



Commessa:

**PR-E-1087 Lavori urgenti di messa in sicurezza
della briglia selettiva a funzione del manufatto limitatore
della cassa di espansione di monte del torrente Enza
CUP B77H22000180001**



**PROGETTO ESECUTIVO - 1° STRALCIO
VERIFICHE STRUTTURALI**

**ANALISI STORICO-CRITICA
VERIFICA DI SICUREZZA
E DI VULNERABILITÀ SISMICA
DELLE STRUTTURE ESISTENTI**

Scala: -

2022-1087-PR-STR3

Tav.

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	14.11.2022	Emissione	RR	RR	RR

I PROGETTISTI



Monica Larocca IL RUP
Dott. Ing. Monica Larocca

1. PREMESSA

La verifica della sicurezza e valutazione di vulnerabilità sismica del manufatto è stata condotta considerando:

- Il valore della azione sismica da DM 26.06.2014 § C.7.7.1 e DM 17.01.2018 § 7.11.6
- Le combinazioni in SLU ed SLV come da §2.5.3 NTC 2018 e §C.8 DM 26.06.2014
- La definizione delle sollecitazioni di domanda e resistenza come da indicazioni di NTC 2018
- Il livello di conoscenza pari ad LC3 (FC=1) in ragione della disponibilità dei disegni progettuali ed as-built oltre che della campagna di indagini diagnostiche coerente con le indicazioni di Tabb. C8.5.IV e C8.5.V

Gli elaborati strutturali di progetto Definitivo-Esecutivo comprendono pertanto la verifica della sicurezza e **vulnerabilità sismica di strutture esistenti** con:

- 2022-1087-PR-STR1 Relazione di caratterizzazione sismica del sito
- 2022-1087-PR-STR2 Relazione di caratterizzazione dei materiali
- 2022-1087-PR-STR3 Analisi storico-critica e verifica di vulnerabilità sismica delle strutture esistenti
- 2022-1087-PR-STR4 Relazione geotecnica

La valutazione della sicurezza del manufatto esistente è stata quindi approcciata mediante analisi della documentazione tecnica fornita dalla S.A. oltre che dal coordinamento ed analisi delle campagne di indagini geognostiche e diagnostiche sui materiali commissionate dalla SA negli anni 2019-2020.

La elaborazione progettuale Definitiva ed Esecutiva dedica appositi elaborati tecnici (2022-1087-PR-GEO2, 2022-1087-PR-GEO3, 2022-1087-PR-STR2) alla presentazione di tali campagne di indagini ed alla modalità di estrapolazione dei dati e dei parametri utilizzati per le verifiche.

Le analisi non hanno compreso, in quanto escluso dal servizio di ingegneria:

- l'analisi idraulica dell'intero sistema;
- lo studio del trasporto solido sul tratto;
- le verifiche geotecniche di stabilità spondale e/o arginale

Limitando quindi le verifiche all'ambito strutturale con verifiche SLU ed SLV condotte sulla sola struttura della briglia caratterizzata da:

- Classe d'uso II
- Vita Nominale = 50 anni
- Categoria del suolo di fondazione = C
- Categoria Topografica = T1
- Classe di duttilità = NON DISSIPATIVA
- $ag (SLV) = 0.1519$

In particolare, le **combinazioni SLU** hanno considerato:

1. **Bacino vuoto e sole spinte (a riposo) del terreno di monte** considerando la briglia interrata a monte sino alla soglia di sfioro e completamente erosa a valle sino alla quota di intradosso platea;
2. **Massime condizioni idrometriche con spinta idrostatica ed idrodinamica** non compensata pari alla altezza del paramento di monte e sottospinta pari alla medesima differenza di battente idrometrico. Spinta efficace delle terre di monte con configurazione analoga alle ipotesi di bacino vuoto

Le verifiche SLU sono state quindi condotte valutando:

- la spinta delle terre di monte con applicazione di un coefficiente di spinta a riposo piuttosto che di spinta attiva;
- l'assenza di spinta passiva del terreno di valle, ipotizzando il completo scalzamento a valle (circostanza non ancora concretizzata in sito).

Le verifiche SLV sono state condotte valutando:

1. **Bacino vuoto con spinta (a riposo) delle terre di monte con massimo interrimento** (pari alla quota della soglia di sfioro) ed incremento in condizioni sismiche delle terre di monte (mediante applicazione della formulazione di Mononobe Okabe), assenza di spinta passiva da parte de terreno di valle, azione sismica applicata con metodo

pseudo-statico (ammesso per questo genere di manufatti) in direzione orizzontale verso valle ed in direzione verticale ad incremento delle azioni assiali sui diaframmi

2. **Bacino pieno con spinta efficace (a riposo) delle terre di monte con massimo interrimento** (pari alla quota della soglia di sfioro) ed incremento in condizioni sismiche delle terre di monte (mediante applicazione della formulazione di Mononobe Okabe), **assenza di spinta passiva da parte del terreno di valle, azione sismica applicata con metodo pseudo-statico** (ammesso per questo genere di manufatti) in direzione orizzontale verso valle ed in direzione verticale ad incremento delle azioni assiali sui diaframmi. **Massimo battente idrometrico non compensato pari alla altezza del paramento di monte con relative spinte idrostatica, idrodinamica, sottospinta. Concomitanza al 30% della azione sismica** con relative componenti verticali ed orizzontali oltre ad incremento sismico della spinta dei terreni di monte
3. **Bacino pieno concomitante al 30% con spinta efficace (a riposo) delle terre di monte con massimo interrimento** (pari alla quota della soglia di sfioro) ed incremento in condizioni sismiche delle terre di monte (mediante applicazione della formulazione di Mononobe Okabe), **assenza di spinta passiva da parte del terreno di valle, azione sismica applicata con metodo pseudo-statico** (ammesso per questo genere di manufatti) in direzione orizzontale verso valle ed in direzione verticale ad incremento delle azioni assiali sui diaframmi. **Massimo battente idrometrico non compensato pari alla altezza del paramento di monte con relative spinte idrostatica, idrodinamica, sottospinta. Concomitanza al 100% della azione sismica** con relative componenti verticali ed orizzontali oltre ad incremento sismico della spinta dei terreni di monte

Le verifiche strutturali, si accompagnano ad una valutazione della "sostenibilità" delle sollecitazioni fondali riscontrate in ambiti SLU, SLV e trasmesse alle diaframature di monte e valle, sviluppata in apposita relazione geotecnica.

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il manufatto di briglia attuale è l'esito di due interventi successivi che hanno generato due differenti tipologici di sezione trasversale, entrambi oggetto di verifica strutturale.

Con i lavori del 1996, infatti una struttura esistente è stata prolungata, o meglio spostata verso la sponda sx di 45ml.

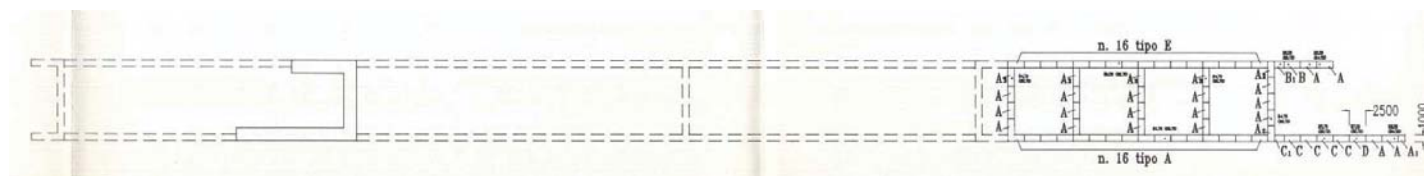


Figura 1: Planimetria delle diaframature di fondazione da progetto 1996 – Tavola 46

Durante i lavori venne quindi decisa la realizzazione di una diaframatura di ammassamento di monte lungo il tratto di 99ml occupato dalla traversa esistente, generando la sezione tipologica di figura seguente. Il tratto di prolungamento (spostamento) della traversa venne infine definito in 41ml. Di seguito si riporta la planimetria delle diaframature come realizzate in corso d'opera.

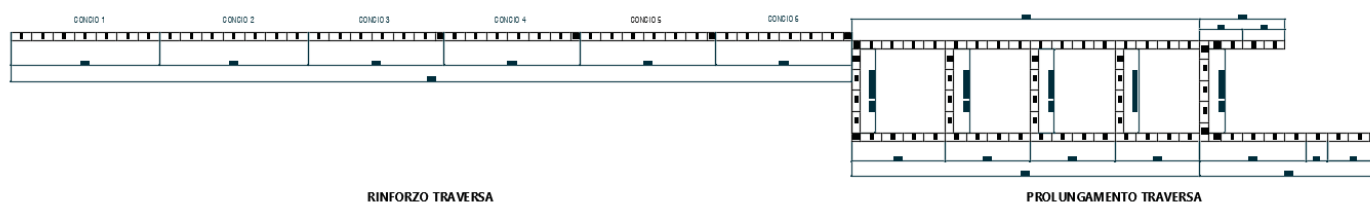


Figura 2: Planimetria delle diaframature come realizzate (Libretto misure SAL 10)

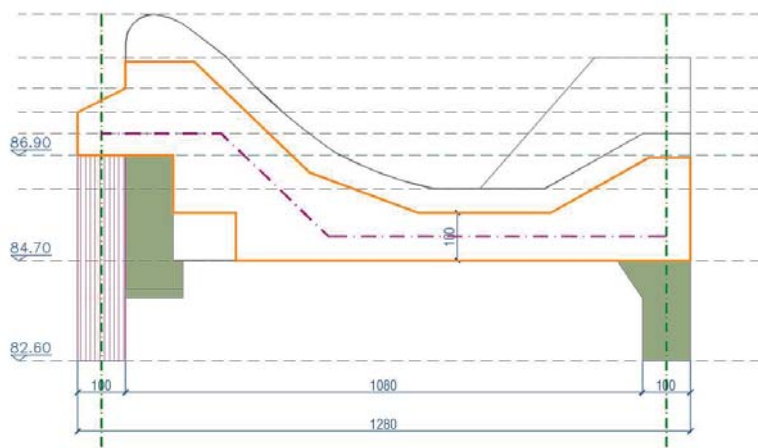


Figura 3: Sezione trasversale briglia "rinforzata"

In dettaglio, l'intervento di rinforzo sulla sezione di briglia esistente è consistito nella realizzazione di una diaframmatura di monte di spessore pari a 100cm, altezza di 4.3m con quota di sommità del pannello pari a 86.90m.s.l.m..

La struttura in c.a. della briglia venne quindi rinforzata ed adattata secondo i criteri schematizzati in figura seguente.

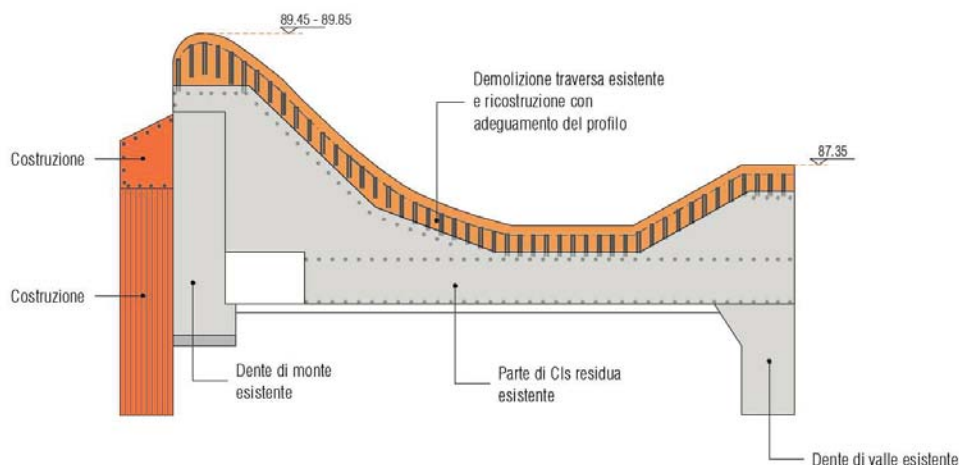


Figura 4: Interventi di adeguamento e rinforzo della briglia esistente

Il tratto di prolungamento presenta invece la sezione tipologica seguente:

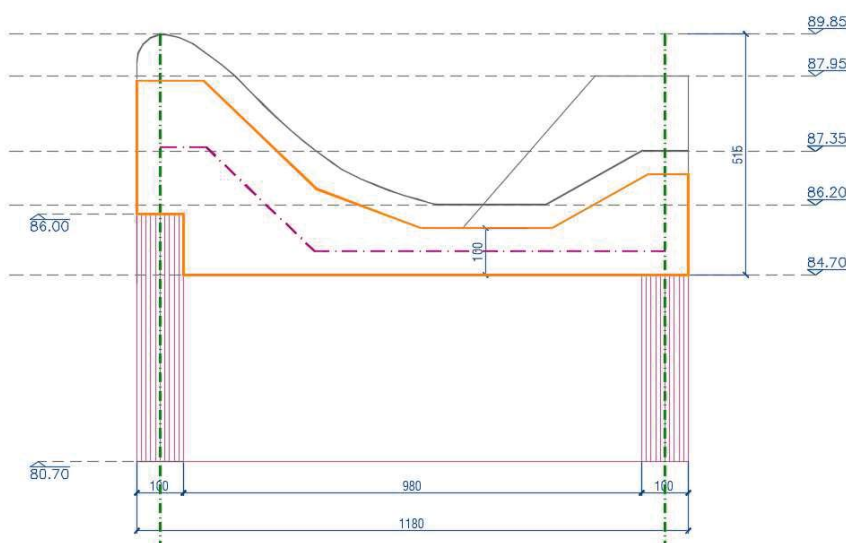


Figura 5: Sezione trasversale del tratto di briglia in prolungamento

Con diaframature di monte e di valle di spessore pari a 100cm e quota di imposta pari a 80.70m.s.l.m..

Entrambe le sezioni presentano denti di valle di ampiezza pari a 160cm posti ad interasse di 320cm.

3. SCHEMA STATICO ADOTTATO IN ANALISI

Preso atto della geometria della briglia sia nel tratto adeguato che nel tratto realizzato ex novo con i lavori del 1996, considerata la modularità degli elementi, di fatto caratterizzati da denti di valle posti ad interasse costante di 320cm ed ampiezza di 160cm, si è ritenuto conservativo considerare quale schema statico di analisi un modello monodimensionale a trave a doppio ginocchio, di sezione variabile, in appoggio a cerniera sulle diaframmiature di monte e di valle.

