



Comune di Druogno
Provincia del Verbano - Cusio - Ossola
Regione Piemonte



INTERVENTI PER OTTIMIZZARE L'APPROVVIGIONAMENTO DELLA
RISORSA IDROPOTABILE E LA FUNZIONALITÀ COMPLESSIVA DELLA RETE
ACQUEDOTTISTICA A SERVIZIO DEL COMUNE DI DRUOGNO - STRALCIO 2

PROGETTO DEFINITIVO

PROPONENTE

Comune di DRUOGNO

Piazza del Municipio n. 3
28853 DRUOGNO (VB)

OGGETTO

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

TIMBRI E FIRME

SRIA
s.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

VIA ROSOLINO PILO N. 11 - 10143 - TORINO
VIA IS MAGLIAS N. 178 - 09122 - CAGLIARI
TEL. +39 011 43 77 242
studiorosso@legalmail.it
info@sria.it
www.sria.it

dott. ing. Santo LA FERLITA
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.10943X
Cod. Fisc. LFR SNT 81R08 H163L

dott. ing. Luca MAGNI
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.10941V
Cod. Fisc. MGN LCU 81T27 F335F

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE	
DATA	FEB/2023	
COD. LAVORO	585/SR	
TIPOL. LAVORO	D	
SETTORE	G	
N. ATTIVITA'	01	
TIPOL. ELAB.	RC	
TIPOL. DOC.	E	
ID ELABORATO	07	
VERSIONE	0	

REDATTO

ing. Mirko TONDI

CONTROLLATO

ing. Luca MAGNI

APPROVATO

ing. Santo LA FERLITA

ELABORATO

1.7



INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. METODOLOGIA DI CALCOLO	4
3.1 AZIONI DI CALCOLO	4
3.1.1 Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo	4
3.1.2 Combinazioni delle Azioni	4
3.2 RISPETTO DEGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO	6
3.3 MATERIALI COSTITUENTI LE OPERE D'ARTE	7
3.3.1 Caratteristiche di calcolo	7
3.3.2 Durabilità del cls	8
4. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO	9
4.1 VALUTAZIONE DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO	10
5. STIMA DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	11
6. ANALISI SISMICA	13
6.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI	14
6.2 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA	18
7. ANALISI E DIMENSIONAMENTO GLOBALE DELLE OPERE	19



1. PREMESSA

Il presente elaborato è parte integrante del secondo stralcio del progetto definitivo, sviluppato su incarico dell'omonimo Comune, degli *“Interventi necessari a ottimizzare l'approvvigionamento della risorsa idropotabile e la funzionalità complessiva della rete acquedottistica a servizio del Comune di Druogno”*.

Nella presente relazione si descrive il procedimento dei calcoli preliminari di verifica statica e dimensionamento strutturale da effettuare per le opere in c.a. previste in progetto: nuovi locali tecnici per derivazione condotte acquedottistiche e valvole di sezionamento e regolazione.

Nell'analisi si terrà conto oltre che dei pesi propri, delle spinte (anche in fase sismica) del terreno (per le porzioni contro terra), nonché di tutti i carichi variabili derivanti dall'esercizio (neve, transito di mezzi, sovraccarichi, etc.).

Le verifiche saranno condotte ai sensi della normativa di riferimento (*Norme Tecniche per le Costruzioni 2018*), considerando per le analisi delle opere le accelerazioni in fase sismica laddove maggiormente critiche rispetto alle condizioni di progetto assunte a riferimento.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- LEGGE 05/11/1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 11.03.1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 : “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 9 gennaio 1996 : “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 15 ottobre 1996, N. 252 : “Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 16 GENNAIO 1996 : “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- CIRCOLARE LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.GG./STC. : “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”;
- CNR-UNI 10011 / 88 “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione” e s.m.i.;
- D.M. 24 marzo 1982: “N. T. per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”;
- UNI EN 206-1:2006 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;
- UNI ENV 1992-1-1 EUROCODICE 2 : “Progettazione delle strutture cementizie”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 n°3274 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- C.N.R. n° 10024/1986 : “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo”.
- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni TESTO UNICO;

Le precedenti norme sono utilizzate solo dove le seguenti :

- **D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»**
- **Circ. del C.S.LL.PP del 11 febbraio 2019, n.7/2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”**

non forniscono adeguate indicazioni.



