



**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 geotecnica di calcolo**

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:

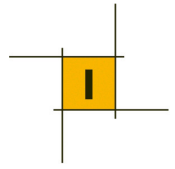
Ing. Geol. Massimo Pietrantonì

CODICE ELABORATO	RIFERIMENTO ELABORATO		SCALA
	File name: R IN 122 ST - RE 103 - R 2		-
	RIN122ST-RE103-R2		

rev	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Visto committente	Descrizione
0	05/2013	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		
1	11/2013	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		A seguito di istruttoria del Servizio Dighe
2	08/07/2015	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		Ottemperanza prescrizioni. Consegna definitiva

## INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CRITERI DI CALCOLO DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	5
3.1	Verifica a scorrimento .....	5
3.2	Capacità portante delle fondazioni dirette .....	6
3.3	Stima dei cedimenti verticali della palificata .....	7
3.4	Stima dei cedimenti dei manufatti.....	8
3.5	Verifica di stabilità degli scavi di fondazione.....	9
3.6	Verifica dei palancolati provvisori.....	9
4	CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE .....	12
4.1	Criteri generali .....	12
4.2	Verifiche allo scorrimento e di capacità portante delle fondazioni dirette.....	13
4.3	Analisi dei cedimenti .....	13
4.4	Stabilità degli scavi provvisori.....	14
4.5	Opere di sostegno: palancolati provvisori.....	14
5	MODELLO GEOTECNICO .....	15
6	RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	16
6.1	Premesse.....	16
6.2	Verifiche a scorrimento .....	19
6.3	Verifiche di resistenza a taglio del diaframma.....	21
6.4	Verifiche di capacità portante della fondazione .....	22
6.5	Verifica dei cedimenti dei muri andatori .....	25
6.6	Verifica dei cedimenti dello sfioratore .....	28
6.7	Verifica degli scavi di fondazione del manufatto .....	28



## 1 PREMESSA

Il progetto in esame prevede la realizzazione di una vasca di laminazione in linea, tramite uno sbarramento in terra trasversale al corso d'acqua. La regolazione avviene tramite un manufatto in calcestruzzo, formato da uno sfioratore composto di 4 soglie libere, con sistemi di regolazione e controllo delle portate presidiati da paratoie. A valle è prevista una vasca di dissipazione per riconvogliare le portate sfiorate nel fosso.

La descrizione dettagliata delle opere è riportata nella Relazione Generale oltre che nelle tavole progettuali.

In questa Relazione sono illustrati i risultati delle verifiche geotecniche relative a tale manufatto e alle opere annesse e in particolare:

- verifiche a scorrimento del manufatto sfioratore e del manufatto di scarico con le relative verifiche degli elementi resistenti;
- verifiche a rottura del complesso fondazione/terreno dei due manufatti suddetti;
- stima dei cedimenti dei due manufatti suddetti e dei due muri andatori;
- verifiche di stabilità degli scavi di fondazione e dimensionamento delle opere provvisorie.

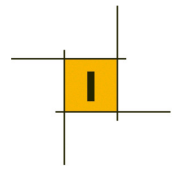
Le analisi strutturali del manufatto e delle opere annesse sono invece riportate nella relazione di calcolo strutturale ST RE-104.

Le verifiche geotecniche sono state condotte sulla base dei risultati di due specifiche campagne di indagini. La documentazione sulle indagini integrative condotte in sede di progetto esecutivo è contenuta nell'allegato n. IN-RE101, mentre quella sulle precedenti indagini è allegata al progetto definitivo di gara. La caratterizzazione geotecnica è illustrata nella Relazione Geotecnica (elaborato n. GE-RE101).

Tutti i calcoli sono stati effettuati in accordo con quanto previsto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14/01/2008) e successiva Circ. Min. del 02/02/2009 n.617 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche" e dalle "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e traverse)" (D.M. 26/06/2014).

L'area in esame ricade in zona sismica 2B secondo la vigente classificazione (ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i. e DGR n. 387 del 22.05.2009). Le verifiche sismiche sono state condotte secondo quanto previsto nella citata ordinanza e s.m.i., al D.M. 14/01/2008 e Circolare Min. del 02/02/2009 n. 617.

Per le verifiche che seguono si è fatto riferimento ai carichi ricavati dalla specifica analisi esplicitata nella relazione tecnica e illustrativa ST-RE100 (alla quale si rimanda per i dettagli) e che in questa sede vengono solo riassunti in forma tabellare. Nella stessa relazione sono illustrati gli approcci di calcolo e la motivazione delle principali varianti apportate al progetto definitivo.



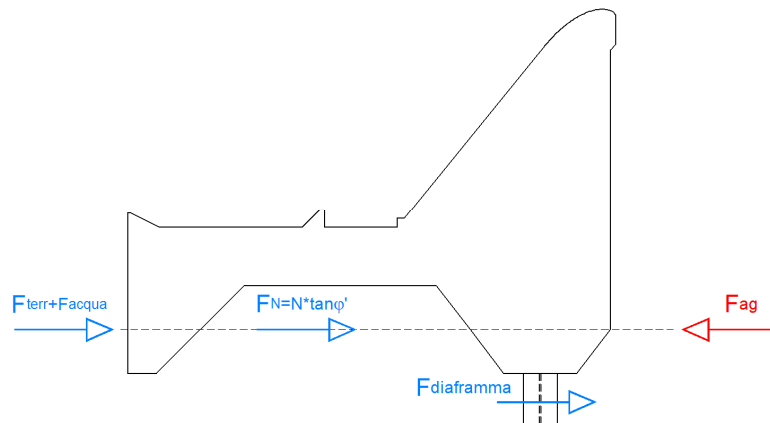
## 2 **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO**

- ✓ 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 8. Sismica. Parte 5: aspetti geotecnici.
- ✓ Ordinanza n. 3274 del PdCM del 08/05/2003.
- ✓ 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”.
- ✓ Norme Tecniche per la Costruzioni. D.M. 14/1/2008.
- ✓ Circolare Ministeriale 02/02/2009 n.617 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche”.
- ✓ D.M. 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)”.
- ✓ 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.
- ✓ Raccomandazioni AGI sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche (1977)
- ✓ Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).
- ✓ Raccomandazioni AGI sulle Prove Geotecniche di Laboratorio (1994).
- ✓ Raccomandazioni AGI Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (1995)

### 3 CRITERI DI CALCOLO DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 3.1 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è stata condotta confrontando le azioni di taglio agenti sul piano di fondazione (con i vari contributi esplicitati nell'analisi dei carichi) con le resistenze, rappresentate nel caso in esame dalla resistenza a scorrimento della superficie calcestruzzo/terreno, dalla resistenza del terreno a valle in corrispondenza dell'unghia di valle del manufatto e dalla resistenza a taglio del diaframma.



La *resistenza a scorrimento* lungo il piano di fondazione è data dalla relazione:

$$F_{\text{attrito}} = N \cdot \tan \phi'$$

in cui:

$\phi'$  = angolo d'attrito efficace del terreno di fondazione;

N = sforzo normale agente sul piano di fondazione (depurato della sottospinta dell'acqua).

La *resistenza del terreno a valle* del manufatto, è data dalla relazione

$$F_{\text{terr}} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot H^2 \cdot K_p$$

dove:

$\gamma'$	peso di volume immerso del terreno a valle del taglione
H	altezza del taglione contrastato dal terreno
$K_p$	spinta passiva con $\phi' =$ angolo d'attrito del terreno di fondazione

Alla resistenza del terreno a valle (calcolata in tensioni efficaci) va aggiunta la spinta dell'acqua.

Si è preso in conto inoltre la resistenza a taglio del diaframma, che con il progetto esecutivo è stato trasformato in un diaframma strutturale (precedentemente taglione plastico in CSM).

Rispetto al progetto definitivo sono quindi state apportate le seguenti modifiche, tutte a favore di sicurezza.