Il modello strutturale è conservativo in quanto:

- Non considera l'effetto piastra
- Non considera il contributo del terreno compreso tra i due diaframmi, quindi, enfatizza:
 - le sollecitazioni sulla briglia;
 - le sollecitazioni sui diaframmi di monte e di valle
- Considera il nodo briglia-diaframma una cerniera

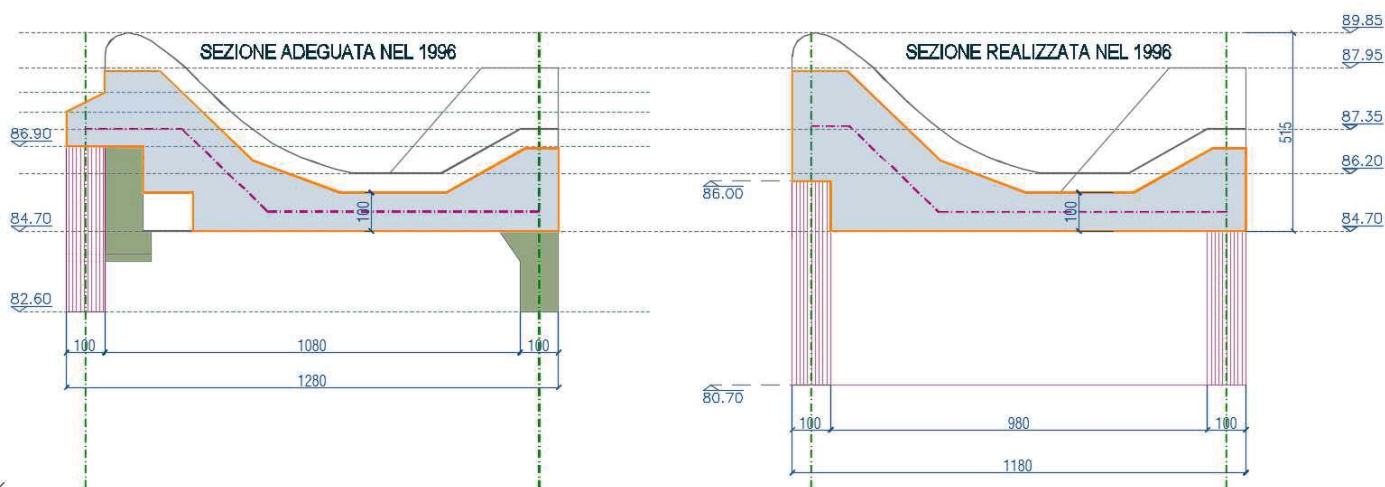


Figura 6: Geometrie delle due sezioni tipologiche oggetto di analisi

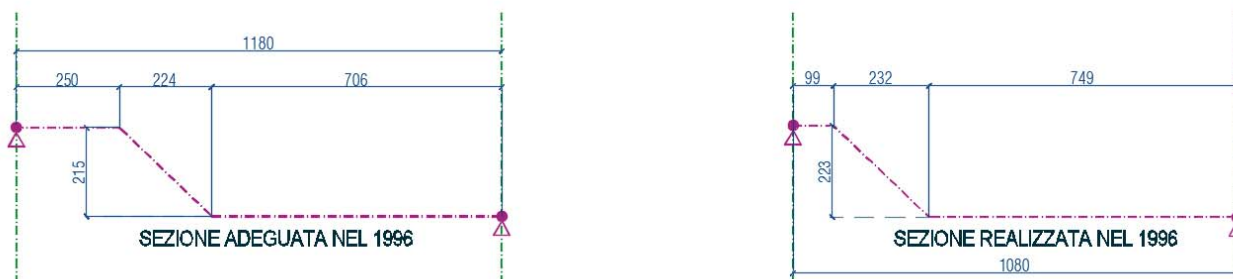


Figura 7: Schematizzazione dei modelli di analisi strutturale utilizzati per i due tipologici

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Come da indicazioni di Disciplinare di affidamento di incarico, si è proceduto alla verifica strutturale secondo le normative vigenti, quali:

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
3. D.Min.II.TT 26.06.2014 "Norme tecniche per la progettazione e costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)" – G.U. n.156 del 08/07/2014.
4. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
5. D.M. 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".

6. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
7. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
8. Circolare 4/07/96, 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 D.M. 16/01/96.
9. Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
10. D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
11. Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
12. D.M. LL.PP. 11 Marzo 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
13. D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
14. UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
15. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
16. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
17. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
18. UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
19. UNI EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
20. UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
21. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
22. UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e per gli edifici.
23. UNI EN 1992-1-2:2019 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
24. UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
25. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
26. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
27. UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
28. UNI EN 1995-1-1:2014 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali -comuni e per gli edifici.
29. UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
30. UNI EN 1996-1-1:2013 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
31. UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
32. UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
33. UNI EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
34. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
35. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

5 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI ESISTENTI

A seguire una breve sintesi delle prescrizioni progettuali e delle assunzioni di analisi strutturale adottate nella verifica dei manufatti esistenti. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati progettuali 2022-1087-PR-STR2 e 2022-1087-PR-GEO3. La caratterizzazione del calcestruzzo e dell'acciaio per c.a. della traversa di dissipazione di monte è sviluppata in considerazione della campagna di indagini diagnostiche commissionate negli anni 2019 e 2020 dalla Stazione Appaltante ed illustrate in elaborato tecnico 2022-1087-PR-GEO3.

In considerazione delle caratteristiche di ripetitività della struttura nonché dell'acquisizione degli elaborati progettuali originari e della numerosità di prove dirette effettuate, si è ritenuto conforme alle indicazioni di Circolare 2019 **l'applicazione di un livello di conoscenza pari a LC3 (con FC=1) per la valutazione della platea e della struttura di elevazione della traversa. I diaframmi strutturali, in quanto non indagati e di difficile indagine diretta, saranno invece valutati con LC2.**

La verifica della struttura esistente è stata quindi sviluppata considerato calcestruzzo di classe:

- C32/40 per le strutture di elevazione con FC=1
- C20/25 per le strutture di fondazione con FC=1
- Come dichiarato a progetto, ossia C25/30, con FC=1.20 per le diaframme di fondazione

L'acciaio per armature è assunto di tipo B450C.

I materiali sono stati mantenuti in campo elastico in considerazione della natura monolitica degli elementi strutturali che compongono la briglia.

Il calcestruzzo in opera è stato caratterizzato in ragione delle 15 prove a rottura delle rispettive carote prelevate in occasione della campagna di indagini 2019.

Durante la campagne di indagini diagnostiche sono state estratte 3+3 campioni di barre. I valori medi sui 6 campioni delle tensioni di snervamento e rottura sono rispettivamente pari a **539 MPa e 662MPa**, ossia comparabili con i livelli prestazionali di un acciaio di tipo B450C (a progetto 1996 l'acciaio d'armatura è dichiarato essere di tipo FeB44k).

6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nel caso in esame, infine, secondo quanto previsto da DM del 26.06.2014 (G.U. n.156 del 08.07.2014) *"Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"*, la struttura svolge funzione di "traversa" in quanto *"sbarramento avente la funzione primaria di stabilizzare a un valore assegnato la quota idrica a monte; pertanto può essere secondaria la funzione di regolazione delle portate"*.

Il regime idrometrico in cui la struttura idraulica è inserita è tuttavia di tipo torrentizio e per tale ragione il manufatto è definito **"BRIGLIA SELETTIVA"** e non traversa. In quanto **BRIGLIA TORRENTIZIA la struttura non è soggetta alle valutazioni strutturali di cui al DM 2014** anche se in fase di valutazione della sicurezza della struttura le indicazioni del DM 2014 verranno considerate e comparate con quanto previsto dalle NTC 2018, con particolare riferimento al §7.11.6.

Secondo la Tab. 2.4. Il NTC2018 alla Classe d'uso II corrisponde un Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$ e conseguentemente il periodo di riferimento per l'azione sismica VR risulta pari a: $V_N \times C_u = 50 \times 1.0 = 50$ anni

Con riferimento al D.M. del 17 gennaio 2018, la sismicità di base del territorio comunale di Montecchio Emilia (preso a riferimento) è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni definita nella tabella 1 allegata al citato Decreto Ministeriale in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale. A seguire la esplicitazione dei parametri geografici e progettuali adottati per la definizione della Pericolosità sismica del sito.

6.1 Condizioni topografiche

Dal punto di vista topografico al sito di intervento è assegnabile la **Categoria T1** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ " (Tab. 3.2.III NTC2018).

6.2 Localizzazione dell'intervento

Località: ALVEO T. ENZA TRA MONTECCHIO E MONTECHIARUGOLO
Comune: MONTEGGIO EMILIA (RE)
Provincia: REGGIO EMILIA

Regione: EMILIA ROMAGNA
 Zona sismica = 3
 Latitudine: 44.7052
 Longitudine: 10.4387

6.3 Vita nominale

La vita nominale VN, assunta alla base del progetto, è quella relativa alle **costruzioni di Tipo 2**, "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie" : **Vita Nominale VN ≥ 50 anni**

6.4 Classe d'uso

Alla costruzione è stata assegnata la seguente classe d'uso: **Classe II**, "...Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti ...". (Par. 2.4.2 NTC2018)

6.5 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento VR si ricava moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU. Per le strutture in Classe d'uso II si ha CU= 1.0 (Tab. 2.4.II NTC2018). Il conseguente periodo di riferimento per l'azione sismica VR risulta:

$$VR = VN \cdot CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Nei paragrafi seguenti verrà comparato il valore della azione sismica ricavata da:

- DM 26.06.2014 § C.7.7.1
- DM 17.01.2018 § 7.11.6

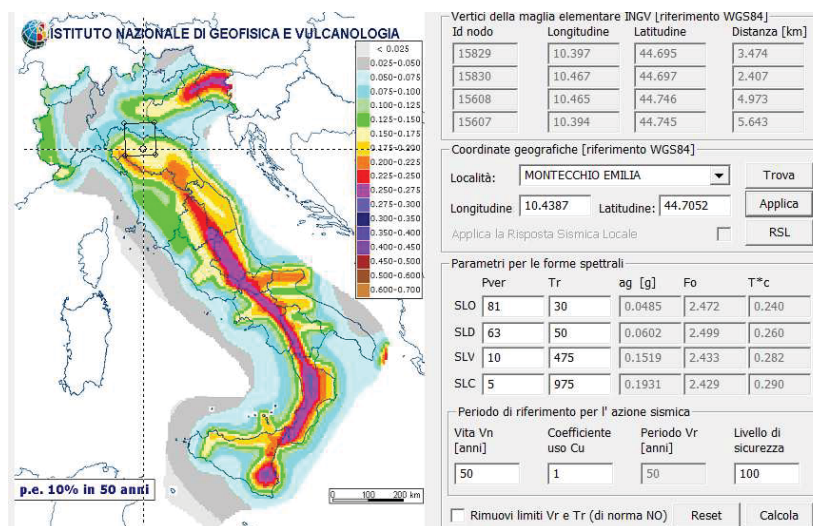


Figura 8: Coordinate geografiche e parametri di riferimento per l'azione sismica

Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.049	1.500	2.472	0.735	0.135	0.404	1.794
SLD	0.060	1.500	2.499	0.828	0.142	0.426	1.841
SLV	0.152	1.478	2.433	1.280	0.150	0.450	2.208
SLC	0.193	1.419	2.429	1.441	0.153	0.458	2.372
Verticale per tutti:		1.000			0.050	0.150	1.000
eta SLO	q SLD x	q SLD y	q SLD z	q SLU x	q SLU y	q SLU z	
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	Aiuto...
Smorzamento...				1.0	1.0	<= Esistenti v. fragili	

Figura 9: Parametri e fattori spettrali – Terreno tipo C

Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.049	1.000	2.472	0.735	0.080	0.240	1.794
SLD	0.060	1.000	2.499	0.828	0.087	0.260	1.841
SLV	0.152	1.000	2.433	1.280	0.094	0.282	2.208
SLC	0.193	1.000	2.429	1.441	0.097	0.290	2.372
Verticale per tutti:		1.000			0.050	0.150	1.000
eta SLO	q SLD x	q SLD y	q SLD z	q SLU x	q SLU y	q SLU z	
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	Aiuto...
Smorzamento...				1.0	1.0	<= Esistenti v. fragili	

Figura 10: Parametri e fattori spettrali – Terreno tipo A (sito di riferimento rigido)

6.6 Calcolo azione sismica da D.M. 26.06.2014

Paragrafo C.7.7.1. sulla determinazione della azione sismica di calcolo indica che:

“Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto della sicurezza nei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. In assenza di specifici studi sismotettonici e di pericolosità sismica, si fa riferimento a quanto definito nelle NTC. Le azioni sono definite in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR, come definiti nelle NTC. E' ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito, nei limiti e con le prescrizioni di cui alle stesse NTC. Le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR. Per le dighe ubicate in aree per le quali l'azione sismica di progetto per un $TR = 475$ anni deve essere riferita ad un valore $a_g > 0,15 g$ (come definito nelle NTC), è necessario lo studio sismotettonico del sito, da cui fare derivare l'azione sismica di progetto, i cui effetti non devono comunque risultare meno gravosi di quelli corrispondenti all'azione sismica definita nelle NTC, relativamente a sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

In ragione di ciò, in conformità con quanto previsto da § 3.2.3.2 di NTC relativamente alla quantificazione del valore della Accelerazione Sismica Se mediante spettro di risposta elastico in accelerazione (sia delle componenti orizzontali che verticali), considerando, cautelativamente, un valore di periodo proprio T di vibrazione della struttura compreso tra i valori di T_b e T_c , ossia, rispettivamente, il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante, si ottiene:

$$S_{eH}(\max) = a_g \cdot S_s \cdot S_T \cdot (\eta/q) \cdot F_o$$

Accelerazione Sismica massima – componente orizzontale

$$S_{eV}(\max) = a_g \cdot S_s \cdot S_T \cdot (\eta/q) \cdot F_v$$

Accelerazione Sismica massima – componente verticale

In cui :

$$F_v = 1,35 F_o (a_g/g)^{0.5}$$

Relazione tra i valori massimi dei fattori di amplificazione spettrale

$$S_s = 1$$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica pari alla unità per terreni A

$$S_s = 1,70 - 0.60 F_o (a_g/g)$$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica per terreni C (tab. 3.2.IV)

$$S_s = 1$$

Per terreni A-B-C-D-E nella valutazione della componente verticale di S_e

$$S_T = 1$$

Coefficiente amplificazione topografica per siti pianeggianti (tab. 3.2.V)

Con:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_T$ (3.2.5)

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

- Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale
- Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Le formule 3.2.2 di § 3.2.3.2.1 e 3.2.8 di § 3.2.3.2.2 indicano a prodotto il fattore η che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% mediante la relazione 3.2.4 dove ξ è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione.

In questa sede si considera ξ pari al 5%, quindi η pari all'unità.

