



**REGIONE
LAZIO**

**DIREZIONE REGIONALE INFRASTRUTTURE,
AMBIENTE E POLITICHE ABITATIVE**

**LAVORI DI RIPRISTINO DELL'OFFICIOSITA' DEL FOSSO DI
PRATOLUNGO COMPRESA LA M.S. DELL'ALVEO E LA COSTITUZIONE
DI OPPORTUNE OPERE DI ACCUMULO E
LAMINAZIONE DELLE PIENE - II LOTTO**

**PROGETTO ESECUTIVO
PERIZIA DI VARIANTE E SUPPLETIVA**

**PROGETTO STRUTTURALE OPERA DI REGOLAZIONE
Relazione tecnica e illustrativa**

IMPRESA DI COSTRUZIONE:
ATI:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Dott. Dario Maturro



(capogruppo)



(mandante)

PROGETTISTI:

DIREZIONE DEI LAVORI
Ing. Severino Marasco



(mandataria)
Prof. Ing. Marco Petrangeli
Ing. Geol. Massimo Pietrantonì



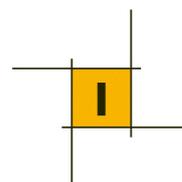
(mandante)
Ing. Luciano Landolfi
Ing. Roberto De Gennaro
Ing. Antonio Petti

STUDI GEOLOGICI:

Ing. Geol. Massimo Pietrantonì

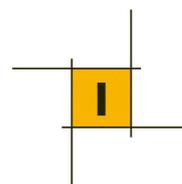
CODICE ELABORATO	RIFERIMENTO ELABORATO		SCALA
	File name:		
	R	IN 122 ST - RE 100 - R 1	RIN122ST-RE100-R1
			-

rev	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Visto committente	Descrizione
0	11/2013	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		A seguito di istruttoria del Servizio Dighe
1	08/07/2015	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		Ottemperanza prescrizioni. Consegna definitiva
2						



INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI	6
4	CONSIDERAZIONI SUGLI ASPETTI NORMATIVI	7
5	CARATTERISTICHE DEL MANUFATTO DI REGOLAZIONE	8
6	ASPETTI SISMICI.....	11
6.1	Sismicità del sito	11
6.2	La definizione dell'accelerazione sismica di progetto	12
6.3	Il comportamento sismico della struttura.....	13
7	ANALISI DEI CARICHI	15
7.1	Manufatto sfioratore.....	15
7.1.1	Combinazioni delle azioni e sollecitazioni agenti sul manufatto di sfioro	24
7.2	Manufatto di restituzione (scarico di fondo).....	28
7.2.1	Combinazioni delle azioni e sollecitazioni agenti sul manufatto di restituzione.....	35



1 PREMESSA

Il progetto in esame prevede la realizzazione di una **vasca di laminazione in linea** tramite uno sbarramento sul Fosso di Pratolungo. L'opera è composta dalle seguenti parti:

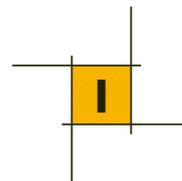
- 1) una **diga di terra** di lunghezza 400 m circa e alta fino a circa 11 m rispetto al piano di campagna;
- 2) un'**opera di regolazione** in calcestruzzo, interposto alla diga in terra di cui sopra, in corrispondenza del fosso attuale.

Nella presente relazione vengono descritte le caratteristiche del manufatto di regolazione, con particolare riguardo ai criteri con i quali sono state condotte le verifiche statiche e sismiche dell'opera.

Nel seguito sono quindi descritte le caratteristiche geometriche essenziali del manufatto e viene poi esplicitata l'analisi dei carichi con i quali è stata dimensionata l'opera, dal punto di vista geotecnico e strutturale.

I risultati delle verifiche geotecniche (verifiche a scorrimento, rottura del complesso fondazione/terreno e cedimenti) sono riportati nella Relazione Geotecnica del manufatto (codice ST-RE103), mentre nella Relazione di Calcolo (codice ST-RE104) sono riportati i risultati delle verifiche strutturali.

Nelle suddette relazioni si farà riferimento direttamente ai carichi esplicitati nella presente relazione.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- DECRETO 24 marzo 1982: Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento
- D.M. 26 giugno 2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”.
- D.M. 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, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circ. LL.PP. 24 settembre n. 30483. “Istruzioni 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. Eurocodice 7. Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 1. Basi di calcolo ed azioni delle strutture.
- Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- UNI EN 1993-1-1:2005. “Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings”.
- UNI EN 1993-2:2007. “Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges”.
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. 2004.
- Nuova Normativa Sismica Italiana. Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i.
- Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 14 gennaio 2008.
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 n.617 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche”.
- Ordinanza n. 3274 del PdCM del 08/05/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- Delibera della Giunta regionale del Lazio n. 387 del 22.05.2009 Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio in applicazione dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3519 del 28 Aprile 2006 e della DGR Lazio 766/03.
- Deliberazione 17 ottobre 2012, n. 489 Modifica dell’Allegato 2 della DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

Calcestruzzo – C16/20: Magroni e opere di livellamento

classe di resistenza	C16/20 (Rck ≥ 20 MPa)
classe di consistenza	S4
classe di esposizione	XF4
rapporto A/C	≤0.50

Calcestruzzo – C25/30: Opere in elevazione

classe di resistenza	C25/30 (Rck ≥ 30 MPa)
classe di consistenza	S4
classe di esposizione	XF3
rapporto A/C	≤0.50

Acciaio armatura ordinaria

Barre ad aderenza migliorata tipo B450 C (controllato in stabilimento)

Panconi e paratoie in acciaio

Acciaio corten

Calcestruzzo plastico per diaframmi

Composizione iniziale della miscela bentonite-cemento-acqua, riferita ad 1 m³ di miscela:

bentonite: 40÷50 kg;

cemento: 150÷220 kg;

acqua: 920÷930 kg.

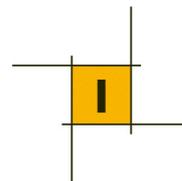
Resistenza a 28 gg: $0,05 \text{ N/mm}^2 < R_{ck} < 0,5 \text{ N/mm}^2$;

Coefficiente di permeabilità a 28 giorni: $K < 10^{-8} \text{ m/s}$.

Calcestruzzo per diaframmi strutturali in pali secanti

classe di resistenza	C25/30 (Rck ≥ 30 MPa)
classe di consistenza	S5
classe di esposizione	XC2
rapporto A/C	≤0.6
Inerti	pietrisco (5/15); sabbia grossa (0/7); sabbia (0/4)

Per il dettaglio delle caratteristiche prestazionali e descrittive dei materiali prescelti si rimanda al Capitolato speciale d'appalto.



4 CONSIDERAZIONI SUGLI ASPETTI NORMATIVI

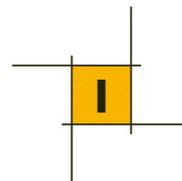
La normativa tecnica di riferimento è rappresentata dal D.M. 14/01/2008, vigente dal 1 Luglio 2009, quindi già all'epoca del Progetto Definitivo posto a base di gara (datato Novembre 2009).

L'opera di sbarramento, pur costituendo una "vasca di laminazione in linea", è di fatto classificabile come una diga avendo un volume di invaso (alla quota di regolazione) superiore a un milione di metri cubi ed è quindi assoggettata alla normativa e alle procedure tecniche specifiche per queste opere.

Per le dighe è vigente il Decreto Ministeriale del 26 giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", che rappresenta le linee guida a cui fare riferimento nella progettazione delle dighe; tale decreto recepisce ed integra i nuovi criteri di progettazione agli "stati limite" contenuti nel D.M. del 14/01/2008.

Nella relazione di calcolo del Progetto Definitivo erano state effettuate le verifiche sia con le norme del Decreto 24/3/82, sia con il DM 14/1/2008. Le verifiche effettuate presentavano peraltro alcune anomalie di applicazione. Per quanto riguarda gli aspetti sismici della diga, mancando indicazioni specifiche al riguardo, si era proceduto assimilando la diga ad un muro di sostegno, effettuando anche un'analisi di sensitività delle azioni sismiche calcolate con il vecchio decreto.

Nella presente Relazione e negli elaborati di calcolo, si farà riferimento alla norma rappresentata dal DM 14/1/2008, seguendo le indicazioni del D.M. del 26 giugno 2014 per quanto non espressamente specificato nel testo unico. Per gli aspetti sismici si rimanda al capitolo 6.



5 CARATTERISTICHE DEL MANUFATTO DI REGOLAZIONE

L'opera di regolazione, del tipo a gravità massiccia in calcestruzzo, ha uno sviluppo complessivo al coronamento di circa 58 m ed un'altezza pari a 11 m, misurata a partire dalla soglia sfiorante fino al punto più basso della superficie di fondazione a monte. Rispetto alla quota di coronamento l'altezza del manufatto è di 15.5m sempre rispetto al punto più basso della superficie di fondazione a monte. Rispetto al punto più basso del taglione a valle l'altezza dal coronamento è di 17m.

L'opera si sviluppa lungo un asse rettilineo ed è suddivisa in 5 conci con due diversi tipi di strutture: una classica tracimabile (suddivisa in 4 conci), con soglia di sfioro a quota 28.5 m s.l.m., seguita da una vasca di dissipazione ed una struttura scatolare (centrale) dove sono alloggiati le paratoie per la regolamentazione delle portate.

La soglia tracimabile ha una classica sezione triangolare con paramento di monte verticale e paramento di valle con pendenza di 1:0.8 (h:b). Il triangolo fondamentale ha, pertanto, un'apertura complessiva di 38° 95'.

Lo scarico di superficie è costituito da due soglie sagomate con profilo tipo Creager (HD = 1,6 m) con quota di coronamento 28.5 m s.l.m. (quota massima di regolazione) ed una luce lorda di 25.0 m ciascuna.

A valle delle soglie di sfioro sono ubicate due vasche di dissipazione, poste a quota 21.0 m s.l.m., larghe 25.0 m ciascuna e lunghe circa 9.2 m, con uno spessore variabile da 2.7 a 2.0 m, munite di taglione di 5.5 m di profondità al piede di valle.

Il concio dove sono alloggiati le paratoie è situato al centro dell'opera di regolazione ed ha una larghezza e lunghezza totale rispettivamente pari a 7.6 m e 28.5 m con quota fondazione posta a 19.0 m s.l.m. .

Il concio è costituito da due camere separate, di sezione rettangolare pari a 2.0 m per 10.25 m, dove a circa metà della lunghezza della struttura sono installate due paratoie piane del tipo a saracinesca su ruote, 2.0x3.0 m, disposte affiancate su ciascuna delle due luci dell'opera di regolazione, azionate oleodinamicamente, comandate e controllate elettricamente.

Al di sopra del concio centrale è previsto un piazzale a quota 32.85 m s.l.m. per la manutenzione delle paratoie, per la movimentazione e lo stoccaggio dei panconi e comprensivo di un locale di controllo di circa 21 mq sempre a quota +32.85 e sottostante locale di manovra a quota +29.50.

Sono previsti i seguenti gruppi di panconi da mettere in opera per la manutenzione delle paratoie:

- un gruppo di panconi piani sovrapponibili del tipo a saracinesca a strisciamento, per la luce netta complessiva di 2.0 x 7.5 m (5 elementi), per le luci a monte delle paratoie;
- un gruppo di panconi piani sovrapponibili del tipo a saracinesca a strisciamento, per la luce netta complessiva di 2.0 x 4.0 m (3 elementi), per le luci a valle delle paratoie.

Un taglione finale è presente nella soletta per preservare gli eventuali scalzamenti dell'opera.

Al di sotto dell'opera di regolazione è prevista la realizzazione di uno schermo di tenuta, costituito da un diaframma eseguito con pali secanti in calcestruzzo.

Il volume complessivo dell'opera di regolazione è di circa 6300 m³, compresi i getti necessari alla realizzazione della vasca di dissipazione situata al piede a valle dell'opera di regolazione e i getti necessari alla realizzazione del concio dove sono alloggiate le paratoie.

