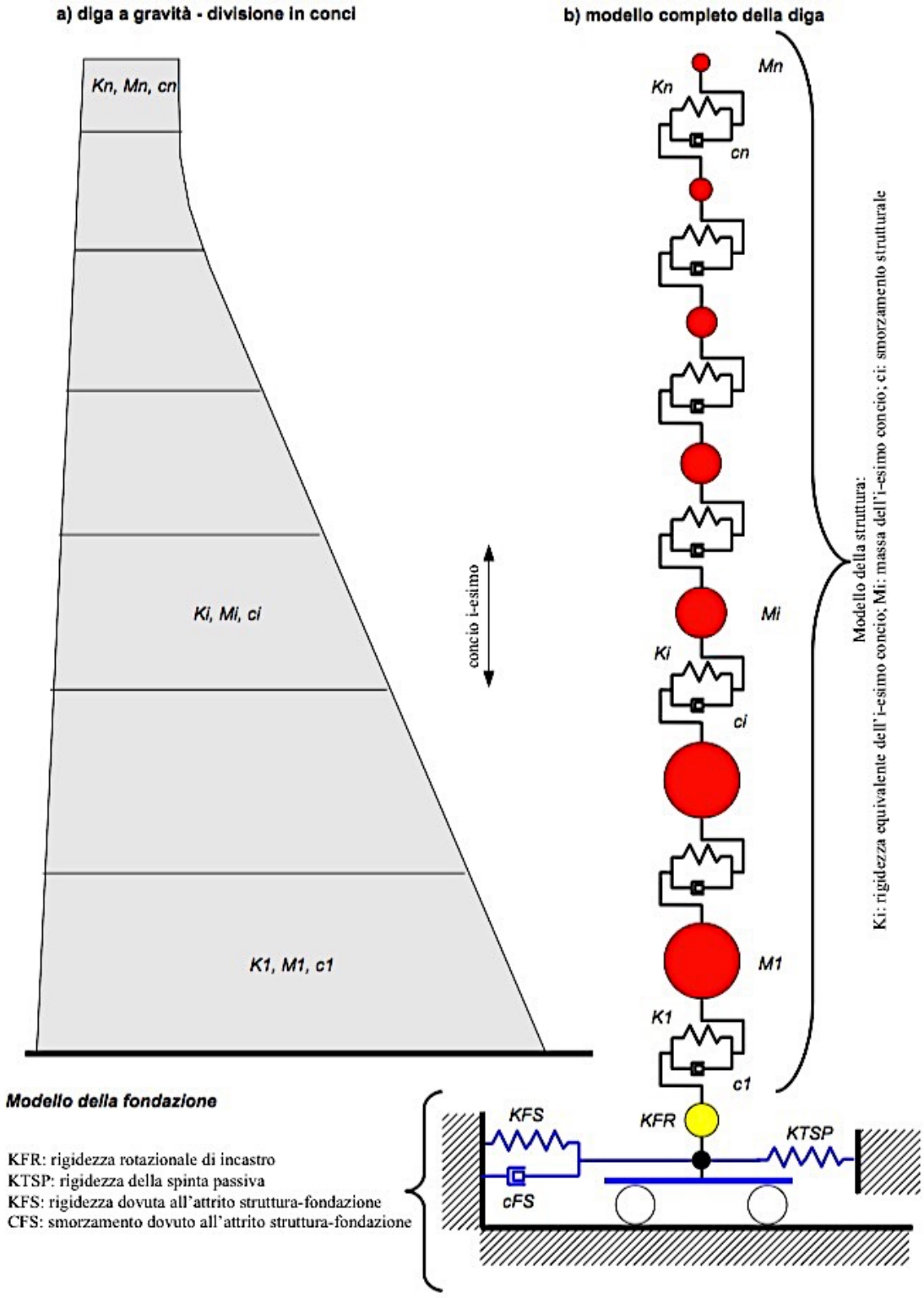


Figura 9.19: Modello semplificato per l'analisi di una diga a gravità facente uso di elementi *spring-mass dashpot*

Riguardo le fondazioni, il problema risulta più articolato perché il modello deve tener conto sia dell'effetto dello scorrimento che di quello derivante dal possibile ribaltamento a valle del terreno. Come schematizzato in Figura 9.19 il modello della

fondazione può venire descritto da un sistema di molla-smorzatore-carrello e da una molla a valle. Quest'ultima, spesso, a favore di un più elevato fattore di sicurezza viene a essere trascurata. Risulta quindi evidente come il valutare l'interazione tra il corpo diga e il terreno di fondazione, risultando ancor più problematico, richieda modelli ancora più completi. A tal fine, quindi, è necessario distinguere due macro domini strutturali molto spesso rappresentati con elementi bidimensionali i quali vengono connessi tra loro con elementi di contatto. Numerose sono le analisi sismiche e le ricerche scientifiche aventi l'obiettivo di valutare, in caso di terremoto, quale sia la reale partecipazione del terreno che, in funzione della sua massa, possa contribuire a definire l'intero campo deformativo risultante. Si sottolinea inoltre come, in un tale contesto, ai fini della bontà dei risultati, considerare il terreno sottostante come elastico ed isotropo sia senz'altro insufficiente e risulti quindi necessario condurre l'analisi in un regime non lineare.
Una valutazione del campo deformativo è stata effettuata analizzando tre diversi modelli per ognuno dei quali è stata condotta un'analisi *time history* e assunto come accelerogramma di verifica quello verificatosi a El Centro (1940). Si precisa inoltre che le strutture sono state discretizzate con elementi triangolari (Figura 9.20).

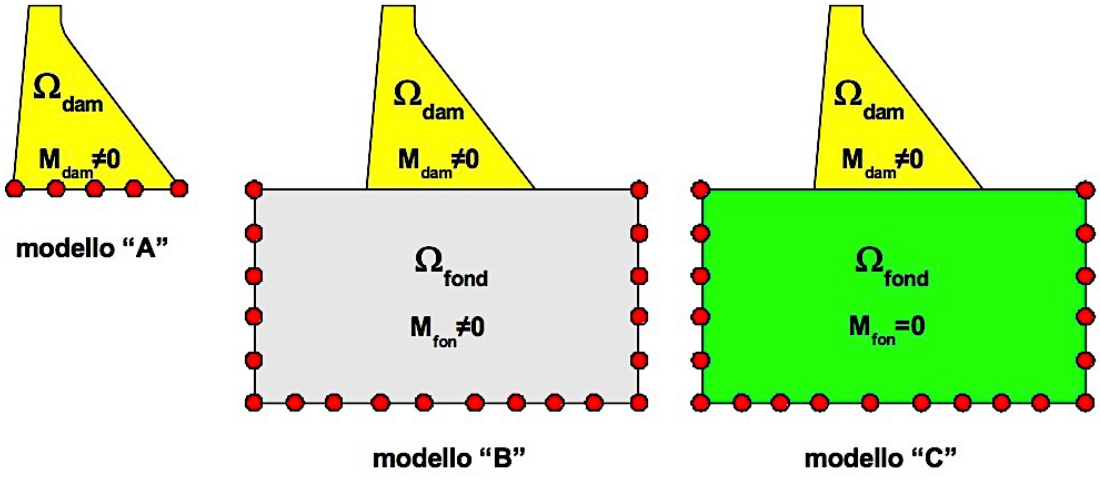


Figura 9.20: Tre diversi possibili modelli per la valutazione del campo deformativo derivante dall'interazione terreno-struttura

Per il primo modello (A) è stato considerato il classico modello del corpo diga incastrato alla base con vincolo perfetto. In questo esempio, quindi, si considera lo sbarramento come rigido e privo di deformazioni rilevanti.
Nel secondo caso (B) è stato aggiunto il macro dominio strutturale del terreno di fondazione il quale è stato supposto avere le medesime caratteristiche della struttura.
In ultimo, nel terzo modello (C) è stato considerato il terreno con le medesime caratteristiche della struttura ma privo di massa partecipante ai fini sismici.
Per ognuno dei modelli sopra esposti, sulla base del confronto dei risultati di spostamento ottenuti dal nodo posto in sommità alla diga (E. Casagrande, 2013) è stato possibile trarre una serie di osservazioni. A primo impatto, dall'ultima parte di grafico (t, s) delle analisi, è risultato evidente come il nodo di controllo abbia subito degli spostamenti diversi tendenzialmente maggiori con l'avanzare dell'arco di tempo investigato (3 s.). È chiaro che la differenza di spostamenti riscontrati nel grafico è dovuta a ragioni dovute sia a livello ingegneristico che di calcolo numerico.

Iniziamo con il dire che il modello A è stato quello per il quale il nodo di controllo ha subito il minore spostamento. A tal proposito, la motivazione risulta discendere dall'aver considerato il corpo diga come perfettamente incastrato alla base. Infatti, l'aver considerato il vincolo come perfetto oltre che l'interazione terreno-struttura nulla ha portato a sottostimare lo spostamento massimo e a sovrastimare la rigidezza alla base della struttura. Di conseguenza, gli spostamenti ottenuti da tale modello sono risultati del tutto compatibili con quelli di una classica mensola incastrata ad un estremo.
Il modello B, invece, è stato costruito considerando l'interazione terreno-struttura di tipo elastica a contatto diretto. In questo caso, è stato ottenuto nel calcolo sismico una partecipazione attiva della massa totale della fondazione. Ciò è stato reso possibile avendo posizionato i vincoli nel contorno della fondazione ad una distanza tale da rendere l'effetto deformativo pressoché nullo e avendo posto la massa della fondazione diversa da zero. Così facendo è risultato uno spostamento maggiore rispetto a quello ottenuto nel precedente modello che trova spiegazione nel fatto che la deformazione della diga viene ora amplificata a causa di un vincolo alla base non più perfetto e da una massa molto maggiore. Quanto appena detto è dimostrabile dall'equazione del moto nella quale andare distinguendo i termini relativi alla struttura e alla fondazione otteniamo la seguente relazione:

$$\left(M_{fond.} + M_{dam}\right)u'' + Cu' + \left(K_{fond.} + K_{dam}\right)u = -(M_{fond.} + M_{dam})u_g''$$

Quest'ultima evidenzia come la forza d'inerzia applicata risulti funzione della massa totale del sistema e come quindi la partecipazione della massa fondale amplifichi notevolmente lo spostamento in sommità.
Il modello C, invece, è quello per il quale lo spostamento ottenuto è risultato intermedio tra i modelli A e B perché derivante dall'assenza di partecipazione della massa di fondazione. Questo risulta essere il classico esempio in cui la rigidezza della diga risulti rappresentata con l'interazione terreno-struttura di tipo elastica.
In conclusione, l'ipotizzare l'eventuale partecipazione o meno della massa rocciosa attiva porta in ambito sismico ad una complicazione aggiuntiva che si ripercuote non solo sulla modellazione globale della struttura bensì anche sui risultati ottenuti. Questi ultimi, in termini deformativi, potranno raggiungere valori molto diversi da quelli ricavati con gli altri modelli. Risulta quindi necessario investigare con cura la massa rocciosa. Per la presa in considerazione di quest'ultima, si dovrebbero prima intraprendere idonee analisi geologiche, tali da permettere di comprendere se, dall'ammasso roccioso sottostante e laterale, si possano effettivamente generare forze inerziali. Infatti, proprio la posizione, la quota e la conformazione della roccia rappresentano alcune delle variabili che possono influenzare il comportamento della struttura sotto azioni sismiche. Si osservi come qualora la diga sia ad arco-gravità la partecipazione laterale dell'ammasso roccioso risulti essere di fondamentale importanza. A tal proposito, occorre pensare che i versanti a cui sono incastrate le spalle contribuiscano comunque alla partecipazione modale dell'intero modello.

Metodo *rigid block model*

Il metodo *rigid block model* è una particolare procedura necessaria qualora si verifichi un inizio di fessurazione sulla porzione di coronamento. Infatti, a seguito di analisi sismiche, si può verificare una concentrazione di tensione che può, a sua volta, indurre un danneggiamento con conseguente fessurazione della struttura. Nella maggior parte dei casi, per la configurazione della struttura, la fessura si colloca alla base del coronamento (Figura 9.22). È evidente quindi la necessità di valutare gli effetti di una parzializzazione della sezione resistente. Il modello a blocco rigido viene analizzato attraverso lo schema riportato in Figura 9.21 per via di una particolare procedura nota come *rocking response of blocks*. Considerando lo schema c) riportato in Figura 9.21, l'analisi viene condotta come equilibrio della porzione in movimento.
Tale relazione di equilibrio viene espressa attraverso la seguente equazione:

$$M_{R1} + M_{R2} + M_{R3} + M_{R4} + M_{R5} = 0$$

In cui M_{R1} e M_{R2} rappresentano il momento attorno al punto di ribaltamento rispettivamente dovuto alle forze inerziali orizzontali e verticali nonché alla posizione relativa del blocco. M_{R3} e M_{R4} rappresentano sempre il momento attorno al punto di ribaltamento dovuto rispettivamente però al peso proprio e all'influenza del bacino a monte.
Il momento complessivo ($M_{R1} + M_{R2}$) è quello generato dall'accelerazione sismica e dalla rotazione del blocco che viene descritto secondo le seguenti formule:

$$M_{R1} = M \cdot \left[a_g + R \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \frac{\partial^2 \alpha}{\partial t^2} \right] \cdot R \cdot \cos(\alpha - \beta)$$

$$M_{R2} = M \cdot R \cdot \sin(\alpha - \beta) \cdot \frac{\partial^2 \alpha}{\partial t^2} \cdot R \cdot \sin(\alpha - \beta)$$

Com' è possibile osservare dalle precedenti relazioni risulta evidente come la presenza della derivata indichi una variazione temporale utile a descrivere ad ogni istante di calcolo dell'analisi dinamica la posizione assunta dal blocco, o meglio, dal baricentro del coronamento. Al variare della rotazione e quindi spostamento di quest'ultimo varieranno anche le forze in gioco.
Riguardo invece, M_{R3} e M_{R4}, che come già detto derivano rispettivamente dal peso proprio del blocco e dalla forza esercitata dal bacino di monte, si ricavano le seguenti formule:

$$M_{R3} = W \cdot R \sin(\alpha - \beta)$$

$$M_{R4} = \frac{1}{6} \gamma_W d^3$$

In ultimo, il momento M_{R5} risulta somma di due distinti contributi. Il primo dovuto all'accelerazione orizzontale della diga mentre il secondo dovuto all'accelerazione rotazionale del blocco. Con il fine di calcolare l'azione derivante dal bacino posto a monte, il problema può essere descritto attraverso un'analisi preventiva nel dominio del tempo oppure utilizzando una formulazione articolata proposta dalla Federal Energy

Regulatory Commission (FERC), 2002. In quest'ultimo caso, il contributo del bacino viene a essere stimato attraverso una combinazione dei modi propri di vibrare.