Infine per la costruzione si considera un **comportamento strutturale non dissipativo** e pertanto viene utilizzato un **fattore di comportamento $q = 1,0$ agli SLV-SLO**. Anche agli SLD viene adottato un fattore di comportamento unitario $q=1,0$.

terreno C	Tr	ag	Fo	Tc*	Fv	S (S _T x S _S) _H	TB	TC	TD	1/q	S _{eH}	Fv	S (S _T x S _S) _V	S _{eV}
SLO	30	0,0485	2,472	0,24	0,735	1,5	0,135	0,404	1,794	1	0,180	0,735	1	0,036
SLD	50	0,0602	2,499	0,26	0,828	1,5	0,142	0,426	1,841	1	0,226	0,828	1	0,050
SLV	475	0,1519	2,433	0,282	1,28	1,478	0,15	0,45	2,208	1	0,546	1,280	1	0,194
SLC	975	0,1931	2,429	0,29	1,441	1,419	0,153	0,458	2,372	1	0,666	1,441	1	0,278

terreno A	Tr	ag	Fo	Tc*	Fv	S (S _T x S _S) _H	TB	TC	TD	1/q	S _{eH}	Fv	S (S _T x S _S) _V	S _{eV}
SLO	30	0,0485	2,472	0,24	0,735	1	0,08	0,24	1,794	1	0,120	0,735	1	0,036
SLD	50	0,0602	2,499	0,26	0,828	1	0,087	0,26	1,841	1	0,150	0,828	1	0,050
SLV	475	0,1519	2,433	0,282	1,28	1	0,094	0,282	2,208	1	0,370	1,280	1	0,194
SLC	975	0,1931	2,429	0,29	1,441	1	0,097	0,29	2,372	1	0,469	1,441	1	0,278

Figura 11: Valori delle componenti orizzontali e verticali di accelerazione sismica in condizioni SLV e SLD

L'azione sismica verrà quindi quantificata moltiplicando l'accelerazione per le masse sismiche.

6.7 Calcolo azione sismica da NTC 2018 § 7.11.6.2.1

Capitolo 7.11.6 dedicato alle Opere di sostegno precisa in § 7.11.6.2.1 che:

“A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza di muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo- statici ed i metodi degli spostamenti. Se la struttura può spostarsi l'analisi pseudo statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto. Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico..”

$k_h = \beta_m a_{max}/g$ Accelerazione sismica di calcolo – componente orizzontale

$k_v = \pm 0,5 k_h$ Accelerazione sismica di calcolo – componente verticale

in cui :

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito “ a_{max} ” può essere valutata con la relazione 7.11.8, qui di seguito riportata:

$a_{max} = S_s S_T a_g$ Accelerazione massima attesa al sito

$\beta_m = 0,38$ Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito – Verifiche SLV

$\beta_m = 0,58$ Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito – Verifiche SLD

$\beta_m = 1,00$ Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito

Muri NON liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Di seguito in forma tabellare la quantificazione dei valori della accelerazione sismica considerando terreni di tipo C ed A. Il corrispettivo valore della azione sismica potrà essere ottenuto moltiplicando il valore della accelerazione per le masse. In via cautelativa si è considerato il coeff. β_m pari all'unità valutando la briglia non libera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

terreno C	Tr	ag	S ($S_T \times S_S$) _H	β_m	kh	kv
SLD	50	0,0602	1,5	1	0,090	0,045
SLV	475	0,1519	1,478	1	0,225	0,112

terreno A	Tr	ag	S ($S_T \times S_S$) _H	β_m	kh	kv
SLD	50	0,0602	1	1	0,060	0,030
SLV	475	0,1519	1	1	0,152	0,076

Figura 12: Valori delle componenti orizzontali e verticali di accelerazione sismica in condizioni SLV e SLD

7 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Nei capitoli “modellazione delle azioni” e “schematizzazione dei casi di carico” sono indicate le azioni sul manufatto con esplicitazione della modalità di scelta del modulo della azione introdotta.

7.1 Peso proprio (G1)

Il baricentro delle masse della porzione “strutturale” della sezione di briglia, nelle due configurazioni tipologiche (ossia tratto adeguato e tratto realizzato ex novo nell’ambito dei lavori del 1996) è stato ricavato per discretizzazione in conci, come illustrati nelle immagini e dettagliati in tabelle di calcolo seguenti.

Nella successiva valutazione delle masse sismiche lo “zero sismico” è stato posto alla quota di intradosso platea.

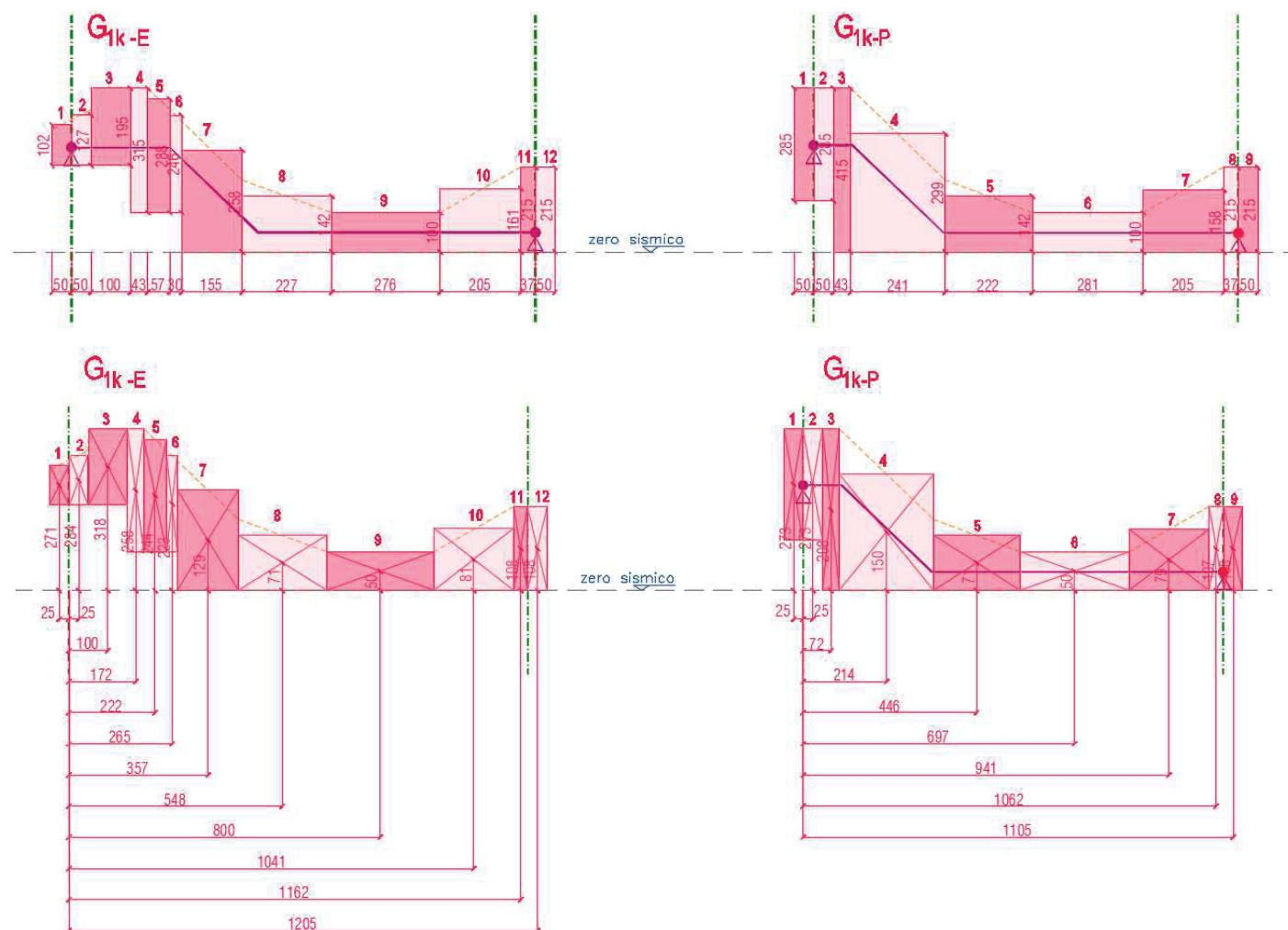


Figura 13: Modalità di discretizzazione dei due tipologici di sezione trasversale ai fini del calcolo dei pesi propri G1

Tabelle di figure seguenti propongono il calcolo dei pesi propri e le rispettive coordinate baricentriche rispetto ad uno "zero" riferito alla quota di intradosso briglia in asse con il diaframma di monte, sviluppandole per metro lineare di briglia.

ESISTENTE PESI PROPRI								
Discr.	B	H	X	Y	A (BxH)	X x A	Y x A	
1	0,50	1,02 -	0,25	2,71	0,51 -	0,13	1,38	
2	0,50	1,27	0,25	2,84	0,64	0,16	1,80	
3	1,00	1,95	1,00	3,18	1,95	1,95	6,20	
4	0,43	3,15	1,72	2,58	1,35	2,33	3,49	
5	0,57	2,88	2,22	2,44	1,64	3,64	4,01	
6	0,30	2,46	2,65	2,23	0,74	1,96	1,65	
7	1,55	2,58	3,57	1,29	4,00	14,28	5,16	
8	2,27	1,42	5,48	0,71	3,22	17,66	2,29	
9	2,76	1,00	8,00	0,50	2,76	22,08	1,38	
10	2,05	1,61	10,41	0,81	3,30	34,36	2,67	
11	0,37	2,15	11,62	1,08	0,80	9,24	0,86	
12	0,50	2,15	12,05	1,08	1,08	12,95	1,16	
Totali					21,98	120,49	32,05	
					54.956,25	5,48	1,46	
					Peso G1	X G1(m)	Y G1(m)	

Figura 14: Tabella di calcolo dei pesi propri della sezione tipologica "esistente", ossia adeguata con i lavori del 1996

PROGETTO PESI PROPRI								
Discr.	B	H	X	Y	A	X x A	Y x A	
1	0,50	2,85 -	0,25	2,73	1,43 -	0,36	3,89	
2	0,50	2,85	0,25	2,73	1,43	0,36	3,89	
3	0,43	4,15	0,72	2,08	1,78	1,28	3,71	
4	2,41	2,99	2,14	1,50	7,21	15,42	10,81	
5	2,22	1,42	4,46	0,71	3,15	14,06	2,24	
6	2,81	1,00	6,97	0,50	2,81	19,59	1,41	
7	2,05	1,58	9,41	0,79	3,24	30,48	2,56	
8	0,37	2,15	10,62	1,07	0,80	8,45	0,85	
9	0,50	2,15	11,05	1,08	1,08	11,88	1,16	
Totali					22,91	101,16	30,52	
					57.280,75	4,41	1,33	
					Peso G1	X G1(m)	Y G1(m)	

Figura 15: Tabella di calcolo dei pesi propri della sezione tipologica "progetto", ossia realizzati con i lavori del 1996

7.2 Pesi portati

I pesi portati sono stati distinti tra il getto di completamento della soglia di sfioro ed i denti di dissipazione di valle. Con tale accorgimento è stato possibile calibrare le azioni verticali rispetto alla modularità dei conci della briglia-

7.2.1 Getto di sagomatura della soglia di sfioro e della vasca di dissipazione

Di seguito sia le immagini rappresentative della modalità di discretizzazione dei conci che le tabelle di calcolo del peso portato per metro lineare di sezione tipologica ("esistente" e "progetto") e rispettive coordinate baricentriche

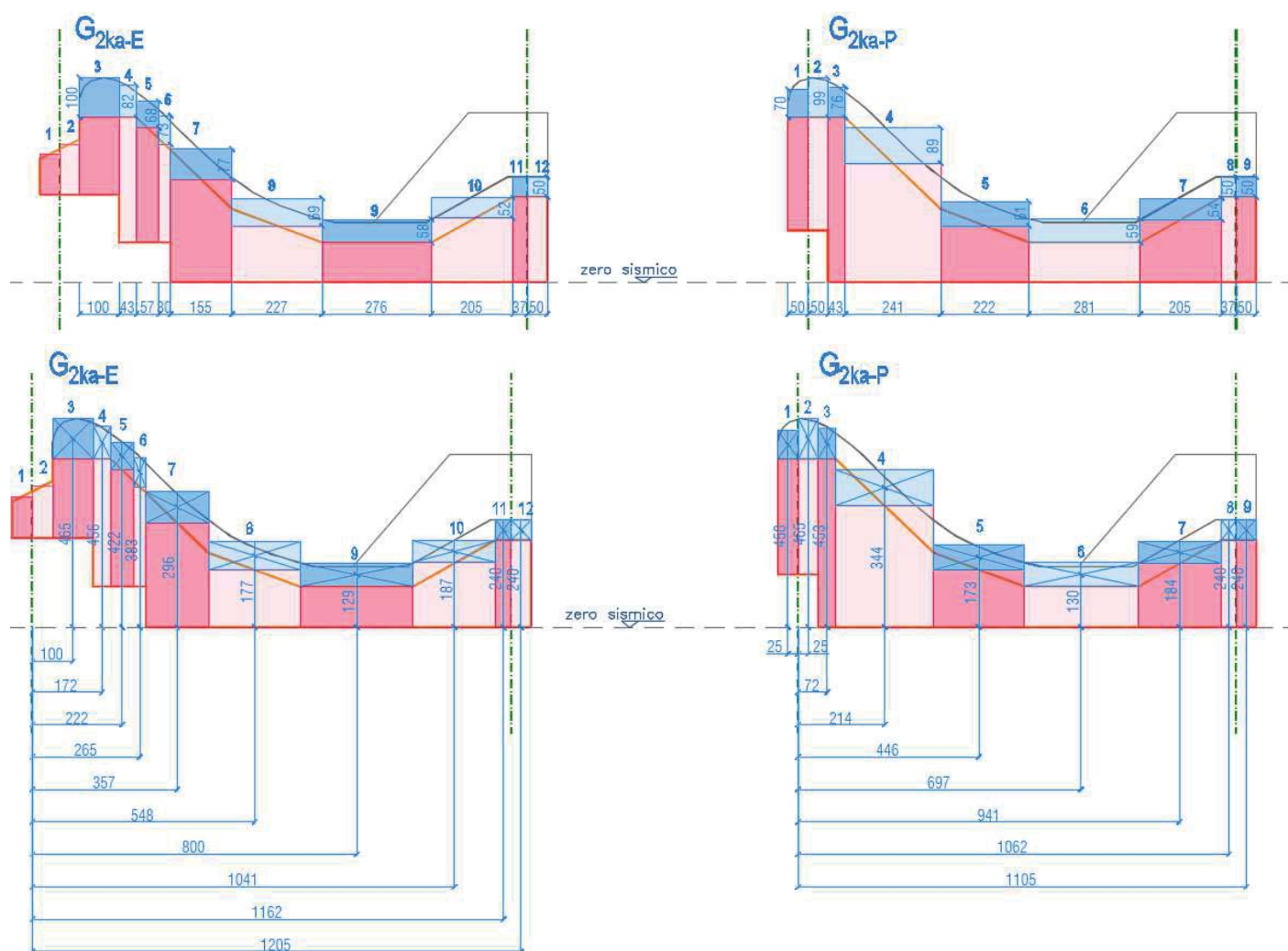


Figura 16: Modalità di discretizzazione dei due tipologici di sezione trasversale ai fini del calcolo dei pesi propri G2a