3. METODOLOGIA DI CALCOLO

Il calcolo delle strutture in c.a. deve essere effettuato secondo le norme vigenti, definendo i carichi, eseguendo l'analisi delle sollecitazioni e la verifica con metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

3.1 AZIONI DI CALCOLO

3.1.1 Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo

In accordo con il punto 2.5.1.3 delle NTC 2018 si definiscono, relativamente alle opere in oggetto:

- **G1** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- **G2** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- **Q_{k1}** = valore caratteristico dei sovraccarichi di base;
- **Q_{ki}** = valori caratteristici dei sovraccarichi "d'accompagnamento", che possono agire contemporaneamente a quelli di base;
- **A** = azioni eccezionali, quali ad esempio incendi, esplosioni, urti ed impatti;
- **E** = azioni derivanti dai terremoti.

3.1.2 Combinazioni delle Azioni

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi sono, relativamente alle opere in oggetto, con Ed = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .



I precedenti coefficienti parziali di sicurezza (γ) e quelli di combinazione (ψ) sono dati dai seguenti prospetti:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.



Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

3.2 RISPETTO DEGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO

Per la scelta degli stati limite da rispettare si fa riferimento alla tabella:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1 , w_2 , w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

I valori limite di fessurazione da rispettare (in SLE), concordemente al § 4.1.2.2.4. delle NTC 2018, per le opere in oggetto poste in ambiente aggressivo (classe di esposizione XC2 – XF3 - tabella 4.1.III – NTC 2018) per armatura poco sensibile sono i seguenti:

- Comb. frequente $w_2 = 0.30 \text{ mm}$
- Comb. quasi permanente $w_1 = 0.20 \text{ mm}$



I Valori limite di tensione da rispettare nel cls C28/35 sono:

- Comb. Caratteristica (c.d. “rara”) $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$
- Comb. Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$

I Valori limite di tensione nell'acciaio cls da rispettare sono:

- Comb. Caratteristica (c.d. “rara”) $\sigma_f < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

3.3 MATERIALI COSTITUENTI LE OPERE D'ARTE

3.3.1 Caratteristiche di calcolo

I materiali utilizzati per la realizzazione delle opere d'arte in c.a. e acciaio e i relativi coefficienti parziali di sicurezza sono:

Opere di sottofondazione non strutturali:

- **cls C12/15 (Rck 15)**

Opere in fondazione ed elevazione, interrate ed esterne strutturali:

- **cls C28/35 (Rck 35)**

$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cilindrica a 28gg
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. per resistenze di lunga durata
$\gamma_c = 1,5$	coeff. parziale di sicurezza
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ N/mm}^2$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$	resistenza di progetto a trazione
$\epsilon_{cu} = -3.5 \times 1000$	deformazione limite (compressione)
$E = 32588 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico a breve termine

- **acciaio da c.a. B450C**

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	valore caratteristico a snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$	valore caratteristico a rottura
$\gamma_s = 1,15$	coeff. parziale di sicurezza
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo
$\epsilon_c = 10 \times 1000$	deformazione limite
$\epsilon_{cu} = 67.5 \times 1000$	deformazione limite ultima di progetto
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico



Deve inoltre rispettare i seguenti limiti:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

- Acciaio per carpenteria tipo S275JR

Profili $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$
 $\tau_{amm} = 110 \text{ N/mm}^2$

3.3.2 Durabilità del cls

Il calcestruzzo viene definito secondo le indicazioni della UNI EN 206-1, indicando quindi la classe di esposizione ambientale per garantire la durabilità nel tempo.