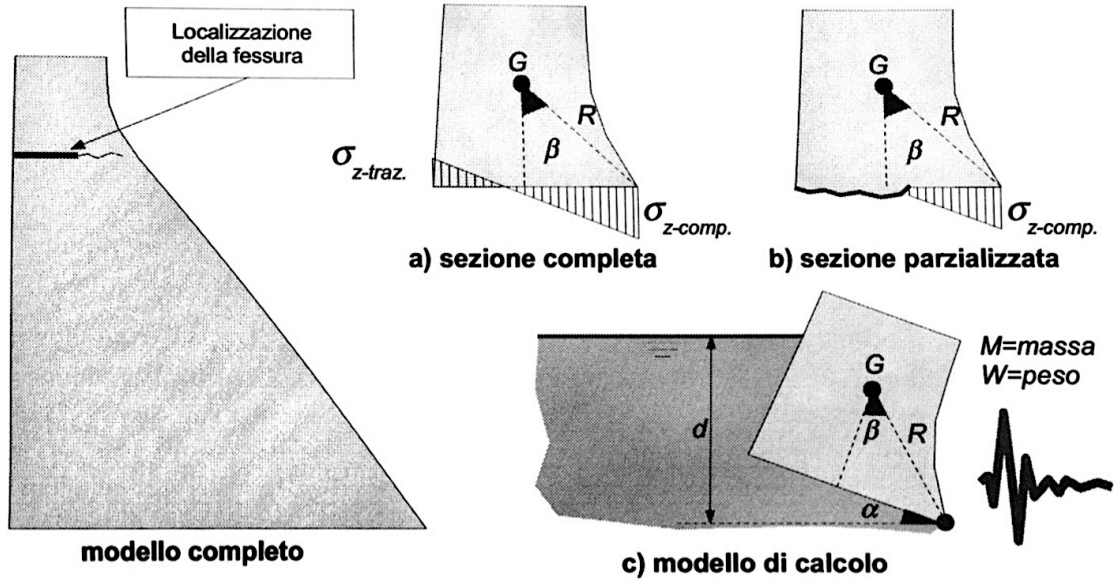


Figura 9.21: Modello usato per analisi *rigid block model*: a) sezione totalmente resistente; b) sezione parzializzata; c) modello di calcolo

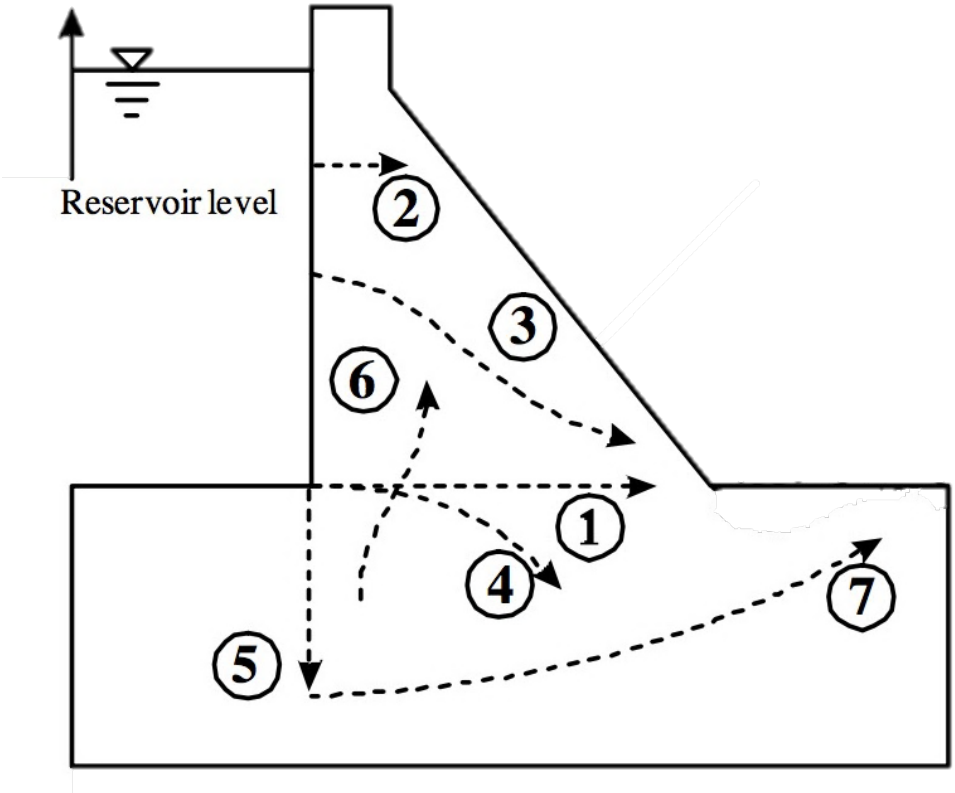
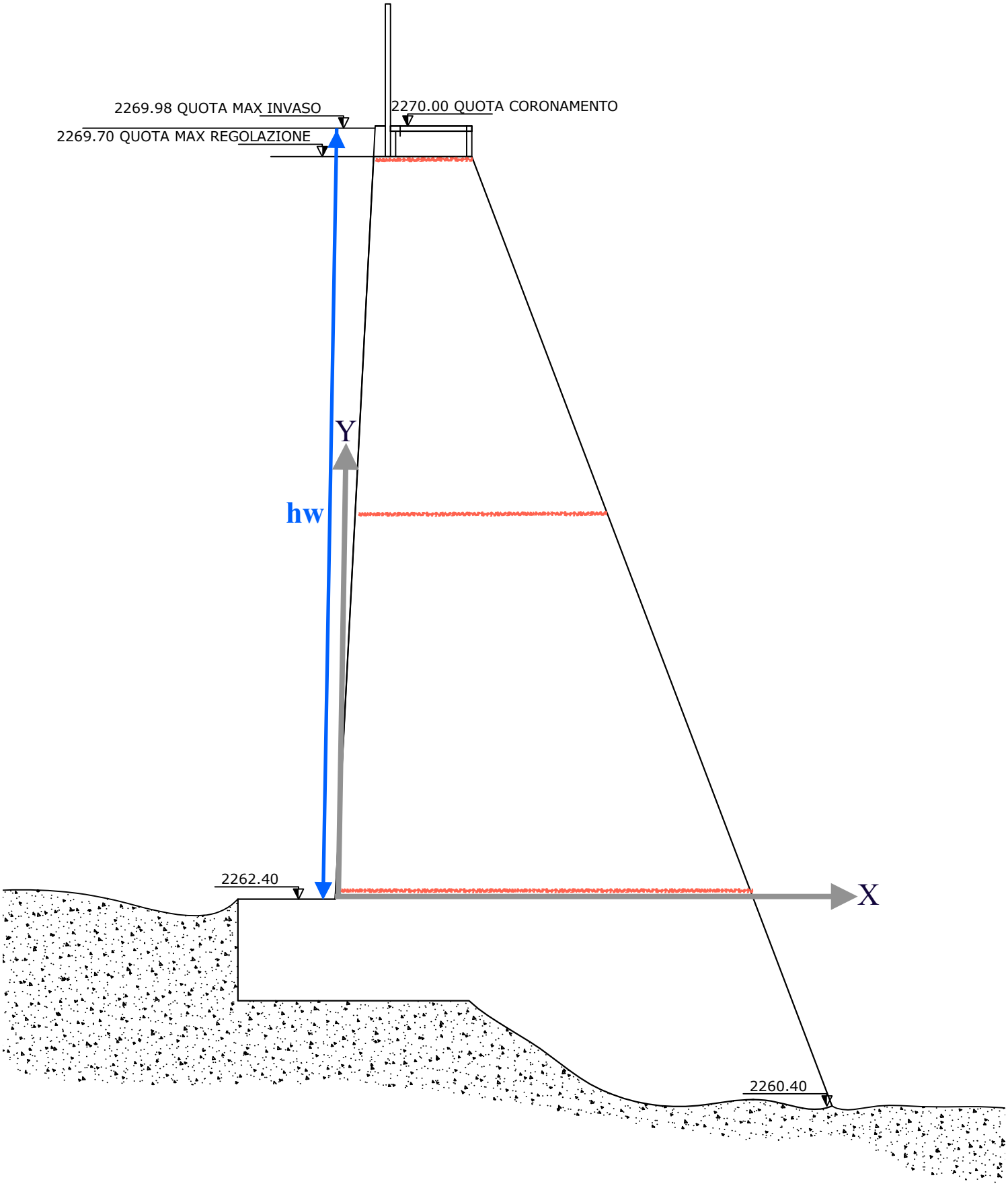


Figura 9.22: Meccanismi di fessurazione: 1 e 2 orizzontali; 3 e 4 curve; 5 verticali di fondazione; 6 per estensione della discontinuità di fondazione esistente nel corpo diga; 7 per scorrimento fondazione.

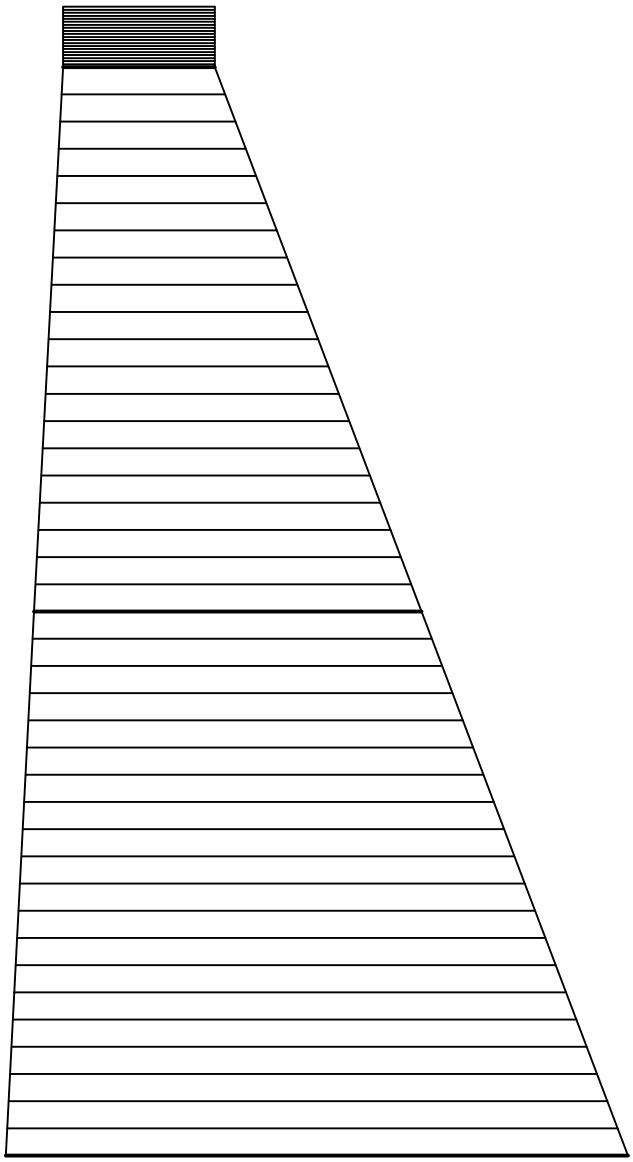
Conclusioni

Nell'ottica generale di metodi di analisi preliminari semplificati, la procedura analizzata per la valutazione della vulnerabilità e criticità sismica degli sbarramenti in calcestruzzo esistenti, alla cui base è stato applicato un modello statistico per la stima delle resistenze del calcestruzzo storico, sembra aver fornito risultati incoraggianti. A dimostrazione di ciò, ne sono prova i risultati ottenuti dai 26 casi studio analizzati, per i quali, si è ottenuto una buona corrispondenza tra i valori di criticità stimati e quelli realmente derivanti dalle condizioni della struttura. Tra le tipologie di sbarramenti artificiali analizzati, tra cui le piccole dighe, le vasche di carico e le traverse fluviali, solo per queste ultime è risultato un valore di rischio sismico generalmente minore. Nello specifico, in funzione della stima di resistenza a compressione del calcestruzzo, per solo tre delle opere è stata riscontrata una variazione di criticità sismica massima.
A causa dell'invecchiamento e naturale degrado di un ormai sempre più crescente numero di strutture, il poter disporre di uno strumento, come quello della scheda di rilievo, risulta essere di estrema utilità non solo per i tecnici professionisti bensì anche per quelli delle Pubbliche Amministrazioni, i quali, si trovano quotidianamente a dover monitorare le opere e gestire il territorio limitrofo. A tal proposito, tra le moltissime opere idrauliche, costruite soprattutto nel dopoguerra, sarà più facile definire un ordine di priorità per l'approfondimento di quelle che, richiedendo delle analisi statiche e sismiche attraverso procedure numeriche, necessiteranno di un maggior onere computazionale e quindi costo di intervento. Ulteriore aspetto da tenere in considerazione è la facilità e rapidità nell'uso della scheda che la permettono di poter essere implementata sui moderni dispositivi mobili elettronici, quali smartphones e tablets. Inoltre, proprio grazie alla diffusione di questi ultimi e attraverso la consapevolezza delle loro potenzialità, sarà possibile raccogliere su larga scala e in poco tempo una vasta mole di dati, utili a costruire e/o ampliare banche dati con il fine di perfezionare e irrobustire i risultati derivanti dalle operazioni di stima, in uso dalla metodologia speditiva.
In conclusione, numerosi potranno essere gli sviluppi futuri, sulla base dei quali, sarà possibile arrivare a formulare valutazioni che, se pur semplificate, troveranno sempre più validazione e fondamento su metodologie articolate e approfondite, dalle quali, attraverso analisi multicriterio, poter arrivare a definire, in maniera oggettiva, il risultato finale atteso.

Allegati: SEZIONE DIGA di PIANA



SUDDIVISIONE IN 20 PARTI PER CIASCUNO DEI TRE MACRO CONCI



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

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO
DIGA di BY (n°7)

INDICE DELLE SCHEDE		
	Data di compilazione	Revisione
S0 - Indice delle schede	maggio 2015	00_A.M.
S1 - Inquadramento generale	maggio 2015	00_A.M.
S2 - Descrizione generale	maggio 2015	00_A.M.
S3 - Analisi dell'opera	maggio 2015	00_A.M.
S4 - Osservazioni conclusive	maggio 2015	00_A.M.

Sopralluogo effettuato in data

Stato generale di conservazione (fonte: visiva)	Non accettabile / assenza di sopralluogo	0,4

S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO

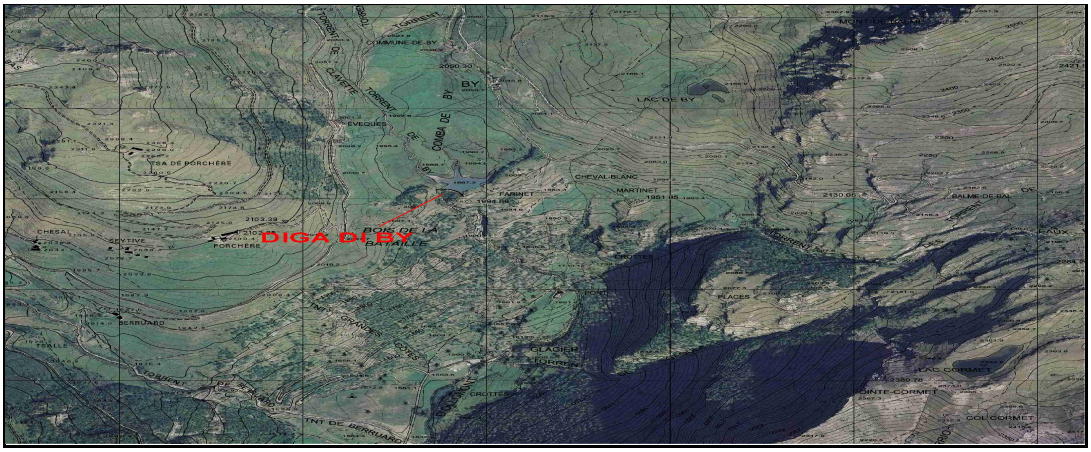
Regione	Valle d'Aosta
Indirizzo	Località BY - Comune di OLLOMONT
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Sì

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO / RIFERIMENTI CATASTALI

Regione	Valle d'Aosta	**Lon. GEO-WGS84**	**7,30305**	7° 18' 11"	N
Provincia	Aosta	**Lat. GEO-WGS84**	**45,88213**	45° 52' 56"	E
Comune	OLLOMONT	**Quota sito**	1984	m s.l.m.	
C.A.P.	11010	**Quota fondovalle**	580	m s.l.m.	
Frazione/Località	BY	**h**	**1404**	m	
Indirizzo		**Quota rilievo**	3000	m s.l.m.	
Proprietario	C.V.A.	**H**	**2420**	m	
Utilizzatore	C.V.A.	**h / H**	**0,580**		

CLASSIFICAZIONE	
Tipologia	Sbarramento in calcestruzzo
Classe (disp. att. art.10 L.R. 13/2010)	2 (10m < Hv ≤ 15 m con 100.000mc < volume invaso ≤ 1.000.000mc)

3 - LOCALIZZAZIONE



S2 - Descrizione generale

4 - DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

Normativa progettazione opera	Decreto Ministeriale Lavori Pubblici del 24/03/1982		
Normativa di calcolo strutturale del progetto originale	non nota		
Elaborati di progetto strutturale	Parziali		
Progettista		**Anno prog.**	1955
Anno di progettazione	1955	**Anno di costruzione**	1956