Discr.	ESISTENTE PORTATI				A	X x A	Y x A
	B	H	X	Y			
1	0,50	-	0,25	-	-	-	-
2	0,50	-	0,25	-	-	-	-
3	1,00	1,00	1,00	4,65	1,00	1,00	4,65
4	0,43	0,82	1,72	4,56	0,35	0,61	1,61
5	0,57	0,68	2,22	4,22	0,39	0,86	1,64
6	0,30	0,73	2,65	3,83	0,22	0,58	0,84
7	1,55	0,77	3,57	2,96	1,19	4,26	3,53
8	2,27	0,69	5,48	1,77	1,57	8,58	2,77
9	2,76	0,58	8,00	1,29	1,60	12,81	2,07
10	2,05	0,52	10,41	1,87	1,07	11,10	1,99
11	0,37	0,50	11,62	2,40	0,19	2,15	0,44
12	0,50	0,50	12,05	2,40	0,25	3,01	0,60
Totali					7,82	44,96	20,14
					19.552,00	5,75	2,58
					Peso G2a	X G2a(m)	Y G2a(m)

Figura 17: Tabella di calcolo dei pesi portati G2a della sezione tipologica "esistente", ossia adeguata con i lavori del 1996

Discr.	PROGETTO PORTATI							
	B	H	X	Y	A	X x A	Y x A	
1	0,50	0,70	0,25	4,50	0,35	0,09	1,58	
2	0,50	0,99	0,25	4,65	0,50	0,12	2,30	
3	0,43	0,76	0,72	4,53	0,33	0,24	1,48	
4	2,41	0,89	2,14	3,44	2,14	4,59	7,38	
5	2,22	0,61	4,46	1,73	1,35	6,04	2,34	
6	2,81	0,59	6,97	1,30	1,66	11,56	2,16	
7	2,05	0,54	9,41	1,84	1,11	10,42	2,04	
8	0,37	0,50	10,62	2,40	0,19	1,96	0,44	
9	0,50	0,50	11,05	2,40	0,25	2,76	0,60	
Totali					7,87	37,60	20,31	
					19.677,00	4,78	2,58	
					Peso G2a	X G2a(m)	Y G2a(m)	

Figura 18: Tabella di calcolo dei pesi portati G2a della sezione tipologica "progetto", ossia realizzati con i lavori del 1996

7.2.2 Denti di valle

Di seguito sia le immagini rappresentative della modalità di discretizzazione dei denti di valle che le tabelle di calcolo del peso portato per metro lineare di sezione tipologica ("esistente" e "progetto") e rispettive coordinate baricentriche

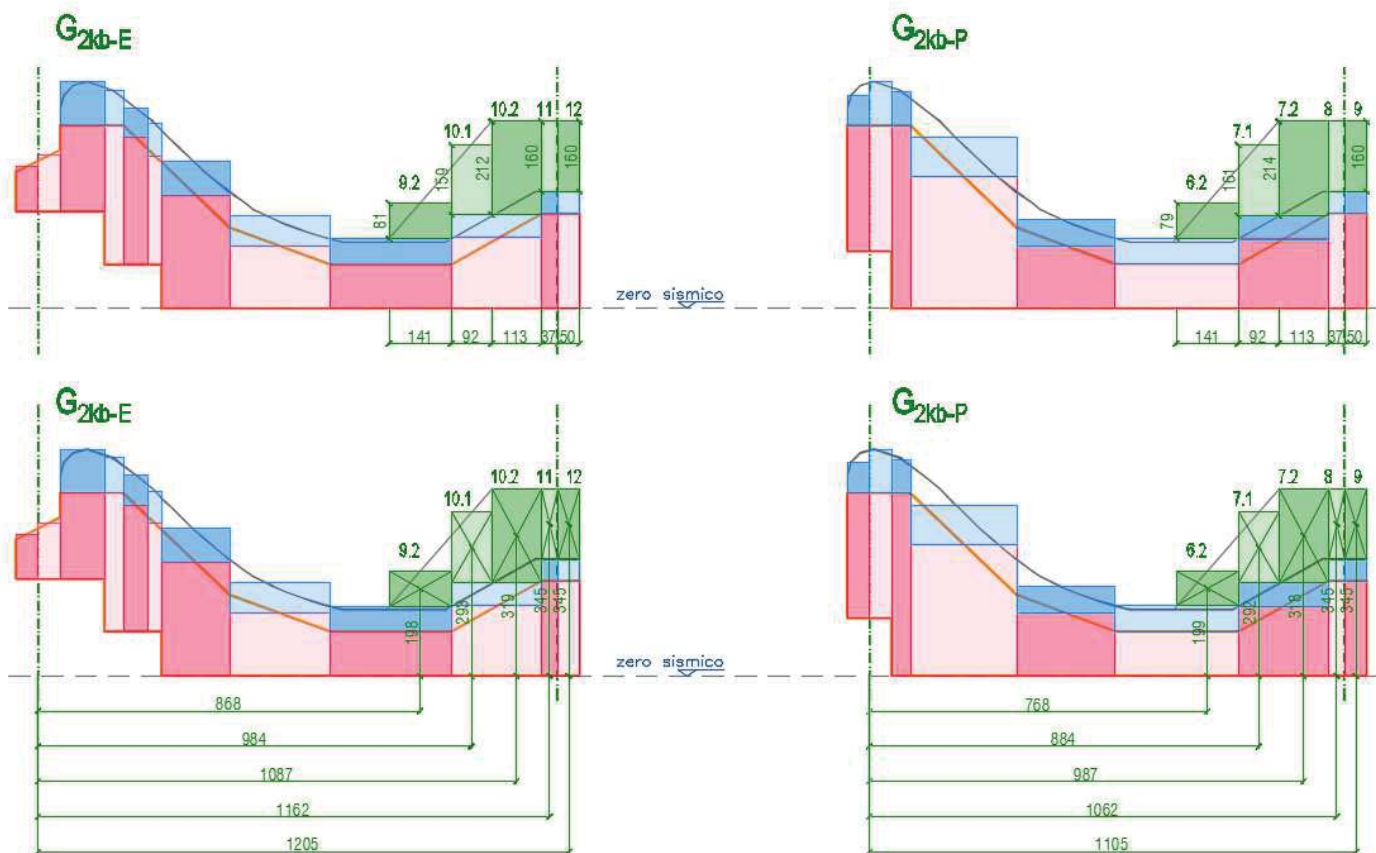


Figura 19: Modalità di discretizzazione dei due tipologici di sezione trasversale ai fini del calcolo dei pesi propri G2b

Discr.	ESISTENTE PORTATI DENTE						
	B	H	X	Y	A	X x A	Y x A
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9.1	-	-	-	-	-	-	-
9.2	1,41	0,81	8,68	1,98	1,14	9,91	2,26
10.1	0,92	1,59	9,84	2,93	1,46	14,39	4,29
10.2	1,13	2,12	10,87	3,19	2,40	26,04	7,64
11	0,37	1,60	11,62	3,45	0,59	6,88	2,04
12	0,50	1,60	12,05	3,45	0,80	9,64	2,76
Totali					6,39	66,87	18,99
					15.981,25	10,46	2,97
					Peso G2b	X G2b(m)	Y G2b(m)

Figura 20: Tabella di calcolo dei pesi portati G2b della sezione tipologica "esistente", ossia adeguata con i lavori del 1996

Discr.	PROGETTO PORTATI DENTE						
	B	H	X	Y	A	X x A	Y x A
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
6.1	-	-	-	-	-	-	-
6.2	1,41	0,79	7,68	1,99	1,11	8,55	2,22
7.1	0,92	1,61	8,84	2,92	1,48	13,09	4,33
7.2	1,13	2,14	9,87	3,18	2,42	23,87	7,69
8	0,37	1,60	10,62	3,45	0,59	6,29	2,04
9	0,50	1,60	11,05	3,45	0,80	8,84	2,76
Totali					6,41	60,64	19,03
					16.013,25	9,47	2,97
					Peso G2b	X G2b(m)	Y G2b(m)

Figura 21: Tabella di calcolo dei pesi portati G2b della sezione tipologica "progetto", ossia realizzati con i lavori del 1996

Considerata la modularità di 320cm si ottiene un PESO COMPLESSIVO con relative coordinate baricentriche per le due sezioni tipologiche "ESISTENTE" e "PROGETTO" come da tabella seguente:

	Gtot daN / 3.2m	X m	Y m
ESISTENTE	263.996,40	6,03	1,87
PROGETTO	271.886,00	4,98	1,78

Figura 22: Tabella riepilogativa delle masse per modulo di 320cm

7.3 Spinta delle terre

7.3.1 Spinta del terreno a monte della briglia

La spinta statica del terreno viene determinata ed applicata per la porzione di fronte di monte della altezza di briglia dalla quota della soglia di sfioro fino al raggiungimento della platea di fondazione. Al di sotto di tale limite le spinte statiche di terreno si annullano. Per la determinazione della spinta del terreno si considera una massa volumica pari a $\gamma = 1900$ kg/mc ed un angolo di attrito pari a 35° (analogo angolo di attrito considerato nella relazione dimensionamento del manufatto di progetto del 1996) non considerando la coesione dello strato come pure effetti di aderenza sulla parete di monte della briglia. Il coefficiente di spinta del terreno sulle pareti è considerato del tipo "a riposo" in cui:

K_0 : coefficiente di spinta a riposo = $(1 - \sin \phi)$.

Di seguito lo schema statico adottato per la valutazione delle sollecitazioni indotte sul manufatto (per metro lineare di sviluppo) dalle spinte del terreno di monte.

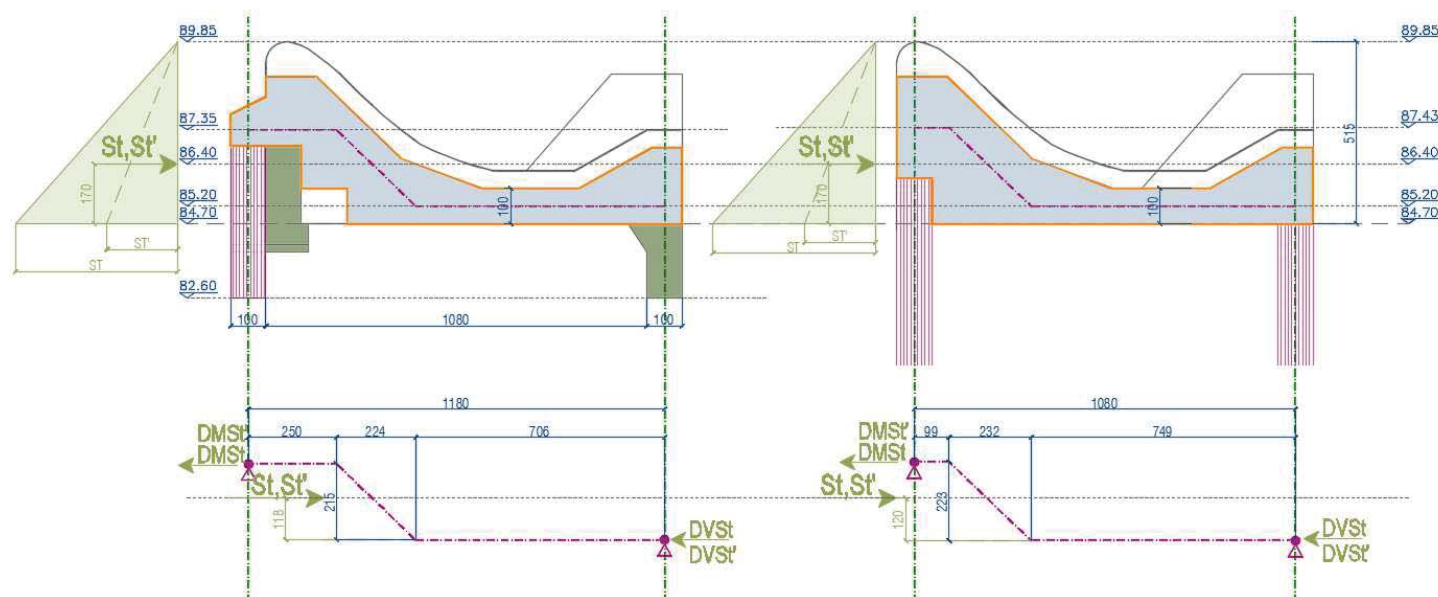


Figura 23: Schematizzazione delle spinte delle terre a monte della briglia

7.3.2 Spinta del terreno a valle della briglia

Come già evidenziato in premessa, non si è considerata alcuna spinta passiva del terreno di valle ammettendo che a valle della briglia il fondo d'alveo sia completamente (ossia sino ad intradosso platea della briglia) eroso.

7.3.3 Spinte efficaci

I medesimi criteri di determinazione delle spinte delle terre, come esposte in §7.3.1 verranno applicate anche in presenza di battente idrometrico con riduzione del peso specifico del terreno a $(1900-1000)$ kg/mc.

7.3.4 Spinta Sismica dei terreni a monte della briglia

Sull'argomento di rimanda a specifico paragrafo dedicato alla valutazione delle azioni sismiche

7.4 Spinte idrauliche

7.4.1 Spinta idrostatica

La spinta idrostatica viene, cautelativamente, determinata ed applicata per la porzione di fronte di monte della altezza di briglia dalla quota della soglia di sfioro fino al raggiungimento della platea di fondazione.

7.4.2 Sottospinta

La sottospinta idrostatica viene applicata sulla platea di fondazione (con direzione dal basso verso l'alto) considerando una altezza di colonna d'acqua di 5,15 m ossia pari alla elevazione della soglia di sfioro rispetto alla quota di intradosso platea di briglia (89,85m-84.70m).