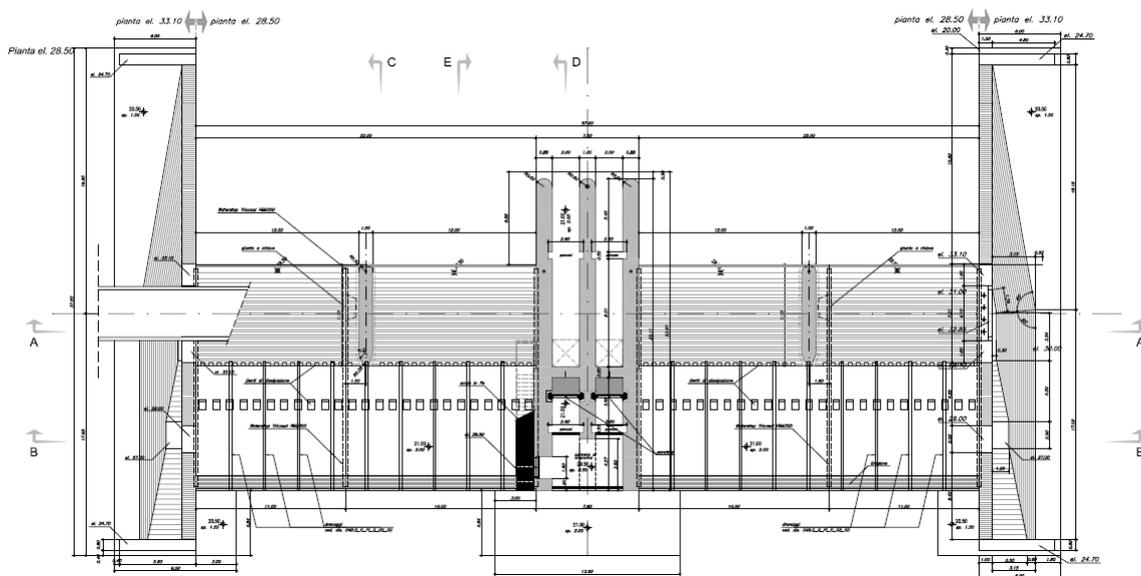


Fig 1: Pianta del manufatto di regolazione

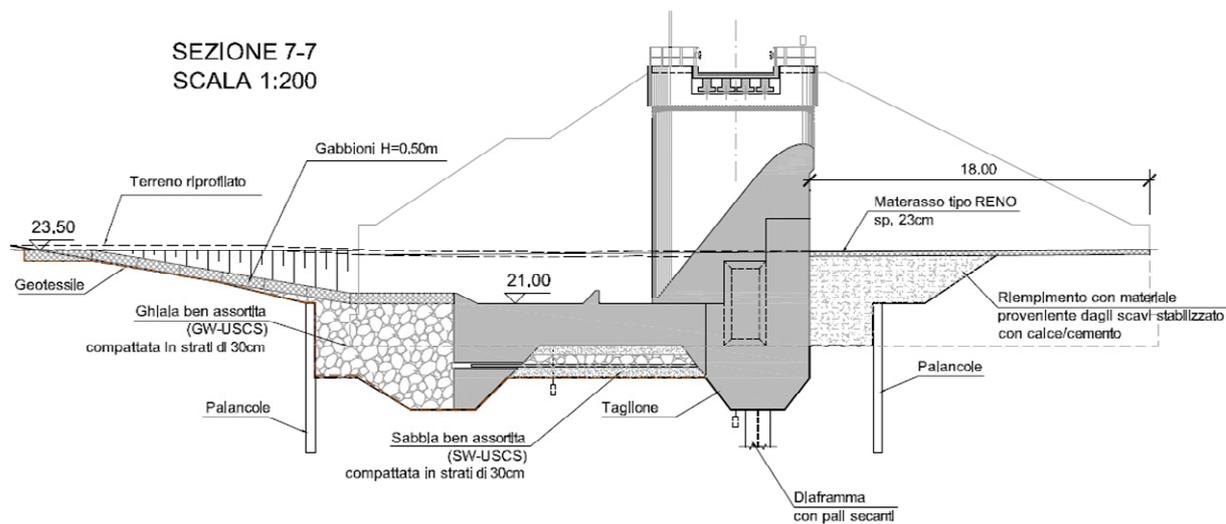


Fig. 2: Sezione longitudinale manufatto sfioratore

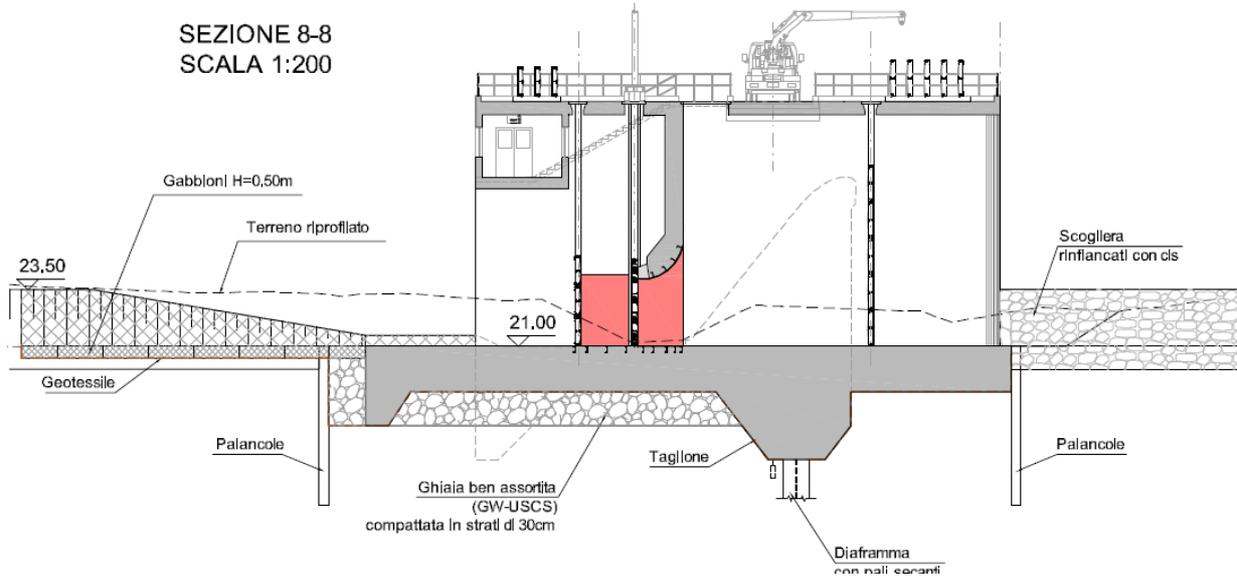


Fig. 3: Sezione longitudinale manufatto di restituzione

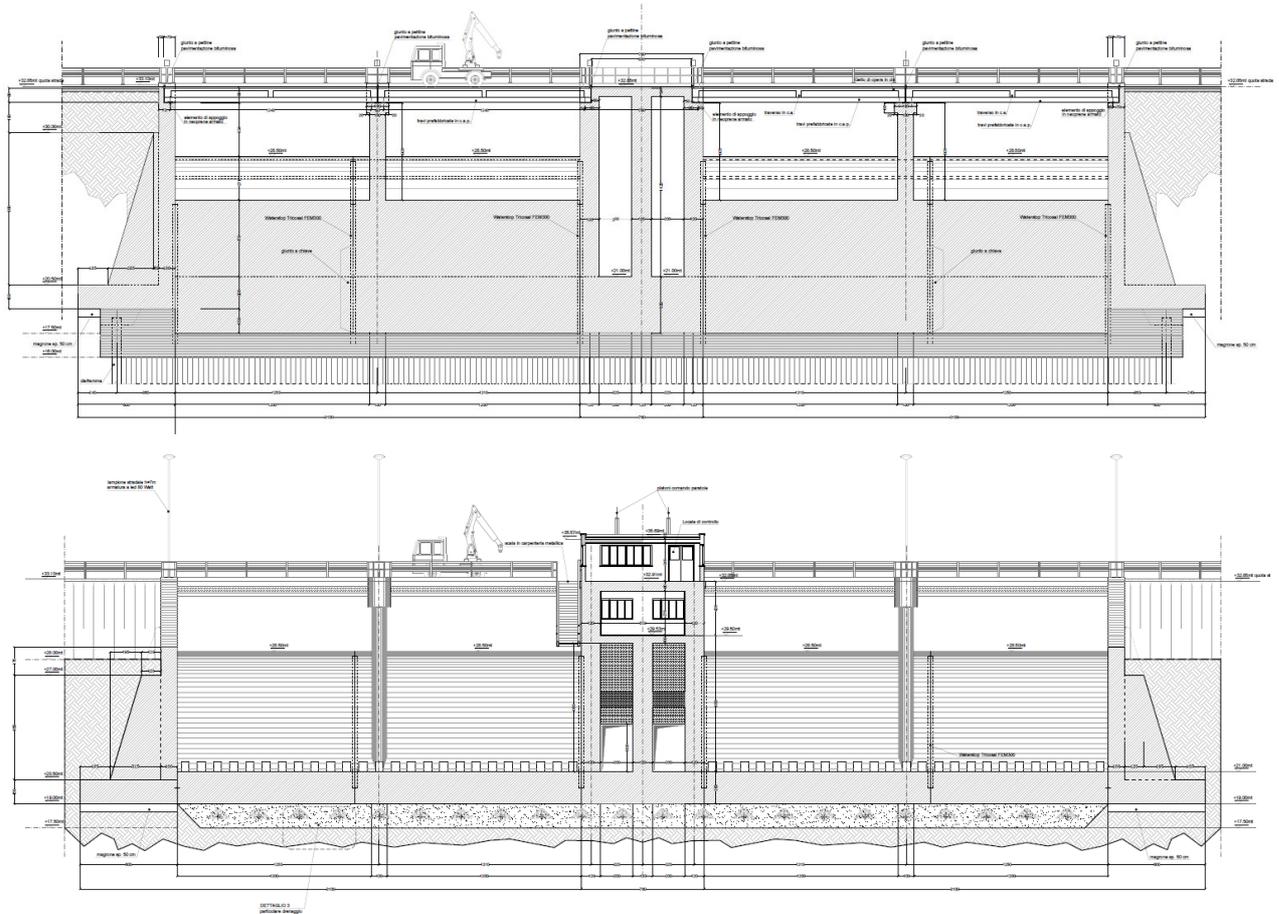


Fig. 4: Sezioni trasversali manufatto di restituzione

6 ASPETTI SISMICI

6.1 Sismicità del sito

Il sito di progetto è classificato in Zona 3 ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del C.d.M. n.3274 del 20/03/2003 e successive integrazioni (Ordinanza n.3519 del 11/05/2006).

Con il DGR n. 387 del 22.05.2009) la Regione Lazio ha istituito la Nuova Classificazione Sismica regionale inserendo le sottozone 2A-2B e 3A-3B. Il Comune di Roma è stato suddiviso in 21 Municipi a ognuno dei quali spetta una sottoclasse (3A e 2B in particolare). Il sito di progetto, che ricade nel Municipio (UAS) V, è classificato in zona 2B. Le indagini di cui all'Allegato C del Regolamento Regionale n. 2/2012 hanno fornito indicazioni tecniche evidenti e inconfutabili dell'appartenenza del sottosuolo ad una delle Categorie di sottosuolo di fondazione indicate nella Tabella 3.2.II del DM. 14.01.2008.

Nel sito in esame sono state eseguite varie prove per la misura della velocità delle onde di taglio V_{s30} , in particolare una prova *downhole* e tre prove *dilatometriche sismiche*. Rimandando alla relazione geologica per i dettagli, in questa sede si riassume solo che dall'insieme delle misure eseguite, si ricava senza motivi di incertezza, che il sito di progetto è classificabile nella **categoria C** ai sensi del DM 14/1/2008. Alla stessa classificazione si giungerebbe anche utilizzando i valori di N_{SPT} e di coesione non drenata, come tabellato nelle norme.