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE

Sviluppo del coronamento	90,37	m	**Volume d'invaso**	33.800	m^3
Altezza dello sbarramento (H)	13,15	m	**Franco**	1,0	m
Altezza di collasso (Hc)	10,00	m	**Quota max invaso**	1989,2	m s.l.m.
Altezza 1363/1959 (Hv)	14,15	m	**Quota max di regolazione**	1988,0	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°
Classe di topografia	Aree in cui la costruzione è sensibilmente più basse del circostante terreno o circondata da 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	Sì

Ambiti Inedificabili sulla base dei dati GeoNavigatore SCT e Relazione Geologica

FRANE (Art.35 comma 1)	**F2 - Area a media pericolosità**
peso	0,05
CROLLI di ROCCIA	**No**
peso	0
VALANGHE (Art.37)	**NESSUNO**
peso	0
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	**No**
peso	0
VULNERABILITA AMBIENTALE totale	**0,05**

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	Stato Limite considerato	SLV
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti) =	50	
Classe d'uso	Classe III (affollamenti significativi. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso)	Cu	1,5

PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0,045	0,058	0,142	0,180
F_O	2,408	2,434	2,497	2,527
T_c^* [s]	0,232	0,250	0,291	0,299

Amplificazione stratigrafica - S_S (Tab. 3.2.V NTC-08)	1,487
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)	1,116

Accelerazione orizzontale di calcolo	0,236	g

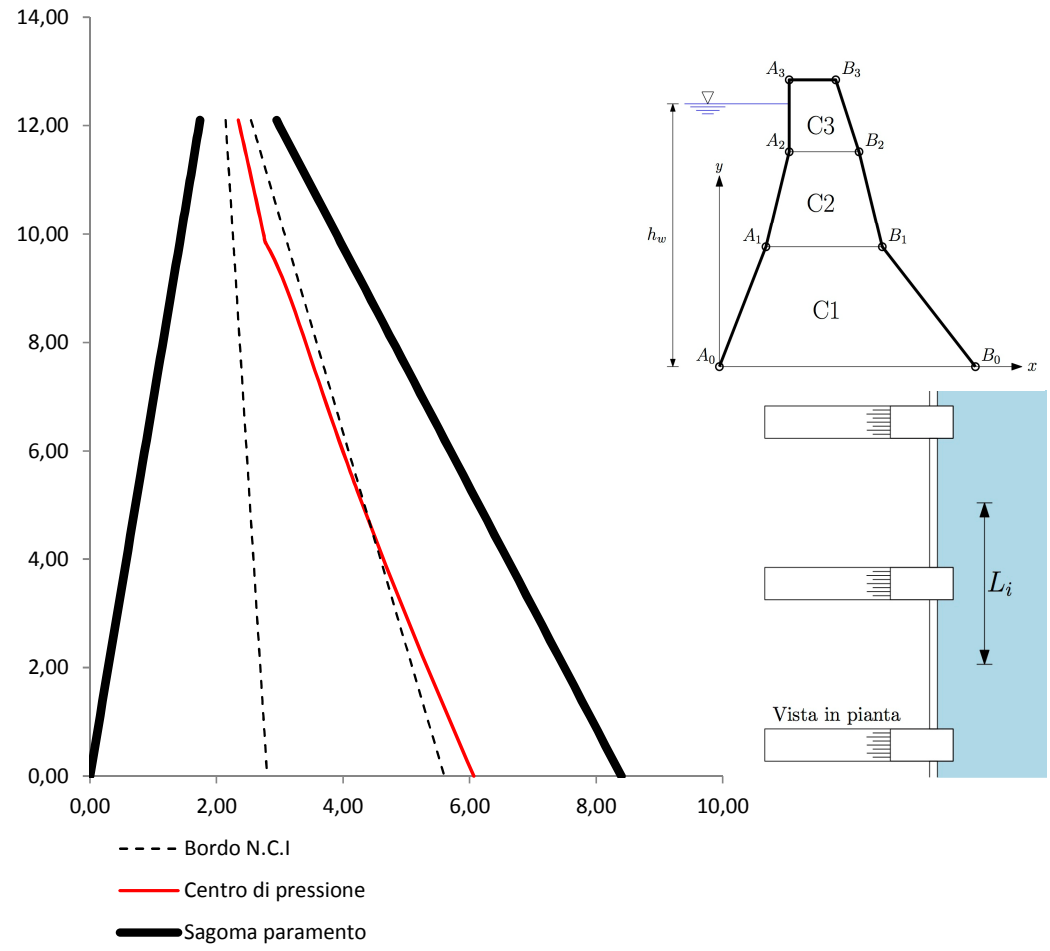
S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte:	documentale e visiva
Denominazione dell'opera	DIGA di BY	
Tipologia	Sbarramento in calcestruzzo	
Altezza battente idraulico (H_w)	10,00	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	23,0	kN/m^3
Peso per unità di volume di liquido	10,2	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	1,74	2,95	12,10	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	1,42	3,96	9,85	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,80	5,90	5,55	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	8,40	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	30,40	kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI



VULNERABILITA' STRUTTURALE	**0,14**
VULNERABILITA' di VETUSTA	**0,40**
VULNERABILITA' AMBIENTALE	**0,05**
VULNERABILITA' (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)	**0,59**

13 - INTERVENTI ESEGUITI

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

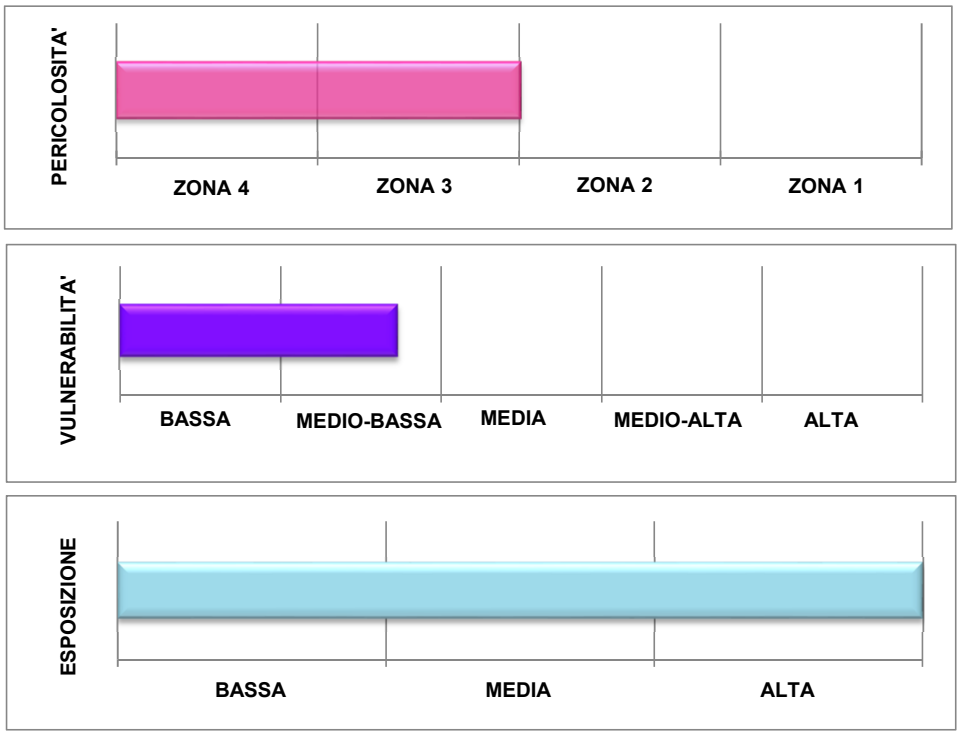
NOTE

S4 - Osservazioni conclusive

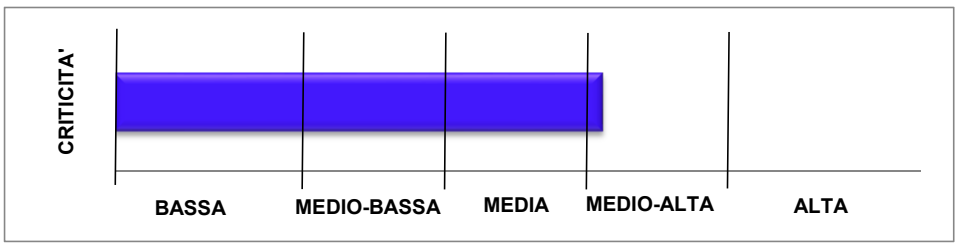
14 - STIMA PRELIMINARE DELLA CRITICITA' STRUTTURALE

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Pericolosità	**MEDIO-BASSA**	Zona Sismica	3
Vulnerabilità	**MEDIO-BASSA**	Scheda S3	0,6
Esposizione	**ALTA**	Scheda S2 (p.to 7)	A



CRITICITA' SISMICA	**MEDIO-ALTA**	**0,60**



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

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO
Diga di PIANA (n°22)

INDICE DELLE SCHEDE

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

Sopralluogo effettuato in data

Stato generale di conservazione (fonte: visiva)	Discreto: presenza fessurazioni, no degrado	0,2

S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO

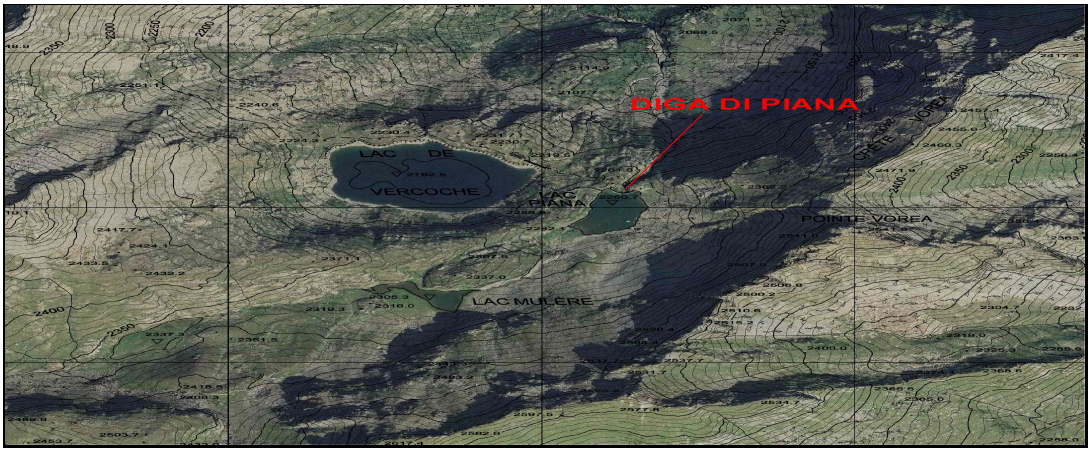
Regione	Valle d'Aosta
Indirizzo	Località VERCOCHE - Comune di CHAMPORCHER
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Sì

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO / RIFERIMENTI CATASTALI

Regione	Valle d'Aosta	**Lon. GEO-WGS84**	**7,59662**	7° 35' 48"	N
Provincia	Aosta	**Lat. GEO-WGS84**	**45,59356**	45° 35' 37"	E
Comune	CHAMPORCHER	**Quota sito**	2259	m s.l.m.	
C.A.P.	11020	**Quota fondovalle**	360	m s.l.m.	
Frazione/Località	VEROCHE	**h**	**1899**	m	
Indirizzo		**Quota rilievo**	2700	m s.l.m.	
Proprietario	C.V.A.	**H**	**2340**	m	
Utilizzatore	C.V.A.	**h / H**	**0,812**		

CLASSIFICAZIONE	
Tipologia	Sbarramento 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.**	
Anno di progettazione		**Anno di costruzione**	1950

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE

Sviluppo del coronamento	60,00	m	**Volume d'invaso**	58.520	m^3
Altezza dello sbarramento (H)	9,60	m	**Franco**	0,5	m
Altezza di collasso (Hc)	7,30	m	**Quota max invaso**	2270,1	m s.l.m.
Altezza 1363/1959 (Hv)	8,60	m	**Quota max di regolazione**	2269,7	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°
Classe di topografia	Aree in cui la costruzione è sensibilmente più basse del circostante terreno o circondata da 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	Sì

Ambiti Inedificabili sulla base dei dati GeoNavigatore SCT e Relazione Geologica

FRANE (Art.35 comma 1)	**F1 - Area ad alta pericolosità**
peso	0,1
CROLLI di ROCCIA	**No**
peso	0
VALANGHE (Art.37)	**NESSUNO**
peso	0
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	**No**
peso	0
VULNERABILITA AMBIENTALE totale	**0,1**

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	Stato Limite considerato	SLV
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti) =	50	
Classe d'uso	Classe III (affollamenti significativi. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso)	Cu	1,5

PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0,028	0,033	0,061	0,072
F_O	2,588	2,633	2,789	2,862
T_c^* [s]	0,197	0,217	0,293	0,306

Amplificazione stratigrafica - S_S (Tab. 3.2.V NTC-08)	1,500
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)	1,162

Accelerazione orizzontale di calcolo	0,107	g

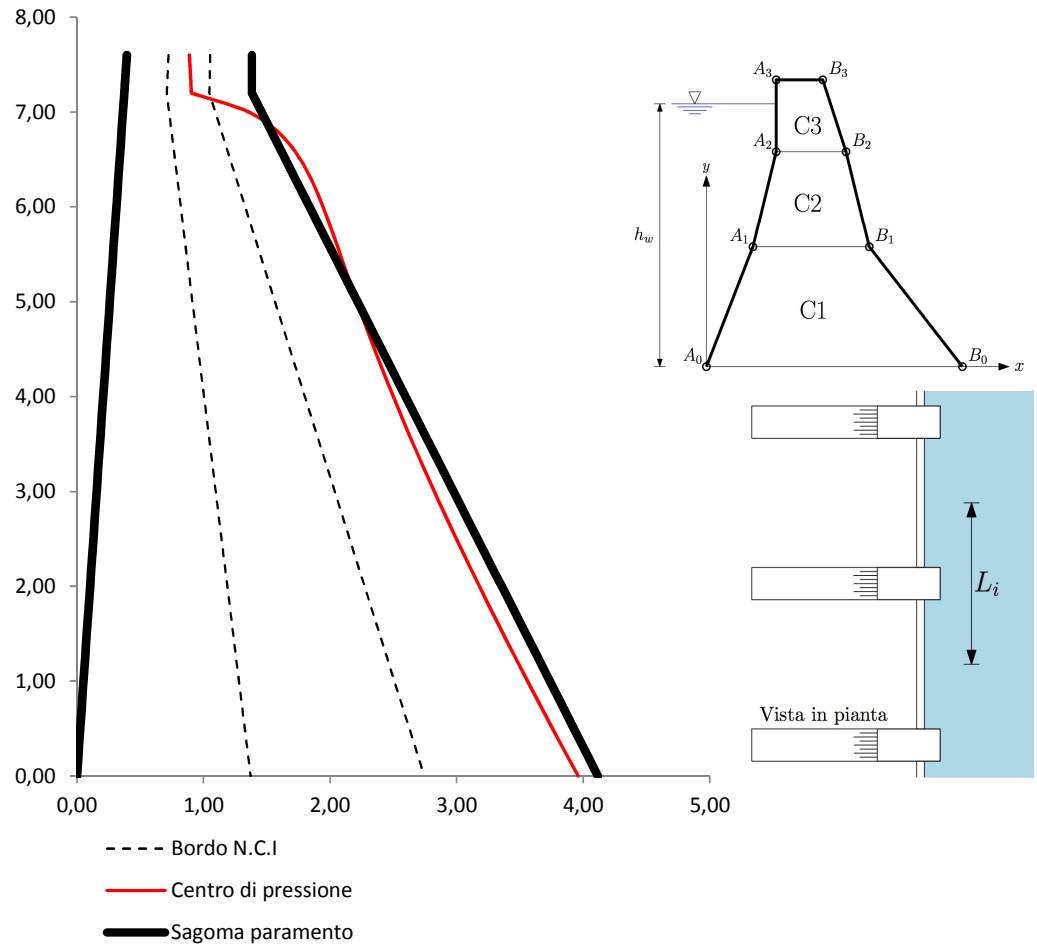
S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte:	documentale e visiva
Denominazione dell'opera	Diga di Piana	
Tipologia	Sbarramento in calcestruzzo	
Altezza battente idraulico (H_w)	7,30	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	23,0	kN/m^3
Peso per unità di volume di liquido	10,2	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	0,39	1,38	7,60	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,37	1,38	7,20	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,19	2,75	3,60	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	4,12	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	30,40	kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI