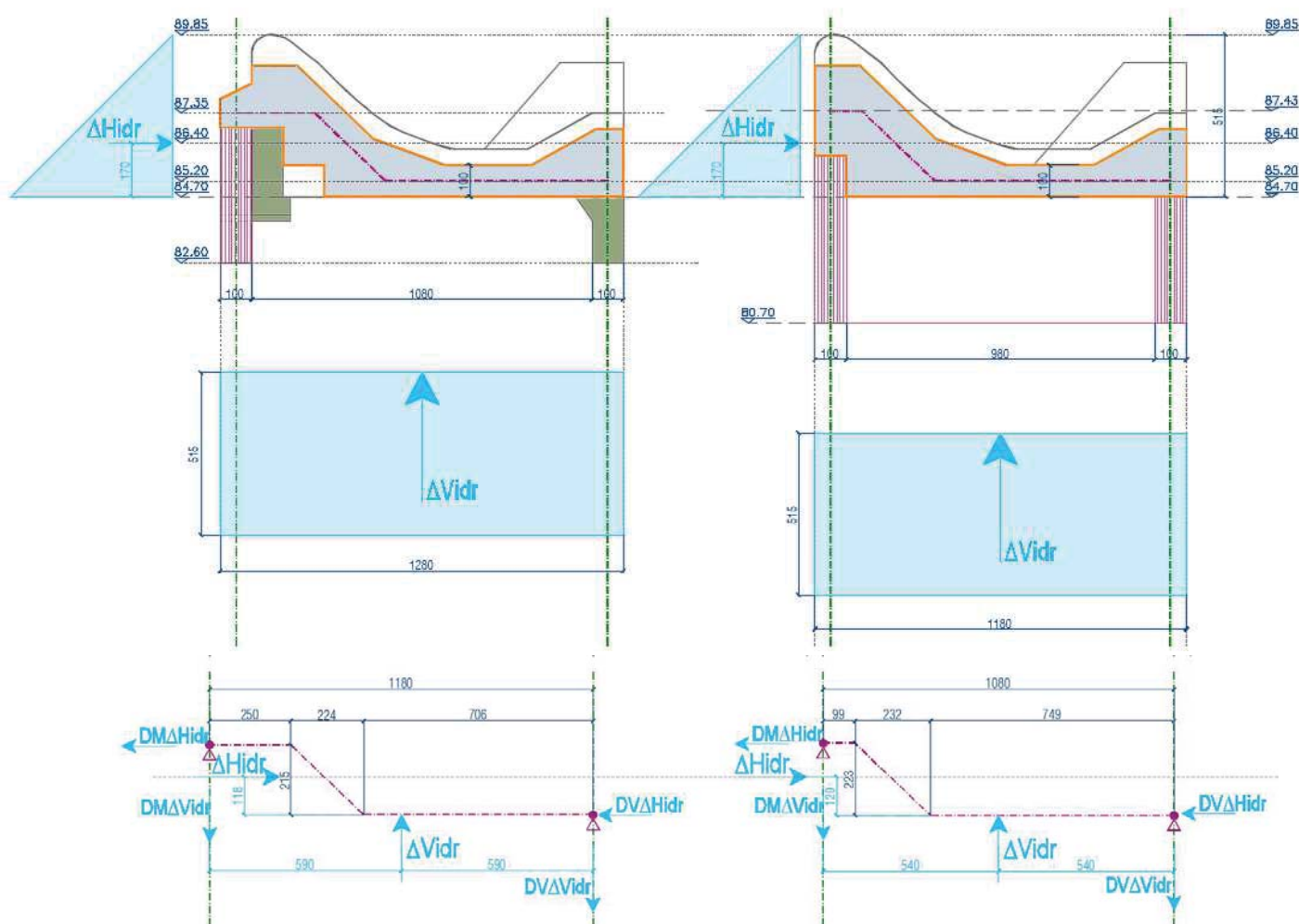


Figura 24: Schematizzazione delle spinte idrostatiche e delle sottospinte

7.4.3 Spinta idrodinamica

Considerata, cautelativamente, la velocità del flusso idrico sulla elevazione di briglia a monte della soglia di sfioro (ossia di altezza pari alla differenza di quota tra soglia di sfioro ed intradosso platea), è stata considerata nelle verifiche SLU ed SLV la spinta idrodinamica, valutata come:

$$\Delta H_{idrd} = \rho H v^2$$



terreno C	Tr	ag	s (S _T x S _S) _H	βm	kh	kv
SLD	50	0,0602	1,5	1	0,090	0,045
SLV	475	0.1519	1.478	1	0.225	0.112

	Gtot	SIS G V SLV	SIS G H SLV	X	Y
	daN /ml	daN /ml	daN /ml	m	m
ESISTENTE	82.498,88	9.260,84	9.537,60	6,03	1,87
PROGETTO	84.964,38	18.521,67	19.075,20	4,98	1,78

7.5.2 Azione sismica del terreno

In fase sismica si applica sulla briglia la spinta del terreno quantificata come la spinta statica (a riposo) a cui viene sommata la sovraspinta sismica determinata secondo il metodo di Mononobe-Okabe. A seguire lo schema statico utilizzato in analisi relativamente alla modalità di applicazione

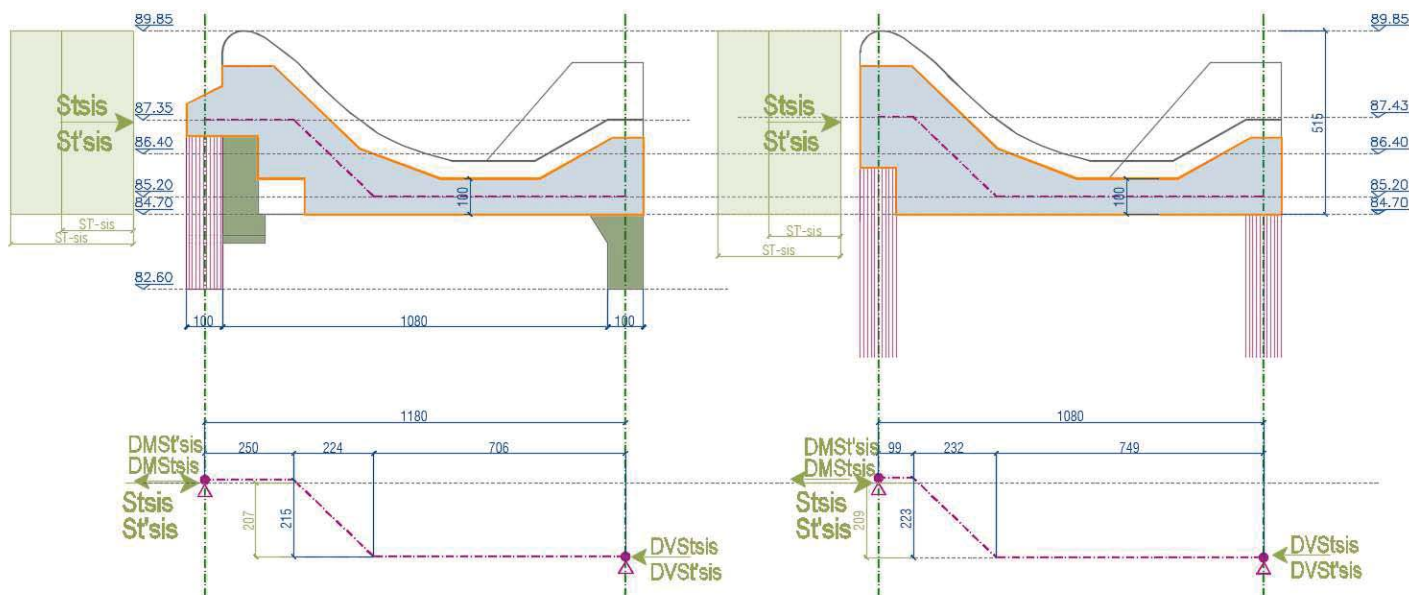


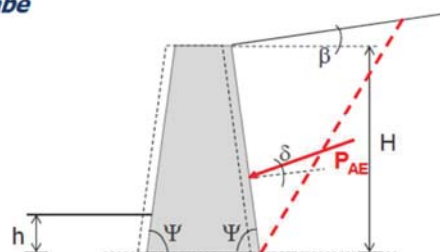
Figura 28: Schema statico di applicazione delle azioni sismiche sulle sezioni tipologiche di briglia

SLV	
Terreno C	
kh	0,224508
kv	0,112254
tanθ	0,666667
θ	0,588003
δ	0
β	0
ψ	1,570796
φ	0,61
Ksis = (1+kv) K_{AE}	
K_{AE}	1,139609
ft-den	1,125535
Ksis	1,267534

Soluzione di Mononobe-Okabe

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

segno - per forze dirette verso l'alto



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

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

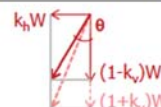


Figura 29: Calcolo del coefficiente di spinta sismica del terreno (nota : angoli espressi in radianti)

7.5.3 Azione sismica dell'acqua

Considerata l'assenza di ritenuta idraulica della briglia, non è stata considerata azione sismica dell'acqua ritenendola compensata sul manufatto. Tale spinta dovrebbe infatti essere considerata in ragione di :

$$\Delta s_w = (\gamma_w * S * a_g/g * H) * \psi_2$$

8 MODELLAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

Definiti i vari casi di carico ed i relativi valori delle azioni, si è proceduto a ricavare, risolvendo lo schema isostatico di trave a campata singola in appoggio su cerniere, le azioni verticali ed orizzontali sugli appoggi/diaframmi, secondo gli schemi grafici seguenti e con i risultati numerici esposti in veste tabellare a seguire.

8.1 Azioni sui diaframmi indotte da $G_1 + G_{2a} + G_{2b}$

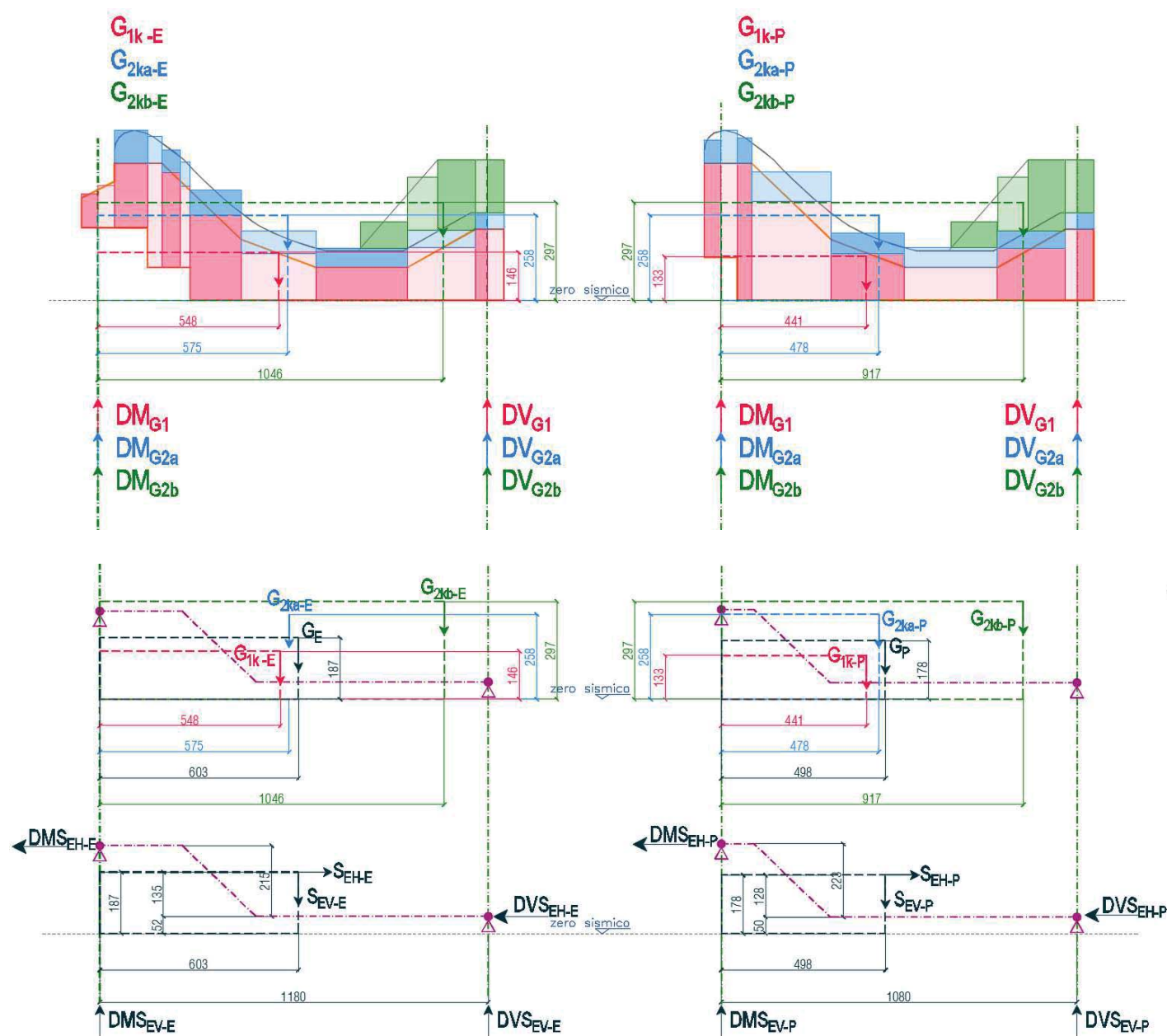


Figura 30: Schematizzazione dei Pesì Propri (G_1) e Portati (G_{2a} e G_{2b}) con relative azioni sismiche indotte

SEZIONE TIPOLOGICA "ESISTENTE"					SEZIONE TIPOLOGICA "PROGETTO"				
L		Larghezza della briglia			L		Larghezza della briglia		
		11,8		m			10,8		m
GRANDEZZA (daN, m)		Valore /ml		Valore /modulo	GRANDEZZA (daN, m),		Valore /ml		Valore /modulo
VERTICALI PESI	G1	Peso Proprio	54.956,25	175.860,00	G1	Peso Proprio	57.280,75	183.298,40	
	G1X	Ascissa Baricentro G1	5,48		G1X	Ascissa Baricentro G1	4,41		
	G1Y	Ordinata Baricentro G1	1,46		G1Y	Ordinata Baricentro G1	1,33		
	Sv - 1	Ampiezza modulo briglia	3,20		Sv - 1	Ampiezza modulo briglia	3,20		
	DV-G1	Reazione diaframma valle	25.526,98	81.686,35	DV-G1	Reazione diaframma valle	23.415,93	74.930,98	
	DM-G1	Reazione diaframma monte	29.429,27	94.173,65	DM-G1	Reazione diaframma monte	33.864,82	108.367,42	
	G2A	Peso Proprio	19.552,00	62.566,40	G2A	Peso Proprio	19.677,00	62.966,40	
	G2AX	Ascissa Baricentro G1	5,75		G2AX	Ascissa Baricentro G1	4,78		
	G2AY	Ordinata Baricentro G1	2,58		G2AY	Ordinata Baricentro G1	2,58		
	Sv-2a	Ampiezza modulo briglia	3,20		Sv-2a	Ampiezza modulo briglia	3,20		
	DV-G2a	Reazione diaframma valle	9.524,80	30.479,37	DV-G2a	Reazione diaframma valle	8.703,93	27.852,59	
	DM-G2a	Reazione diaframma monte	10.027,20	32.087,03	DM-G2a	Reazione diaframma monte	10.973,07	35.113,81	
	G2B	Peso Proprio	15.981,25	25.570,00	G2B	Peso Proprio	16.013,25	25.621,20	
	G2BX	Ascissa Baricentro G1	10,46		G2BX	Ascissa Baricentro G1	9,47		
	G2BY	Ordinata Baricentro G1	2,97		G2BY	Ordinata Baricentro G1	2,97		
	Sv - 2b	Ampiezza modulo briglia	1,6		Sv - 2b	Ampiezza modulo briglia	1,6		
	DV-G2b	Assiale diaframma di valle	14.166,65	22.666,64	DV-G2b	Reazione diaframma valle	14.037,79	22.460,46	
	DM-G2b	Assiale diaframma di monte	1.814,60	2.903,36	DM-G2b	Reazione diaframma monte	1.975,46	3.160,74	