- 1) non è stata considerata la resistenza per coesione del terreno di fondazione in accordo con quanto prescritto dall'Eurocodice 7 che esclude esplicitamente questo contributo di resistenza per le verifiche a scorrimento;

- 2) la resistenza a taglio del diaframma è stata presa in conto avendo modificato la tipologia del diaframma stesso che adesso è costituito da una paratia di pali secanti in cls armato; l'assunzione della resistenza del diaframma del progetto definitivo non era lecita in quanto il diaframma (computato di spessore 60cm e non 120cm come nei calcoli) era in realtà costituito da una miscela di terreno e bentonite (tecnica CSM – cutting soil mix) e non da calcestruzzo.

### 3.2 Capacità portante delle fondazioni dirette

La capacità portante della fondazione è stata determinata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen (1970). La formula trinomia del carico limite proposta da Terzaghi, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi, assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

- $s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione:

$$s_c = 1 + \frac{B^* \cdot N_q}{L^* \cdot N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B^* \cdot \tan \varphi'}{L^*}$$

$$s_\gamma = 1 - \frac{0.4 \cdot B^*}{L^*}$$

Nel caso di fondazioni nastriformi, i coefficienti assumono valore pari a 1;

- $d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B^*} \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2$$

per  $D/B^* > 1$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \arctan \left( \frac{D}{B^*} \right)$$

per  $D/B^* \leq 1$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_\gamma = 1$$

- $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{(m+1)}$$

- $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione alla base della fondazione:

$$b_q = (1 - \beta_1 \cdot \tan \varphi')^2;$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$b_\gamma = b_c$$

- $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$g_\gamma = g_q$$

### 3.3 Stima dei cedimenti verticali della palificata

Per valutare il cedimento del singolo palo, si utilizza la curva di trasferimento proposta da Reese & Wang (1990), in cui  $\tau/\tau_{us}$  rappresenta il rapporto tra adesione laterale mobilitata e adesione laterale ultima e  $s_v/D$  il rapporto tra cedimento del singolo palo e diametro del palo stesso.

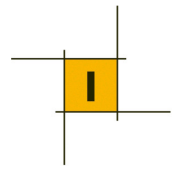
$\tau/\tau_{us}$	$s_v/D$ (%)
0	0
0.75	0.2
0.85	0.3
0.9	0.4
0.95	0.6
1	1

Il cedimento medio di una palificata può essere valutato moltiplicando il cedimento  $s_v$  del palo isolato per un coefficiente di amplificazione  $R_s$ , funzione della geometria della fondazione. Analogamente, riferendosi al coefficiente di riduzione del gruppo  $R_g = R_s/n$  (con  $n$  il numero dei pali della palificata) si ottiene:

$$\delta_{palificata} = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Con riferimento a Randolph e Clancy (1993) e Mandolini (1994), e definendo il parametro:





$$R = \sqrt{\frac{n \cdot i}{L}}$$

con i l'interasse dei pali, è possibile correlare quest'ultimo con  $R_g$  attraverso:

$$R_g = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

### 3.4 Stima dei cedimenti dei manufatti

Per la stima di manufatti in c.a. appoggiati sul terreno si può effettuare una stima dei cedimenti dei terreni del sottosuolo indotti dalla variazione dello stato tensionale provocato dal manufatto stesso.

A tal fine è stata utilizzata la teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo (Poulos e Davis, 1974) attraverso la quale è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e per un previsto schema di carico, il valore delle corrispondenti tensioni indotte. Nel caso specifico, sono state utilizzate le seguenti espressioni delle tensioni indotte per un corpo di carico rettangolare.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \cdot \left\{ \tan^{-1} \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right)}{z \cdot R_3} \right] + \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot z}{R_3} \cdot \left( \frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \cdot \left\{ \tan^{-1} \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right)}{z \cdot R_3} \right] - \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot z}{R_3 \cdot R_1^2} \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \cdot \left\{ \tan^{-1} \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right)}{z \cdot R_3} \right] - \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot z}{R_3 \cdot R_2^2} \right] \right\}$$

$$R_1 = \left[ \left(\frac{L}{2}\right)^2 + z^2 \right]^{0.5}$$

$$R_2 = \left[ \left(\frac{B}{2}\right)^2 + z^2 \right]^{0.5}$$

$$R_3 = \left[ \left(\frac{L}{2}\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2 + z^2 \right]^{0.5}$$

dove L e B sono le dimensioni dell'impronta della fondazione.

Ricavati a ogni profondità z il corrispondente valore di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$ ,  $\Delta\sigma_z$ , la valutazione dei cedimenti può essere condotta con riferimento alla teoria dell'elasticità assumendo un modello elastico di terreno stratificato.

Con tale teoria il valore del cedimento è dato dalla relazione:

$$s_t = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu' \cdot (\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})] \cdot h_i}{E_i}$$

in cui

$s_t$  cedimento totale degli strati compressibili  
 $\Delta\sigma_{zi}, \Delta\sigma_{xi}, \Delta\sigma_{yi}$  incremento delle tensioni nello strato i-esimo  
 $E_i$  modulo di deformabilità dello strato i-esimo  
 $\nu$  coefficiente di Poisson  
 $n$  numero di strati.

La stratigrafia di progetto assunta per il calcolo dei cedimenti totali (cedimento immediato e cedimento di consolidazione), è uguale a quella assunta per il calcolo dei cedimenti dei rilevati. Essa è riassunta nella tabella seguente. Per i dettagli circa la valutazione dei parametri di progetto si rimanda alla relazione geotecnica.

Tabella 1 – Schema di calcolo dei cedimenti

Strato	Litologia	Spessore (m)	E (MPa)	$\nu$	Eu (MPa)	Cu (kPa)
1	Limi	12	30	0.37	39	65
2	Limi	9	10	0.36	24	40
3	argilla consistente con livelli di sabbia addensata	Fino alle massime profondità d'interesse progettuale	40	0.35	176	220

### 3.5 Verifica di stabilità degli scavi di fondazione

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo agli elementi finiti SLOPE/W della GEO-SLOPE International Ltd applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop (1955). I criteri di calcolo sono gli stessi adottati per le verifiche di stabilità della diga in terra. Per evitare inutili ripetizioni si rimanda alla relazione geotecnica sulla diga in terra (RA-RE101) per l'illustrazione dei criteri di analisi.

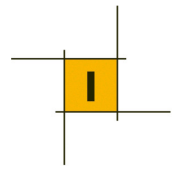
### 3.6 Verifica dei palancolati provvisori

La verifica è stata realizzata con il codice di calcolo *Paratie Plus 2010 Release 8.1.1.0* prodotto Ceas s.r.l..

Il palancolato è stato schematizzato mediante elementi finiti lineari tipo trave, definiti nel piano da un nodo iniziale ed uno finale e dalle caratteristiche inerziali della sezione trasversale. Ogni nodo dell'elemento possiede due gradi di libertà: la traslazione in direzione orizzontale e la rotazione intorno a un asse ortogonale al piano di riferimento.

Nel caso dei palancole la paratia viene schematizzata come una parete continua di spessore equivalente funzione della rigidezza flessionale e quindi dell'inerzia della sezione della palanca.

Il terreno è stato schematizzato mediante elementi monodimensionali tipo molla, connessi alla paratia in ogni suo nodo. Il comportamento meccanico della molla è elasto-plastico: essa reagisce elasticamente fino ai valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del verso dello spostamento, alla pressione attiva o rispettivamente passiva del terreno.



In base alle componenti di sforzo efficace verticali e orizzontali, si definisce per ciascuna profondità una funzione di plasticità, che a sua volta definisce lo stato nel quale si trova l'elemento che schematizza il terreno. In particolare, sono possibili due stati distinti: una prima fase elastica, nella quale il terreno ha un comportamento perfettamente elastico nei confronti delle forze applicate, e una fase plastica, in cui il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione non più compatibile con la resistenza a rottura.

Il criterio di resistenza adottato è quello di Mohr-Coulomb. Nelle condizioni di plasticità vengono raggiunte le condizioni di spinta attiva o passiva rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione.

La deformabilità della molla risulta funzione dello stato tensionale a cui risulta sottoposta: quando questo si trova in campo elastico essa è interamente definita dall'espressione della rigidità della molla:

$$K=E \cdot D/L$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

E = modulo di elasticità del terreno;

L = lunghezza della molla;

D = interasse tra le singole molle.