VULNERABILITA' STRUTTURALE	1,00
VULNERABILITA' di VETUSTA	0,20
VULNERABILITA' AMBIENTALE	0,10
VULNERABILITA' (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)	1,30

13 - INTERVENTI ESEGUITI

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

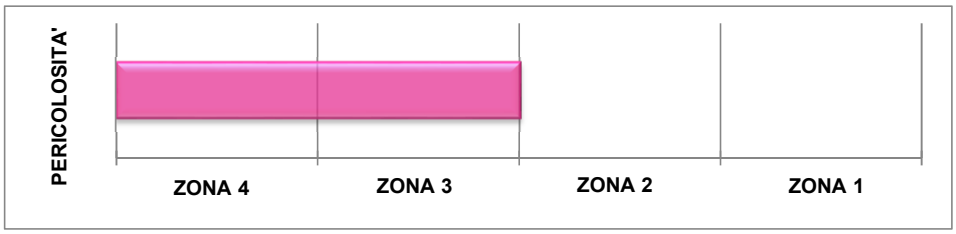
NOTE

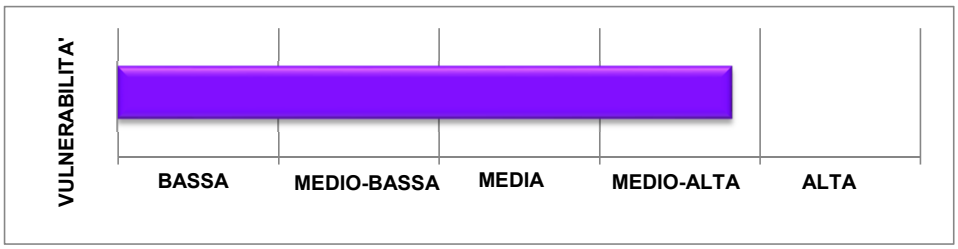
S4 - Osservazioni conclusive

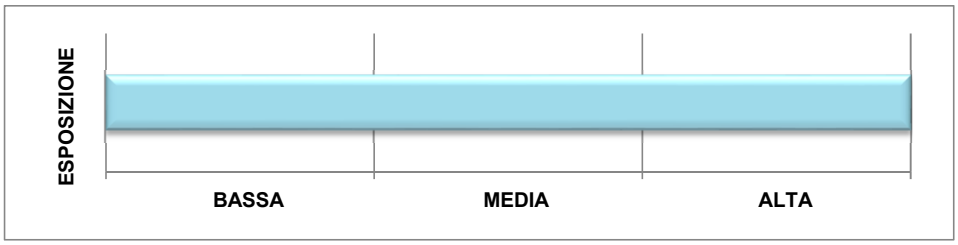
14 - STIMA PRELIMINARE DELLA CRITICITA' STRUTTURALE

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

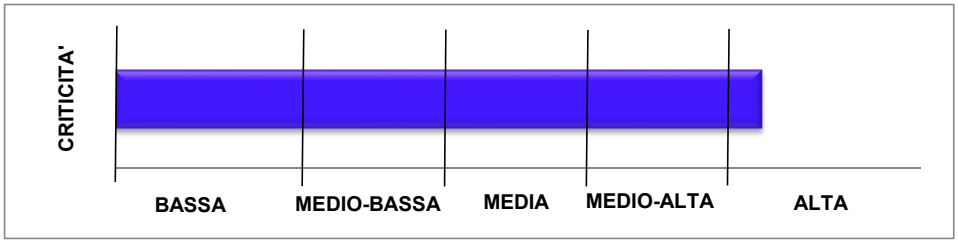
Pericolosità	**MEDIO-BASSA**	Zona Sismica	3
Vulnerabilità	**ALTA**	Scheda S3	1,3
Esposizione	**ALTA**	Scheda S2 (p.to 7)	A







CRITICITA' SISMICA	**ALTA**	**0,80**



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

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO

ENTREBIN Vasca (n°36)

INDICE DELLE SCHEDE

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

Sopralluogo effettuato in data

Stato generale di conservazione (fonte: visiva)	Non accettabile / assenza di sopralluogo	0,4

S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO

Regione	Valle d'Aosta
Indirizzo	Località ENTREBIN - Comune di AOSTA
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Sì

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO / RIFERIMENTI CATASTALI

Regione	Valle d'Aosta	**Lon. GEO-WGS84**	**7,30955**	7° 18' 34"	N
Provincia	Aosta	**Lat. GEO-WGS84**	**45,75462**	45° 45' 17"	E
Comune	AOSTA	**Quota sito**	952	m s.l.m.	
C.A.P.	11100	**Quota fondovalle**	580	m s.l.m.	
Frazione/Località	ENTREBIN	**h**	**372**	m	
Indirizzo		**Quota rilievo**	3090	m s.l.m.	
Proprietario	C.V.A.	**H**	**2510**	m	
Utilizzatore	C.V.A.	**h / H**	**0,148**		

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.**	
Anno di progettazione		**Anno di costruzione**	1953

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE

Sviluppo del coronamento	190,00	m	**Volume d'invaso**	22.000	m^3
Altezza dello sbarramento (H)	7,43	m	**Franco**	0,3	m
Altezza di collasso (Hc)	5,93	m	**Quota max invaso**	952,0	m s.l.m.
Altezza 1363/1959 (Hv)	7,88	m	**Quota max di regolazione**	951,6	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	B - Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
Categoria topografica	T2 - Pendii con inclinazione media i > 15°
Classe di topografia	Aree in cui la costruzione è sensibilmente più basse del circostante terreno o circondata da 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	Sì

Ambiti Inedificabili sulla base dei dati GeoNavigatore SCT e Relazione Geologica

FRANE (Art.35 comma 1)	**NESSUNO**
peso	0
CROLLI di ROCCIA	**No**
peso	0
VALANGHE (Art.37)	**NESSUNO**
peso	0
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	**No**
peso	0
VULNERABILITA AMBIENTALE totale	**0**

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	Stato Limite considerato	SLV
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti) =	50	
Classe d'uso	Classe III (affollamenti significativi. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso)	Cu	1,5

PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0,038	0,048	0,116	0,149
F_O	2,501	2,495	2,489	2,487
T_c^* [s]	0,219	0,244	0,291	0,298

Amplificazione stratigrafica - S_S (Tab. 3.2.V NTC-08)	1,500
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)	1,030

Accelerazione orizzontale di calcolo	0,179	g

S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte:	documentale e visiva

Denominazione dell'opera	ENTREBIN VASCA	
Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo	
Altezza battente idraulico (H_w)	8,35	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	23,0	kN/m^3
Peso per unità di volume di liquido	10,2	kN/m^3
Resistenza a compressione cilindrica media del cls	20,00	MPa
Presenza di fondazione	Sì	

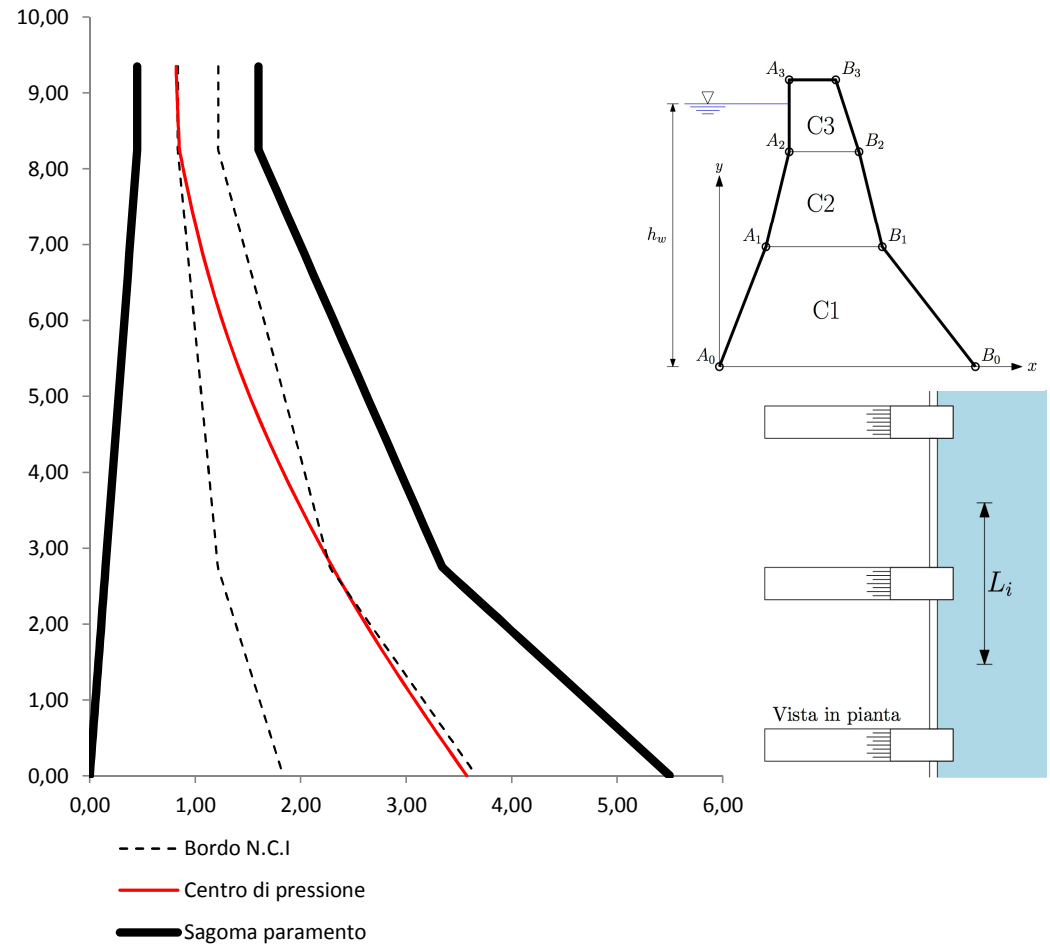
10 - DEFINIZIONE DEI TRE CONCI

	XA	XB	Y	
Livello 3 - al coronamento	0,45	1,60	9,35	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,45	1,60	8,25	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,15	3,34	2,75	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	5,50	0,00	m

11 - AZIONI AGGIUNTIVE

Azioni aggiuntive al coronamento (baricentriche)	V	252,00	kN
	H		kN
	M	-52,00	kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio mediano (baricentriche)	V		kN
	H	30,40	kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI



VULNERABILITA' STRUTTURALE	0,12
VULNERABILITA' di VETUSTA	0,40
VULNERABILITA' AMBIENTALE	0,00
VULNERABILITA' (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)	0,52

13 - INTERVENTI ESEGUITI

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

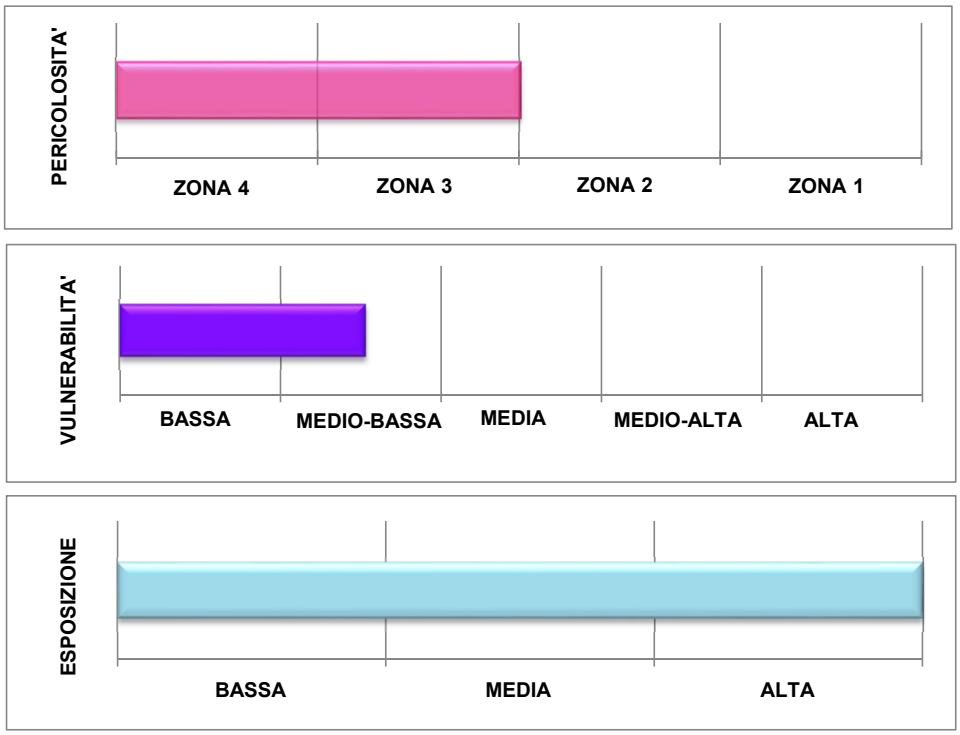
NOTE

S4 - Osservazioni conclusive

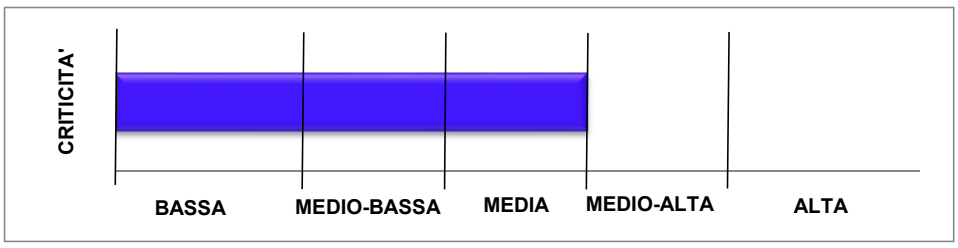
14 - STIMA PRELIMINARE DELLA CRITICITA' STRUTTURALE

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Pericolosità	**MEDIO-BASSA**	Zona Sismica	3
Vulnerabilità	**MEDIO-BASSA**	Scheda S3	0,5
Esposizione	**ALTA**	Scheda S2 (p.to 7)	A



CRITICITA' SISMICA	**MEDIA**	**0,58**



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

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO

INTROD Vasca (n°34)

INDICE DELLE SCHEDE

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

Sopralluogo effettuato in data

Stato generale di conservazione (fonte: visiva)	Non accettabile / assenza di sopralluogo	0,4

S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO

Regione	Valle d'Aosta
Indirizzo	Località CRETE DE VILLE - Comune di INTROD
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Sì

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO / RIFERIMENTI CATASTALI

Regione	Valle d'Aosta	**Lon. GEO-WGS84**	**7,18076**	7° 10' 51"	N
Provincia	Aosta	**Lat. GEO-WGS84**	**45,70045**	45° 42' 2"	E
Comune	INTROD	**Quota sito**	877	m s.l.m.	
C.A.P.	11010	**Quota fondovalle**	670	m s.l.m.	
Frazione/Località	CRETE DE VILLE	**h**	**207**	m	
Indirizzo		**Quota rilievo**	2700	m s.l.m.	
Proprietario	C.V.A.	**H**	**2030**	m	
Utilizzatore	C.V.A.	**h / H**	**0,102**		

CLASSIFICAZIONE

Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo
Classe (disp. att. art.10 L.R. 13/2010)	2 (10m < Hv ≤ 15 m con 100.000mc < volume invaso ≤ 1.000.000mc)

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.	
Anno di progettazione		Anno di costruzione	1938

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE					
Sviluppo del coronamento	27,00	m	Volume d'invaso	25.000	m^3
Altezza dello sbarramento (H)	10,38	m	Franco	1,0	m
Altezza di collasso (Hc)	6,95	m	Quota max invaso	881,2	m s.l.m.
Altezza 1363/1959 (Hv)	12,03	m	Quota max di regolazione	880,7	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°
Classe di topografia	Aree in cui la costruzione è sensibilmente più basse del circostante terreno o circondata da 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	Sì