8.2 Azioni sui diaframmi indotte dall'acqua

L					L				
Larghezza della briglia		11,8		m	Larghezza della briglia		10,8		m
GRANDEZZA (daN, m)		Valore /ml		Valore /modulo	GRANDEZZA (daN, m),		Valore /ml		Valore /modulo
SPINTA IDROSTATICA	Δhidr	Altezza battente di calcolo	5,15		Δhidr	Altezza battente di calcolo	5,15		
	ΔHidr	Spinta idrostatica di calcolo	13.261,25	42.436,00	ΔHidr	Spinta idrostatica di calcolo	13.261,25	42.436,00	
	B _D	Braccio trave schema statico	2,15		B _D	Braccio trave schema statico	2,23		
	BH _D	Braccio risultante Spinta	1,18		BH _D	Braccio risultante Spinta	1,2		
	DV-Hidr	Taglio diaframma di valle	5.982,98	19.145,54	DV-Hidr	Taglio diaframma di valle	6.125,15	19.600,48	
	DM-Hidr	Taglio diaframma di monte	7.278,27	23.290,46	DM-Hidr	Taglio diaframma di monte	7.136,10	22.835,52	
SPINTA IDRODINAMICA	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		
	Δhidrd	Altezza battente di calcolo	5,15		Δhidrd	Altezza battente di calcolo	5,15		
	ΔHidrd	Spinta idrodinamica di calcolo	20.600,00	65.920,00	ΔHidrd	Spinta idrodinamica di calcolo	20.600,00	65.920,00	
	B _D	Braccio trave schema statico	2,15		B _D	Braccio trave schema statico	2,23		
	BH _D	Braccio risultante Spinta	2,07		BH _D	Braccio risultante Spinta	2,09		
	DV-Hidr	Taglio diaframma di valle	766,51	2.452,84	DV-Hidr	Taglio diaframma di valle	1.293,27	4.138,48	
SOTTOSPINTA IDROSTATICA	DM-Hidr	Taglio diaframma di monte	19.833,49	63.467,16	DM-Hidr	Taglio diaframma di monte	19.306,73	61.781,52	
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		
	Δhidr	Altezza battente di calcolo	5,15		Δhidr	Altezza battente di calcolo	5,15		
	Lidr	Proiezione ampiezza briglia	12,8		Lidr	Proiezione ampiezza briglia	11,8		
	ΔVidr	Risultante sottospinta	-65920 -	210.944,00	ΔVidr	Risultante sottospinta	-60770 -	194.464,00	
	DV-Vidr	Assiale diaframma di valle	- 32.960,00 -	105.472,00	DV-Vidr	Reazione diaframma valle	- 30.385,00 -	97.232,00	
	DM-Vidr	Assiale diaframma di monte	- 32.960,00 -	105.472,00	DM-Vidr	Reazione diaframma monte	- 30.385,00 -	97.232,00	
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		

8.3 Azioni sui diaframmi indotte dal terreno di monte

	SEZIONE TIPOLOGICA "ESISTENTE"			
	L Larghezza della briglia		11,8	m
	GRANDEZZA (daN, m)		Valore /ml	Valore /modulo
TERRENI SPINTE	htm	Altezza battente di calcolo	5,15	
	ϕ	Angolo di attrito di calcolo	35,00	
	ko	Spinta a riposo	0,43	
	γt	Peso specifico terreno	1.900,00	
	St	Risultante spinta terre	10.744,33	34.381,85
	h_{St}	Ordinata risultante spinta	1,72	
	B_D	Braccio trave schema statico	2,15	
	B_{St_D}	Braccio risultante Spinta	1,18	
	DV-St	Taglio diaframma di valle	4.847,44	15.511,81
	DM-St	Taglio diaframma di monte	5.896,89	18.870,04
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20	
	Sv	Braccio risultante Spinta	3,20	
TERRENI SPINTE efficaci	htm	Altezza battente di calcolo	5,15	
	ϕ	Angolo di attrito di calcolo	35,00	
	ko	Spinta a riposo	0,43	
	$\gamma t'$	Peso specifico terreno	900,00	
	St'	Risultante spinta terre	5.089,42	16.286,14
	h_{St}	Ordinata risultante spinta	1,72	
	B_D	Braccio trave schema statico	2,15	
	B_{St_D}	Braccio risultante Spinta	1,18	
	DV-St'	Taglio diaframma di valle	2.296,16	7.347,70
	DM-St'	Taglio diaframma di monte	2.793,26	8.938,44
	Sv	Braccio risultante Spinta	3,20	
	Sv	Braccio risultante Spinta	3,20	

8.4 Azioni sui diaframmi indotte dal sisma

8.4.1 Masse sismiche relative ai Pesi Propri e Portati

	SEZIONE TIPOLOGICA "ESISTENTE"			
	L Larghezza della briglia		11,8	m
	GRANDEZZA (daN, m)		Valore /ml	Valore /modulo
SISMA ORIZZONTALE	G	Massa complessiva	82.498,88	263.996,40
	X_G	Coordinata baricentrica	6,03	
	Y_G	Coordinata baricentrica	1,87	
	S_{EH-E}	Azione sismica orizzontale	18.521,67	59.269,36
	B_D	Braccio trave schema statico	2,15	
	B_{St_D}	Braccio risultante Spinta	1,35	
	DVS _{EH-E}	Taglio diaframma di valle	6.891,79	22.053,71
	DMS _{EH-E}	Taglio diaframma di monte	11.629,89	37.215,64
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20	
	Sv	Braccio risultante Spinta	3,20	
SISMA VERTICALE	G	Massa complessiva	82.498,88	263.996,40
	X_G	Coordinata baricentrica	6,03	
	Y_G	Coordinata baricentrica	1,87	
	S_{EV-E}	Azione sismica verticale	9.260,84	29.634,68
	DVS _{EV-E}	Assiale diaframma di valle	4.729,84	15.135,49
	DMS _{EV-E}	Assiale diaframma di monte	4.531,00	14.499,19
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20	
	Sv	Braccio risultante Spinta	3,20	
	Sv	Braccio risultante Spinta	3,20	
	Sv	Braccio risultante Spinta	3,20	

	SEZIONE TIPOLOGICA "PROGETTO"			
	L Larghezza della briglia		10,8	m
	GRANDEZZA (daN, m),		Valore /ml	Valore /modulo
G	Massa complessiva	84.964,38	271.886,00	
X_G	Coordinata baricentrica	4,98		
Y_G	Coordinata baricentrica	1,78		
S_{EH-P}	Azione sismica orizzontale	19.075,20	61.040,64	
B_D	Braccio trave schema statico	2,23		
B_{St_D}	Braccio risultante Spinta	1,28		
DVS _{EH-P}	Taglio diaframma di valle	8.126,21	26.003,86	
DMS _{EH-P}	Taglio diaframma di monte	10.948,99	35.036,78	
Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		
G	Massa complessiva	84.964,38	271.886,00	
X_G	Coordinata baricentrica	4,98		
Y_G	Coordinata baricentrica	1,78		
S_{EV-P}	Azione sismica verticale	9.537,60	30.520,32	
DVS _{EV-P}	Assiale diaframma di valle	4.393,49	14.059,16	
DMS _{EV-P}	Assiale diaframma di monte	5.144,11	16.461,16	
Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20		

8.4.2 Masse sismiche relative al terreno di monte

		SEZIONE TIPOLOGICA "ESISTENTE"		
	L	Larghezza della briglia	11,8	m
	GRANDEZZA (daN, m)		Valore /ml	Valore /modulo
TERRENI SPINTE SISMICHE	htm	Altezza battente di calcolo	5,15	
	φ	Angolo di attrito di calcolo	35,00	
	ksis	Coeff. Spinta sismica	1,27	
	γt	Peso specifico terreno	1.900,00	
	Stsis	Spinta sismica terreno	31.937,27	102.199,27
	h _{st}	Ordinata risultante spinta	1,72	
	B _D	Braccio trave schema statico	2,15	
	BSt _D	Braccio risultante Spinta	2,07	
	DV-Stsis	Taglio diaframma di valle	1.188,36	3.802,76
	DM-Stsis	Taglio diaframma di monte	30.748,91	98.396,51
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20	
TERRENI SPINTE SISMICHE EFFICACI	htm	Altezza battente di calcolo	5,15	
	φ	Angolo di attrito di calcolo	35,00	
	ksis	Coeff. Spinta sismica	1,27	
	γt'	Massa complessiva	900,00	
	St'sis	Spinta sismica terreno	15.128,18	48.410,18
	h _{st}	Ordinata risultante spinta	1,72	
	B _D	Braccio trave schema statico	2,15	
	BSt _D	Braccio risultante Spinta	2,07	
	DV-St'sis	Taglio diaframma di valle	562,91	1.801,31
	DM-St'sis	Taglio diaframma di monte	14.565,27	46.608,87
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20	

		SEZIONE TIPOLOGICA "PROGETTO"		
	L	Larghezza della briglia	10,8	m
	GRANDEZZA (daN, m)		Valore /ml	Valore /modulo
TERRENI SPINTE SISMICHE	htm	Altezza battente di calcolo	5,15	
	φ	Angolo di attrito di calcolo	35,00	
	ksis	Coeff. Spinta sismica	1,27	
	γt	Peso specifico terreno	1.900,00	
	Stsis	Spinta sismica terreno	31.937,27	102.199,27
	h _{st}	Ordinata risultante spinta	1,72	
	B _D	Braccio trave schema statico	2,23	
	BSt _D	Braccio risultante Spinta	2,09	
	DV-Stsis	Taglio diaframma di valle	2.005,03	6.416,10
	DM-Stsis	Taglio diaframma di monte	29.932,24	95.783,18
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20	
TERRENI SPINTE SISMICHE EFFICACI	htm	Altezza battente di calcolo	5,15	
	φ	Angolo di attrito di calcolo	35,00	
	ksis	Coeff. Spinta sismica	1,27	
	γt'	Massa complessiva	900,00	
	St'sis	Spinta sismica terreno	15.128,18	48.410,18
	h _{st}	Ordinata risultante spinta	1,72	
	B _D	Braccio trave schema statico	2,23	
	BSt _D	Braccio risultante Spinta	2,09	
	DV-St'sis	Taglio diaframma di valle	949,75	3.039,20
	DM-St'sis	Taglio diaframma di monte	14.178,43	45.370,98
	Sv	Ampiezza modulo briglia	3,20	

9 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

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

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali:

- per l'**Approccio 1** si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'**Approccio 2** si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

La struttura è stata dimensionata secondo **approccio 2**, applicando le seguenti combinazioni:

Nel caso in esame, nell'ambito di sole verifiche SLU ed SLV e considerando solo sollecitazioni orizzontali con direzione monte-valle, sono state considerate 5 combinazioni

- N°2 combinazioni SLU rispettivamente relative ad alveo in secca e con presenza di battente idrometrico;
- N°3 combinazioni SLV , relative a:
 - Alveo in secca
 - Massimo battente idrometrico ed in quota 30% azione sismica
 - Azione sismica ed in quota 30% massimo battente idrometrico

L'attribuzione dei coefficienti $x = 0.3$ per le combinazioni tra azioni idrostatiche-idrodinamiche e sismiche, si è fatto riferimento a Tab. C5 del D.Min. 26.06.2014.

Le combinazioni considerate in analisi sono riepilogate in tabella seguente:

	G1	G2A	G2B	TERRENI	TERRENI'	IDROST	IDRODIN	SOTTO	SISMA H	SISMA V	SISMA TERRENI	SISMA TERRENI'
SLU	1,3	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
	1,3	1,5	1,5	0	1,5	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0
SLV	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	1	0
	1	1	1	0	1	1	1	1	0,3	0,3	0	0,3
	1	1	1	0	0,3	0,3	0,3	0,3	1	1	0	1

Figura 31: Combinazioni SLU ed SLV di analisi

10 AZIONI SUI DIAFRAMMI

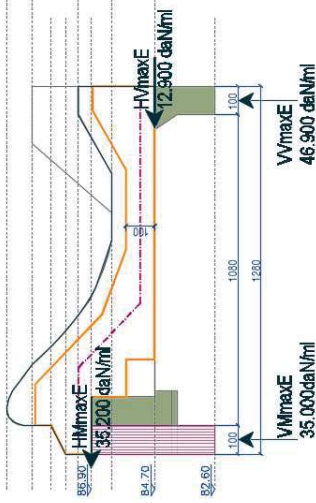
Considerate le caratteristiche di isostaticità dello schema strutturale di analisi è stato possibile ricavare i valori delle azioni sui diaframmi, ossia le reazioni vincolari (orizzontali e verticali) agli appoggi dello schema a trave, nelle combinazioni SLU ed SLV, combinando direttamente le reazioni vincolari ricavate dai singoli casi di carico, come indicate in capitolo 8 della presente relazione.

Di seguito, si procederà alla definizione delle massime reazioni vincolari relativamente alle due sezioni tipologiche di briglia.

I valori ricavati verranno quindi comparati con le prestazioni della sezione in c.a. dei pannelli di diaframmatura all'appoggio ed anche con le prestazioni di resistenza del sistema terreno-diaframma a garanzia di stabilità della briglia in direzione monte-valle.