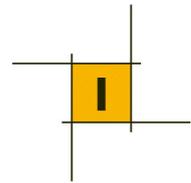
A conferma di quanto appena esposto, le prescrizioni impartite dal CTR hanno indicato la necessità di realizzare uno specifico studio di Risposta Sismica Locale. I risultati di tale studio sono riportati nello specifico documento allegato al progetto (GE-RE102). Le analisi condotte hanno dimostrato che lo spettro di risposta ricavato con lo studio di RSL è di fatto molto simile a quello di normativa per un suolo di categoria C.

Per lo stato limite di collasso, SLC, che maggiormente interessa l'opera, si evince che lo spettro del suolo C (adottato in progetto) involuppa quasi sempre quello di RSL (a parte un picco che ricade su periodi di non interesse per l'opera in esame).

Per quanto riguarda le accelerazioni a periodo nullo ($T=0$), che sono quelle che interessano per il dimensionamento delle opere, risultano (per SLC) $S_{e(T=0)} = 0.303$ g (invece di 0.308 g calcolato con lo spettro di normativa con suolo tipo C), quindi solo leggermente inferiore (con una differenza inferiore al 2%).

Si può quindi concludere che l'approccio di normativa, con spettro di risposta relativo al suolo tipo C, può ancora ritenersi valido.

La superficie di fondovalle è pianeggiante e le sponde hanno inclinazioni medie inferiori a 15°, quindi non si attendono effetti amplificativi per fattori topografici. In questa sede è stato corretto l'errore concettuale del Progetto Definitivo che prevedeva di applicare un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.4 ottenuta considerando l'opera stessa di verifica (la diga in terra) come parte integrante della morfologia del sito. Questo chiaramente non è corretto a meno che non si debba verificare il comportamento sismico di un piccolo manufatto che poggia sul coronamento dell'opera in terra senza voler modellare la diga (rilevato) sottostante.



6.2 La definizione dell'accelerazione sismica di progetto

Ai sensi del DM 14/1/2008, i coefficienti sismici, orizzontale e verticale, sono dati dalle:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- β : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (vedi oltre)
- a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g : accelerazione di gravità.

In assenza di studi specifici l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g : accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Per valutazione delle azioni sismiche agente sul suolo si fa riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia che fornisce una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T_c^* relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest'ultimo essendo funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall'INGV.

Nel caso specifico le coordinate di riferimento del sito sono le seguenti (esprese in gradi decimali):

long. 12.6069 ; lat. 41.9412

ed i relativi identificativi dei punti più vicini del reticolo sono:

28069, 28070, 28291, 28292.

Le verifiche di stabilità vanno condotte secondo l'approccio agli Stati Limite, in particolare ci si pone nella condizione di verifica relativa allo Stato Limite di Collasso, cui corrisponde una probabilità di superamento dell'azione sismica, nel periodo di riferimento, pari al 5%.

Il periodo di riferimento viene calcolato considerando la vita nominale dell'opera e la sua classe d'uso; nel caso presente è stato deciso (già in sede di progetto definitivo):

- Vita nominale dell'opera: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso: III $\rightarrow C_u = 1.5$
- $V_R = V_N \cdot C_u = 150$ anni

E' possibile calcolare, con i dati suddetti, il tempo di ritorno dell'evento sismico per ogni stato limite

considerato attraverso la formula seguente:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

dalla quale si ottiene un valore di T_R per lo stato limite di collasso di 2475 anni.

Il valore della a_g associato dalla zonazione al sito in esame per tale tempo di ritorno è pari a 0.228 g; il fattore spettrale F_0 è 2.536 ed il periodo caratteristico T_c^* 0.315.

Il successivo passo per la determinazione delle azioni sismiche a livello locale è la definizione del tipo di terreno, ovvero della sua risposta, in termini amplificativi dell'accelerazione. Come già anticipato in precedenza, il suolo di fondazione è collocabile nella categoria C secondo il DM 14/01/2008 con i seguenti fattori amplificativi $S_s = 1.354$ e $C_c = 1.537$ e coefficiente amplificativo topografico $S_T=1$.

Tale ipotesi viene confermata dallo studio di risposta sismica locale, secondo cui per lo stato limite di collasso, SLC, che maggiormente interessa l'opera, l'approccio di normativa, con spettro di risposta relativo al suolo tipo C, può ancora ritenersi valido.

Ulteriore fattore da determinare è lo smorzamento β . Assimilando il manufatto ad un'opera di sostegno (come fatto nel Progetto Definitivo), si dovrebbe utilizzare la seguente tabella estratta dal DM 14/1/2008, con il conseguente valore da applicare pari a 0.31.

Tabella 1 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

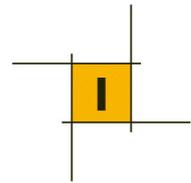
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Si rimanda al paragrafo successivo per la trattazione di questo argomento.

6.3 Il comportamento sismico della struttura

L'opera di regolazione ha una forma molto compatta e dimensioni relativamente contenute per cui nello studio del suo comportamento sismico possono essere ignorati i suoi modi di vibrare in quanto hanno frequenze elevatissime completamente disaccoppiate da quelle dell'azione sismica e la si può pertanto considerare alla stregua di un corpo rigido.

Questo corpo rigido viene verificato con un procedimento in forze, calcolando le spinte del terreno e dell'acqua in fase sismica nonché quelle di inerzia del manufatto e quindi applicandole allo stesso per verificare che non venga meno la sua capacità di resistere a tali azioni.



Questo approccio è chiaramente molto approssimato in quanto il terreno entra in entrambi i lati dell'equazione, sia come elemento agente (che trasferisce ed imprime l'azione sismica) sia come elemento resistente, in quanto capace di assorbire le forze e le sovraspinte dovute all'azione sismica.

Volendo calcolare la risposta in campo dinamico si vedrebbe come, per terremoti di intensità elevata e manufatti fondati su terreni sciolti, questi assorbono e restituiscono parte dell'energia sismica attraverso una serie di collassi e scorrimenti localizzati del terreno stesso.

Questo meccanismo è fortemente dissipativo ed inelastico per cui non è possibile applicare il metodo dello Spettro di Risposta come si fa correntemente per strutture in elevazione che accumulano molta energia sismica sotto forma di energia elastica e cinetica e ne dissipano relativamente poca al livello di interazione terreno-struttura.

In definitiva, per l'opera di regolazione si è scelto di seguire l'approccio in vigore per le opere di sostegno dove si utilizza un approccio in forze di fatto derivato dallo Spettro di Risposta, ma si utilizza il fattore riduttivo β_m per tener conto delle peculiarità di cui sopra.

Considerato che tale opera non presenta ovviamente problemi di ribaltamento, ma solo di scorrimento, tale metodo è più che accettabile in quanto non si rischia di sottostimare i fenomeni dinamici che potrebbero portare al ribaltamento nel caso di opere appunto sensibili a tale meccanismo di collasso.

Per quanto riguarda lo scorrimento, il parametro fondamentale è chiaramente quello della sicurezza in fase statica. In fase sismica, anche volendo ipotizzare la contemporaneità di massima regolazione ($T_R=100$ anni) e sisma distruttivo ($T_R=2475$ anni), non vi sono le condizioni per scorrimenti di tale ampiezza da mettere a repentaglio la sicurezza dell'opera.

Per contro, in fase sismica non possono essere esclusi scorrimenti in quanto il sisma, per sua definizione, può dar luogo a spostamenti e dislocazioni permanenti che comunque, nell'area in oggetto, hanno dimensioni assolutamente contenute e ininfluenti ai fini della stabilità dell'opera e delle sue fondazioni (geotecnica).

Sulla base delle considerazioni svolte in precedenza, il coefficiente di intensità sismica di progetto risulta:

$a_g = 0.228g$	accelerazione orizzontale massima attesa ai sito
$S_S = 1.354$	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T = 1.0$	coefficiente di amplificazione topografica
$\beta_m = 0.31$	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Risulta quindi.

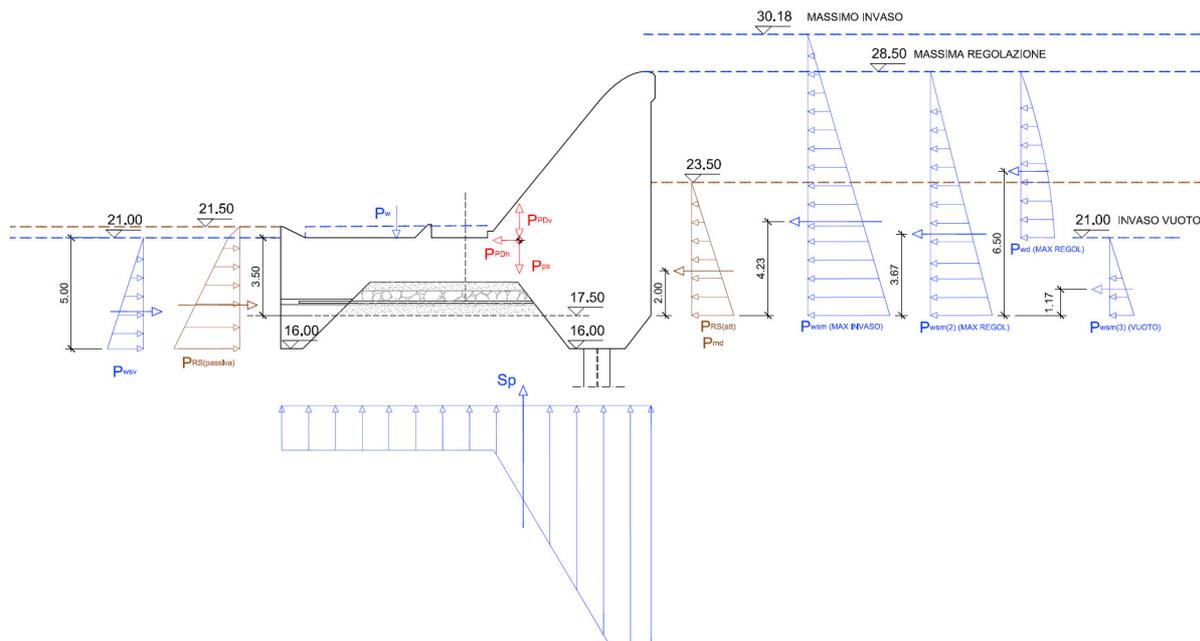
$$k_H = 0.096$$

$$k_V = \pm 0.048.$$

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Manufatto sfioratore

Per l'analisi dei carichi presi come riferimento per le varie verifiche, geotecniche e strutturali, del manufatto si è fatto riferimento allo schema seguente.



1) **Pps = azione dovuta al peso proprio della struttura**

Si considera il peso del calcestruzzo pari a $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$.

Volume=87 m³/m

P_{ps}=87m³/m*25 kN/m³=2168 kN/m

$e_{ps}=-2.4 \text{ m}$

M_{pps}=-5203 kNm/m

2) **Pw = azione dovuta al peso dell'acqua sopra la vasca di dissipazione**

Si considera il peso dell'acqua pari a $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$.

Volume d'acqua=4.5 m³/m

Pw=4.5m³/m*10 kN/m³=45 kN/m

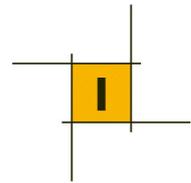
$e_{pw}=3.10 \text{ m}$

M_{pw}=140 kNm/m

3) **Pws = azione dovuta alla pressione idrostatica dell'acqua**

Sono state calcolate secondo la relazione: $Pw=0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_{ws}^2$ con h_{ws} =altezza di riferimento del battente idrico rispetto al piano di fondazione assunto nel calcolo a quota +17.50 m s.l.m..