Ambiti Inedificabili sulla base dei dati GeoNavigatore SCT e Relazione Geologica

FRANE (Art.35 comma 1)	F3 - Area a bassa pericolosità
peso	0,02
CROLLI di ROCCIA	No
peso	0
VALANGHE (Art.37)	NESSUNO
peso	0
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	No
peso	0
VULNERABILITA AMBIENTALE totale	0,02

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	Stato Limite considerato	SLV
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti) =	50	

Classe d'uso	Classe III (affollamenti significativi. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso)	Cu	1,5

PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0,038	0,048	0,120	0,155
F_O	2,505	2,492	2,461	2,464
T_c^* [s]	0,219	0,243	0,286	0,294

Amplificazione stratigrafica - S_S (Tab. 3.2.V NTC-08)	1,500
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)	1,020

Accelerazione orizzontale di calcolo	0,184	g

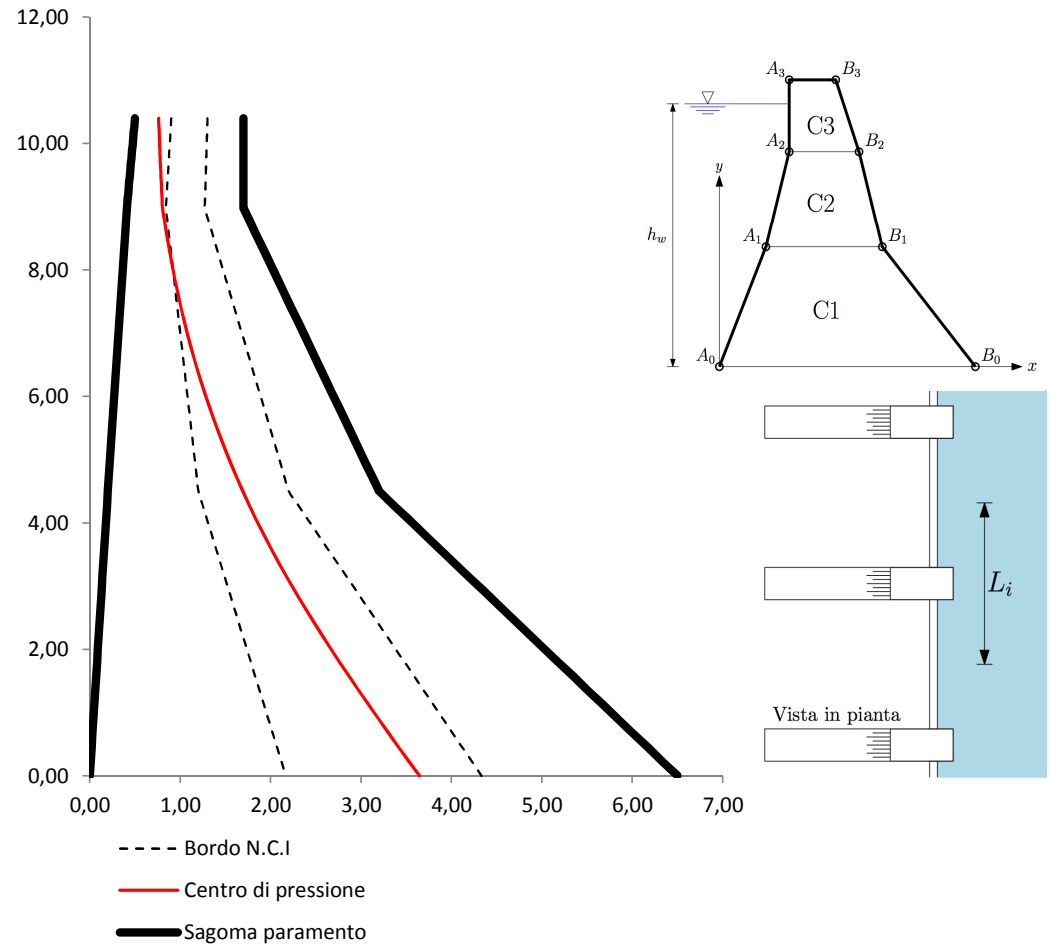
S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte:	documentale e visiva
Denominazione dell'opera	INTROD VASCA	
Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo	
Altezza battente idraulico (H_w)	9,08	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	23,0	kN/m^3
Peso per unità di volume di liquido	10,2	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	0,50	1,70	10,40	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,41	1,70	8,98	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,20	3,20	4,50	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	6,50	0,00	m

11 - AZIONI AGGIUNTIVE			
Azioni aggiuntive al coronamento (baricentriche)	V	381,00	kN
	H		kN
	M	-129,00	kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio mediano (baricentriche)	V		kN
	H	30,40	kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI



VULNERABILITA' STRUTTURALE	**0,11**
VULNERABILITA' di VETUSTA	**0,40**
VULNERABILITA' AMBIENTALE	**0,02**
VULNERABILITA' (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)	**0,53**

13 - INTERVENTI ESEGUITI

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

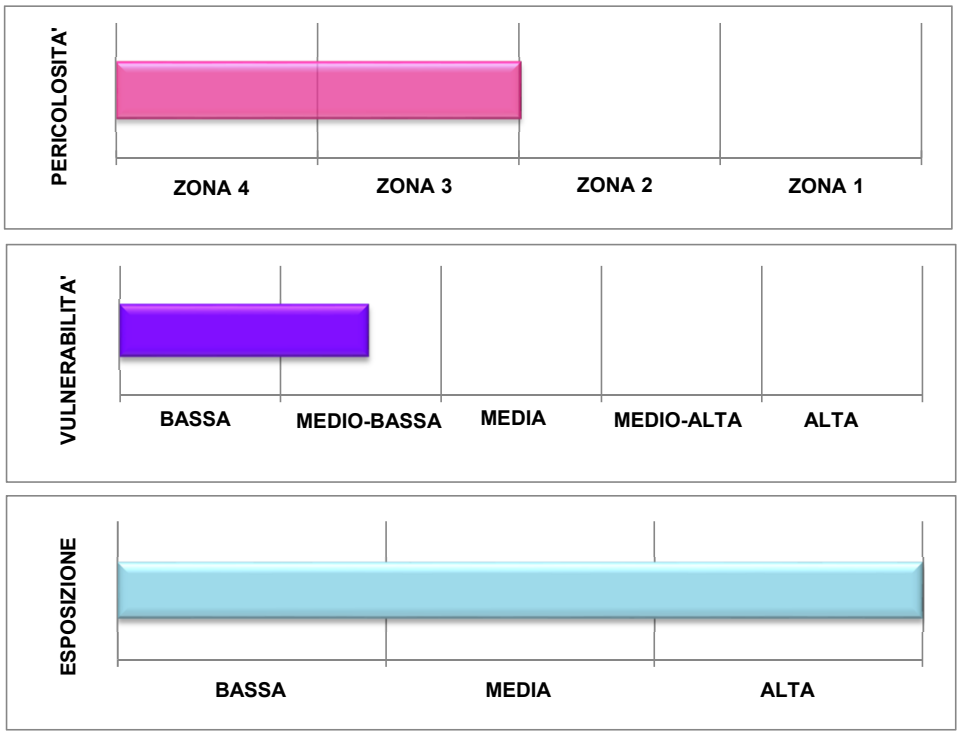
NOTE

S4 - Osservazioni conclusive

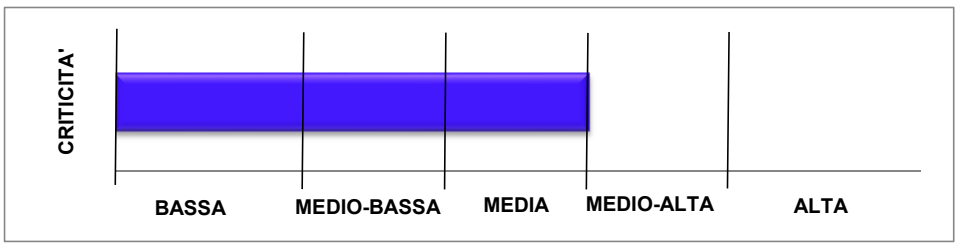
14 - STIMA PRELIMINARE DELLA CRITICITA' STRUTTURALE

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Pericolosità	**MEDIO-BASSA**	Zona Sismica	3
Vulnerabilità	**MEDIO-BASSA**	Scheda S3	0,5
Esposizione	**ALTA**	Scheda S2 (p.to 7)	A



CRITICITA' SISMICA	**MEDIA**	**0,59**



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

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO

ISOLLAZ VASCA (n°60)

INDICE DELLE SCHEDE

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

Sopralluogo effettuato in data 09 aprile 2015

Stato generale di conservazione (fonte: visiva)	Buono: apparente degrado, assenza fessurazioni	0,1

S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO

Regione	Valle d'Aosta
Indirizzo	Località PIAN DELLA LEPRE - frazione Fontaine
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Sì

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO / RIFERIMENTI CATASTALI

Regione	Valle d'Aosta	**Lon. GEO-WGS84**	**7,70914**	7° 42' 33"	N
Provincia	Aosta	**Lat. GEO-WGS84**	**45,70682**	45° 42' 25"	E
Comune	CHALLAND SAINT ANSELME	**Quota sito**	1270	m s.l.m.	
C.A.P.	11020	**Quota fondovalle**	370	m s.l.m.	
Frazione/Località	PIAN DELLA LEPRE	**h**	**900**	m	
Indirizzo		**Quota rilievo**	2100	m s.l.m.	
Proprietario	C.V.A.	**H**	**1730**	m	
Utilizzatore	C.V.A.	**h / H**	**0,520**		

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.**	1926
Anno di progettazione	1926	**Anno di costruzione**	1928

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE

Sviluppo del coronamento	95,00	m	**Volume d'invaso**	14.300	m^3
Altezza dello sbarramento (H)	5,90	m	**Franco**	1,0	m
Altezza di collasso (Hc)	5,00	m	**Quota max invaso**	1270,0	m s.l.m.
Altezza 1363/1959 (Hv)	7,20	m	**Quota max di regolazione**	1270,0	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°
Classe di topografia	Aree in cui la costruzione è sensibilmente più basse del circostante terreno o circondata da 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	Sì

Ambiti Inedificabili sulla base dei dati GeoNavigatore SCT e Relazione Geologica

FRANE (Art.35 comma 1)	**F3 - Area a bassa pericolosità**
peso	0,02
CROLLI di ROCCIA	**No**
peso	0
VALANGHE (Art.37)	**NESSUNO**
peso	0
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	**No**
peso	0
VULNERABILITA AMBIENTALE totale	**0,02**

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	Stato Limite considerato	SLV
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti) =	50	
Classe d'uso	Classe III (affollamenti significativi. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso)	Cu	1,5

PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0,029	0,035	0,066	0,078
F_O	2,558	2,603	2,773	2,853
T_c^* [s]	0,200	0,221	0,298	0,311

Amplificazione stratigrafica - S_S (Tab. 3.2.V NTC-08)	1,500
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)	1,104

Accelerazione orizzontale di calcolo	0,109	g

S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte:	documentale e visiva

Denominazione dell'opera	ISOLLAZ VASCA	
Tipologia	Vasca di carico idroelettrica in calcestruzzo	
Altezza battente idraulico (H_w)	10,50	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	25,0	kN/m^3
Peso per unità di volume di liquido	10,2	kN/m^3
Resistenza a compressione cilindrica media del cls	20,00	MPa
Presenza di fondazione	Sì	

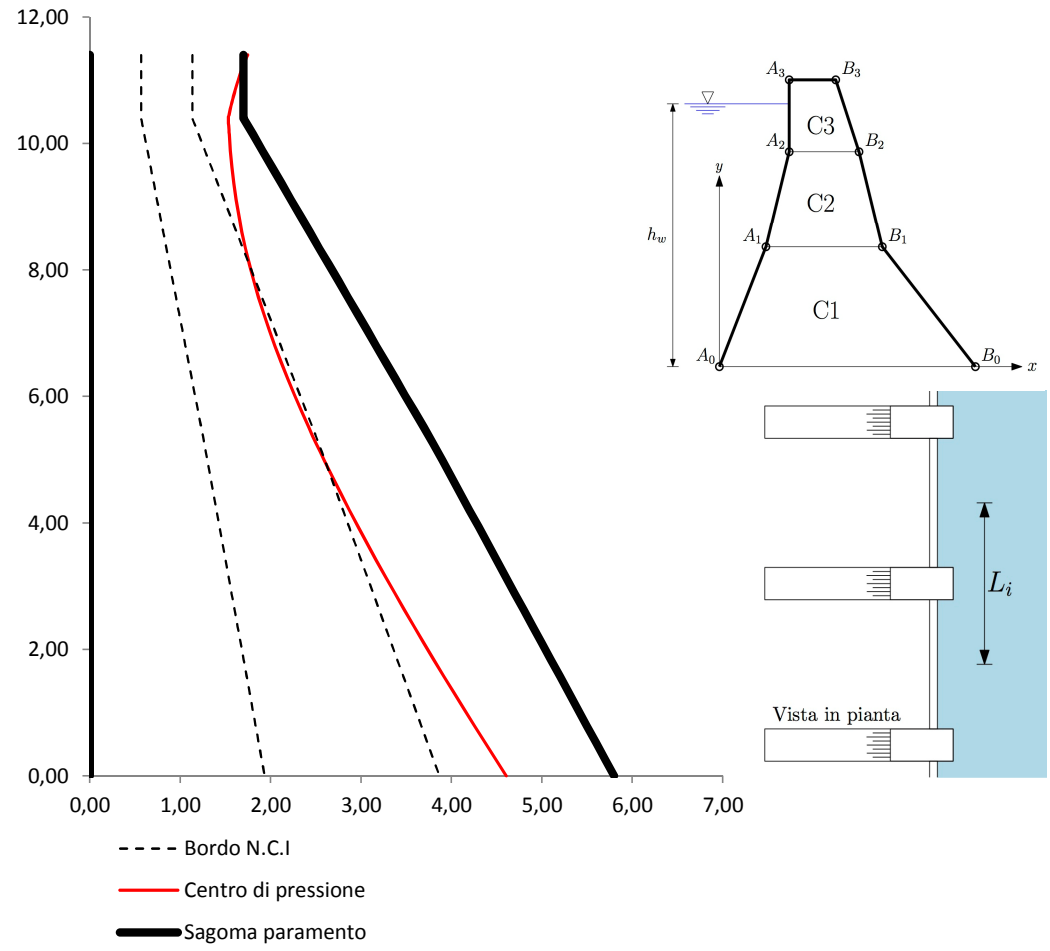
10 - DEFINIZIONE DEI TRE CONCI

	XA	XB	Y	
Livello 3 - al coronamento	0,00	1,70	11,40	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,00	1,70	10,40	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,00	3,80	5,25	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	5,80	0,00	m

11 - AZIONI AGGIUNTIVE

Azioni aggiuntive al coronamento (baricentriche)	V	125,00	kN
	H		kN
	M	112,00	kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio mediano (baricentriche)	V		kN
	H	30,40	kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI



VULNERABILITA' STRUTTURALE	1,00
VULNERABILITA' di VETUSTA	0,10
VULNERABILITA' AMBIENTALE	0,02
VULNERABILITA' (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)	1,12