Trattandosi in questo caso di opere in ambiente umido (ma non chimicamente aggressivo), soggetto a frequenti modifiche di umidità/saturazione e a gelo e disgelo, si ritiene di adottare le seguenti classi con le relative caratteristiche accessorie:

Fondazioni e Elevazioni

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0



4. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Modellazioni e calcoli di verifica saranno condotti in fase di progettazione esecutiva mediante i moduli del programma di calcolo **DOLMENWIN release 19**, che utilizza una procedura ad elementi finiti sviluppata dalla CDM DOLMEN di Torino sulla base delle esperienze maturate in anni di sviluppo e di utilizzo di programmi di analisi strutturale.

Le caratteristiche salienti del programma possono essere riassunte come segue:

- analisi in campo elastico-lineare di strutture costituite da aste prismatiche di sezione qualunque comunque orientate nello spazio e da elementi finiti piani quadrangolari e triangolari (gusci) comunque disposti nello spazio;
- costruzione del modello strutturale realizzabile integralmente per mezzo di un CAD tridimensionale, con controllo immediato della geometria della struttura;
- generazione dei file dei risultati in forma binaria compatta con possibilità di generare file ASCII per le stampe solo per le sollecitazioni ed i casi di carico di interesse;
- verifica di resistenza e di stabilità di membrature in carpenteria metallica ai sensi delle Norme CNR 10011 basate sulla teoria delle tensioni ammissibili;

Il **metodo degli elementi finiti** (*F.E.M. - Finite Element Method*) può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (gusci, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze-spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sottoregione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Una volta acquisiti i dati il modulo effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input, calcola le rigidità dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidità globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni nei singoli elementi.

Il calcolo della struttura viene condotto per una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Casi di Carico. I casi di carico possono essere definiti per somma (semplice, doppia o quadratica) o inviluppo di condizioni elementari affette da un coefficiente moltiplicativo; inoltre un caso di carico può comprendere anche altri casi di carico definiti in precedenza.



4.1 VALUTAZIONE DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita, prima di tutto, dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto (manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni che su strutture particolarmente impegnative reperibili nella bibliografia specializzata).

Inoltre, la presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile poi ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura, capaci di fornire al progettista valutazione qualitativa delle deformazioni, spostamenti e conformazione delle caratteristiche delle sollecitazioni agenti nei vari casi di carico considerati.

Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata automaticamente la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

A maggior tutela, la valutazione di affidabilità del codice è stata suffragata anche mediante l'ausilio di piccoli schemi statici risolvibili manualmente e riconducibili a porzioni significative del modello spaziale realizzato all'interno del software, i quali hanno restituito risultati confrontabili in termini di deformazioni/caratteristiche delle sollecitazioni.



5. STIMA DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Le caratteristiche del modello geologico (D.M. 17-01-2018) a cui fare riferimento per la progettazione geotecnica delle opere di seguito descritta, riprende le caratteristiche litotecniche dei terreni affioranti sulla base dei parametri descritti nello studio geologico tecnico effettuato per la stesura del PRG del Comune di Druogno, di seguito riportati:

TIPOLOGIA DEI DEPOSITI	PESO DI VOLUME NATURALE $\gamma(t/m^3)$	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO (ϕ)	COESIONE (t/m^2)
Alluvionali	1.70-2.00	32° - 40°	0
Detriti di falda	1.90 - 2.20	37° - 45°	0
Detriti di versante ed eluvio colluviali	1.60 - 1.90	25° - 30°	0
Glaciali e fluvio-glaciali	1.70 - 2.20	35° - 40°	1.0 - 10.0
Brecce cementate	2.20 - 2.60	35° - 40°	5.0 - 20.0