Sono state valutate le azioni idrostatiche dell'acqua a monte nelle condizioni di massima piena (livello dell'acqua nell'invaso a quota +30.18 m s.l.m. con $h_{ws}=+30.18-17.50=12.68 \text{ m}$), di massima regolazione (livello



dell'acqua nell'invaso a quota +28.50 m s.l.m. con $h_{ws}=+28.50-17.50=11.00$ m) e di vaso vuoto (livello dell'acqua assunto pari al livello di falda e posto a quota +21.00 m s.l.m. con $h_{ws}=+21.00-17.50=3.50$ m).

Massimo invaso:

$P_{wsm}=804$ kN/m azioni idrostatica a monte
 $e_{wsm}=4.23$ m
 $M_{Pwsm}=3398$ kNm/m

Massima quota di regolazione:

$P_{wsm}(2)=605$ kN/m azioni idrostatica a monte
 $e_{wsm}=3.67$ m
 $M_{Pwsm}(2)=2218$ kNm/m

Invaso vuoto:

$P_{wsm}(3)=61$ kN/m azioni idrostatica a monte
 $e_{wsm}=1.17$ m
 $M_{Pwsm}(3)=71$ kNm/m

oooo

L'azione dovuta alla pressione idrostatica a valle è stata valutata considerando un livello della falda a quota +21.00 m s.l.m.. Dunque risulta $h_{ws}=+21.00-16.00=5.0$ m:

$P_{wsv}=-125$ kN/m azioni idrostatica a monte
 $e_{wsm}=0.17$ m
 $M_{Pwsv}=-21$ kNm/m

4) P_{RS} = azioni dovute alla pressione del terreno

I parametri geotecnici assunti nel calcolo risultano:

$\gamma_{terr}=18$ kN/m³ peso di volume del terreno a monte

Combinazione M1: $\phi'=24^\circ$ angolo d'attrito del terreno a monte

$k_a=\text{tg}^2(45^\circ-\phi'/2)=0.422$ coefficiente di spinta attiva

Combinazione M2: $\phi'_{rid}=19.61^\circ$ angolo d'attrito ridotto del terreno a monte

$k_a=\text{tg}^2(45^\circ-\phi'_{rid}/2)=0.498$ coefficiente di spinta attiva

Massimo invaso e Massima quota di regolazione:

Essendo il livello dell'acqua superiore alla quota del terreno, si considera la relazione: $P_{RS}=0.5*(\gamma_{terr}-\gamma_w) * k_a * h_{sm}^2$

Con:

$h_{sm}=+23.50-17.50=6$ m altezza di spinta a monte

Combinazione M1: **$P_{RS(att)}=61$ kN/m**

$e_{RS(att)}=2$ m eccentricità rispetto al piano di fondazione (+17.50m s.l.m.)

$M_{PRS(att)}=121$ kNm/m

Combinazione M2: **$P_{RS(att)}=72$ kN/m**

$e_{RS(att)}=2$ m eccentricità rispetto al piano di fondazione (+17.50m s.l.m.)

$M_{PRS(att)}=143$ kNm/m

Invaso vuoto:

Si assume un livello della falda posto a quota +21.00 m s.l.m., dunque 2.5m al di sotto del piano campagna.
Risulta quindi:

Combinazione M1: $P_{RS(Att)}(2)=111 \text{ kN/m}$
 $e_{RS(Att)}=2.19 \text{ m}$ eccentricità rispetto al piano di fondazione (+17.50m s.l.m.)
 $M_{PRS(Att)}(2)=243 \text{ kNm/m}$

Combinazione M2: $P_{RS}(2)=131 \text{ kN/m}$
 $e_{RS(Att)}=2.19 \text{ m}$ eccentricità rispetto al piano di fondazione (+17.50m s.l.m.)
 $M_{PRS(Att)}(2)=287 \text{ kNm/m}$

Il terreno a valle è costituito da ghiaia ben assortita (GW-USCS). Cautelativamente si assumono nel calcolo gli stessi parametri geotecnici del terreno di fondazione e si considera un regime di spinta passiva.

$\gamma_{terr}=18 \text{ kN/m}^3$ peso di volume del terreno a valle

Combinazione M1: $\phi'=24^\circ$ angolo d'attrito del terreno a valle
 $K_p=3.645$ coefficiente di spinta a riposo (Formulazione di Coulomb)

Combinazione M2: $\phi'=19.6^\circ$ angolo d'attrito del terreno a valle
 $K_p=2.744$ coefficiente di spinta a riposo (Formulazione di Coulomb)

$h_{sv}=+21.50-16.00=5.5 \text{ m}$ altezza di spinta a valle
 $h_{wv}=+21.50-21.00=0.5 \text{ m}$ profondità della falda dal p.c. di valle

Combinazione M1: $P_{RS(passiva)}=-537 \text{ kN/m}$
 $e_{RS(passiva)}=0.47 \text{ m}$ eccentricità rispetto al piano di fondazione (+17.50m s.l.m.)
 $M_{PRS(passiva)}=-255 \text{ kNm/m}$

Combinazione M2: $P_{RS(passiva)}=-404 \text{ kN/m}$
 $e_{RS(passiva)}=0.47 \text{ m}$ eccentricità rispetto al piano di fondazione (+17.50m s.l.m.)
 $M_{PRS(passiva)}=-192 \text{ kNm/m}$

5) Sp = azioni dovute alla sottopressione al di sotto del manufatto

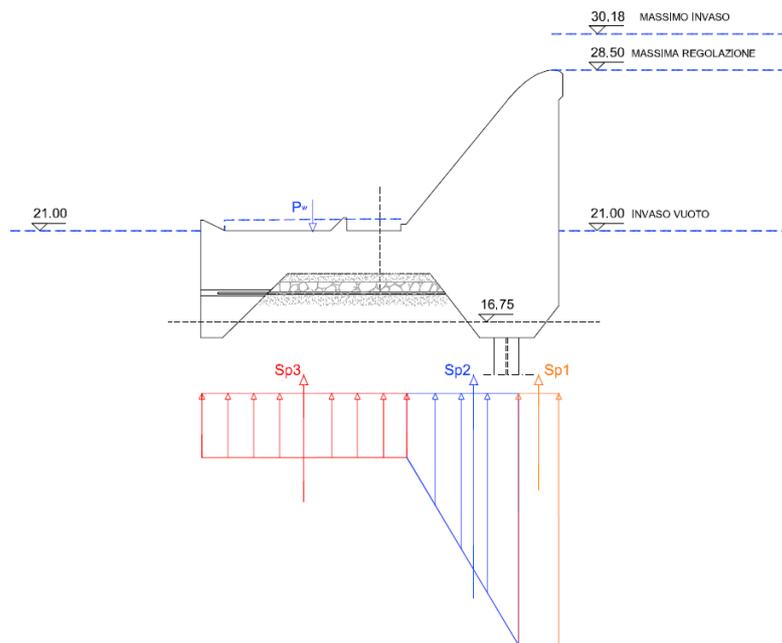
La sottospinta idraulica che agisce al piano di fondazione è stata schematizzata attraverso 3 contributi:

- Contributo 1: di forma rettangolare con un valore di pressione pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte (funzione del livello dell'acqua a monte rispetto a quota +16.75m) e agente dal piede di monte al bordo esterno del diaframma;
- Contributo 2: di forma trapezia con un valori di pressione variabili dalla massima pressione idrostatica in corrispondenza del paramento di monte (funzione del livello dell'acqua a monte) alla pressione minima con un battente idrico pari a 3m (differenza di quota tra la falda a valle supposta a +21.00m s.l.m. e +18.00m s.l.m. che corrisponde alla quota dei dreni orizzontali presenti sotto la fondazione. In tal modo si assicura, secondo

quanto previsto dalle “Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” – (§D.2.2.1), che la pressione lungo la linea dei dreni (assunta in corrispondenza dell’inizio del dreno a monte) sia non inferiore alla pressione di valle aumentata di 0.35 volte la differenza di pressione massima tra monte e valle.

- Contributo 3: di forma rettangolare con un valore di pressione pari alla minima pressione idrostatica a valle con un battente idrico pari a 3m.

Lo schema proposto è riprodotto nella figura seguente.



Massimo invaso:

$h_{w1}=30.18\text{m}-16.75\text{m}=13.43\text{ m}$ differenza di quota della falda a monte

$S_{p1}=(\gamma_w * h_{w1}) * L_1=(10\text{kN/m}^3 * 13.43\text{ m}) * 1.87\text{m}=-251\text{ kN/m}$

$e_{Sp1}=-7.34\text{ m}$

$M_{Sp1}=1843\text{ kNm/m}$

$h_{w2}=21.00\text{m}-18.00\text{m}=3.00\text{ m}$ differenza di quota della falda a valle

$S_{p2}=(\gamma_w * h_{w1} + \gamma_w * h_{w2}) * L_2/2=(10\text{ kN/m}^3 * 13.43\text{ m} + 10\text{ kN/m}^3 * 3.0\text{ m}) * 5.15\text{m}/2=-423\text{ kN/m}$

$e_{Sp2}=4.37\text{ m}$

$M_{Sp2}=1849\text{ kNm/m}$

$h_{w3}=21.00\text{m}-18.00\text{m}=3.00\text{ m}$ differenza di quota della falda a valle

$S_{p3}=(\gamma_w * h_{w3}) * L_3=(10\text{ kN/m}^3 * 3.0\text{ m}) * 9.47\text{m}=-284\text{ kN/m}$

$e_{Sp3}=-3.49\text{ m}$

$M_{Sp3}=-992\text{ kNm/m}$

Sommando i tre contributi risulta:

$$S_p = S_{p1} + S_{p2} + S_{p3} = -958 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sp} = M_{Sp1} + M_{Sp2} + M_{Sp3} = 2701 \text{ kNm/m}$$

Massima quota di regolazione:

$$h_{w1} = 28.50 - 16.75 \text{ m} = 11.75 \text{ m} \quad \text{differenza di quota della falda a monte}$$

$$S_{p1}(2) = (10 \text{ kN/m}^3 * 11.75 \text{ m}) * 1.87 \text{ m} = -118 \text{ kN/m}$$

$$e_{Sp1} = -7.34 \text{ m}$$

$$M_{Sp1}(2) = 1613 \text{ kNm/m}$$

$$h_{w2} = 21.00 \text{ m} - 18.00 \text{ m} = 3.00 \text{ m} \quad \text{differenza di quota della falda a valle}$$

$$S_{p2}(2) = (10 \text{ kN/m}^3 * 11.75 \text{ m} + 10 \text{ kN/m}^3 * 3.0 \text{ m}) * 5.15 \text{ m} / 2 = -380 \text{ kN/m}$$

$$e_{Sp2} = 4.33 \text{ m}$$

$$M_{Sp2}(2) = 1646 \text{ kNm/m}$$

$$h_{w3} = 21.00 \text{ m} - 18.00 \text{ m} = 3.00 \text{ m} \quad \text{differenza di quota della falda a valle}$$

$$S_{p3}(2) = (10 \text{ kN/m}^3 * 3.0 \text{ m}) * 9.47 \text{ m} = -284 \text{ kN/m}$$

$$e_{Sp3} = -3.49 \text{ m}$$

$$M_{Sp3}(2) = -992 \text{ kNm/m}$$

Sommando i tre contributi risulta:

$$S_p(2) = S_{p1}(2) + S_{p2}(2) + S_{p3}(2) = -884 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sp}(2) = M_{Sp1}(2) + M_{Sp2}(2) + M_{Sp3}(2) = 2267 \text{ kNm/m}$$

Invaso vuoto:

$$h_{w1} = 21.00 - 16.75 \text{ m} = 4.25 \text{ m} \quad \text{differenza di quota della falda a monte}$$

$$S_{p1}(3) = (10 \text{ kN/m}^3 * 4.25 \text{ m}) * 1.87 \text{ m} = -79 \text{ kN/m}$$

$$e_{Sp1} = -7.34 \text{ m}$$

$$M_{Sp1}(3) = 583 \text{ kNm/m}$$

$$h_{w2} = 21.00 \text{ m} - 18.00 \text{ m} = 3.00 \text{ m} \quad \text{differenza di quota della falda a valle}$$