La lunghezza della molla L è variabile in funzione delle dimensioni della zona di terreno coinvolta nel movimento, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva.

Lo stato tensionale iniziale della molla, nelle condizioni precedenti alle operazioni di scavo e/o all'applicazione di qualsiasi azione esterna sulla paratia, è funzione della tensione verticale litostatica secondo il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , attraverso la relazione  $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ .

Nelle condizioni successive alle operazioni di scavo, o alla applicazione di azioni esterne sulla struttura, le reazioni offerte dalla molla si incrementano o diminuiscono (a seconda del verso della deformazione) raggiungendo al limite le tensioni corrispondenti alle condizioni di spinta attiva o passiva, rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione. Per la valutazione di  $K_0$  si è utilizzata l'espressione semplificata di Jaki:

$$K_0 = 1 - \tan \varphi'$$

I valori dei coefficienti di spinta attiva ( $k_a$ ) sono stati calcolati secondo la relazione di Coulomb, mentre i coefficienti di spinta passiva ( $k_p$ ) secondo le relazioni di Caquot e Kerisel.

I coefficienti di spinta sono calcolati in direzione orizzontale per tutti i casi considerati e, quindi, nei casi in cui l'angolo  $\delta$  (angolo di attrito terreno-paratia) è diverso da 0 sono state calcolate le proiezioni lungo l'orizzontale delle spinte.

La relazione di Coulomb per il calcolo del coefficiente di spinta attiva, con le condizioni assunte, è la seguente:

$$K_a = \frac{\sin^2(\pi/2 + \phi)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi)}{\sin(\pi/2 - \delta)}}\right)^2} \quad (\text{spinta attiva})$$

La figura di seguito riporta in grafico le equazioni utilizzate per il calcolo della spinta passiva.

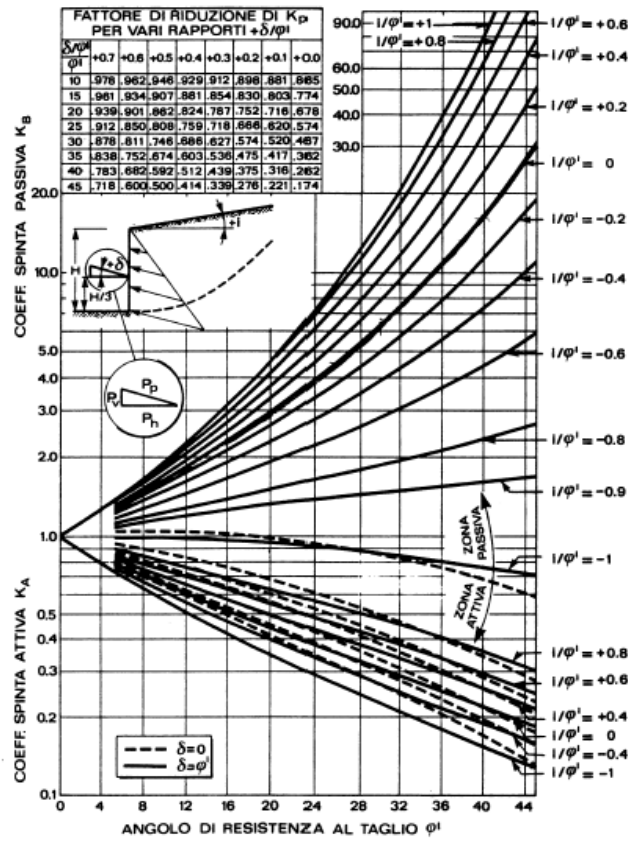


Fig.1: Equazioni utilizzate per il calcolo della spinta passiva

## 4 CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE

### 4.1 Criteri generali

Secondo quanto affermato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

$R_d$  è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

#### Coefficienti sulle Azioni

$\gamma_G$  sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli):  $G_d = \gamma_G \cdot G$

$\gamma_Q$  sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli):  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

#### Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

-  $\gamma_\gamma$  sul peso di volume:  $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$

-  $\gamma_\phi$  sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito):  $tg \phi_d = \frac{tg \phi}{\gamma_\phi}$

-  $\gamma_c$  sulla coesione efficace:  $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$

-  $\gamma_{cu}$  sulla coesione non drenata:  $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

#### Coefficienti parziali per le Resistenze

-  $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$  variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 2 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per i parametri del terreno (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 3 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per le azioni agenti (A)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

#### 4.2 Verifiche allo scorrimento e di capacità portante delle fondazioni dirette

Come indicato nelle "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) – D.M. 26/06/2014", le verifiche allo SLU devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 2, 3 e 4 seguendo almeno uno dei due approcci:

##### Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1);

Combinazione 2: (A2+M2+R2);

##### Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza per capacità portante si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della tabella seguente:

Tabella 4 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per le resistenze (R) delle fondazioni dirette

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

#### 4.3 Analisi dei cedimenti

Secondo quanto indicato nel DM 14/1/2008, la stima dei cedimenti è stata effettuata con riferimento alle condizioni di carico allo Stato Limite di Esercizio, quindi non applicando alcun coefficiente parziale ai terreni.

#### 4.4 Stabilità degli scavi provvisori

Con riferimento alle condizioni statiche, le verifiche devono essere condotte secondo l'approccio:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 2, 3 e 5.

Tabella 5 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

La verifica risulta soddisfatta, quindi, se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (espresso in termini di FS dal codice di calcolo) risulta superiore a 1.1.

Nel caso di opere provvisoriale la cui durata prevista in progetto è inferiore a 2 anni, può essere omessa la verifica in condizioni sismiche (DM 2008 §2.4.1).

#### 4.5 Opere di sostegno: palancolati provvisori

Per i palancolati le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1);

Combinazione 2: (A2+M2+R1);

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 2, 3 e 6.

Tabella 6: D.M. 14/01/2008 – Coefficienti parziali per le resistenze (R) per le paratie

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti.

Anche in questo caso, per quanto riguarda la fase sismica, le relative verifiche relative alle opere provvisoriale vengono omesse secondo quanto prescritto dalla normativa (DM 14/01/2008, paragrafo 2.4.1), secondo cui le opere provvisorie con durata di progetto inferiore a 2 anni non necessitano di tali analisi.

## 5 MODELLO GEOTECNICO

Nella tabella seguente si riassumono i parametri geotecnici dei vari terreni interessati dalle opere definiti sulla base dei risultati delle indagini geotecniche. Per maggiori dettagli circa le modalità utilizzate per la parametrizzazione dei terreni si rimanda alla Relazione Geotecnica generale.

Nella tabella seguente sono riportati, per le singole unità geotecniche individuate, i parametri geotecnici caratteristici (ai sensi del D.M. 14/1/2008) e quelli fattorizzati con i coefficienti previsti dallo stesso D.M.. Sono riportati dunque i parametri di resistenza (valori caratteristici) per le unità lito-stratigrafiche individuate; per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica (elaborato GE-RE101):

Tabella 7 – Caratteristiche geotecniche dei terreni adottate nel progetto esecutivo

Unità		Descrizione	Parametri caratteristici					Parametri fattorizzati	
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	Kh (m/s)	Kv (m/s)	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)
A	A1	Alluvioni superficiali con piroclastiti	18	5	24	5E-05	1E-06	4	19.61
	A2	Alluvioni limo-argillose	18	10	24	5E-06	5E-07	8	19.61
B	B1	Tufi e pozzolane	18	15	28	5E-04	5E-05	12	23.04
	B2	Cineriti e piroclastiti argillificate	18	20	25	1E-04	1E-05	16	20.46
C	C1	Sabbie e ghiaie	18	0	33	1E-03	1E-04	0	27.45
	C2	Limi argillosi e sabbiosi ocra	18	10	24	1E-06	1E-07	8	19.61
D		Formazione argillosa pleistocenica	19	20	27	1E-08	1E-09	16	22.18
E		Nucleo impermeabile	19	10	23	1E-08	1E-08	8	18.76
F		Unghia drenante	16	0	45	1E-03	1E-03	0	38.66
G		Diga in terra (contronucleo)	19	5	35	1E-06	1E-06	4	29.26



## 6 RISULTATI DELLE VERIFICHE

### 6.1 Premesse

Il manufatto in calcestruzzo in questione non ha una forma regolare o comunque tale da provocare uno stato tensionale nel sottosuolo omogeneo, sia in senso trasversale che longitudinale. Come si vede dalla figure seguenti, il manufatto è formato da due sfioratori separati da un manufatto di restituzione. Lo sfioratore ha una forma triangolare con una platea rettangolare di dissipazione. Il manufatto di restituzione ha invece una forma più regolare con tre setti in calcestruzzo che appoggiano su una platea.