LITOLOGIA	PESO DI VOLUME $\gamma(t/m^3)$	ANGOLO DI ATTRITO DISCONTINUITA' (ϕ)	RESISTENZA COMPRESSIONE MONOASSIALE (Kg/cm^2)
Gneiss quarzoso-feldspatici	2.60-2.90	32° - 37°	1600 - 2500

I parametri geotecnici assunti cautelativamente per i terreni presenti in sito sono nel seguito riportati:

Terreno 1 – copertura superficiale (profondità 0,5 – 3 m):

- $\gamma_{\text{saturo}} = 21 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{secco}} = 19 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi = 38^\circ$;
- $c' = 0 \text{ kPa}$.



Terreno 2 – substrato roccioso sottostante fratturato:


- $\gamma_{\text{saturo}} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi = 35^\circ$;
- $c' = 2000 \text{ kg/cm}^2$.

Nell'ambito della successiva fase di progettazione potrà essere di supporto effettuare delle indagini in sito specifiche per la corretta caratterizzazione del terreno interessato dagli scavi e per la determinazione della soggiacenza dell'acquifero, in accordo con il criterio di modellizzazione geotecnica, così come definito nella normativa vigente.



6. ANALISI SISMICA

L'opera in oggetto è ubicata in Regione Piemonte, Provincia del Verbano-Cusio-Ossola, precisamente nel Comune di Druogno.

Zona	Suolo	Topografia	Fattore struttura q	Dati progetto	Vulnerabilità
Località <input type="text" value="DRUOGNO"/>					
Comune <input type="text" value="Druogno (Verbano-Cusio-Ossola) - Piemonte"/>					
Zona sism. <input type="text" value="3"/>					
Latitudine <input type="text" value="46.1345"/>					
Longitudine <input type="text" value="8.43222"/>					
					

Ripercorrendo la storia delle legislature in materia sismica, tale zona risulta:

- nei decreti emessi fino al 1984 \Rightarrow N.C.
- riclassificazione del GdL del 1998 \Rightarrow N.C.
- zonazione Ord 3274 del 2003 \Rightarrow zona 4.
- deliberazione della Giunta Regionale 12/12/2011, n. 4-3084 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche \Rightarrow zona 3
- deliberazione della Giunta Regionale 21/05/2014, n. 65-7656 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche \Rightarrow zona 3
- NTC 2008 e, idem, NTC 2018 \Rightarrow zonazione dettagliata, funzione delle coordinate topografiche del sito.

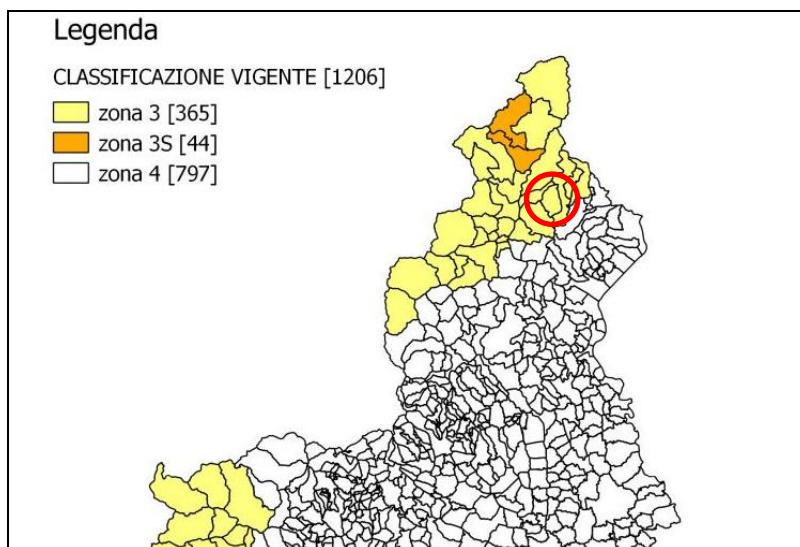


Figura 1 – Classificazione sismica vigente: Druogno è in zona 3

Di seguito vengono enunciati i parametri generali e dettagliati dell'azione sismica di progetto nel pieno rispetto delle ultime norme vigenti NTC 2018.