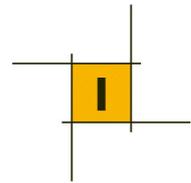
$$S_{p2}(3) = (10 \text{ kN/m}^3 * 4.25 \text{ m} + 10 \text{ kN/m}^3 * 3.0 \text{ m}) * 5.15 \text{ m} / 2 = -187 \text{ kN/m}$$

$$e_{Sp2} = 3.97 \text{ m}$$

$$M_{Sp2}(3) = 742 \text{ kNm/m}$$

$$h_{w3} = 21.00 \text{ m} - 18.00 \text{ m} = 3.00 \text{ m} \quad \text{differenza di quota della falda a valle}$$

$$S_{p3}(3) = (10 \text{ kN/m}^3 * 3.0 \text{ m}) * 9.47 \text{ m} = -284 \text{ kN/m}$$



$$e_{Sp3} = -3.49 \text{ m}$$

$$M_{Sp3}(3) = -992 \text{ kNm/m}$$

Sommando i tre contributi risulta:

$$S_p(3) = S_{p1}(3) + S_{p2}(3) + S_{p3}(3) = -550 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sp}(3) = M_{Sp1}(3) + M_{Sp2}(3) + M_{Sp3}(3) = 334 \text{ kNm/m}$$

6) *P_{RD} = azioni dinamiche dovute all'incremento di spinta del terreno a monte*

Si considera:

$$a_g/g = 0.228 \quad \text{accelerazione massima attesa al sito}$$

$$S_s = 1.354 \quad \text{coefficiente di suolo}$$

$$S_T = 1.0 \quad \text{coefficiente topografico}$$

$$\beta_m = 0.31 \quad \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (DM 2008 - §7.11.6.2.1)}$$

$$k_h = \beta_m * (a_g/g) * S_s * S_T = 0.096 \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = \pm 0.048 \quad \text{coefficiente sismico verticale}$$

Come previsto dal DM 2008 §7.11.6.2.1, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

Massimo invasivo e Massima quota di regolazione:

Combinazione M1:

$$K_{AD(+)} = 0.446 \quad \text{coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (+)}$$

$$K_{AD(-)} = 0.454 \quad \text{coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (-)}$$

$$P_{MD(+)} = 0.5 * (\gamma_{terr} - \gamma_w) * K_{AD(+)} * (1 + k_v) * h_{sm}^2 = 67 \text{ kN/m} \quad \text{Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (+)}$$

$$P_{MD(-)} = 0.5 * (\gamma_{terr} - \gamma_w) * K_{AD(-)} * (1 - k_v) * h_{sm}^2 = 62 \text{ kN/m} \quad \text{Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (-)}$$

$$e_{PMD(+)} = 2 \text{ m}$$

$$e_{PMD(-)} = 2 \text{ m}$$

$$M_{PMD(+)} = 135 \text{ kNm/m} \quad \text{Momento dovuto alla spinta sismica a monte (+) rispetto al piano fondazione}$$

$$M_{PMD(-)} = 125 \text{ kNm/m} \quad \text{Momento dovuto alla spinta sismica a monte (-) rispetto al piano fondazione}$$

Combinazione M2:

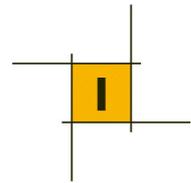
$$K_{AD(+)} = 0.524 \quad \text{coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (+)}$$

$$K_{AD(-)} = 0.533 \quad \text{coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (-)}$$

$$P_{MD(+)} = 79 \text{ kN/m} \quad \text{Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (+)}$$

$$P_{MD(-)} = 73 \text{ kN/m} \quad \text{Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (-)}$$

$$e_{PMD(+)} = 2 \text{ m}$$



$$e_{PMD(-)}=2 \text{ m}$$

$M_{PMD(+)}=158 \text{ kNm/m}$ Momento dovuto alla spinta sismica a monte (+) rispetto al piano fondazione

$M_{PMD(-)}=146 \text{ kNm/m}$ Momento dovuto alla spinta sismica a monte (-) rispetto al piano fondazione

Invaso vuoto:

Combinazione M1:

$P_{MD(+)}=123 \text{ kN/m}$ Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (+)

$P_{MD(-)}=114 \text{ kN/m}$ Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (-)

$$e_{PMD(+)}=2.19 \text{ m}$$

$$e_{PMD(-)}=2.19 \text{ m}$$

$M_{PMD(+)}=270 \text{ kNm/m}$ Momento dovuto alla spinta sismica a monte (+) rispetto al piano fondazione

$M_{PMD(-)}=249 \text{ kNm/m}$ Momento dovuto alla spinta sismica a monte (-) rispetto al piano fondazione

Combinazione M2:

$P_{MD(+)}=144 \text{ kN/m}$ Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (+)

$P_{MD(-)}=133 \text{ kN/m}$ Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (-)

$$e_{PMD(+)}=2.19 \text{ m}$$

$$e_{PMD(-)}=2.19 \text{ m}$$

$M_{PMD(+)}=317 \text{ kNm/m}$ Momento dovuto alla spinta sismica a monte (+) rispetto al piano fondazione

$M_{PMD(-)}=293 \text{ kNm/m}$ Momento dovuto alla spinta sismica a monte (-) rispetto al piano fondazione

7) P_{WD} = azioni inerziali dell'acqua contenuta nell'invaso

Secondo quanto previsto dalla "Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)" – (§.7.7.3), le azioni di inerzia dell'acqua si assimilano ad una distribuzione di pressione sul paramento a monte valutata attraverso la relazione:

$$p=a*\rho*c*y_0$$

in cui:

a = accelerazione orizzontale massima al sito= $S_S*S_T*a_g=1.354*1.0*0.228g=0.309g$;

ρ = massa per unità di volume dell'acqua= $9.81 \text{ kN}/(\text{m}^3*g)$;

$c = (c_m/2)*[(y/y_0)*(2-(y/y_0))+v((y/y_0)*(2-(y/y_0)))]$;

y = differenza tra la quota dell'acqua presente nell'invaso nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p ;

$\alpha = 0^\circ$ inclinazione del paramento rispetto alla verticale;

$c_m = -0.0073\alpha+0.7412=0.7412$;

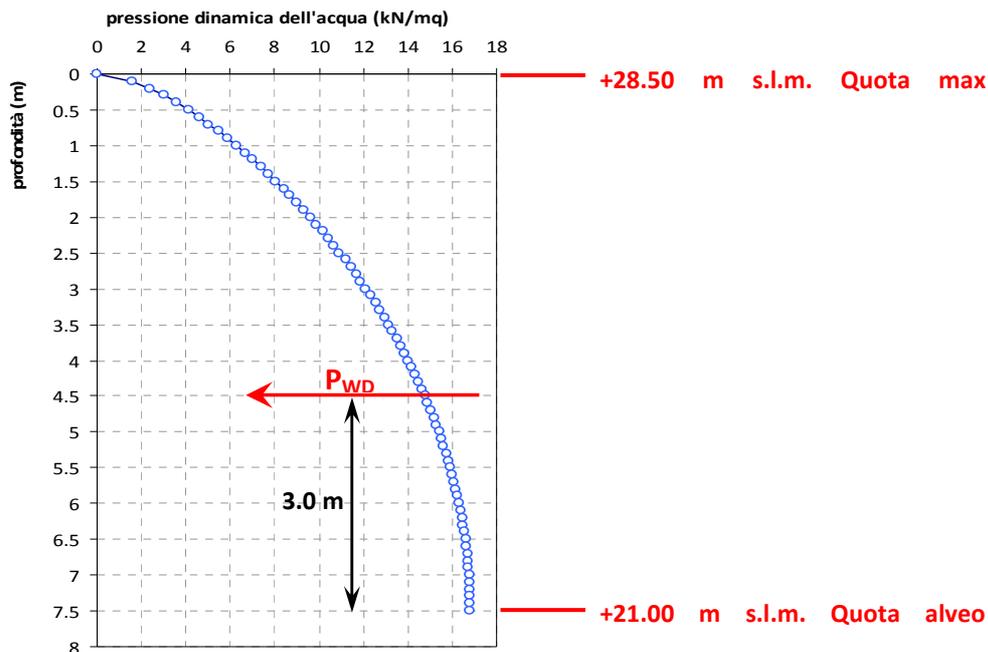
In fase sismica si considerano le azioni inerzia dell'acqua nella situazione di massima regolazione dell'invaso; risulta dunque:

$y_0 = (+28.50 - 21.00) \text{ m} = 7.5 \text{ m}$ differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

$P_{WD} = 92 \text{ kN/m}$

$e_{WD} = 0.4 * H + (21.00 \text{ m} - 17.50 \text{ m}) = 0.4 * 7.5 \text{ m} + (21.00 \text{ m} - 17.50 \text{ m}) = 6.5 \text{ m}$ punto d'applicazione della risultante rispetto al piano fondazione

$M_{WD} = 596 \text{ kNm/m}$



8) P_{PDh} = azioni inerziale sismica orizzontale del manufatto

$P_{ps} = 2168 \text{ kN/m}$

$k_h = 0.096$

$P_{PDh} = P_{ps} * k_h = 2168 \text{ kN/m} * 0.096 = 207 \text{ kN/m}$

$e_{PPDh} = 3.38 \text{ m}$

$M_{PPDh} = 701 \text{ kNm/m}$

9) P_{PDv} = azioni inerziale sismica verticale del manufatto

$P_{ps} = 2168 \text{ kN/m}$

$k_v = \pm 0.048$

$P_{PDv(+)} = P_{ps} * k_{v(+)} = 2168 \text{ kN/m} * 0.048 = 104 \text{ kN/m}$

$e_{PPDv(+)} = -2.40 \text{ m}$

$M_{PPD(+)} = -249 \text{ kNm/m}$

$P_{PDv(-)} = P_{ps} * k_{v(-)} = 2168 \text{ kN/m} * (-0.048) = -104 \text{ kN/m}$

$e_{PPDv(-)} = -2.40 \text{ m}$

$M_{PPD(-)} = 249 \text{ kNm/m}$

10) $V_{\text{diaframma}} = \text{azione resistente dovuta al diaframma}$

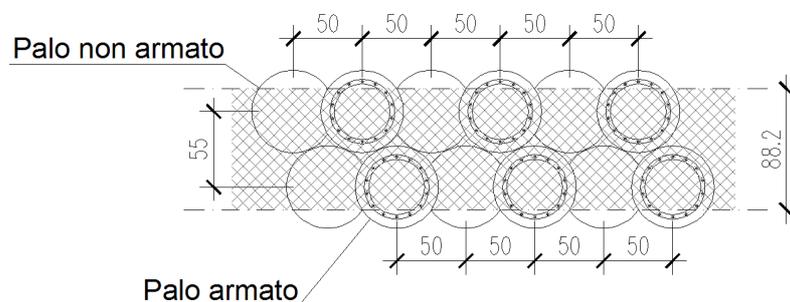
Nel progetto definitivo era stato assunto un valore di resistenza a taglio pari a 360 kN/m per un diaframma di larghezza 120cm costituito da un taglione in CSM (cutting soil mix). Tale valore appare poco cautelativo se si considera che non si tratta di un taglione in calcestruzzo, ma di una mistura di bentonite e terreno rimaneggiato (tecnologia CSM). Lo spessore di 120cm non è inoltre congruente con lo spessore considerato in progetto, pari a 60 cm.

Nel progetto esecutivo è stata apportata la variante migliorativa che prevede di realizzare un diaframma strutturale, costituito da due file di pali secanti $\varnothing 600\text{mm}$ disposti a quinconce, armati alternativamente. Le armature dei pali saranno collegate strutturalmente con il manufatto in modo da poter prendere in conto l'effettiva resistenza a taglio del diaframma rispetto alle sollecitazioni trasmesse dalla struttura.