13 - INTERVENTI ESEGUITI

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

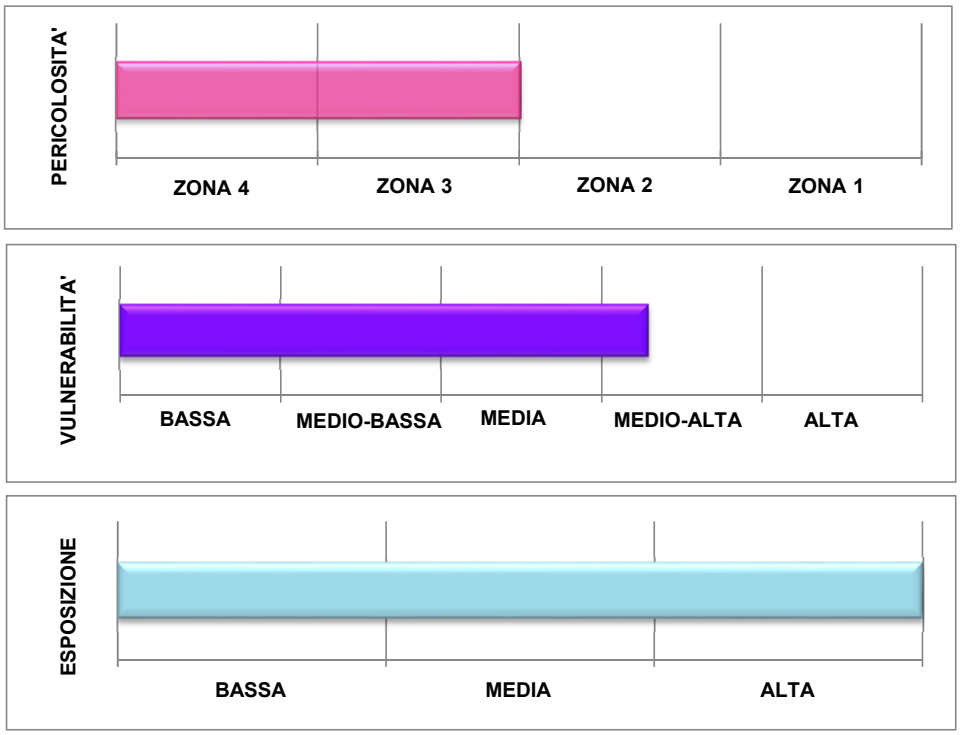
NOTE

S4 - Osservazioni conclusive

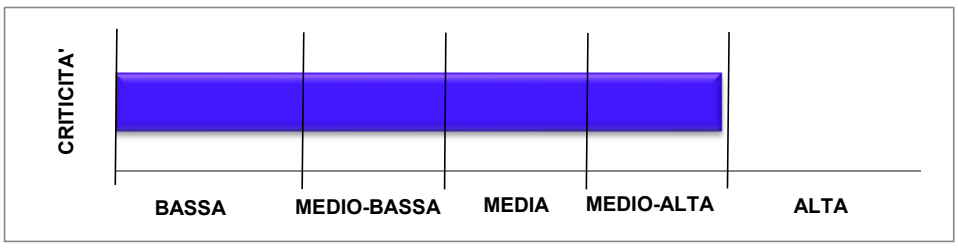
14 - STIMA PRELIMINARE DELLA CRITICITA' STRUTTURALE

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Pericolosità	**MEDIO-BASSA**	Zona Sismica	3
Vulnerabilità	**MEDIO-ALTA**	Scheda S3	1,1
Esposizione	**ALTA**	Scheda S2 (p.to 7)	A



CRITICITA' SISMICA	**MEDIO-ALTA**	**0,75**



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

S0 - Indice delle schede

SBARRAMENTO ANALIZZATO
Traversa di Brusson (n°2)

INDICE DELLE SCHEDE

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

Sopralluogo effettuato in data

Stato generale di conservazione (fonte: visiva)	Non accettabile / assenza di sopralluogo	0,4

S1 - Inquadramento generale

1 - INFORMAZIONI GENERALI SULLO SBARRAMENTO	
Regione	Valle d'Aosta
Indirizzo	BRUSSON
Sbarramento da sottoporre a verifica sismica di livello 0?	Sì

2 - IDENTIFICAZIONE DEL SITO / RIFERIMENTI CATASTALI					
Regione	Valle d'Aosta	**Lon. GEO-WGS84**	**7,72031**	7° 43' 13"	N
Provincia	Aosta	**Lat. GEO-WGS84**	**45,75907**	45° 45' 33"	E
Comune	BRUSSON	**Quota sito**	1280	m s.l.m.	
C.A.P.	11022	**Quota fondovalle**	400	m s.l.m.	
Frazione/Località	CAPOLUOGO	**h**	**880**	m	
Indirizzo		**Quota rilievo**	1620	m s.l.m.	
Proprietario	C.V.A.	**H**	**1220**	m	
Utilizzatore	C.V.A.	**h / H**	**0,721**		
CLASSIFICAZIONE					
Tipologia	Traversa in calcestruzzo				
Classe (disp. att. art.10 L.R. 13/2010)	2 (10m < Hv ≤ 15 m con 100.000mc < volume invaso ≤ 1.000.000mc)				

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.	1980
Anno di progettazione	1980	Anno di costruzione	1982

5 - DATI GEOMETRICI E DI PROGETTAZIONE

Sviluppo del coronamento	36,00	m	Volume d'invaso	325.000	m^3
Altezza dello sbarramento (H)	13,39	m	Franco	1,0	m
Altezza di collasso (Hc)	9,00	m	Quota max invaso	1284,0	m s.l.m.
Altezza 1363/1959 (Hv)	17,75	m	Quota max di regolazione	1283,0	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°
Classe di topografia	Aree in cui la costruzione è sensibilmente più basse del circostante terreno o circondata da 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	Sì

Ambiti Inedificabili sulla base dei dati GeoNavigatore SCT e Relazione Geologica

FRANE (Art.35 comma 1)	F3 - Area a bassa pericolosità
peso	0,02
CROLLI di ROCCIA	No
peso	0
VALANGHE (Art.37)	NESSUNO
peso	0
PERMAFROST / ROCKGLACIERS	No
peso	0
VULNERABILITA AMBIENTALE totale	0,02

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	Stato Limite considerato	SLV
Vita nominale	VN ≥ 50 anni (rilevanti) =	50	
Classe d'uso	Classe III (affollamenti significativi. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso)	Cu	1,5

PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0,030	0,037	0,072	0,087
F_O	2,536	2,583	2,743	2,816
T_c^* [s]	0,204	0,225	0,301	0,314

Amplificazione stratigrafica - S_S (Tab. 3.2.V NTC-08)	1,500
Amplificazione topografica - S_T (Tab. 3.2.VI NTC-08)	1,144

Accelerazione orizzontale di calcolo	0,124	g

S3 - Analisi dell'opera

9 - TIPOLOGIA DELL'OPERA	fonte:	documentale e visiva

Denominazione dell'opera	Traversa di Brusson	
Tipologia	Traversa in calcestruzzo	
Altezza battente idraulico (H_w)	9,00	m
Spessore elemento (≠ 1 se "traversa")	2,50	m
Larghezza di influenza (≠ 1 se "traversa")	8,50	m
Peso per unità di volume del manufatto	23,0	kN/m^3
Peso per unità di volume di liquido	10,2	kN/m^3
Resistenza a compressione cilindrica media del cls	20,00	MPa
Presenza di fondazione	Sì	

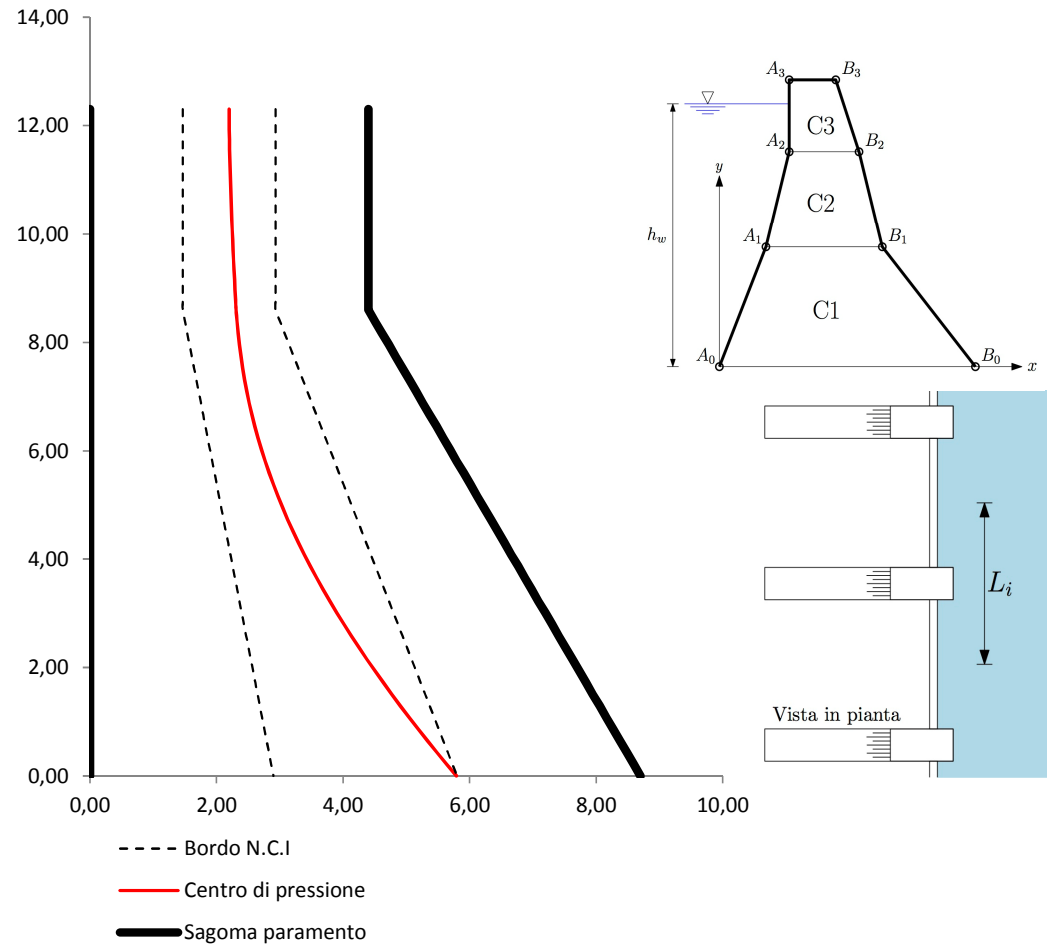
10 - DEFINIZIONE DEI TRE CONCI

	XA	XB	Y	
Livello 3 - al coronamento	0,00	4,40	12,30	m
Livello 2 - alla sommità del macro-concio superiore	0,00	4,40	8,60	m
Livello 1 - alla sommità del macro-concio inferiore	0,00	6,55	4,30	m
Livello 0 - alla base del macro-concio inferiore	0,00	8,70	0,00	m

11 - AZIONI AGGIUNTIVE

Azioni aggiuntive al coronamento (baricentriche)	V	1039,00	kN
	H		kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio mediano (baricentriche)	V		kN
	H	30,40	kN
	M		kNm
Azioni aggiuntive in sommità al macro-concio inferiore (baricentriche)	V		kN
	H		kN
	M		kNm

12 - VALUTAZIONI STRUTTURALI



VULNERABILITA' STRUTTURALE	0,15
VULNERABILITA' di VETUSTA	0,40
VULNERABILITA' AMBIENTALE	0,02
VULNERABILITA' (STRUTTURALE; VETUSTA'; AMBIENTALE)	0,57

13 - INTERVENTI ESEGUITI

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

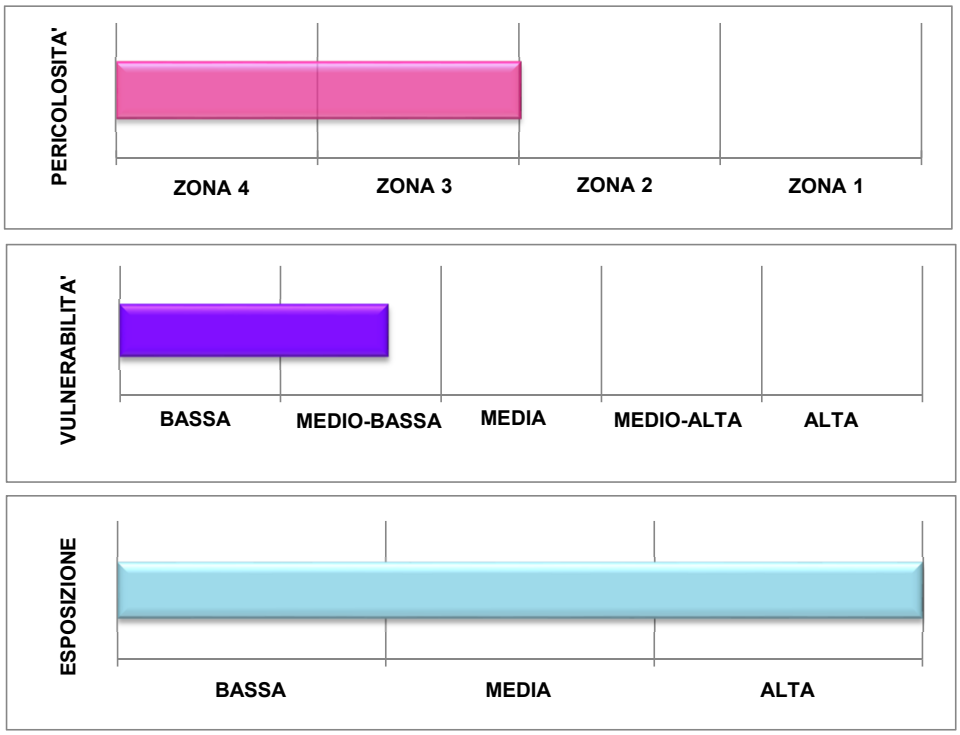
NOTE

S4 - Osservazioni conclusive

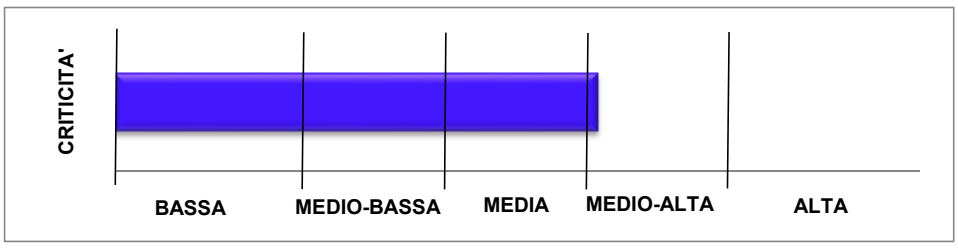
14 - STIMA PRELIMINARE DELLA CRITICITA' STRUTTURALE

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Pericolosità	**MEDIO-BASSA**	Zona Sismica	3
Vulnerabilità	**MEDIO-BASSA**	Scheda S3	0,6
Esposizione	**ALTA**	Scheda S2 (p.to 7)	A



CRITICITA' SISMICA	**MEDIO-ALTA**	**0,60**



CALCOLO PESO PROPRIO SOLAIO DI COPERTURA:

Struttura **portante** solaio 0,18 + 0,05

A_{cls}=	0,086	[m^2/m]
γ_{cls}=	25	[KN/m^3]
P_{pcls}=	**2,15**	[KN/m^2]

Blocchi in laterizio non collaboranti 0,40 * 0,18

A_{lat}=	0,144	[m^2/m]
γ_{lat}=	18	[KN/m^3]
Porosità$_{\%}$=	0,6	
$C_{p\%}$=	0,4	
P_{plat}=	**1,0368**	[KN/m^2]

Peso proprio dell' elemento di solaio in latero-cemento:

gk_0= **3,1868** [KN/m^2]

Elementi **sovrastrutturali** l'elemento portante di soalio:

STRATIGRAFIA:	γ [KN/m^3]	s [m]	P_p [KN/m^2]
Intonaco d' intradosso (s = 1 cm)	20	0,01	0,2
Isolante e guaina			0,24
Manto impermeabilizzante bituminoso			0,3

Peso proprio delle parti sovrastrutturali sull' unità di superficie in pianta di solaio:

gk_2= **0,74** [KN/m^2]

gk_0+gk_2 = **3,93** [KN/m^2]

angolo tetto α	35	°
1/cos(α°)	1,22	
carico tetto proiettato su superficie orizzontale	**5**	[KN/m^2]

CALCOLO PESO PROPRIO MURATURA DI TAMPONAMENTO:

STRATO	s [m]	γ [KN/m^3]	$P_{pmuratura}$ [KN/m^2]
Intonaco esterno	0,02	20	0,4
Muratura esterna in mattoni semipieni	0,12	18	2,16
Rinzaffo (intonaco rustico)	0,01	20	0,2
Poliuretano espanso			
Muratura interna in mattoni forati	0,06	11	0,66
Intonaco interno	0,02	20	0,4
stot [m]	0,23	Ppmuratura tot	3,82