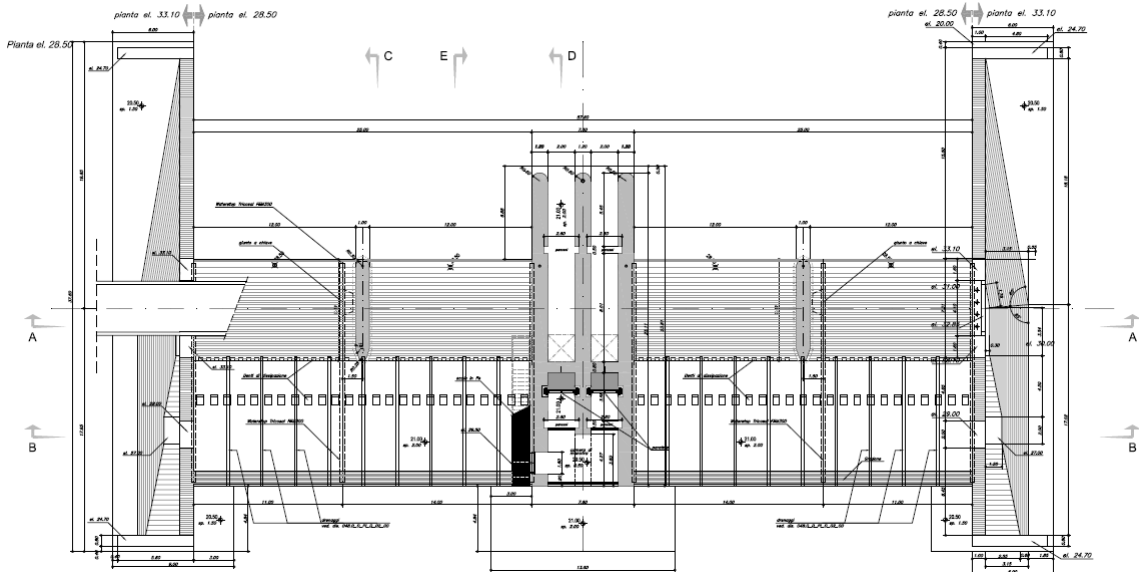


Fig.2: Prospetto manufatto di restituzione

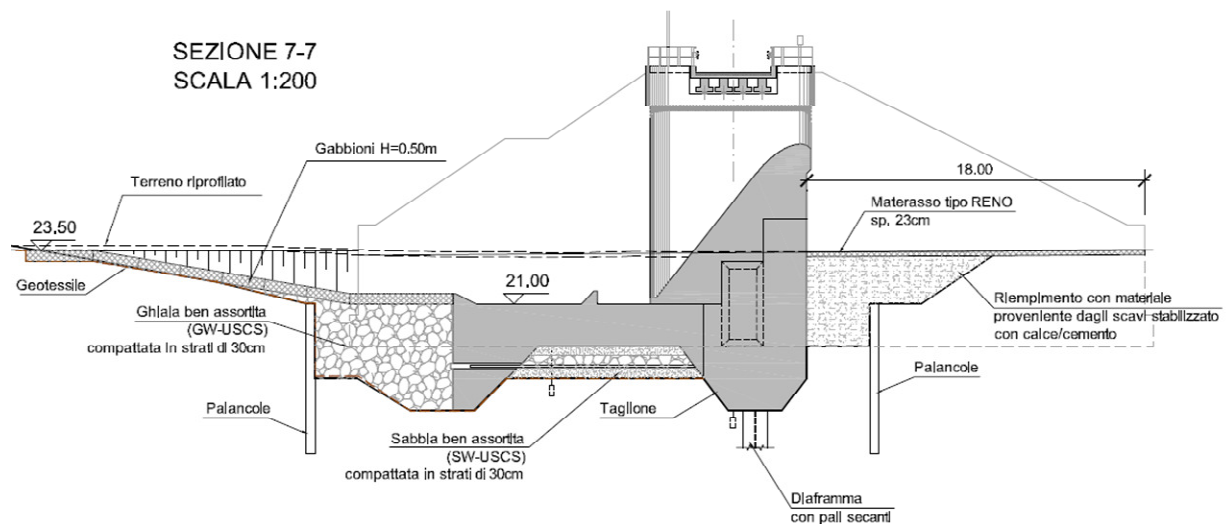


Fig.3: Sezione longitudinale manufatto sfioratore

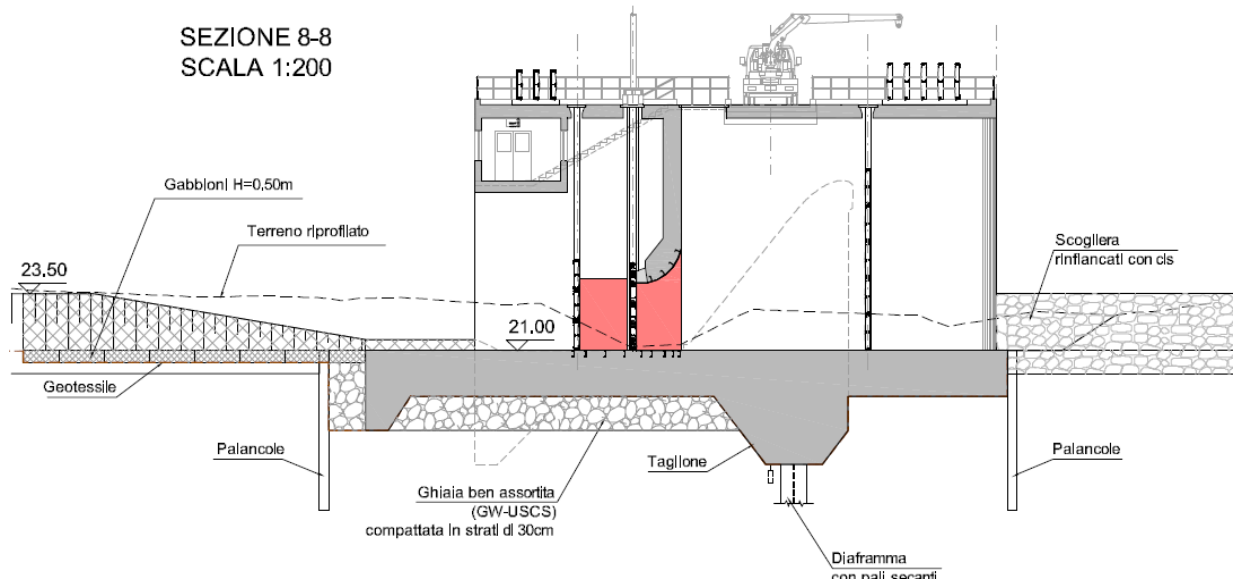


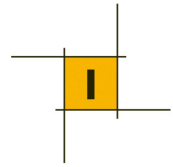
Fig.4: Sezione longitudinale manufatto di restituzione

Nei riguardi della **capacità portante**, una verifica dell'intero manufatto, di dimensioni in pianta 57x17m circa, non sarebbe significativa, sia per le elevate dimensioni della fondazione (che darebbe risultati ovviamente positivi visti i modesti carichi unitari ripartiti che ne risulterebbero, dell'ordine dei  $120 \text{ kN/m}^2$ ), sia per le disomogenee sollecitazioni agenti sulle varie aree della fondazione.