In via cautelativa si considera esclusivamente la resistenza a taglio della sezione di cls.

Con riferimento al D.M.2008 - §4.1.2.1.3.1 "Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio", viene dunque valutata esclusivamente in funzione del parametro v_{min} , senza prendere in conto il contributo dello sforzo normale (tensione media di compressione nella sezione $\sigma_{\text{cp}}=0$ MPa) e la presenza dell'armatura (rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_1=0$).

Si considera inoltre nel calcolo, cautelativamente, un valore di R_{ck} del cls pari a 15 MPa e le dimensioni della sezione resistente $b_w \times h = 1000 \times 880$ mm, come indicato nella figura che segue.



La resistenza a taglio allo SLU quindi risulta:

$$V_{\text{Rd}} = v_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d = 0.227 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 792 \text{ mm} / 1000 = \mathbf{180 \text{ kN resistenza a taglio del diaframma (per metro lineare)}}$$

con:

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

larghezza della sezione di calcolo

$$h = 880 \text{ mm}$$

altezza della sezione di calcolo

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 880 \text{ mm} = 792 \text{ mm}$$

altezza utile della sezione di calcolo

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/792)^{1/2} = 1.503$$

$$v_{\text{min}} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{\text{ck}}^{1/2} = 0.035 \cdot (1.503^{3/2}) \cdot (12.45^{1/2}) = 0.227 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ck}} = 0.83 \cdot R_{\text{ck}} = 0.83 \cdot 15 \text{ MPa} = 12.45 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica a compr. del cls

$$R_{\text{ck}} = 15 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cubica a compr. del cls

7.1.1 Combinazioni delle azioni e sollecitazioni agenti sul manufatto di sfioro

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni elementari agenti al livello della fondazione assunta posta a quota +17.50 m s.l.m..

Parametri del terreno valutati secondo i coefficienti parziali M1		N	M _{long}	F _{long}
		kN/m	kNm/m	kN/m
peso proprio	Pps	2168	-5203	0
peso acqua	Pw	45	140	0
spinta acqua monte (MAX INVASO)	Pwsm	0	3398	804
spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwsm(2)	0	2218	605
spinta acqua monte (VUOTO)	Pwsm(3)	0	71	61
spinta acqua valle	Pwsv	0	-21	-125
spinta statica terreno monte (MAX INVASO E MAX REGOL)	Prs(att)	0	121	61
spinta statica terreno monte (VUOTO)	Prs(att)2	0	243	111
spinta statica terreno valle	Prs(passiva)	0	-255	-537
sottospinta idraulica (MAX INVASO)	Sp	-958	2701	0
sottospinta idraulica (MAXREG)	Sp (2)	-884	2267	0
sottospinta idraulica (VUOTO)	Sp (3)	-550	334	0
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO E MAX REGOL) (+)	Pmd(+)	0	135	67
spinta sismica terreno monte (VUOTO) (+)	Pmd(+) ²	0	270	123
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO E MAX REGOL) (-)	Pmd(-)	0	125	62
spinta sismica terreno monte (VUOTO) (-)	Pmd(-) ²	0	249	114
incremento spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwd	0	596	92
inerzia orizzontale	Ppdh	0	701	207
inerzia verticale	Ppdv	104	-249	0
resistenza diaframma	V _{diaframma}	0	0	-180

Parametri del terreno valutati secondo i coefficienti parziali M2		N	M _{long}	F _{long}
		kN/m	kNm/m	kN/m
peso proprio	Pps	2168	-5203	
peso acqua	Pw	45	140	
spinta acqua monte (MAX INVASO)	Pwsm		3398	804
spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwsm(2)		2218	605
spinta acqua monte (VUOTO)	Pwsm(3)		71	61
spinta acqua valle	Pwsv		-21	-125
spinta statica terreno monte (MAX INVASO E MAX REGOL)	Prs(att)		143	72
spinta statica terreno monte (VUOTO)	Prs(att)2		287	131
spinta statica terreno valle	Prs(passiva)		-192	-404
sottospinta idraulica (MAX INVASO)	Sp	-958	2701	
sottospinta idraulica (MAXREG)	Sp (2)	-884	2267	
sottospinta idraulica (VUOTO)	Sp (3)	-550	334	
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO E MAX REGOL) (+)	Pmd(+)		158	79
spinta sismica terreno monte (VUOTO) (+)	Pmd(+) ²		317	144
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO E MAX REGOL) (-)	Pmd(-)		146	73
spinta sismica terreno monte (VUOTO) (-)	Pmd(-) ²		293	133
incremento spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwd		596	92
inerzia orizzontale	Ppdh		701	207
inerzia verticale	Ppdv	104	-249	
resistenza diaframma	V _{diaframma}			-180

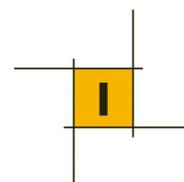
Le combinazioni di carico sono valutate secondo la tabella C6 del D.M. 26/06/2014 "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"; si riportano di seguito i coefficienti di combinazione utilizzati nella varie situazioni di carico:

Condizioni statiche:

- C1: Massima quota di invaso con livello dell'acqua a +30.18 m s.l.m.;
- C2: Massima quota di regolazione con livello dell'acqua a +28.50 m s.l.m.;
- C3: Fine costruzione/Invaso vuoto;

Condizioni sismiche:

- C4: Massima quota di regolazione con livello dell'acqua a +28.50 m s.l.m. in condizioni sismiche con sisma verticale verso il basso (+);
- C5: Massima quota di regolazione con livello dell'acqua a +28.50 m s.l.m. in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto (-);
- C6: Invaso vuoto in condizioni sismiche con sisma verticale verso il basso (+);
- C7: Invaso vuoto in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto (-).



	CONDIZIONI STATICHE					
	A1+M1			A2+M2		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
Pps	1.3	1.3	1.3	1	1	1
Pw	1.3	0	0	1	0	0
Pwsm	1.3	0	0	1	0	0
Pwsm(2)	0	1.3	0	0	1	0
Pwsm(3)	0	0	1.3	0	0	1
Pwsv	1	1	1	1	1	1
Prs(att)	1.3	1.3	0	1	1	0
Prs(att)2	0	0	1.3	0	0	1
Prs(passiva)	1	1	1	1	1	1
Sp	1.3	0	0	1	0	0
Sp (2)	0	1.3	0	0	1	0
Sp (3)	0	0	1.3	0	0	1
Pmd(+)	0	0	0	0	0	0
Pmd(+) ²	0	0	0	0	0	0
Pmd(-)	0	0	0	0	0	0
Pmd(-) ²	0	0	0	0	0	0
Pwd	0	0	0	0	0	0
Ppdh	0	0	0	0	0	0
Ppdv	0	0	0	0	0	0
V _{diaframma}	1	1	1	1	1	1

	CONDIZIONI SISMICHE							
	EQK+M1				EQK+M2			
	C4	C5	C6	C7	C4	C5	C6	C7
Pps	1	1	1	1	1	1	1	1
Pw	0	0	0	0	0	0	0	0
Pwsm	0	0	0	0	0	0	0	0
Pwsm(2)	1	1	0	0	1	1	0	0
Pwsm(3)	0	0	1	1	0	0	1	1
Pwsv	1	1	1	1	1	1	1	1
Prs(att)	0	0	0	0	0	0	0	0
Prs(att) ²	0	0	0	0	0	0	0	0
Prs(passiva)	1	1	1	1	1	1	1	1
Sp	0	0	0	0	0	0	0	0
Sp (2)	1	1	0	0	1	1	0	0
Sp (3)	0	0	1	1	0	0	1	1
Pmd(+)	1	0	0	0	1	0	0	0
Pmd(+) ²	0	0	1	0	0	0	1	0
Pmd(-)	0	1	0	0	0	1	0	0
Pmd(-) ²	0	0	0	1	0	0	0	1
Pwd	1	1	0	0	1	1	0	0
Ppdh	1	1	1	1	1	1	1	1
Ppdv	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
V _{diaframma}	1	1	1	1	1	1	1	1

Le sollecitazioni combinate per metro lineare di manufatto, agenti nel baricentro della fondazione al livello del piano di posa assunto a quota +17.50 m s.l.m. sono sintetizzate di seguito.

	CONDIZIONI STATICHE					
	A1+M1			A2+M2		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
N (kN/m)	1631	1670	2103	1255	1284	1618
M _{long} (kNm/m)	1227	-1050	-6197	965	-787	-4724
F _{long} (kN/m)	462	204	-438	347	148	-337

	CONDIZIONI SISMICHE							
	EQK+M1				EQK+M2			
	C4	C5	C6	C7	C4	C5	C6	C7
N (kN/m)	1315	1253	1649	1587	1315	1253	1649	1587
M _{long} (kNm/m)	364	503	-4178	-4049	450	588	-4068	-3942
F _{long} (kN/m)	310	305	-270	-279	454	448	-116	-127

Considerando una dimensione trasversale del manufatto pari a 25m, risulta:

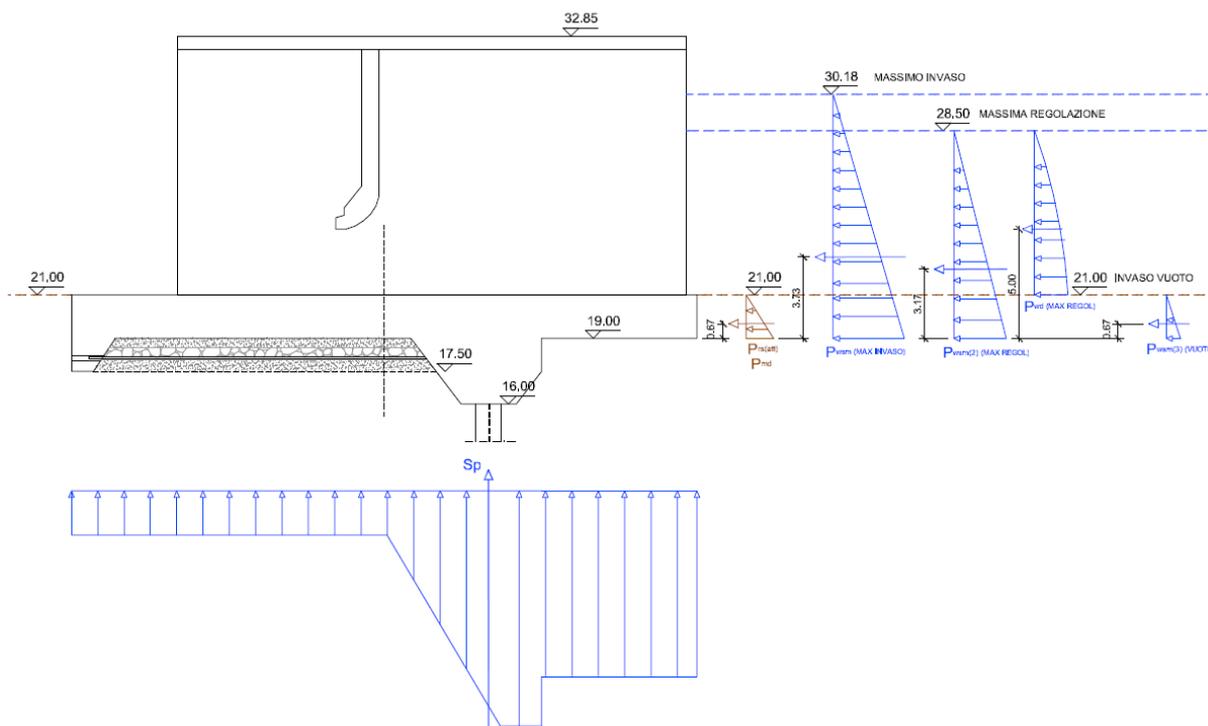
	CONDIZIONI STATICHE					
	A1+M1			A2+M2		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
N (kN)	40777	41742	52576	31367	32109	40443
M _{long} (kNm)	30687	-26261	-154931	24135	-19670	-118101
F _{long} (kN)	11558	5093	-10951	8663	3690	-8427

	CONDIZIONI SISMICHE							
	EQK+M1				EQK+M2			
	C4	C5	C6	C7	C4	C5	C6	C7
N (kN)	32887	31331	41221	39665	32887	31331	41221	39665
M _{long} (kNm)	9095	12577	-104445	-101214	11258	14695	-101692	-98554
F _{long} (kN)	7743	7617	-6754	-6984	11354	11205	-2901	-3173

7.2 Manufatto di restituzione (scarico di fondo)

I criteri di analisi dei carichi agenti sono del tutto analoghi a quelli precedenti, per cui si è evitato di fare ripetizioni rimandando, dove possibile, alle considerazioni svolte in precedenza, evidenziando solo le differenze di geometrie e, di conseguenza, dei valori dei carichi.