Perimetro complessivo edificio	20	[m]
Altezza muratura	3,2	[m]
Superficie lorda di muratura	64	[m^2]
Superficie delle aperture	7,86	[m^2]

n° elementi	tipo	dimensioni	superficie aperture	
2	Porte accesso	0,9*2,20	3,96	[m^2]
3	Finestre	0,8/1*1,50	3,9	[m^2]
0	Vetrate			[m^2]
		Totale	7,86	[m^2]

Incidenza delle aperture 12%

Carico medio unitario della muratura

gk_5 = **10,72** [kN/m]

Pianta fabbricato 3x7 21 [m^2]

Carico per pianta fabbricato	101	[kN]
1/2 carico gravante su muro lungo 7 m giacente sul coronamento	50	[kN]
Carico equivalente della muratura	75	[kN]
* V=	125	[kN]
M=	67	[kNm]

***** N.B.: La risultante dei carichi verticale **V** in sommità del coronamento (largo 1,80 m) ha eccentricità dal baricentro pari a 0,535 m. A tale proposito si avrà una coppia **M**

SOVRACCARICO da NEVE: qs =μi ·qsk ·CE ·Ct

	α =	35	°	0,61		
	μ_i =	**0,80**	0° ≤ α ≤ 30°	**1,58**	30° ≤ α ≤ 60°	
per a0 <as ≤1500m	C_E =	**0,90**	a favore di sicurezza per gli sbarramenti			
per as >1500m	C_t =	**1**	valore forfettario in assenza di specifico studio			
	as=	1270	m s.l.m.			
q_{sk} =	1,39*[1+(as/728)^2]	**5,62**	[KN/m^2]	per as>200 m	Zona I -Alpina	
carico neve	qs =	**8,0**	[KN/m^2]	valore da considerare già come proiettato sull'orizzontale		
	qs,verticale =	~~6,56~~	[KN/m^2]			

Carico per pianta fabbricato considerando anche il carico NEVE

carico tetto proiettato su superficie orizzontale	**5**	[KN/m^2]
qs =	**8**	[KN/m^2]
totale	13	[KN/m^2]

Pianta fabbricato 3x7	21	[m^2]
Carico per pianta fabbricato	269	[kN]
1/2 carico gravante su muro lungo 7 m giacente sul coronamento	134	[kN]
Carico equivalente della muratura	75	[kN]
* V=	210	[kN]
M=	112	[kNm]

ENTREBIN VASCA (n°36)

CALCOLO PESO PROPRIO SOLAIO DI COPERTURA:

Struttura **portante** solaio 0,18 + 0,05

A_{cls}=	0,086	[m^2/m]
γ_{cls}=	25	[KN/m^3]
P_{pcls}=	**2,15**	[KN/m^2]

Blocchi in laterizio non collaboranti 0,40 * 0,18

A_{lat}=	0,144	[m^2/m]
γ_{lat}=	18	[KN/m^3]
Porosità%=	0,6	
$C_{p\%}$=	0,4	
P_{plat}=	**1,0368**	[KN/m^2]

Peso proprio dell' elemento di solaio in latero-cemento:

gk_0= **3,1868** [KN/m^2]

Elementi **sovrastrutturali** l'elemento portante di soalio:

STRATIGRAFIA:	γ [KN/m^3]	s [m]	P_p [KN/m^2]
Intonaco d' intradosso (s = 1 cm)	20	0,01	0,2
Isolante e guaina			0,24
Manto impermeabilizzante bituminoso			0,3

Peso proprio delle parti sovrastrutturali sull' unità di superficie in pianta di solaio:

gk_2= **0,74** [KN/m^2]

gk_0+gk_2 = **3,93** [KN/m^2]

angolo tetto α	0	°
1/cos(α°)	1,00	
o tetto proiettato su superficie orizzontale	**4**	[KN/m^2]

CALCOLO PESO PROPRIO MURATURA DI TAMPONAMENTO:

STRATO	s [m]	γ [KN/m^3]	$P_{pmuratura}$ [KN/m^2]
Intonaco esterno	0,02	20	0,4
Muratura esterna in mattoni semipieni	0,12	18	2,16
Rinzaffo (intonaco rustico)	0,01	20	0,2
Poliuretano espanso	0,27		
Muratura interna in mattoni forati	0,06	11	0,66
Intonaco interno	0,02	20	0,4
stot [m]	0,5	Ppmuratura tot	3,82

Perimetro complessivo edificio	33,4	[m]
Altezza muratura	3,6	[m]
Superficie lorda di muratura	120,24	[m^2]
Superficie delle aperture	14,16	[m^2]

n° elementi	tipo	dimensioni	superficie aperture	
1	Porte accesso	1,2*2,20	2,64	[m^2]
6	Finestre	1,6*1,20	11,52	[m^2]
0	Vetrate			[m^2]
		Totale	14,16	[m^2]
	Incidenza delle aperture	12%		

Carico medio unitario della muratura

gk_5 = **12,13** [kN/m]

Pianta fabbricato 6,8x9,9 67,32 [m^2]

Carico per pianta fabbricato	264	[kN]
1/2 carico gravante su muro lungo 9,9 m giacente sul coronamento	132	[kN]
Carico equivalente della muratura	120	[kN]
* V=	252	[kN]
M=	-38	[kNm]

* N.B.: La risultante dei carichi verticale **V** in sommità del coronamento (largo 1,20 m) ha eccentricità dal baricentro pari a 0,15 m. A tale proposito si avrà una coppia **M**

SOVRACCARICO da NEVE: $qs = \mu i \cdot qsk \cdot CE \cdot Ct$

	α =	0	°	0,00	
	μ_i =	**0,80**	$0° \le \alpha \le 30°$	**1,60**	$30° \le \alpha \le 60°$
per a0 <as ≤1500m	C_E =	**0,90**	a favore di sicurezza per gli sbarramenti		
per as >1500m	C_t =	**1**	valore forfettario in assenza di specifico studio		
	as=	952	m s.l.m.		
q_{sk} =	$1,39*[1+(as/728)^2]$	**3,77**	[KN/m^2]	per as>200 m	Zona I -Alpina
carico neve	qs =	**2,7**	[KN/m^2]	valore da considerare già come proiettato sull'orizzontale	
	qs,verticale =	~~2,71~~	[KN/m^2]		

Carico per pianta fabbricato considerando anche il carico NEVE

carico tetto proiettato su superficie orizzontale	**4**	[KN/m^2]
qs =	**3**	[KN/m^2]
totale	7	[KN/m^2]

Pianta fabbricato 6,8x9,9	67,32	[m^2]
Carico per pianta fabbricato	447	[kN]
1/2 carico gravante su muro lungo 9,9 m giacente sul coronamento	223	[kN]
Carico equivalente della muratura	120	[kN]
* V=	344	[kN]
M=	-52	[kNm]

CALCOLO PESO PROPRIO SOLAIO DI COPERTURA:

Struttura **portante** solaio 0,18 + 0,05

A_{cls}=	0,086	[m^2/m]
γ_{cls}=	25	[KN/m^3]
P_{pcls}=	**2,15**	[KN/m^2]

Blocchi in laterizio non collaboranti 0,40 * 0,18

A_{lat}=	0,144	[m^2/m]
γ_{lat}=	18	[KN/m^3]
Porosità%=	0,6	
$C_{p\%}$=	0,4	
P_{plat}=	**1,0368**	[KN/m^2]

Peso proprio dell' elemento di solaio in latero-cemento:

gk_0= **3,1868** [KN/m^2]

Elementi **sovrastrutturali** l'elemento portante di soalio:

STRATIGRAFIA:	γ [KN/m^3]	s [m]	P_p [KN/m^2]
Intonaco d' intradosso (s = 1 cm)	20	0,01	0,2
Isolante e guaina			0,24
Manto impermeabilizzante bituminoso			0,3

Peso proprio delle parti sovrastrutturali sull' unità di superficie in pianta di solaio:

gk_2= **0,74** [KN/m^2]

gk_0+gk_2 = **3,93** [KN/m^2]

angolo tetto α	5	°
1/cos(α°)	1,00	
o tetto proiettato su superficie orizzontale	**4**	[KN/m^2]

CALCOLO PESO PROPRIO MURATURA DI TAMPONAMENTO:

STRATO	s [m]	γ [KN/m^3]	$P_{pmuratura}$ [KN/m^2]
Intonaco esterno	0,02	20	0,4
Muratura esterna in mattoni semipieni	0,12	18	2,16
Rinzaffo (intonaco rustico)	0,01	20	0,2
Poliuretano espanso	0,27		
Muratura interna in mattoni forati	0,06	11	0,66
Intonaco interno	0,02	20	0,4
stot [m]	0,5	Ppmuratura tot	3,82

Perimetro complessivo edificio	44,4	[m]
Altezza muratura	3,45	[m]
Superficie lorda di muratura	153,18	[m^2]
Superficie delle aperture	24,46	[m^2]

n° elementi	tipo	dimensioni	superficie aperture	
1	Porte accesso	1,3*2,20	2,86	[m^2]
10	Finestre	1,8*1,20	21,6	[m^2]
0	Vetrate			[m^2]
		Totale	24,46	[m^2]
	Incidenza delle aperture	16%		

Carico medio unitario della muratura

gk_5 = **11,07** [kN/m]

Pianta fabbricato 7,7x14,5 111,65 [m^2]

Carico per pianta fabbricato	440	[kN]
1/2 carico gravante su muro lungo 14,5 m giacente sul coronamento	220	[kN]
Carico equivalente della muratura	161	[kN]
* V=	381	[kN]
M=	-95	[kNm]

* N.B.: La risultante dei carichi verticale **V** in sommità del coronamento (largo 1,20 m) ha eccentricità dal baricentro pari a 0,25 m. A tale proposito si avrà una coppia **M**

SOVRACCARICO da NEVE: $qs = \mu i \cdot qsk \cdot CE \cdot Ct$

	α =	5	°	0,09	
	μ_i =	**0,80**	$0° \le \alpha \le 30°$	**1,60**	$30° \le \alpha \le 60°$
per a0 <as ≤1500m	C_E =	**0,90**	a favore di sicurezza per gli sbarramenti		
per as >1500m	C_t =	**1**	valore forfettario in assenza di specifico studio		
	as=	877	m s.l.m.		
q_{sk} =	$1,39*[1+(as/728)^2]$	**3,41**	[KN/m^2]	per as>200 m	Zona I -Alpina
carico neve	qs =	**2,5**	[KN/m^2]	valore da considerare già come proiettato sull'orizzontale	
	qs,verticale =	~~2,44~~	[KN/m^2]		

Carico per pianta fabbricato considerando anche il carico NEVE

carico tetto proiettato su superficie orizzontale	**4**	[KN/m^2]
qs =	**2**	[KN/m^2]
totale	6	[KN/m^2]

Pianta fabbricato 7,7x14,5	111,65	[m^2]
Carico per pianta fabbricato	714	[kN]
1/2 carico gravante su muro lungo 14,5 m giacente sul coronamento	357	[kN]
Carico equivalente della muratura	161	[kN]
* V=	518	[kN]
M=	-129	[kNm]

CALCOLO PESO PROPRIO SOLAIO DI COPERTURA:

Struttura **portante** solaio 0,18 + 0,05

A_{cls}=	0,086	[m^2/m]
γ_{cls}=	25	[KN/m^3]
P_{pcls}=	**2,15**	[KN/m^2]

Blocchi in laterizio non collaboranti 0,40 * 0,18

A_{lat}=	0,144	[m^2/m]
γ_{lat}=	18	[KN/m^3]
Porosità$_{\%}$=	0,6	
$C_{p\%}$=	0,4	
P_{plat}=	**1,0368**	[KN/m^2]

Peso proprio dell' elemento di solaio in latero-cemento:

gk_0= **3,1868** [KN/m^2]

Elementi **sovrastrutturali** l'elemento portante di soalio:

STRATIGRAFIA:	γ [KN/m^3]	s [m]	P_p [KN/m^2]
Intonaco d' intradosso (s = 1 cm)	20	0,01	0,2
Isolante e guaina			0,24
Listellatura in legno e tegole			0,45

Peso proprio delle parti sovrastrutturali sull' unità di superficie in pianta di solaio:

gk_2= **0,89** [KN/m^2]

gk_0+gk_2 = **4,08** [KN/m^2]

angolo tetto α	38	°
1/cos(α°)	1,27	
carico tetto proiettato su superficie orizzontale	**5**	[KN/m^2]

CALCOLO PESO PROPRIO MURATURA DI TAMPONAMENTO:

STRATO	s [m]	γ [KN/m^3]	$P_{pmuratura}$ [KN/m^2]
Intonaco esterno	0,02	20	0,4
Muratura esterna in mattoni semipieni	0,12	18	2,16
Rinzaffo (intonaco rustico)	0,01	20	0,2
Poliuretano espanso			
Muratura interna in mattoni forati	0,06	11	0,66
Intonaco interno	0,02	20	0,4
stot [m]	0,23	Ppmuratura tot	3,82

Perimetro complessivo edificio	64	[m]
Altezza muratura	2,5	[m]
Superficie lorda di muratura	160	[m^2]
Superficie delle aperture	22,4	[m^2]

n° elementi	tipo	dimensioni	superficie aperture	
0	Porte accesso	0,9*2,20		[m^2]
32	Finestre	0,7*1	22,4	[m^2]
0	Vetrate			[m^2]
		Totale	22,4	[m^2]
	Incidenza delle aperture	14%		

Carico medio unitario della muratura

gk_5 = **8,21** [kN/m]

Pianta fabbricato 4x28 112 [m^2]

Carico per pianta fabbricato	579	[kN]	
Carico equivalente della muratura	230	[kN]	
	460		
V=	1039	[kN]	
M=		[kNm]	

SOVRACCARICO da NEVE: qs =μi ·qsk ·CE ·Ct

	α =	38	°	0,66		
	μ_i =	**0,80**	0° ≤ α ≤ 30°	**1,58**	30° ≤ α ≤ 60°	
per a0 <as ≤1500m	C_E =	**0,90**	a favore di sicurezza per gli sbarramenti			
per as >1500m	C_t =	**1**	valore forfettario in assenza di specifico studio			
	as=	1990	m s.l.m.			
q_{sk} =	1,39*[1+(as/728)^2]	**11,78**	[KN/m^2]	per as>200 m	Zona I -Alpina	
carico neve	qs =	**16,8**	[KN/m^2]	valore da considerare già come proiettato sull'orizzontale		
	qs,verticale =	~~13,22~~	[KN/m^2]			

Carico per pianta fabbricato considerando anche il carico NEVE

carico tetto proiettato su superficie orizzontale	**5**	[KN/m^2]	
qs =	**17**	[KN/m^2]	
totale	22	[KN/m^2]	
Pianta fabbricato 4x28	112	[m^2]	
Carico per pianta fabbricato	2458	[kN]	
Carico equivalente della muratura	230	[kN]	
	460		
V=	2918	[kN]	
M=		[kNm]	