6.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI

Pur non prevedendo la natura delle opere in progetto la possibilità operativa di affollamenti di persone, né la presenza di personale stabilmente in loco, le opere sono state classificate cautelativamente in **Classe D'Uso II**, così come previsto nel paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2018 (Tabella 1).

Tabella 1 – Classi d'uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2018.

- Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In virtù della Classe d'Uso scelta, si avrà che il Coefficiente d'Uso C_U , vale:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0



Per ciò che attiene la vita nominale V_N di un'opera, essa è convenzionalmente definita come “il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali”.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018, nella Tab. 2.4.I. che riporta:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

I parametri assunti alla base dei calcoli (e meglio inquadrati nelle tabelle sottostanti), sono i seguenti:

- Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso opere II
- Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_u = 50$

Zona	Suolo	Topografia	Fattore di struttura q	Dati progetto
<div>Vita nominale dell'opera V_N <input type="text" value="50"/></div> <div>Coefficiente d'uso C_u <input type="text" value="1.0 (Classe d'uso II)"/></div> <div>Periodo di riferimento <input type="text" value="50"/></div> <div>P_{V_R} di progetto (%) <input type="text" value="10 % (SLV)"/></div> <div>P_{V_R} di esercizio (%) <input type="text" value="63 % (SLD)"/></div> <div>Coeff. di smorzamento viscoso ξ (%) <input type="text" value="5"/></div>				

- Categoria di sottosuolo Categoria B



- ☐ A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
- ☒ B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti
- ☐ C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti
- ☐ D - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti
- ☐ E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica
- Coefficiente di amplificazione topografica

$S_s \leq 1.0$

$S_s = 1.2$

Zona	Suolo	Topografia	Fattore di struttura q	Dati progetto
Coefficiente di amplificazione topografica <input type="text" value="1.00"/>				
Tabella 2.2.VI - Valori massimi del coeff. di amplif. topografica				
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T		
T1	-	1,0		
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2		
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2		
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4		

In funzione dei precedenti valori si procede nei paragrafi successivi alla valutazione dell'Azione Sismica.

La "Pericolosità sismica" viene definita attraverso i seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale max attesa
- $Se(T)$ Spettro di risposta elastico
- P_{VR} Probabilità di eccedenza
- V_R Periodo di riferimento



Le forme spettrali sono definite a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale max sito (espressa in g/10)
- F_0 valore max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