In tale contesto si è preferito considerare separatamente i due manufatti sfioratori (dalla geometria complessa) da quello di restituzione, invece più regolare. I due sfioratori hanno una dimensione in pianta 25x16.54m, mentre il manufatto di restituzione 8.6x28.45m. Gli sfioratori hanno una struttura massiccia, con una forma geometrica che porta ad una elevata eccentricità del carico. Il manufatto di restituzione è costituito essenzialmente da tre setti che appoggiano su una platea, con carichi relativamente più omogenei rispetto allo sfioratore. Peraltro il manufatto di restituzione è incastrato tra i due sfioratori, rendendo di fatto poco probabile un meccanismo di rottura del terreno secondo le superfici classiche di Terzaghi, le quali in questo caso tenderebbero a svilupparsi lungo il lato corto del manufatto, che risulta confinato proprio dagli sfioratori, i quali forniscono un sovraccarico sul terreno laterale dello stesso ordine di grandezza dei carichi agenti. La verifica lungo il lato lungo della platea (28.45m) è da ritenere superflua e inverosimile e fornirebbe comunque coefficienti di sicurezza molto elevati e non realistici e per questo motivo è stata omessa.

Stesso discorso vale per i muri andatori posti tra il corpo diga e i manufatti sfioratori. Anche in questo caso risulta poco probabile l'innescarsi di meccanismi di rottura del terreno in quanto i muri risultano confinati a monte e a valle, rendendo superflue anche le verifiche a scorrimento e ribaltamento degli stessi.

Per gli sfioratori, invece, si è provveduto alla verifica della capacità portante tenendo conto dell'eccentricità del carico. Anche in questo caso lungo il lato lungo è improbabile che si sviluppino superfici di rottura per il



confinamento fornito dal manufatto di restituzione da un lato e dal rilevato arginale dall'altro. La verifica più rappresentativa è quella lungo il lato corto, dove si sviluppano i momenti dati dall'eccentricità del carico.

Le condizioni più gravose risultano quelle a fine costruzione del manufatto. A opera ultimata, infatti, verrà rinterrato il terreno a fianco del manufatto, per uno spessore di 5m sul lato di valle e di 7.5m su quello di monte, e questi rinterrati portano ad un aumento della stabilità del complesso terreno/fondazione. Ad opera ultimata le spinte del terreno sul manufatto sui due lati tendono a bilanciarsi e l'ulteriore spinta idrostatica durante la piena fornisce una azione che tende a controbilanciare il momento dato dall'eccentricità della struttura. Ovviamente nelle verifiche riportate nel seguito sono state analizzate tutte le condizioni di carico come previsto in normativa.

Per quanto riguarda il **calcolo dei cedimenti**, un modello di calcolo che consideri separatamente il cedimento del manufatto sfioratore rispetto a quello del manufatto di restituzione appare poco veritiero.

Infatti un modello del genere non considera il fatto che comunque le diverse parti dell'opera sono confinate lateralmente, ignorando quindi l'attrito tra i conci (dello stesso sfioratore, tra sfioratore e manufatto di restituzione), che inevitabilmente porta il sistema a comportarsi come un'unica struttura, riducendo a valori del tutto trascurabili gli spostamenti differenziali tra le varie parti che la compongono.

Considerando globalmente la struttura, il carico unitario trasferito al terreno, su una superficie di 57x17m circa, è di circa 120 kN/m<sup>2</sup> a cui va sottratto il decremento di carico unitario indotto alla stessa quota dal terreno asportato, pari a circa 100 kN/m<sup>2</sup>. Il carico unitario netto risulterebbe pari a circa 20 kN/m<sup>2</sup> e quindi del tutto trascurabile in termini di cedimento verticale.

Un problema specifico potrebbe essere quello della possibile rotazione dei manufatti sfioratori, che hanno un carico molto eccentrico e spostato verso monte rispetto alla mezzeria geometrica (soprattutto a fine costruzione). Anche in questo caso un calcolo con metodi tradizionali che consideri il manufatto come un blocco rigido senza vincoli al contorno appare non appropriato (sempre per il fenomeno dell'attrito del concio dello sfioratore rispettivamente con il muro e con il manufatto di regolazione, che invece hanno carichi centrati e quindi non sono soggetti a potenziali rotazioni). Si deve peraltro considerare che in asse allo sfioratore (dove cioè sono concentrati i carichi per peso proprio) è stata prevista una doppia fila di pali strutturali che, oltre a contribuire alla resistenza a taglio, forniranno anche un contributo di rigidità verticale. Nel paragrafo specifico è stata condotta una analisi semplificata del cedimento che si creerebbe ipotizzando un trasferimento della sola parte di carico decentrato sulla fila di pali.

Si è posta invece l'attenzione sul problema dei cedimenti differenziali e differiti nel tempo che possono svilupparsi in corrispondenza dei **muri andatori**, successivamente alla costruzione dell'opera in cls, provocati dal rinterro del corpo della diga. Come si evince dalle fasi esecutive, l'intero manufatto di regolazione, compreso i muri andatori, verrà realizzato per fasi, ma unitariamente, e solo dopo il completamento del manufatto si provvederà al completamento della diga in terra a ridosso e al di sopra dei muri andatori.

I cedimenti legati alla realizzazione del manufatto (per quanto piccoli) saranno già esauriti al momento dell'esecuzione del rilevato, quindi l'intero cedimento provocato da questo sarà di tipo differenziale. Si ricorda che il giunto tra muro andatore e concio sfioratore è particolarmente delicato dal punto di vista strutturale e idraulico e per tale motivo è stato dotato di water-stop. Le analisi condotte nell'ipotesi di una fondazione diretta di questo muro (vedi paragrafo sui calcoli) hanno fornito una stima di cedimento di 4.8 cm, che è da ritenere non accettabile perché di tipo differenziale e agente sul giunto idraulico.

Per risolvere tale problema i muri sono stati fondati su pali con la funzione di ridurre i cedimenti. Infatti in termini di portanza e scorrimento, come già detto in precedenza, il muro è contrastato lateralmente e quindi non verificabile con criteri geotecnici standard. Per assolvere la funzione di limitatore di cedimenti i pali ( $\varnothing 1000\text{mm}$ ) sono stati differenziati in funzione dei diversi carichi (il muro è conformato a trapezio in analogia alla geometria del rilevato) e sono stati posti a interasse a variabile e lunghezza 12m e 18m.

## 6.2 Verifiche a scorrimento

### Manufatto sfioratore

Con riferimento alle sollecitazioni elementari agenti sul manufatto e ai coefficienti di combinazione riportati al capitolo 7.1 della Relazione tecnica e illustrativa, si sintetizzano di seguito i risultati della verifica a scorrimento. I valori dei coefficienti di sicurezza risultano sempre superiori ad 1.0.

	CONDIZIONI STATICHE					
	A1+M1			A2+M2		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
N (kN/m)	1631	1670	2103	1255	1284	1618
F <sub>res</sub> (kN/m)	-842	-842	-842	-709	-709	-709
F <sub>N</sub> (kN/m)	-726	-743	-936	-447	-457	-576
F <sub>res_TOT</sub> (kN/m)	-1568	-1585	-1778	1156	1167	1285
F <sub>res_TOT</sub> /γ <sub>R</sub> (kN/m)	-1363	-1378	-1778	1005	1014	1285
F <sub>ag</sub> (kN/m)	1124	865	224	876	677	192
<b>FS (-)</b>	<b>1.21</b>	<b>1.59</b>	<b>7.95</b>	<b>1.15</b>	<b>1.50</b>	<b>6.69</b>

	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
F <sub>res</sub> (kN/m)	-842	-842	-842	-842	-709	-709	-709	-709
F <sub>N</sub> (kN/m)	-586	-558	-734	-706	-469	-446	-587	-565
F <sub>res_TOT</sub> (kN/m)	-1427	-1400	-1576	-1548	1178	1155	1296	1274
F <sub>res_TOT</sub> /γ <sub>R</sub> (kN/m)	-1241	-1217	-1576	-1548	1024	1005	1296	1274
F <sub>ag</sub> (kN/m)	971	966	392	382	983	977	413	402
<b>FS (-)</b>	<b>1.28</b>	<b>1.26</b>	<b>4.02</b>	<b>4.05</b>	<b>1.04</b>	<b>1.03</b>	<b>3.14</b>	<b>3.17</b>

In cui:

**N:** sforzo assiale agenti in fondazione

**F<sub>res</sub>:** contributo alla resistenza a scorrimento dovuto alle azioni resistenti esterne:

spinta acqua a valle:  $P_{wsv}=0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_{wsv}^2$

spinta passiva terreno a valle:  $P_{RS(passiva)}=0.5 \cdot (\gamma_{terr}-\gamma_w) \cdot k_p \cdot h_{sv}^2$

resistenza a taglio del diaframma:  $V_{diaframma}$

**F<sub>N</sub>=N·tanφ':** contributo alla resistenza a scorrimento dovuto allo sforzo assiale considerando un valore di φ'=24° (ridotto a 19.6° secondo i coefficienti parziali nella combinazione M2)

**F<sub>res\_TOT</sub>=F<sub>res</sub>+F<sub>N</sub>:** resistenza a scorrimento totale

**γ<sub>R</sub>:** coefficiente parziale riduttivo delle resistenze (assunto pari a γ<sub>R</sub>=1.15 nelle condizioni di invaso pieno e γ<sub>R</sub>=1 nelle condizioni di invaso vuoto)

**F<sub>ag</sub>:** sommatoria delle azioni agenti che contribuiscono allo scorrimento:

spinta acqua a monte:  $P_{wsm}=0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_{wsm}^2$

spinta statica terreno a monte:  $P_{RS(att)}=0.5 \cdot (\gamma_{terr}-\gamma_w) \cdot k_a \cdot h_{sm}^2$  (per comb. statiche C1, C2, C3)

spinta sismica terreno a monte:  $P_{md}=0.5 \cdot (\gamma_{terr}-\gamma_w) \cdot k_{AD} \cdot (1 \pm k_v) \cdot h_{sm}^2$  (per comb. sismiche C4, C5, C6, C7)

incremento si spinta acqua a monte:  $p_{wd}=p_a \cdot \rho \cdot c \cdot \gamma_0$  (per comb. sismiche C4, C5, C6, C7)

inerzia orizzontale del manufatto:  $P_{pdh}=P_{ps} \cdot k_h$  (per comb. sismiche C4, C5, C6, C7)

**FS:** coefficiente di scorrimento nei confronti dello scorrimento

### **Manufatto di restituzione**

I valori dei coefficienti di sicurezza risultano sempre abbondantemente superiori ad 1.0; le verifiche sono dunque sempre soddisfatte.

	<b>CONDIZIONI STATICHE</b>					
	<b>A1+M1</b>			<b>A2+M2</b>		
	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>
<b>N (kN)</b>	36757	38165	45735	28275	29358	35181
<b>F<sub>res</sub> (kN)</b>	-16365	-16992	-20363	-10071	-10457	-12531
<b>F<sub>res</sub>/γ<sub>R</sub> (kN)</b>	-14231	-14776	-20363	-8757	-9093	-12531
<b>F<sub>ag</sub> (kN)</b>	4324	3292	299	3336	2543	240
<b>FS (-)</b>	<b>3.29</b>	<b>4.49</b>	<b>68.09</b>	<b>2.62</b>	<b>3.58</b>	<b>52.11</b>

	CONDIZIONI SISMICHE							
	EQK+M1				EQK+M2			
	C4	C5	C6	C7	C4	C5	C6	C7
N (kN)	29966	28749	35789	34572	29966	28749	35789	34572
F <sub>res</sub> (kN)	-13342	-12800	-15934	-15393	-10673	-10240	-12748	-12314
F <sub>res</sub> /γ <sub>R</sub> (kN)	-11602	-11130	-15934	-15393	-9281	-8904	-12748	-12314
F <sub>ag</sub> (kN)	7292	7287	4293	4288	7303	7298	4304	4299
FS (-)	1.59	1.53	3.71	3.59	1.27	1.22	2.96	2.86

in cui:

N: sforzo assiale agenti in fondazione

**F<sub>res</sub>=N·tanφ'**: resistenza a scorrimento dovuto allo sforzo assiale considerando un valore di φ'=24° (ridotto a 19.6° secondo i coefficienti parziali nella combinazione M2). Si trascura il contributo alla resistenza a scorrimento dovuto al diaframma, alla spinta dell'acqua a vale e alla spinta a riposo del terreno a valle.

γ<sub>R</sub>: coefficiente parziale riduttivo delle resistenze (assunto pari a γ<sub>R</sub>=1.15 nelle condizioni di invaso pieno e γ<sub>R</sub>=1 nelle condizioni di invaso vuoto)

**F<sub>ag</sub>**: sommatoria delle azioni agenti che contribuiscono allo scorrimento:

spinta acqua a monte:  $P_{wsm}=0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_{wsm}^2$

spinta statica terreno a monte:  $P_{RS(Att)}=0.5 \cdot (\gamma_{terr}-\gamma_w) \cdot k_a \cdot h_{sm}^2$  (per comb. statiche C1, C2, C3)

spinta sismica terreno a monte:  $P_{md}=0.5 \cdot (\gamma_{terr}-\gamma_w) \cdot k_{AD} \cdot (1 \pm k_v) \cdot h_{sm}^2$  (per comb. sismiche C4, C5, C6, C7)

incremento si spinta acqua a monte:  $p_{wd}=p_a \cdot \rho \cdot c \cdot \gamma_o$  (per comb. sismiche C4, C5, C6, C7)

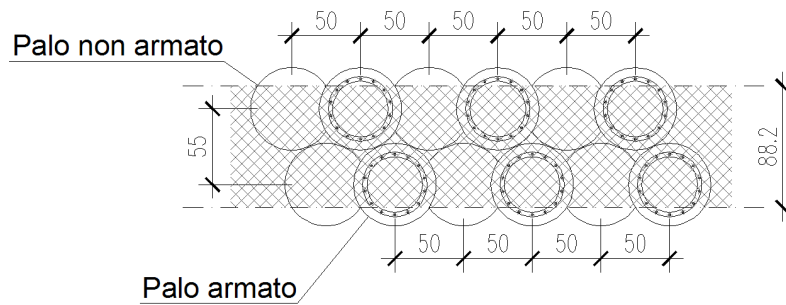
inerzia orizzontale del manufatto:  $P_{pdh}=P_{ps} \cdot k_h$  (per comb. sismiche C4, C5, C6, C7)

### 6.3 Verifiche di resistenza a taglio del diaframma

Il diaframma è costituito da due file di pali secanti Ø600mm disposti a quinconce.

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  $\sigma_{cp}=0$  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  $b_w \cdot x_h=1000 \times 880$  mm, come indicato nella figura che segue.



La resistenza a taglio allo SLU quindi risulta:

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

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

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

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

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

resistenza caratteristica cilindrica a compr. del cls

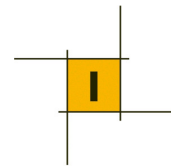
$$R_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cubica a compr. del cls

#### 6.4 Verifiche di capacità portante della fondazione

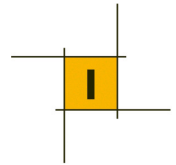
I risultati delle verifiche della capacità portante per il manufatto sfioratore, condotta con i criteri descritti in precedenza, sono riportati di seguito. Le verifiche sono condotte attraverso le combinazioni A2+M2+R2 e A1+M1+R3, finalizzate al dimensionamento geotecnico del manufatto. Per quanto riguarda i carichi agenti in fondazione e le combinazioni di carico considerate, si fa riferimento alla Relazione tecnica e illustrativa.

La  $q_{lim}$  considerata nella verifica è già stata ridotta del fattore  $\gamma_R$  (1.8 per R2 e 2.3 per R3); i coefficienti minimi ottenuti (pari a 1.43 in condizioni statiche e 2.07 in condizioni sismiche) sono superiori a quello minimo richiesto pari a 1.