Per l'analisi dei carichi presi come riferimento per le varie verifiche, geotecniche e strutturali, del manufatto si è fatto riferimento allo schema seguente.



1) Pps = azione dovute al peso proprio della struttura

Fondazione

Area=72.7 m²;

B=8.6 m

$P_{ps_fond}=72.7 \text{ m}^2 \cdot 8.6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3=15628 \text{ kN}$

$e_{ps_fond}=-0.44 \text{ m}$

$M_{pps_fond}=-6876 \text{ kNm}$

Setti

Area=260 m²;

B=3*1.2m=3.6 m

$P_{ps_setti}=260 \text{ m}^2 \cdot 3.6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3=23399 \text{ kN}$

$e_{ps_setti}=-2.17 \text{ m}$

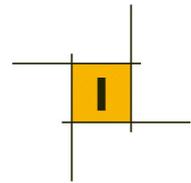
$M_{pps_setti}=-50776 \text{ kNm}$

Soletta

Area=13.9 m²;

B=7.6 m

$P_{ps_soletta}=13.9 \text{ m}^2 \cdot 7.6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3=2635 \text{ kN}$



4) **P_{RS} = azioni dovute alla pressione del terreno**

$\gamma_{terr}=18 \text{ kN/m}^3$	peso di volume del terreno a monte
<u>Combinazione M1</u> : $\phi'=24^\circ$	angolo d'attrito del terreno a monte
$k_a=0.422$	coefficiente di spinta attiva
<u>Combinazione M2</u> : $\phi'_{rid}=19.6^\circ$	angolo d'attrito ridotto del terreno a monte stabilizzato con calce/cemento
$k_a=0.498$	coefficiente di spinta attiva

Combinazione M1: **$P_{RS(att)}=58 \text{ kN}$**

$e_{RS(att)}=0.67 \text{ m}$ eccentricità rispetto al piano di fondazione (+19.00m s.l.m.)

$M_{PRS(att)}=39 \text{ kNm}$

Combinazione M2: **$P_{RS(att)}=68 \text{ kN}$**

$e_{RS(att)}=0.67 \text{ m}$ eccentricità rispetto al piano di fondazione (+19.00m s.l.m.)

$M_{PRS(att)}=46 \text{ kNm}$

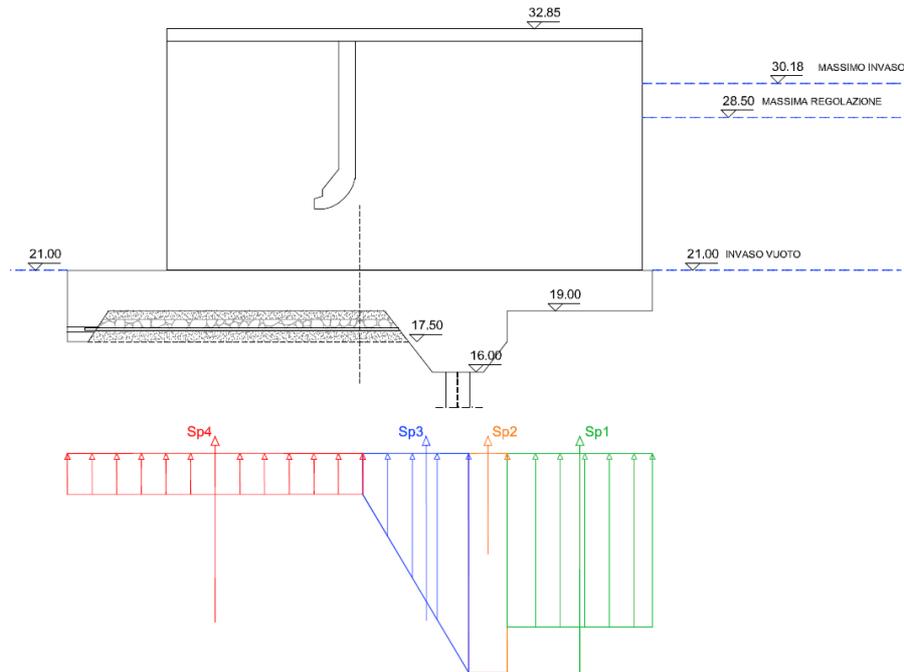
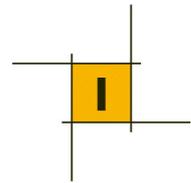
Si trascura l'effetto della pressione del terreno a valle del manufatto.

5) **Sp = azioni dovute alla sottopressione al di sotto del manufatto**

La sottospinta idraulica che agisce al piano di fondazione è stata schematizzata attraverso 4 contributi:

- Contributo 1: di forma rettangolare con un valore di pressione pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte (funzione del livello dell'acqua a monte rispetto a quota +19.00m);
- Contributo 2: di forma rettangolare con un valore di pressione pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte (funzione del livello dell'acqua a monte rispetto a quota +16.75m) e agente dal piede di monte al bordo esterno del diaframma ;
- Contributo 3: di forma trapezia con un valori di pressione variabili dalla pressione idrostatica in corrispondenza del bordo esterno del diaframma (funzione del livello dell'acqua a monte) alla pressione minima con un battente idrico pari a 3m (differenza di quota tra la falda a valle supposta a +21.00m s.l.m. e +18.00m s.l.m. che corrisponde alla quota dei dreni orizzontali presenti sotto la fondazione.
- Contributo 4: di forma rettangolare con un valore di pressione pari alla minima pressione idrostatica a valle con un battente idrico pari a 3m.

Nella figura seguente si mostra lo schema di sottospinte considerato nel calcolo.



Massimo invaso:

$$h_{w1} = 30.18\text{m} - 19.00\text{m} = 11.18\text{ m}$$

$$S_{p1} = (\gamma_w * h_{w1}) * L_1 * B = (10\text{kN/m}^3 * 11.18\text{ m}) * 7.07\text{m} * 8.6\text{m} = -6798\text{ kN}$$

$$e_{Sp1} = -10.69\text{ m}$$

$$M_{Sp1} = 72667\text{ kNm}$$

$$h_{w2} = 30.18\text{m} - 16.75\text{m} = 13.43\text{ m}$$

$$S_{p2} = (\gamma_w * h_{w2}) * L_2 * B = (10\text{kN/m}^3 * 13.43\text{ m}) * 1.87\text{m} * 8.6\text{m} = -2160\text{ kN}$$

$$e_{Sp2} = -6.22\text{ m}$$

$$M_{Sp2} = 13434\text{ kNm}$$

$$h_{w3} = 21.00\text{m} - 18.00\text{m} = 3.00\text{ m}$$

$$S_{p3} = (\gamma_w * h_{w2} + \gamma_w * h_{w3}) * L_3 / 2 = (10\text{kN/m}^3 * 13.43\text{ m} + 10\text{kN/m}^3 * 3.00\text{ m}) * 5.15\text{m} / 2 = -3638\text{ kN}$$

$$e_{Sp3} = -3.25\text{ m}$$

$$M_{Sp3} = 11843\text{ kNm}$$

$$h_{w4} = 21.00\text{m} - 18.00\text{m} = 3.00\text{ m}$$

$$S_{p4} = (\gamma_w * h_{w4}) * L_2 * B = (10\text{kN/m}^3 * 3.0\text{ m}) * 14.36\text{m} * 8.6\text{m} = -3705\text{ kN}$$

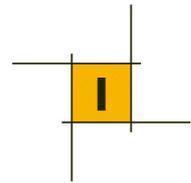
$$e_{Sp4} = -7.05\text{ m}$$

$$M_{Sp4} = -26119\text{ kNm}$$

Sommando i tre contributi risulta:

$$S_p = S_{p1} + S_{p2} + S_{p3} + S_{p4} = -16301\text{ kN}$$

$$M_{Sp} = M_{Sp1} + M_{Sp2} + M_{Sp3} + M_{Sp4} = 71824\text{ kNm}$$



Massima quota di regolazione:

$$h_{w1}=28.50\text{m}-19.00\text{m}=9.50\text{ m}$$

$$S_{p1}(2)=(\gamma_w * h_{w1}) * L_1 * B=(10\text{kN/m}^3 * 9.5\text{ m}) * 7.07\text{m} * 8.6\text{m}=-5776\text{ kN}$$

$$e_{sp1}=-10.69\text{ m}$$

$$M_{sp1}(2)=61747\text{ kNm}$$

$$h_{w2}=28.50\text{m}-16.75\text{m}=11.75\text{ m}$$

$$S_{p2}(2)=(\gamma_w * h_{w2}) * L_2 * B=(10\text{kN/m}^3 * 11.75\text{ m}) * 1.87\text{m} * 8.6\text{m}=-1890\text{ kN}$$

$$e_{sp2}=-6.22\text{ m}$$

$$M_{sp2}(2)=11754\text{ kNm}$$

$$h_{w3}=21.00\text{m}-18.00\text{m}=3.00\text{ m}$$

$$S_{p3}(2)=(\gamma_w * h_{w2} + \gamma_w * h_{w3}) * L_3 / 2 = (10\text{kN/m}^3 * 11.75\text{ m} + 10\text{kN/m}^3 * 3.00\text{ m}) * 5.15\text{m} / 2 = -3266\text{ kN}$$

$$e_{sp3}=-3.22\text{ m}$$

$$M_{sp3}(2)=10515\text{ kNm}$$

$$h_{w4}=21.00\text{m}-18.00\text{m}=3.00\text{ m}$$

$$S_{p4}(2)=(\gamma_w * h_{w4}) * L_2 * B=(10\text{kN/m}^3 * 3.0\text{ m}) * 14.36\text{m} * 8.6\text{m}=-3705\text{ kN}$$

$$e_{sp4}=-7.05\text{ m}$$

$$M_{sp4}(2)=-26119\text{ kNm}$$

Sommando i tre contributi risulta:

$$S_p(2)=S_{p1}(2)+S_{p2}(2)+S_{p3}(2)+S_{p4}(2)=-14637\text{ kN}$$

$$M_{sp}(2)=M_{sp1}(2)+M_{sp2}(2)+M_{sp3}(2)+M_{sp4}(2)=57897\text{ kNm}$$

Invaso vuoto:

$$h_{w1}=21.00\text{m}-19.00\text{m}=2.00\text{ m}$$

$$S_{p1}(3)=(\gamma_w * h_{w1}) * L_1 * B=(10\text{kN/m}^3 * 2.0\text{ m}) * 7.07\text{m} * 8.6\text{m}=-1216\text{ kN}$$

$$e_{sp1}=-10.69\text{ m}$$

$$M_{sp1}(3)=12999\text{ kNm}$$

$$h_{w2}=21.00\text{m}-16.75\text{m}=4.25\text{ m}$$

$$S_{p2}(3)=(\gamma_w * h_{w2}) * L_2 * B=(10\text{kN/m}^3 * 4.25\text{ m}) * 1.87\text{m} * 8.6\text{m}=-683\text{ kN}$$

$$e_{sp2}=-6.22\text{ m}$$

$$M_{sp2}(3)=4251\text{ kNm}$$

$$h_{w3}=21.00\text{m}-18.00\text{m}=3.00\text{ m}$$

$$S_{p3}(3)=(\gamma_w * h_{w2} + \gamma_w * h_{w3}) * L_3 / 2 = (10\text{kN/m}^3 * 4.25\text{ m} + 10\text{kN/m}^3 * 3.00\text{ m}) * 5.15\text{m} / 2 = -1606\text{ kN}$$

$$e_{sp3}=-2.86\text{ m}$$

$$M_{sp3}(3)=4589\text{ kNm}$$

$$h_{w4}=21.00\text{m}-18.00\text{m}=3.00\text{ m}$$

$$S_{p4}(3)=(\gamma_w * h_{w4}) * L_2 * B=(10\text{kN/m}^3 * 3.0\text{ m}) * 14.36\text{m} * 8.6\text{m}=-3705\text{ kN}$$

$$e_{sp4}=-7.05\text{ m}$$

$$M_{sp4}(3)=-26119\text{ kNm}$$

Sommando i tre contributi risulta:

$$S_p(3)=S_{p1}(2)+S_{p2}(2)+S_{p3}(2)+S_{p4}(2)=-7210\text{ kN}$$

$$M_{sp}(3)=M_{sp1}(2)+M_{sp2}(2)+M_{sp3}(2)+M_{sp4}(2)=-4280\text{ kNm}$$

6) P_{RD} = azioni dinamiche dovute all'incremento di spinta del terreno a monte

Si fa riferimento alle ipotesi sismiche riportate al paragrafo 7.1 – punto 6.