A migliore comprensione dei dati esposti in tabelle seguenti si precisa che:

- Le lunghezze sono in metri e le forze in daN;
- Le azioni sismiche orizzontali (SISMA H) sono considerate con direzione monte-valle, ossia concordi con il flusso idrico
- Le azioni sismiche verticali (SISMA V) sono considerate con direzione basso-alto



10.1 Sezione tipologica “ESISTENTE”

[illegible]

10.2 Sezione tipologica “PROGETTO”

[illegible]

ASSIALE V VALLE	G1	74.930,98	72.852,59	G2A	G2B	TERRENI	TERRENI'	IDROST	IDRODIN	SISMA H			SISMA TERRENI			Totale (ml) (dSn)
										-	-	-	-	-	-	
SLU	1,3	97410,27	1,5	41778,89	1,5	33690,69	1,5	0	0	0	0	0	0	0	172.879,64	54.024,95
	1,3	97410,27	1,5	41778,89	1,5	33690,69	1,5	0	1,5	0	1,5	-145848	0	0	27.031,84	8.447,45
SLV	1	74930,98	1	27852,59	1	22460,46	1	0	0	0	0	0	1	0	139.303,18	43.532,24
	1	74930,98	1	27852,59	1	22460,46	1	0	0	0	0	-97232	0	0,3	32.229,77	10.071,80
	1	74930,98	1	27852,59	1	22460,46	0	0	0,3	0	0,3	-29169,6	1	0	110.133,58	34.416,74

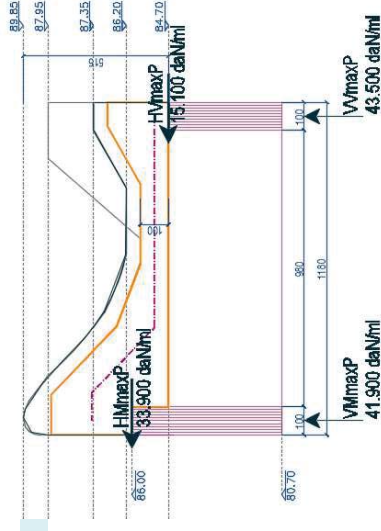
[illegible]

VIASSALE	V MONTONE	G1	G2A	G2B	TERRENI	TERRENI'	IDROST	IDRODIN	SOTTO			SISMA H	SISMA V	SISMA TERRENI	SISMA TERRENI'	Totale modulo 3.2m	
									-	-	-					-	-
1,3	140877,6	1,5	52670,71	1,5	4741,114	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	61.965,46
1,3	140877,6	1,5	52670,71	1,5	4741,114	1,5	0	1,5	0	1,5	-145848	0	0	0	0	0	52.441,48
1	108367,4	1	35113,81	1	3160,743	1	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	163.103,14
1	108367,4	1	35113,81	1	3160,743	0	0	1	0	1	-97232	0,3	0,3	0	0,3	0	50.969,73
1	108367,4	1	35113,81	1	3160,743	0	0	0,3	0	0,3	-29169,6	0	1	1	0	0	153.938,32
1	108367,4	1	35113,81	1	3160,743	0	0	0,3	0	0,3	-29169,6	0	1	1	0	0	133.933,54
																	41.854,23
																	VmmASP

10.3 VERIFICA A TAGLIO DEI DIAFRAMMI SULLA SEZIONE DI APPOGGIO

Note le massime sollecitazioni assiali e taglianti per metro lineare delle diaframature di monte e di valle, è quindi possibile effettuare verifica di resistenza a taglio della sezione

- l'armatura dichiarata a progetto del 1996 ossia: 13 + 13 Ø20 correnti per singolo pannello da 250x100cm , staffatura singola Ø12 a passo 25cm;
- Calcestruzzo con resistenza Rbk dichiarata in 300 daN/cm² ;
- Livello di Confidenza LC2 (FC= 1.2).



DATI E RISULTATI		DIAGRAMMA P	DIAGRAMMA E
Tipo di sezione		RETTANGOLARE	RETTANGOLARE
Base della sezione	b	2500	2500
Altezza della sezione	h	1000	1000
Copripetto	c	40	40
Area dell'armatura longitudinale	A_{cl}	8168,140899	8168,140899
Sforzo di compressione nella sezione	N_{ed}	1047,5	875
Altezza utile della sezione	d	960	960
Larghezza minima della sezione	b_w	2500	2500
Area della sezione	A_c	2.500.000	2.500.000
NTC2018 4.1.2.5.1.1 – Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	1,4564	1,4564
	$V_{fmin} = 0,035k^{0,6} f_{cdk}^{0,2}$	0,2808	0,2808
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_1 = A_s / (b_w d) \leq 0,02$	0,0034	0,0034
Tensione media di compressione della sezione	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,4190	0,3500
Resistenza a taglio minima della sezione fessurata da momento flettente	$V_{fmin} = (V_{fmin} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w d$	824,74	799,90
Resistenza a taglio della sezione fessurata da momento flettente	$V_{Rd} = ((0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c) + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w d \geq V_{fmin}$	956,66	931,82
	V_s	847,5	880
		1,128808063	1,058891856

11 MASSIME SOLLECITAZIONI SUL MANUFATTO

Le verifiche sul manufatto di briglia, ossia sulla struttura in c.a. le cui sollecitazioni indotte dalle azioni esterne sono state valutate mediante schema strutturale a trave isostatica a doppio ginocchio con sezione variabile, sono sviluppate mediante calcolo ad elementi finiti di elementi D2 per tener conto della variabilità del peso proprio della “trave” lungo il suo asse. Gli schemi di carico considerati sono quindi coerenti con quanto presentato in capitolo 7 della presente relazione, mentre i valori in modulo delle azioni esterne riprendono gli esiti numerici di capitolo 8, le combinazioni considerate sono coerenti con capitolo 9. La modularità considerata in analisi è pari ad una larghezza di 1.60m, si è infatti considerata l'ampiezza di sezione comprensiva del dente di valle.