	<b>A1+M1</b>			<b>A2+M2</b>		
	statica			statica		
	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>
<b>N (kN/m)</b>	40777	41742	52576	31367	32109	40443
<b>M<sub>long</sub> (kNm/m)</b>	30687	26261	154931	24135	19670	118101
<b>F<sub>long</sub> (kN/m)</b>	11558	5093	10951	8663	3690	8427
<b>el (m)</b>	0.75	0.63	2.95	0.77	0.61	2.92
<b>B* (m)</b>	15.0	15.3	10.6	15.0	15.3	10.7
<b>L (m)</b>	25	25	25	25	25	25
<b>q<sub>ag</sub> (kPa)</b>	<b>108</b>	<b>109</b>	<b>198</b>	<b>84</b>	<b>84</b>	<b>151</b>
<b>q (kPa)</b>	32	32	32	32	32	32
<b>N<sub>q</sub></b>	9.60	9.60	9.60	6.15	6.15	6.15
<b>N<sub>c</sub></b>	19.32	19.32	19.32	14.47	14.47	14.47
<b>N<sub>γ</sub></b>	9.44	9.44	9.44	5.10	5.10	5.10
<b>sc</b>	1.30	1.30	1.21	1.26	1.26	1.18
<b>sq</b>	1.27	1.27	1.19	1.21	1.22	1.15
<b>s<sub>γ</sub></b>	0.76	0.76	0.83	0.76	0.75	0.83
<b>mb</b>	1.62	1.62	1.70	1.62	1.62	1.70
<b>ml</b>	1.38	1.38	1.30	1.38	1.38	1.30
<b>teta</b>	90	90	90	90	90	90
<b>m</b>	1.62	1.62	1.70	1.62	1.62	1.70
<b>iq</b>	0.65	0.84	0.70	0.67	0.86	0.71
<b>ic</b>	0.61	0.82	0.67	0.61	0.83	0.66
<b>iy</b>	0.50	0.76	0.57	0.52	0.78	0.58
<b>dq</b>	1.08	1.08	1.12	1.08	1.08	1.12
<b>dc</b>	1.09	1.09	1.13	1.10	1.10	1.14
<b>d<sub>γ</sub></b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>bq</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>bc</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>b<sub>γ</sub></b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>gq</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>gc</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>g<sub>γ</sub></b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>qlim</b>	653	912	655	393	539	388
<b>qlim<sub>A2+M2+R2</sub></b>				218	300	216
<b>FS (-)</b>				<b>2.61</b>	<b>3.57</b>	<b>1.43</b>
<b>qlim<sub>A1+M1+R3</sub></b>	284	396	285			
<b>FS (-)</b>	<b>2.62</b>	<b>3.63</b>	<b>1.44</b>			





	EQK+M1				EQK+M2			
	sisma				sisma			
	C4	C5	C6	C7	C4	C5	C6	C7
N (kN/m)	32887	31331	41221	39665	32887	31331	41221	39665
M <sub>long</sub> (kNm/m)	9095	12577	104445	101214	11258	14695	101692	98554
F <sub>long</sub> (kN/m)	7743	7617	6754	6984	11354	11205	2901	3173
el (m)	0.28	0.40	2.53	2.55	0.34	0.47	2.47	2.48
B* (m)	16.0	15.7	11.5	11.4	15.9	15.6	11.6	11.6
L (m)	25	25	25	25	25	25	25	25
q <sub>ag</sub> (kPa)	<b>82</b>	<b>80</b>	<b>144</b>	<b>139</b>	<b>83</b>	<b>80</b>	<b>142</b>	<b>137</b>
q (kPa)	32	32	32	32	32	32	32	32
N <sub>q</sub>	9.60	9.60	9.60	9.60	6.15	6.15	6.15	6.15
N <sub>c</sub>	19.32	19.32	19.32	19.32	14.47	14.47	14.47	14.47
N <sub>y</sub>	9.44	9.44	9.44	9.44	5.10	5.10	5.10	5.10
sc	1.32	1.31	1.23	1.23	1.27	1.27	1.20	1.20
sq	1.28	1.28	1.20	1.20	1.23	1.22	1.17	1.16
sy	0.74	0.75	0.82	0.82	0.75	0.75	0.81	0.81
mb	1.61	1.61	1.69	1.69	1.61	1.62	1.68	1.68
ml	1.39	1.39	1.31	1.31	1.39	1.38	1.32	1.32
teta	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1.61	1.61	1.69	1.69	1.61	1.62	1.68	1.68
iq	0.72	0.71	0.77	0.76	0.60	0.59	0.90	0.89
ic	0.69	0.68	0.75	0.73	0.52	0.51	0.88	0.87
iy	0.59	0.58	0.66	0.64	0.44	0.42	0.85	0.83
dq	1.08	1.08	1.11	1.11	1.08	1.08	1.11	1.11
dc	1.09	1.09	1.12	1.12	1.09	1.10	1.13	1.13
dy	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
bq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
bc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
by	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
gq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
gc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
gy	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
qlim	760	747	751	732	346	336	530	520
qlim_A2+M2+R2					192	187	294	289
FS (-)					<b>2.32</b>	<b>2.32</b>	<b>2.07</b>	<b>2.11</b>
qlim_A1+M1+R3	330	325	326	318				
FS (-)	<b>4.02</b>	<b>4.08</b>	<b>2.27</b>	<b>2.30</b>				

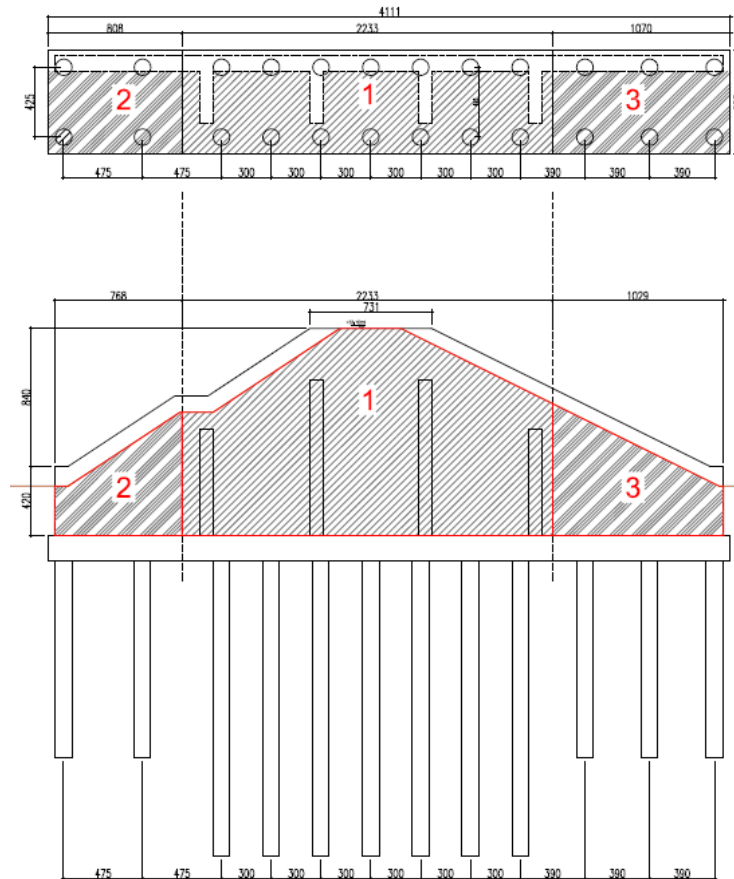
### 6.5 Verifica dei cedimenti dei muri andatori

I muri andatori presenti tra il corpo della diga ed i manufatti sfioratori non presentano problemi per ciò che riguarda il raggiungimento del carico limite in fondazione, lo scorrimento e il ribaltamento. Le uniche analisi condotte riguardano i cedimenti attesi del muro nell'ipotesi che tutto il carico del rinterro, successivamente alla realizzazione del manufatto di regolazione (muro compreso), sia completamente trasmesso ai pali di fondazione (in questo carico non è compreso quindi il peso proprio del muro).

A giustificazione della necessità di questo intervento, nella scheda allegata viene riportato il valore del cedimento atteso nel caso di fondazione diretta. Questo valore risulta pari a 4.8 cm, quindi inaccettabile tenuto conto della delicatezza del giunto idraulico presente tra muro e sfioratore.