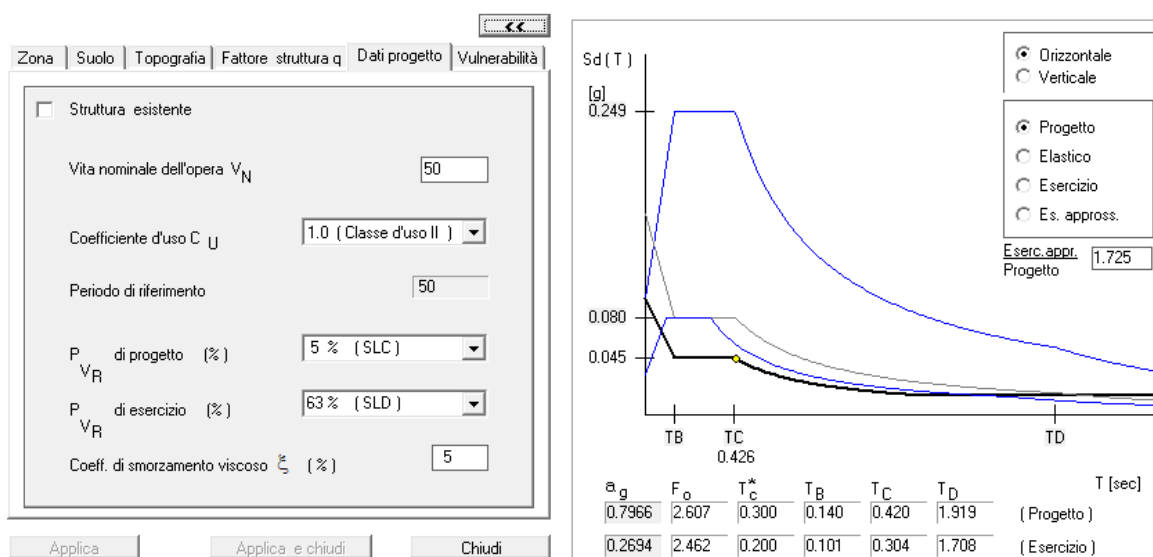


Figura 2 – Rappresentazione grafica degli spettri di progetto, elastico e delle spinte di calcolo in fase sismica

Si adotta l'analisi Pseudo-Statica. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v , che interessano le masse in fase sismica per le opere in oggetto saranno pari a:

$$k_h = 0,007$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0,014$$

La forza di calcolo risultante delle spinte statiche + dinamiche dei terreni sui setti verticali si assume pari a :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Tale azione è applicata a metà altezza del muro in tutti i casi eccetto in quelli in cui è ammesso che l'opera sia libera di ruotare intorno piede. In tal caso la forza dinamica agisce nello stesso punto di quella statica:

H = altezza dell'elevazione del setto (a contatto con terreno spingente)

E_{ws} = spinta idrostatica

$$E_{wd} = 7/12 * k_h * \gamma_w * H'^2 \quad (H' \text{ altezza della falda dal piede del muro})$$

γ^* = peso specifico del terreno

che nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto dello strato di terreno considerato è pari al peso del terreno asciutto, viceversa del terreno alleggerito.

K = coefficiente di spinta (statico + dinamico) calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe:



Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\phi + \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi + \theta \left[1 - \frac{\sin}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)} \right]^2}$$

dove:

Φ = è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

Ψ, β = è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e dalla superficie del terrapieno = variabile da caso a caso;

δ = è il valore dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro $< 2/3 \Phi$;

θ = è l'angolo ricavato dalle seguenti espressioni:

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto del terreno considerato:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sopra del terreno considerato :

$$\tan \theta = \gamma / (\gamma - \gamma_w) k_h / (1 \pm k_v)$$

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = a_s \gamma H^2$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

6.2 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA

In caso di presenza di acqua libera sulla faccia esterna del setto si considera la sovrappressione pari a:

$$q(z) = \pm 7/8 * k_h * \gamma_w * v(h * z)$$

dove:

h = quota del pelo libero dell'acqua

z = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.



7. ANALISI E DIMENSIONAMENTO GLOBALE DELLE OPERE

In accordo al § 10.2.1 delle NTC 2018, si precisa che per il modello in esame sarà condotta una analisi ELASTICA-LINEARE, usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi. Tale analisi sono state effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Per la determinazione delle componenti sismiche sulla struttura, si opererà mediante analisi lineare statica, che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino determinati requisiti specifici, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza. L'entità delle forze si ottiene quindi dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

Per la risoluzione del problema strutturale si opererà mediante la creazione di un modello *F.E.M.* quanto più attinente alla reale conformazione geometrica dell'opera, cui segue una accurata fase di implementazione dei carichi e successiva analisi delle sollecitazioni da questi indotte.

A conclusione, viene valutata la congruenza dei risultati e la "solvibilità" del problema strutturale attraverso l'impiego di tecniche costruttive, armature, etc. congruenti con lo stato operativo dell'arte per le opere in progetto.

Come anticipato in premessa, si precisa che l'analisi di dettaglio dei manufatti sarà sviluppata nel Progetto Esecutivo.