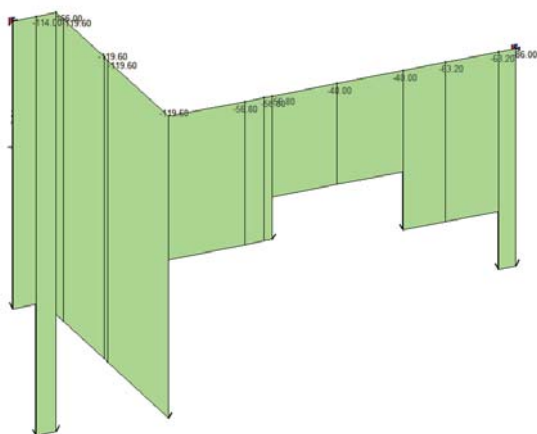


Figura 32: Andamento dei pesi propri G1 sullo sviluppo trave

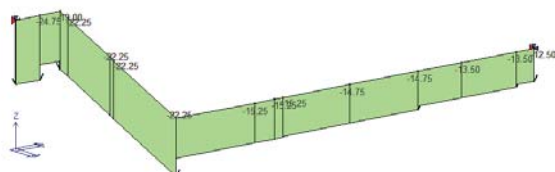


Figura 33: Andamento dei pesi portati G2a

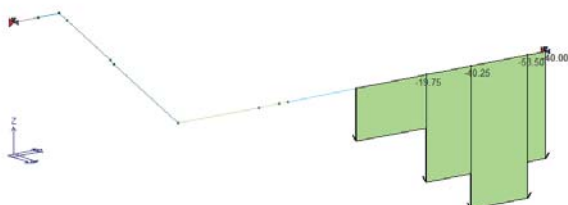


Figura 34: Andamento dei pesi portati G2b

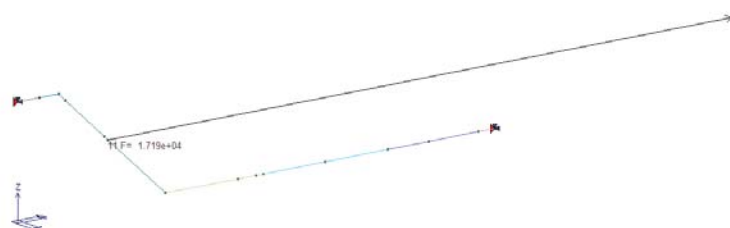


Figura 35: Applicazione risultante spinta terre : 17.190daN

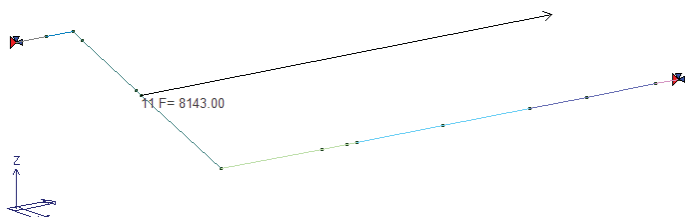


Figura 36: Applicazione risultante spinta terre efficaci: 8.143 daN



Figura 37: Applicazione spinta idrostatica : 21.220 daN

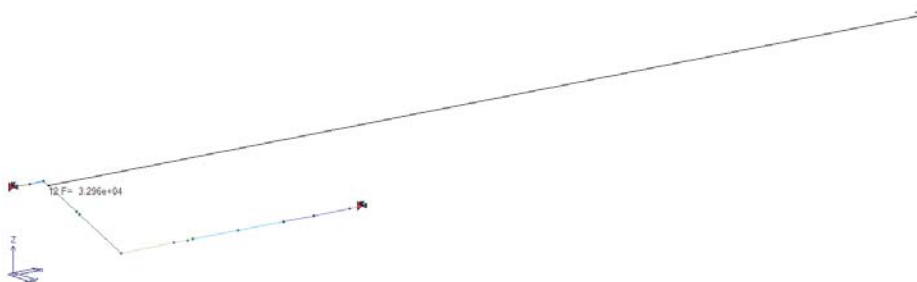


Figura 38: Applicazione risultante spinta idrodinamica : 32.960daN

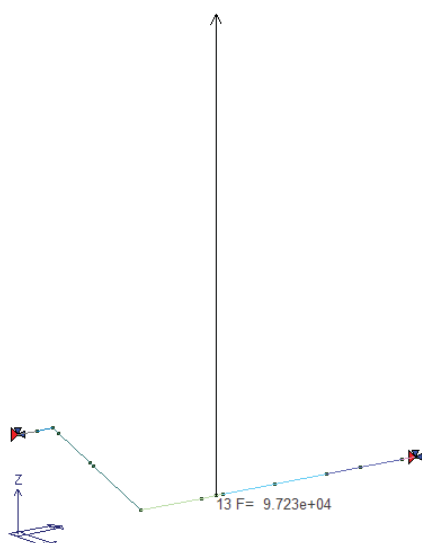


Figura 39: Applicazione risultante sottospinta : 97.230 daN

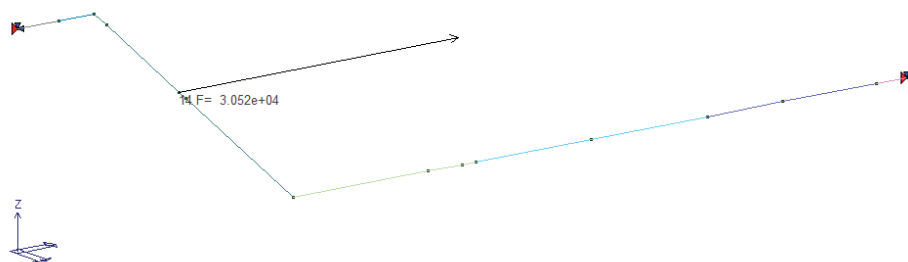


Figura 40: Applicazione risultante Sisma H : 30.520 daN

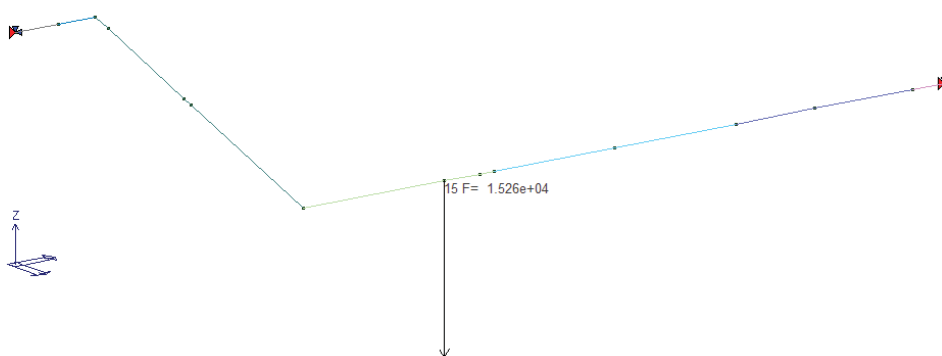


Figura 41: Applicazione risultante Sisma V : 15.260 daN

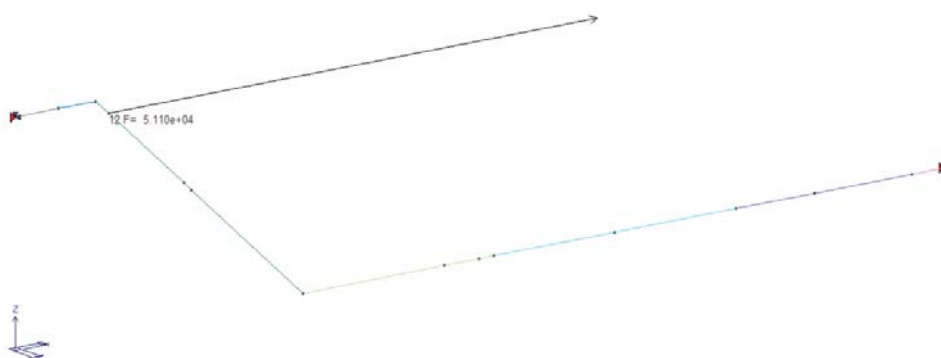


Figura 42: Applicazione risultante Sisma terre H : 51.100 daN

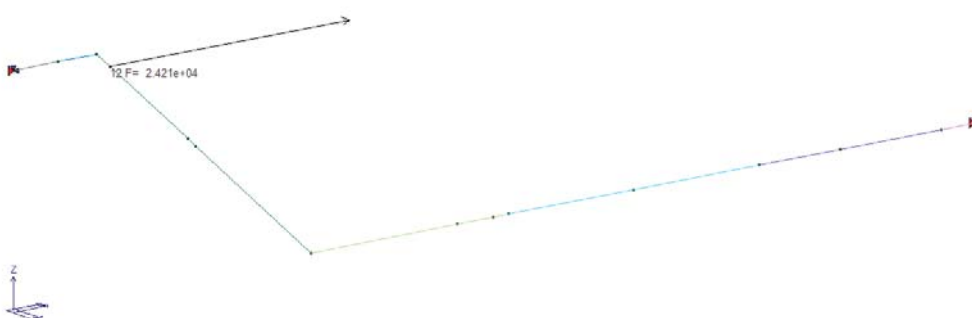


Figura 43: Applicazione risultante Sisma terre H efficaci : 24.210 daN

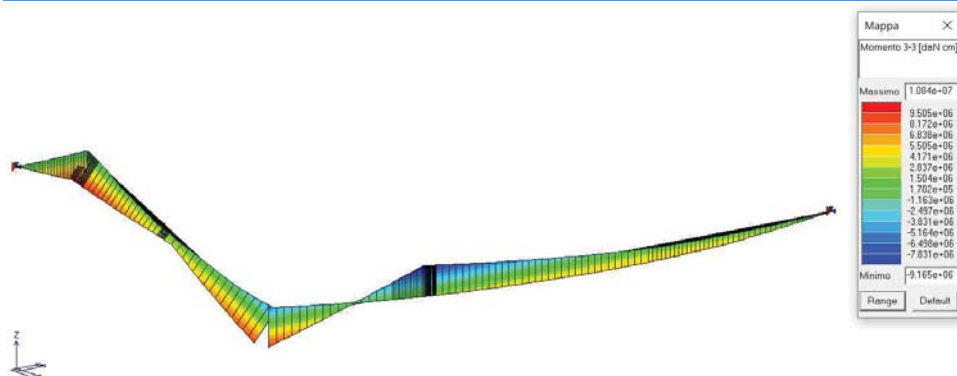


Figura 44: Involuppo flettenti

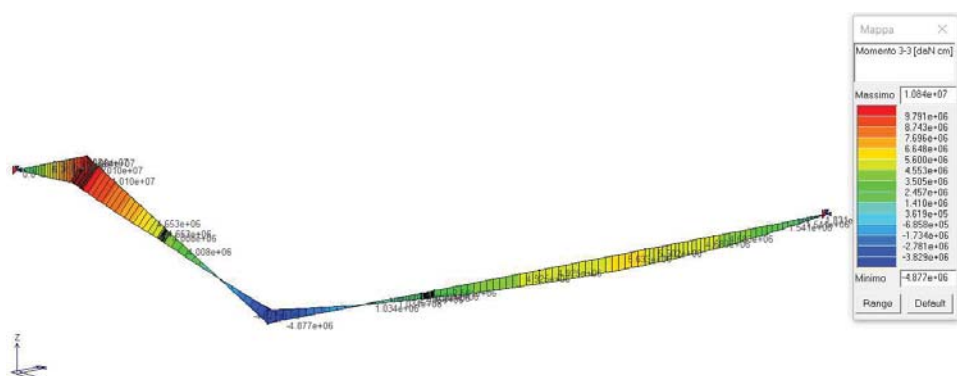


Figura 45: Combinazione SLU 1 di max flettente

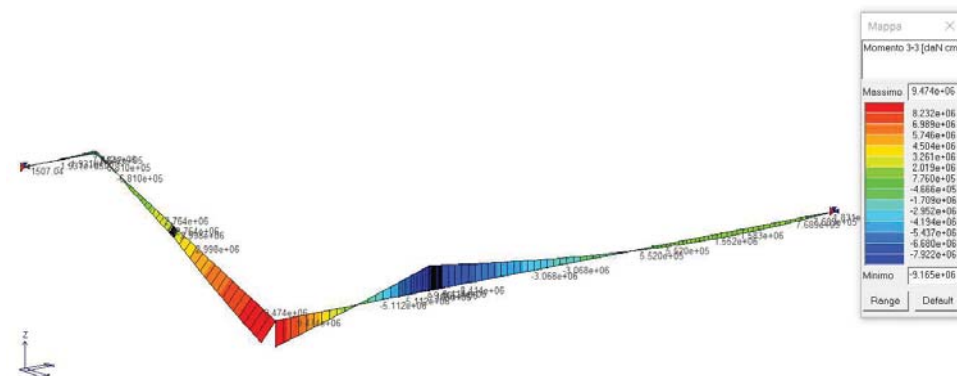


Figura 46: Combinazione SLU 2 di min flettente

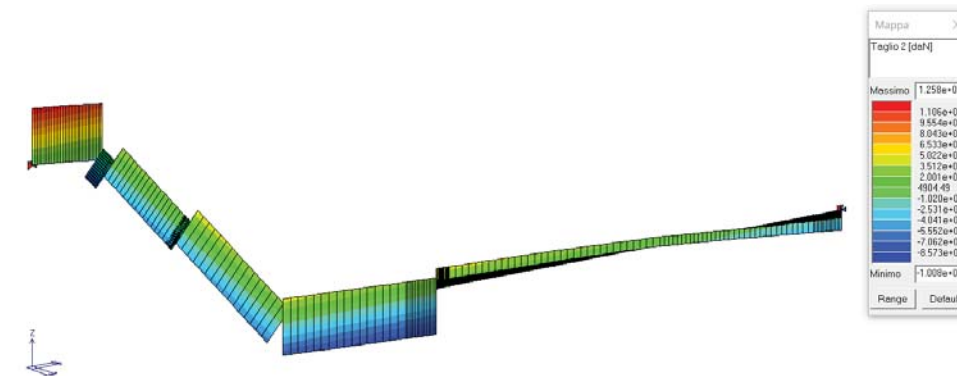
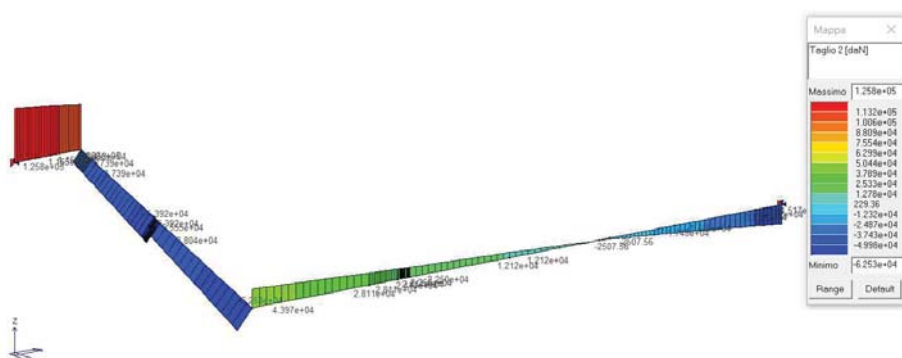
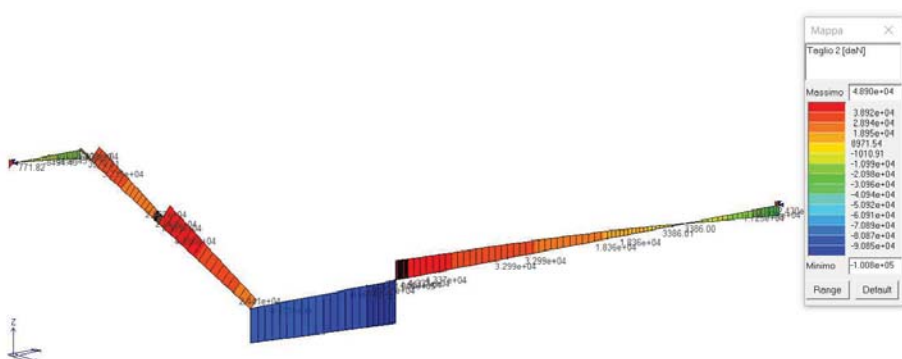


Figura 47: Involuppo taglio


Figura 48: Combinazione SLU 1 di max taglio

Figura 49: Combinazione SLU 2 di min taglio

Dalla analisi del modello a trave si ricavano i seguenti valori massimi di sollecitazione per modulo di 1.6ml di ampiezza:

M+	+9.500.000 daNcm / 1.6m	= +5.937.500 daNcm	593.8 kNm
M+	+10.840.000 daNcm / 1.6m	= +6.775.000 daNcm	677.5 kNm
M-	- 9.165.000 daNcm / 1.6m	= - 5.728.125 daNcm	572.8 kNm
T+	+125.800 daN / 1.6m	= + 78.625 daN	786.3 kN
T-	- 100.800 daN / 1.6m	= - 63.000 daN	630.0 kN

11.1 Verifica a taglio delle sezioni maggiormente sollecitate

Verifica condotta per metro lineare di sezione con calcestruzzo C32/40 $f_{ck}=1$ ed acciaio per armature equivalente a B450C, armatura della sezione come da elaborati progettuali 1996 (rif. tav.SF.06.3)

DATI E RISULTATI			SEZIONE P	SEZIONE P
			RETTANGOLARE	RETTANGOLARE
Tipo di sezione				
Base della sezione	b	mm	1000	1000
Altezza della sezione	h	mm	1840	2850
Copriferro	c	mm	40	40
Area dell'armatura longitudinale	A_{sl}	mmq	5730,265	5730,265
Sforzo di compressione nella sezione	N_{ed}	KN	0	0
Altezza utile della sezione	d	mm	1800	2810
Larghezza minima della sezione	b_w	mm	1000	1000
Area della sezione	A_c	mmq	1.840.000	2.850.000
NTC2018 4.1.2.3.5.1 – Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			SEZIONE P	SEZIONE P
	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		1,3333	1,2668
	$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0,3142	0,2910
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$		0,0032	0,0020
Tensione media di compressione della sezione	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	MPa	0,0000	0,0000
Resistenza a taglio minima della sezione fessurata da momento flettente	$V_{Rd min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w d$	KN	565,57	817,65
Resistenza a taglio della sezione fessurata da momento flettente	$V_{Rd} = ((0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/2} / \gamma_c) + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \geq V_{Rd min}$	KN	637,07	817,65
	V_s	kN	630	786
			1,011219986	1,040269298

Da quanto esposto, considerando l'armatura prevista in sezione e l'intera sezione in c.a. in assenza di azione assiale si ottengono valori di resistenza della sezione in c.a. non armata a taglio adeguati per i livelli di sollecitazione previsti.

11.2 Verifica a flettente delle sezioni maggiormente sollecitate

Verifica condotta per metro lineare di sezione con calcestruzzo C32/40 $f_{ct}=1$ ed acciaio per armature equivalente a B450C, armatura della sezione come da elaborati progettuali 1996 (rif. tav.SF.06.3)

M+	+ 593.8 kNm	sezione h=142cm, b=100cm	As = 8 ϕ 20/m, As'=4 ϕ 20/m, Asmed=4 ϕ 20/m
M+	+ 677.5 kNm	sezione h= 285cm, b=100cm	As = 8 ϕ 20/m, As'=4 ϕ 20/m, Asmed=4 ϕ 20/m
M-	- 572.8 kNm	sezione h=100cm , b=100cm	As = 8 ϕ 20/m, As'=4 ϕ 20/m

La sola sezione "minima" dim.100x100 armata con As = 8 ϕ 20/m, As'=4 ϕ 20/m presenta un momento resistente Mrd in assenza di azione assiale, pari a 918,5kNm, come dimostrato da immagine seguente.

A seguire si produce anche il relativo dominio di resistenza della sezione e dimostrazione dell'esito favorevole delle verifiche a flessione.

Titolo : _____

N° strati barre 2 **Zoom** _____

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,57	4
2	25,13	96

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0
 M_{xEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M xRd 918,5 kNm
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 60,57 ‰
 d 96 cm
 x 5,244 x/d 0,05462
 δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Figura 50: Calcolo Mrd sezione cls 100x100cm

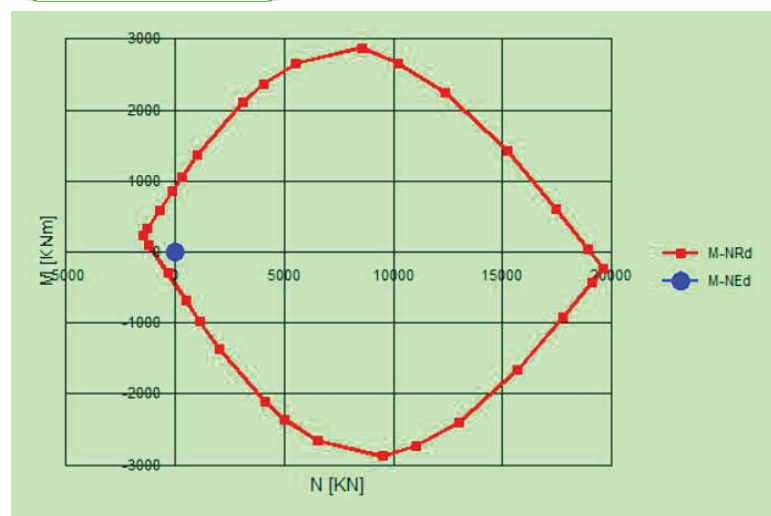


Figura 51: Dominio MN della sezione cls 100x100cm

4. SOMMARIO

1.	PREMESSA	1
2.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
3.	SCHEMA STATICO ADOTTATO IN ANALISI.....	4
4.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
5.	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI ESISTENTI.....	6
6.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	6
6.1	Condizioni topografiche	6
6.2	Localizzazione dell'intervento.....	6
6.3	Vita nominale	7
6.4	Classe d'uso.....	7
6.5	Periodo di riferimento per l'azione sismica	7
6.6	Calcolo azione sismica da D.M. 26.06.2014.....	8
6.7	Calcolo azione sismica da NTC 2018 § 7.11.6.2.1	9
7.	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE	10
7.1	Peso proprio (G1)	10
7.2	Pesi portati.....	11
7.2.1	Getto di sagomatura della soglia di sfioro e della vasca di dissipazione.....	11
7.2.2	Denti di valle	13
7.3	Spinta delle terre.....	15
7.3.1	Spinta del terreno a monte della briglia	15
7.3.2	Spinta del terreno a valle della briglia	15
7.3.3	Spinte efficaci	15
7.3.4	Spinta Sismica dei terreni a monte della briglia	15
7.4	Spinte idrauliche	15
7.4.1	Spinta idrostatica	15
7.4.2	Sottospinta.....	16
7.4.3	Spinta idrodinamica.....	16
7.5	Azioni sismiche.....	17
7.5.1	Azioni sismiche sui pesi propri e sui pesi portati	17
7.5.2	Azione sismica del terreno	18
7.5.3	Azione sismica dell'acqua.....	18
8.	MODELLAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA	19
8.1	Azioni sui diaframmi indotte da G1+G2a+G2b	19
8.2	Azioni sui diaframmi indotte dall'acqua	20
8.3	Azioni sui diaframmi indotte dal terreno di monte.....	21
8.4	Azioni sui diaframmi indotte dal sisma.....	21
8.4.1	Masse sismiche relative ai Pesi Propri e Portati.....	21
8.4.2	Masse sismiche relative al terreno di monte.....	22
9.	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	22
10.	AZIONI SUI DIAFRAMMI	24
10.1	Sezione tipologica "ESISTENTE"	24
10.2	Sezione tipologica "PROGETTO".....	25
10.3	VERIFICA A TAGLIO DEI DIAFRAMMI SULLA SEZIONE DI APPOGGIO.....	25
11.	MASSIME SOLLECITAZIONI SUL MANUFATTO	26
11.1	Verifica a taglio delle sezioni maggiormente sollecitate	30
11.2	Verifica a flettente delle sezioni maggiormente sollecitate	31