Combinazione M1:

$K_{AD(+)}=0.446$	coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (+)
$K_{AD(-)}=0.454$	coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (-)
$P_{MD(+)}=64$ kN	Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (+)
$P_{MD(-)}=60$ kN	Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (-)
$e_{PMD(+)}=0.67$ m	
$e_{PMD(-)}=0.67$ m	
$M_{PMD(+)}=43$ kNm	Momento dovuto alla spinta sismica a monte (+) rispetto al piano fondazione
$M_{PMD(-)}=40$ kNm	Momento dovuto alla spinta sismica a monte (-) rispetto al piano fondazione

Combinazione M2:

$K_{AD(+)}=0.524$	coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (+)
$K_{AD(-)}=0.533$	coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe (-)
$P_{MD(+)}=76$ kN	Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (+)
$P_{MD(-)}=70$ kN	Spinta sismica a monte di Mononobe-Okabe (-)
$e_{PMD(+)}=0.67$ m	
$e_{PMD(-)}=0.67$ m	
$M_{PMD(+)}=50$ kNm	Momento dovuto alla spinta sismica a monte (+) rispetto al piano fondazione
$M_{PMD(-)}=47$ kNm	Momento dovuto alla spinta sismica a monte (-) rispetto al piano fondazione

.....

Si trascura l'effetto della pressione idrostatica a valle del manufatto.

7) P_{WD} = azioni inerziali dell'acqua contenuta nell'invaso

Con riferimento alle ipotesi di calcolo sintetizzate al paragrafo 7.1 – punto 7, risulta:

$$P_{WD}=92 \text{ kN/m} \cdot 7.6 \text{ m} = 696 \text{ kN}$$

$$e_{WD}=0.4 \cdot H + (21.00 \text{ m} - 19.00 \text{ m}) = 0.4 \cdot 7.5 \text{ m} + (21.00 \text{ m} - 19.00 \text{ m}) = 5.0 \text{ m}$$

punto d'applicazione della risultante rispetto al piano fondazione

$$M_{WD}=3482 \text{ kNm}$$

8) P_{PDh} = azioni inerziale sismica orizzontale del manufatto

Fondazione

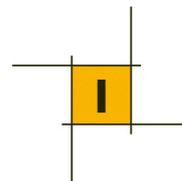
$P_{PDh_fond}=1496$ kN
$e_{ps_fond}=0.752$ m
$M_{pps_fond}=778$ kNm

Setti

$P_{PDh_setti}=2239$ kN
$e_{ps_setti}=7.62$ m
$M_{pps_setti}=17063$ kNm

Soletta

$P_{PDh_soletta} = 252$ kN
$e_{ps_soletta} = 13.55$ m
$M_{pps_soletta} = 3416$ kNm



Setto interno

$$P_{PDh_setto\ interno} = 70\text{ kN}$$

$$e_{ps_setto\ interno} = 8.82\text{ m}$$

$$M_{Pps_setto\ interno} = 616\text{ kNm}$$

Sommando tutti i contributi risulta:

$$\mathbf{P_{PDh}=4057\text{ kN}}$$

$$\mathbf{M_{PPDh}=21873\text{ kNm}}$$

9) P_{PDv} = azioni inerziale sismica verticale del manufatto

Fondazione

$$P_{PDv_fond} = 748\text{ kN}$$

$$e_{ps_fond} = -0.44\text{ m}$$

$$M_{Pps_fond} = -329\text{ kNm}$$

Setti

$$P_{PDv_setti} = 1120\text{ kN}$$

$$e_{ps_setti} = -2.17\text{ m}$$

$$M_{Pps_setti} = -2430\text{ kNm}$$

Soletta

$$P_{PDv_soletta} = 126\text{ kN}$$

$$e_{ps_soletta} = -2.17\text{ m}$$

$$M_{Pps_soletta} = -274\text{ kNm}$$

Setto interno

$$P_{PDv_setto\ interno} = 35\text{ kN}$$

$$e_{ps_setto\ interno} = 0.79\text{ m}$$

$$M_{Pps_setto\ interno} = 28\text{ kNm}$$

Sommando tutti i contributi risulta:

$$\mathbf{P_{PDv}=2028\text{ kN}}$$

$$\mathbf{M_{PPDv}=-3005\text{ kNm}}$$

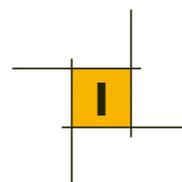
7.2.1 Combinazioni delle azioni e sollecitazioni agenti sul manufatto di restituzione

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni elementari agenti al livello della fondazione assunta posta a quota +19.00 m s.l.m..

Parametri del terreno valutati secondo i coefficienti parziali M1		N	M _{long}	F _{long}
		kN	kNm/m	kN/m
peso proprio	Pps	42391	-62792	
peso acqua (MAX INVASO)	Pw	2185	-24579	
peso acqua (MAX REGOL)	Pw(2)	1604	-18044	
spinta acqua monte (MAX INVASO)	Pwsm		9369	3268
spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwsm(2)		5961	2475
spinta acqua monte (VUOTO)	Pwsm(3)		115	172
spinta statica terreno monte (MAX INVASO, MAX REGOL, VUOTO)	Prs(att)		39	58
sottospinta idraulica (MAX INVASO)	Sp	-16301	71824	
sottospinta idraulica (MAXREG)	Sp (2)	-14637	57897	
sottospinta idraulica (VUOTO)	Sp (3)	-7210	-4280	
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO, MAX REGOL, VUOTO) (+)	Pmd(+)		43	64
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO, MAX REGOL, VUOTO) (-)	Pmd(-)		40	60
incremento spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwd		3482	696
inerzia orizzontale	Ppdh		21873	4057
inerzia verticale	Ppdv	2028	-3005	

Parametri del terreno valutati secondo i coefficienti parziali M1		N	M _{long}	F _{long}
		kN	kNm/m	kN/m
peso proprio	Pps	42391	-62792	
peso acqua (MAX INVASO)	Pw	2185	-24579	
peso acqua (MAX REGOL)	Pw(2)	1604	-18044	
spinta acqua monte (MAX INVASO)	Pwsm		9369	3268
spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwsm(2)		5961	2475
spinta acqua monte (VUOTO)	Pwsm(3)		115	172
spinta statica terreno monte (MAX INVASO, MAX REGOL, VUOTO)	Prs(att)		46	68
sottospinta idraulica (MAX INVASO)	Sp	-16301	71824	
sottospinta idraulica (MAXREG)	Sp (2)	-14637	57897	
sottospinta idraulica (VUOTO)	Sp (3)	-7210	-4280	
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO, MAX REGOL, VUOTO) (+)	Pmd(+)		50	76
spinta sismica terreno monte (MAX INVASO, MAX REGOL, VUOTO) (-)	Pmd(-)		47	70
incremento spinta acqua monte (MAX REGOL)	Pwd		3482	696
inerzia orizzontale	Ppdh		21873	4057
inerzia verticale	Ppdv	2028	-3005	

Le combinazioni di carico sono valutate secondo la tabella C6 del D.M. 26/06/2014 "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"; si riportano di seguito i coefficienti di combinazione utilizzati nella varie situazioni di carico:



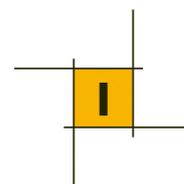
Condizioni statiche:

- C1: Massima quota di invaso con livello dell'acqua a +30.18 m s.l.m.;
- C2: Massima quota di regolazione con livello dell'acqua a +28.50 m s.l.m.;
- C3: Fine costruzione/Invaso vuoto;

Condizioni sismiche:

- C4: Massima quota di regolazione con livello dell'acqua a +28.50 m s.l.m. in condizioni sismiche con sisma verticale verso il basso (+);
- C5: Massima quota di regolazione con livello dell'acqua a +28.50 m s.l.m. in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto (-);
- C6: Invaso vuoto in condizioni sismiche con sisma verticale verso il basso (+);
- C7: Invaso vuoto in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto (-);

	CONDIZIONI STATICHE					
	A1+M1			A2+M2		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
Pps	1.3	1.3	1.3	1	1	1
Pw	1.3	0	0	1	0	0
Pw(2)	0	1.3	0	0	1	0
Pwsm	1.3	0	0	1	0	0
Pwsm(2)	0	1.3	0	0	1	0
Pwsm(3)	0	0	1.3	0	0	1
Prs(att)	1.3	1.3	1.3	1	1	1
Sp	1.3	0	0	1	0	0
Sp (2)	0	1.3	0	0	1	0
Sp (3)	0	0	1.3	0	0	1
Pmd(+)	0	0	0	0	0	0
Pmd(-)	0	0	0	0	0	0
Pwd	0	0	0	0	0	0
Ppdh	0	0	0	0	0	0
Ppdv	0	0	0	0	0	0



	CONDIZIONI SISMICHE							
	EQK+M1				EQK+M2			
	C4	C5	C6	C7	C4	C5	C6	C7
Pps	1	1	1	1	1	1	1	1
Pw	0	0	0	0	0	0	0	0
Pw(2)	1	1	0	0	1	1	0	0
Pwsm	0	0	0	0	0	0	0	0
Pwsm(2)	1	1	0	0	1	1	0	0
Pwsm(3)	0	0	1	1	0	0	1	1
Prs(att)	0	0	0	0	0	0	0	0
Sp	0	0	0	0	0	0	0	0
Sp (2)	1	1	0	0	1	1	0	0
Sp (3)	0	0	1	1	0	0	1	1
Pmd(+)	1	0	1	0	1	0	1	0
Pmd(-)	0	1	0	1	0	1	0	1
Pwd	1	1	0	0	1	1	0	0
Ppdh	1	1	1	1	1	1	1	1
Ppdv	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3

Le sollecitazioni combinate, agenti al livello della fondazione assunta posta a quota +19.00 m s.l.m., sono sintetizzate di seguito.

	CONDIZIONI STATICHE					
	A1+M1			A2+M2		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
N (kN)	36757	38165	45735	28275	29358	35181
M _{long} (kNm)	-7981	-22022	-86995	-6132	-16933	-66912
F _{long} (kN)	4324	3292	299	3336	2543	240

	CONDIZIONI SISMICHE							
	EQK+M1				EQK+M2			
	C4	C5	C6	C7	C4	C5	C6	C7
N (kN)	29966	28749	35789	34572	29966	28749	35789	34572
M _{long} (kNm)	7518	9318	-45943	-44143	7526	9325	-45935	-44136
F _{long} (kN)	7292	7287	4293	4288	7303	7298	4304	4299