Indice delle figure

Figura 2.1: Dati riguardanti la conformità, l'attuale situazione, il rischio e la classe della diga di Piana con le relative e importanti note di carattere generale 8
Figura 2.2: Home page del Catasto degli sbarramenti della Regione Valle d'Aosta 8
Figura 2.3: Visualizzazione dati diga generali, specifiche e documentazioni della diga di Piana 9
Figura 2.4: Finestra di visualizzazione dati generali e specifiche della diga di Piana 10
Figura 3.1: Definizione dei tre fattori di rischio (Ferro, 2014) 12
Figura 3.2: Riduzione del rischio e costi di mitigazione a esso associati 13
Figura 3.3: Mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita ai suoli rigidi (Ordinanza PCM n. 3519 del 28/04/2006) 16
Figura 3.4: Pericolosità sismica nella Regione autonoma della Valle d'Aosta 17
Figura 3.5: Livelli di rischio secondo linee guida ANCOLD 1994 19
Figura 3.6: Livelli di rischio secondo linee guida ANCOLD 2003 19
Figura 3.7: Classificazione in scale di rischio graduate contraddistinte da 4 diversi gradi (low, moderate, high e extreme) e colori associate a un invaso (ANCOLD 2003) 20
Figura 3.8: Classificazione di rischio sismico adottata e coincidente con quella delle priorità di intervento 22
Figura 3.9: Schermata di parte della scheda di rilievo inerente alla valutazione della vulnerabilità ambientale (V_a) totale che sulla base della scelta pesi sopra effettuata risulta essere la massima possibile (caso peggiore) 27
Figura 3.10: Legenda dei livelli disponibili selezionabili nella sezione "Ambiti Inedificabili" del geonavigatore cartografico della Regione Valle d'Aosta 29
Figura 3.11: Tipica struttura dei rockglaciers 30
Figura 4.1: Fase di prelievo mediante tecnica di carotaggio e particolare della carota estratta 33
Figura 4.2: Media degli R_{ck} ottenuta dalle 7 formulazioni a confronto con variazione di snellezza (1/2 o 1/1) e verso di estrazione (orizzontale o verticale) dei provini 35
Figura 4.3: Distinguo tra resistenza strutturale e resistenza potenziale 36
Figura 4.4: Esempio di certificato rilasciato nel 1935 dal laboratorio materiali del Politecnico di Torino attestante la resistenza a compressione rilevata su quattro provini cubici di calcestruzzo 38
Figura 4.5: Raccolta di un numero sufficiente di prove a compressione eseguite negli anni 1935, 1955, 1975 e 2002 affinché l'analisi statistica potesse ritenersi valida 39
Figura 4.6: Provino cubico di calcestruzzo soggetto a prova di compressione uniassiale 39
Figura 4.7: Evoluzione delle materie prime in uso dalle dighe Italiane in periodi storici differenti 40
Figura 4.8: Resistenze medie, a diverse stagionature, di provini di cls riguardanti alcune dighe italiane del Nord Italia costruite in varie epoche dal 1926 al 1952 42
Figura 4.9: Dati relativi al precedente grafico in cui si confrontano i valori di resistenza a compressione del calcestruzzo usati per la costruzione di alcune vecchie dighe del Nord Italia risalenti a circa metà del XX secolo. Con C/W è stato indicato il rapporto del peso del cemento al peso dell'acqua d'impasto, oggi indicato come rapporto acqua/cemento 42

Figura 4.10: Funzioni densità di probabilità e istogramma delle frequenze relative della variabile resistenza (Rc) i cui risultati ottenuti derivano dalle prove a compressione uniassiale eseguite presso il Politecnico di Torino negli anni 1935, 1955, 1975 e 2002 43
Figura 4.11: Distribuzione normale e standardizzata 45
Figura 4.12: Curve di resistenza costruite sulla base delle distribuzioni di densità di probabilità normale (a) e reale (b) delle Rc 48
Figura 4.13: Curve di crescita 49
Figura 4.14: Scheda di dettaglio: "ENTREBIN VASCA" (RAVA, 2010) 49
Figura 4.15: Particolare del paramento di "ENTREBIN VASCA" da cui, tramite carotaggio, è stato eseguito il prelievo delle tre carote 50
Figura 4.16: Le tre carote estratte sottoposte a prova di compressione 50
Figura 4.17: Valori di sforzo massimi raggiunti dalle curve di tensioni-deformazioni rilevate per ciascuna carota 51
Figura 4.18: Curve di resistenza costruite sulla base delle distribuzioni di densità di probabilità normale (a) e reale (b) delle Rc con la messa a confronto con i risultati ottenuti da prove distruttive eseguite mediante la tecnica di carotaggio sulle tre carote prelevate dallo sbarramento di Entrebin in Aosta 52
Figura 4.19: Definizione della geometria dello sbarramento secondo una suddivisione approssimata in tre macro conci 53
Figura 4.20: Esempio di schermata su cui inserire i dati di input riguardanti la geometria dello sbarramento preso in esame 54
Figura 4.21: Micro conci presi in considerazione per il calcolo della vulnerabilità strutturale (Vs). 54
Figura 4.22: Caso specifico di traverse fluviali: valore dello spessore sperone e larghezza di influenza del battente idraulico da considerare non di valore unitario (come invece è necessario fare nel caso di sbarramenti) 55
Figura 4.23: Schermata usata per definire la tipologia di struttura considerata 55
Figura 4.24: Schematizzazione di distribuzione delle tensioni normali agenti sulle generiche sezioni orizzontali di una diga 56
Figura 4.25: Tipica distribuzione di tensioni normali (a) e tangenziali (b) agenti su di una sezione orizzontale 57
Figura 4.26: Concio elementare su cui sono riportate le varie forze agenti su ciascuna faccia del concio 58
Figura 4.27: Azioni aggiuntive baricentriche agenti in sommità di ciascun macro concio 58
Figura 4.28: Grandezze geometriche e loro misura contenute nel foglio "Calcoli" della scheda di rilievo 59
Figura 4.29: Dati di input sismici (NTC 2008) implementati automaticamente all'interno della scheda 62
Figura 4.30: Rappresentazione grafica della curva delle pressioni della sezione maestra dello sbarramento derivante dall'inserimento dei dati di input richiesti durante la compilazione della scheda di rilievo 64
Figura 4.31: Diagrammi delle sollecitazioni in una sezione rettangolare al variare delle linee di azione del carico verticale (V) entro e fuori il nocciolo centrale di inerzia 65
Figura 4.32: Possibili distribuzioni tensionali (serbatoio pieno): per non incorrere in tensioni di trazione sul paramento di monte è bene che la risultante si trovi all'interno del terzo medio ($e \leq b/6$) 66
Figura 4.33: Le tre modalità di rottura considerate per una semplificata valutazione della vulnerabilità strutturale (V_s) dell'opera di ritenuta 81
Figura 4.34: Funzione gradino Heaviside nel caso in cui $\boldsymbol{\Theta 0 = 0,5}$ 82

Figura 4.35: Curve di distribuzione cumulata del volume % del corpo diga in cls interessato da tensioni di trazione in % superiori ai prefissati limiti % di fct 85
Figura 5.1: Schermata del foglio di lavoro “parametri ag, Fo,Tc, Ss, St” 89
Figura 5.2: Schermata del programma “Microsoft Visual Basic 2008 Express Edition” 90
Figura 5.3: Finestra di avvio dell'eseguibile "MANDARA.exe" 91
Figura 5.4: Finestra di conferma scheda trovata e aggiornata correttamente..... 91
Figura 5.5: Finestra di avviso di errore del programma “MANDARA.exe” 92
Figura 5.6: Schermata di modifica in “Settings” di Microsoft Visual Basic 2008..... 93
Figura 6.1: Tabella riepilogativa contenente i valori della vita nominale e dei coefficienti d’uso così come definiti nella NTC..... 96
Figura 7.1: Flowchart della procedura proposta per il calcolo della criticità sismica delle piccole dighe in calcestruzzo della Regione Valle d’Aosta 101
Figura 7.2: La vulnerabilità sismica degli sbarramenti in funzione del valore di resistenza del calcestruzzo stimato variabile tra il 25% percentile e il 75% percentile 104
Figura 7.3: La criticità sismica degli sbarramenti in funzione del valore di resistenza del calcestruzzo stimato variabile tra il 25% percentile e il 75% percentile..... 105
Figura 7.4: Grado di sismicità delle 9 medio-piccole dighe considerate della VdA 106
Figura 7.5: Grado di sismicità delle 17 traverse fluviali considerate della VdA..... 107

Indice delle tabelle

Tabella 3-1: Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido (OPCM 3519/06) 14
Tabella 3-2: Valori relativi a ciascuna classe di esposizione in funzione delle possibili perdite conseguenti al verificarsi di particolari condizioni di rischio per le piccole dighe in cls della Regione Valle d' Aosta..... 24
Tabella 3-3: Elenco esteso del menu a tendina con i pesi corrispondenti a ciascuna voce 25
Tabella 3-4: Fenomeni di rischio ambientale considerati relativi alla Regione Valle d'Aosta con i corrispondenti pesi scelti in uso dalla scheda di rilievo 26
Tabella 3-5: Classificazione di vulnerabilità..... 27
Tabella 4-1: Confronto tra alcune metodologie di prova per la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo 32
Tabella 4-2: Classi di cemento disponibili in commercio a partire dal 1929 sino al 1997 40
Tabella 4-3: Quantità delle componenti costituenti la tipica miscela di 1 m^3 di calcestruzzo fresco in uso nel secolo scorso..... 41
Tabella 4-4: Risultati ottenuti dall'indagine statistica 45
Tabella 4-5: Tavola delle aree sottese dalla curva della distribuzione normale standardizzata 47
Tabella 4-6: Principali proprietà geometriche e meccaniche misurate su ciascuna delle carote estratte 51
Tabella 4-7: Rapporti funzione della tensione di rottura a compressione..... 52
Tabella 4-8: Differenza minima % tra la fck definita dall'EC2 e quella definita dalle NTC 2008 85
Tabella 4-9: Definizione dei coefficienti parziali scelti a favore di sicurezza nei confronti delle modalità di rottura considerate nella valutazione della vulnerabilità: (a) scorrimento, (b) ribaltamento e (c) stato tensionale..... 86
Tabella 7-1: Matrice di rischio sismico..... 99
Tabella 7-2: Le priorità di intervento associate alla criticità sismica della diga 99
Tabella 7-3: Pesi scelti 99
Tabella 7-4: Dettaglio delle priorità di intervento associate a ciascun grado di criticità sismica 100
Tabella 7-5: Elenco degli sbarramenti in calcestruzzo analizzati tramite metodologia speditiva per mezzo della scheda di rilievo..... 103
Tabella 7-6: I principali risultati della stima preliminare di criticità strutturale ottenuti dall'applicazione della metodologia speditiva a 9 medio-piccole dighe della Regione Valle d'Aosta 106
Tabella 7-7: I principali risultati della stima preliminare di criticità strutturale ottenuti dall'applicazione della metodologia speditiva a 17 traverse fluviali della Regione Valle d'Aosta 107

Bibliografia

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.

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.

Frigo B., Chiaia B., Foti S., Fantilli A.P., De Biagi V. 2015. *Metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica di piccoli sbarramenti in terra e calcestruzzo*. RISBA – Rischio degli sbarramenti artificiali. Progetto transfrontaliero Italia-Francia Alcotra(http://www.regione.piemonte.it/difesasuolo/risba/dwd/2015/Rapporto_finale_RISBA_2.3_PoliTO.pdf).

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.

FIB (2013). *Model Code for Concrete Structures 2010 - Volume 1*. Fédération internationale du béton (fib), ISBN: 978-3-433-03061-5.

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

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

RAVA - Regione Autonoma Valle d'Aosta (2010). "Sbarramenti di ritenuta e relative bacini di accumulo di competenza regionale (LR 13/2010) – Disposizioni attuative dell'Art. 10." Allegato alla deliberazione della Giunta regionale n. 2073 del 30/7/2010.

RI - Repubblica Italiana (2014). "D.M. I.I.T.T. 26/06/14 Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)." *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 156, 1-35.

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

ICOLD (2010). *Selecting seismic parameters for large dams. Guidelines, Revision of Bulletin 72*, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.

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

Barpi, F., Valente, S. (2010). "The cohesive frictional crack model applied to the analysis of the dam-foundation joint." *Engineering Fracture Mechanics* 77, 2182-2191.

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. (2006). “Estimation of the Actual In-Place Concrete Strength in Assessing Existing RC Structures.” In: Proceedings of the 2nd fib International Congress, June 5-8, 2006 – Naples, Italy.

Dolce, M., Kappos, A., Masia, A., Penelis, G., & Vona, M. 2006b. *Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the buildingstock of Potenza (Southern Italy) using Italian and Greek methodologie*s. Engineering Structures, 28, 357–371.

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.

Degoutte, G. (2002) *Small Dams. Guidelines for Design, Construction and Monitoring*. French Committee on Large Dams. ISBN 2-85362-551-6.

Dodgson, J.S., Spackman, M., Pearman, A., Phillips, L.D. (2009). *Multi-criteria analysis: a manual*. Department for Communities and Local Government: London. ISBN 9781409810230.

Almog, E., Kelham, P., King, R. (2001). Modes of dam failure and monitoring and measuring techniques. Environment Agency, Bristol, UK.

Santarella, L. (1929). “Handbook of Reinforced Concrete”. 1st edition Milano (Italy): Hoepli. (in Italian).

Santarella, L. 1932. *Handbook of Reinforced Concrete*, 4th edition. Milano (Italy): Hoepli. (in Italian).

Santarella, L. 1948. *Handbook of Reinforced Concrete*, 16th edition. Milano (Italy): Hoepli. (in Italian).

Santarella, L. 1958. *Handbook of Reinforced Concrete*, 20th edition. Milano (Italy): Hoepli. (in Italian).

Santarella, L. 1975. *Handbook of Reinforced Concrete*, 30th edition. Milano (Italy): Hoepli. (in Italian).

Santarella, L. 1997. *Handbook of Reinforced Concrete*, 37th edition. Milano (Italy): Hoepli. (in Italian).

UNI-EN 197-1 2011. *Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements*.

UNI EN 12390-1 2012. *Testing hardened concrete – shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds.*

UNI EN 12390-2 2009. *Testing hardened concrete – Part 2: making and curing specimens for strength tests*.

UNI EN 12390- 3 2009 *Testing hardened concrete – Part 3: compressive strength of test specimens*.

Mandel, J. 1964. *The statistical analysis of experimental data.* Interscience Publishers, New York.

WHO 2006. *World Health Organization – Child Growth Standards*.

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

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

Rock glacier http://www.aineva.it/pubblica/neve55/7_mensio/mensio3.html

UNI, 1980. UNI 6130 (parte 1), Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica, settembre 1980.

UNI (1987). UNI 6131, Prelevamento campioni di calcestruzzo indurito, giugno 1987

http://www.staticaesismica.it/staticaesismica_normativa.html

F. Barpi. Modelli numerici per lo studio dei fenomeni fessurativi nelle dighe. Tesi di Dottorato - Politecnico di Torino, 1996.

O. Belluzzi. Scienza delle Costruzioni. Zanichelli, 1960.

J.Z. Chen. Generalized SDOF system for dynamic analysis of concrete rectangular liquid Storage tanks. Theses and dissertations. Paper 997, 2010.

A.K. Chopra. Earthquake resistant design of concrete gravity dams. Journal of Structural Division, ASCE, 1978.

G.R. Darbre. Phenomenological two-parameter model for dynamic dam-reservoir interaction. Journal of Earthquake Engineering, 1998.

C. Datei. Introduzione allo studio delle dighe. Edizioni Libreria Cortina - Padova, 1998.

V. M. Desai. Finite Element Method With Applications in Engineering. Dorling Kindersley. 2011.

Gruppo di Lavoro ITCOLD. La verifica sismica delle dighe. ITCOLD, 1998

Gruppo di Lavoro ITCOLD. Potenzialità, limiti e passim sviluppi delle tecniche di identificazione strutturale per la diagnostica delle dighe. ITCOLD, 2012.

E. Casagrande. Un metodo per la validazione strutturale delle analisi sismiche di dighe a gravità esistenti, 2013.

E. Casagrande. Effetto della mesh sulla distribuzione dei carichi idrostatici per dighe alte, 2016.

E. Casagrande. Influenza dell'interazione terreno-struttura sulle analisi sismiche 2D di dighe a gravità, 2016.

E. Casagrande. Un metodo per la validazione strutturale delle analisi sismiche di dighe a gravità esistenti, 2015.

Ahmed Mohamed El-Xady. Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams With Keyed Contraction Joints. Thesis for the Degree of Doctor of Philophy - McMaster University 1992.

Federai Energy Regulatory Commission (FERC). Engineering Guidelmes for the Evaluation of Hydropower Projects. Regulations, Guidelines and Marniate FERC, 2002.

C. Nuti L. Furgani, S. Imperatore. Seismic assessment of concrete gravity dams. Int. Symposium on Modem Technologies and Long-term Behavior of Dams.

C. Nutì L. Furgani, S. Imperatore. Analisi sismica delle dighe a gravità: dal semplice al complesso, se necessario. ANIDIS, 2011.

C. Nuti M. Basili. A simplified procedure to estimate base sliding of concrete gravity dams induced by an earthquake. COMPDIM, 2009.

R. Attarnejad R. Attarnejad. Reservoir length effect in calculation accurate of dam-reservoir interaction, 14th Word Conference on Earthquake Engineering, 2008.