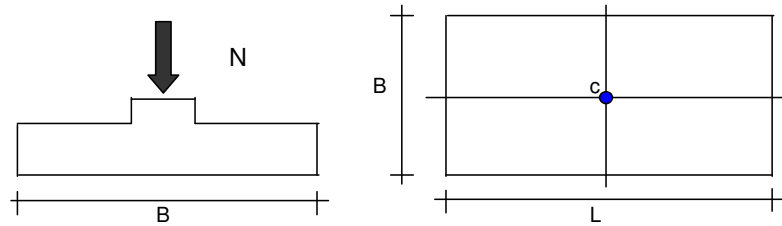
I pali di fondazione sono disposti ad interasse variabile come mostrato nella figura che segue.

Per l'analisi dei carichi si divide convenzionalmente la fondazione in 3 parti, sulle quali gravano sollecitazioni diverse e per le quali sono stati decisi interassi e lunghezze dei pali diversi in modo da ottenere un cedimento per quanto possibile omogeneo.



### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

**LAVORO:**



**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

**DATI DI INPUT:**

- B = 6.25 (m) (Larghezza della Fondazione)
- L = 41.10 (m) (Lunghezza della Fondazione)
- N = 29695 (kN) (Carico Verticale Agente)
- q = 115.60 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))
- ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	ν	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	LIMI MEDIAMENTE CONSISTENTI	12.00	0.0	12.0	1.0	30000	0.37	1.96
2	LIMI MEDIAMENTE CONSISTENTI	9.00	12.0	21.0	1.0	10000	0.36	1.87
3	ARGILLA POCO CONSISTENTE	39.00	21.0	60.0	1.0	40000	0.35	0.98
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

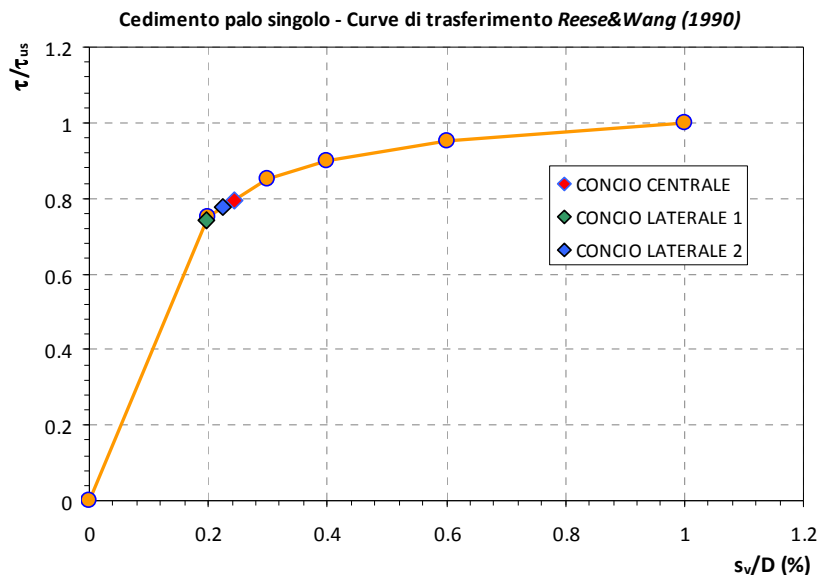
$$\delta_{ctot} = 4.82 \text{ (cm)}$$

Facendo riferimento alla metodologia di calcolo riportata al paragrafo 3.3, si mostra di seguito il calcolo del cedimento del palo singolo e della palificata per le 3 diverse parti in cui è stata suddivisa la fondazione.

Dai risultati ottenuti si osserva che il cedimento del singolo palo risulta omogeneo e compreso tra 2 mm e 2.5mm; quello delle palificate varia da 4mm a 13mm, con un valore medio di 7mm (si ritiene di poter assumere il

valore medio considerando che la fondazione è un monoblocco di rigidità tale da ripartire le differenze di cedimento). Questo valore del cedimento prodotto dalla realizzazione del corpo diga risulta accettabile e compatibile con i vincoli imposti dal giunto idraulico interposto.

PARTE 1			PARTE 2			PARTE 3		
Area	215	mq	Area	40	mq	Area	57	mq
Lunghezza	5	mq	Lunghezza	5	mq	Lunghezza	5	mq
Volume	1076	mc	Volume	200	mc	Volume	287	mc
$\gamma_{terr}$	19	kN/mc	$\gamma_{terr}$	19	kN/mc	$\gamma_{terr}$	19	kN/mc
P	20446	kN	P	3800	kN	P	5448	kN
n pali	14		n pali	4		n pali	6	
$P_{palo}$	1460	kN	$P_{palo}$	950	kN	$P_{palo}$	908	kN
$L_{palo}$	18	m	$L_{palo}$	12	m	$L_{palo}$	12	m
$c_u$	65	kPa	$c_u$	65	kPa	$c_u$	65	kPa
$D_{palo}$	1000	mm	$D_{palo}$	1000	mm	$D_{palo}$	1000	mm
$Q_{palo}$	1838	kPa	$Q_{palo}$	1225	kPa	$Q_{palo}$	1225	kPa
$\tau/\tau_{us}$	0.79	kPa	$\tau/\tau_{us}$	0.78	kPa	$\tau/\tau_{us}$	0.74	kPa
$s_v/D_{palo}$	0.24	%	$s_v/D_{palo}$	0.23	%	$s_v/D_{palo}$	0.20	%
$s_v$	2.45	mm	$s_v$	2.25	mm	$s_v$	1.98	mm
<b>Cedimento della palificata</b>			<b>Cedimento della palificata</b>			<b>Cedimento della palificata</b>		
Interasse pali	3.00	m	Interasse p	4.75	m	Interasse pali	3.90	m
Coeff. di Gruppo (Viggiani, 1999)			Coeff. di Gruppo (Viggiani, 1999)			Coeff. di Gruppo (Viggiani, 1999)		
$R_g = 0.5/R + 0.13/R^2$	0.38		$R_g = 0.5/R +$	0.48		$R_g = 0.5/R + 0.13/R^2$	0.42	
$R = (n \cdot s/L)^{0.5}$	1.53		$R = (n \cdot s/L)^{0.5}$	1.26		$R = (n \cdot s/L)^{0.5}$	1.40	
$s_{vp} = R_s \cdot s_v = n \cdot R_g \cdot s_v$	13	mm	$s_{vp} = R_s \cdot s_v = n$	4	mm	$s_{vp} = R_s \cdot s_v = n \cdot R_g \cdot s_v$	5	mm
<b><math>s_{vp} \text{ medio} = 7 \text{ mm}</math></b>								



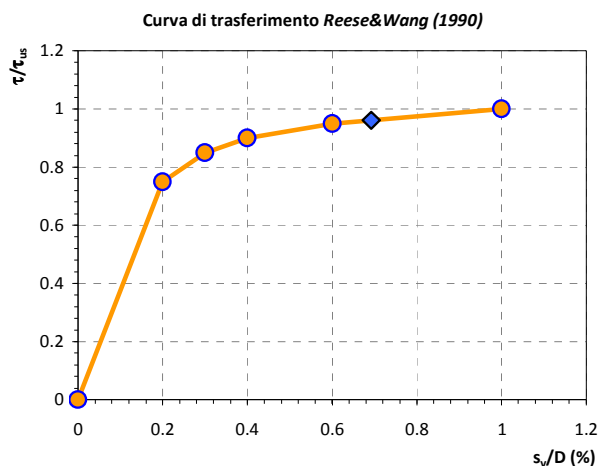
### 6.6 Verifica dei cedimenti dello sfioratore

Come precedentemente detto è stata effettuata una verifica semplificata del cedimento prodotto da un trasferimento della sola parte del carico eccentrico del manufatto sfioratore sulla doppia paratia di pali strutturale. Il carico per metro lineare di questa parte di opera è stimabile in 750 kN/m.

Questo carico trasmesso interamente sulle due superfici del diaframma (monte-valle), ignorando il contributo alla punta, genera una tensione media di 31 kN/m<sup>2</sup>. Con gli stessi criteri adottati per la verifica dei pali del muro andatore, a tale tensione tangenziale corrisponde l'attivazione di 96% della resistenza per adesione laterale, alla quale corrisponde un cedimento di 4 mm.

Il cedimento provocato dalla possibile rotazione di questo manufatto è quindi da ritenere trascurabile.

Area	30	mq
Lunghezza	1	m
Volume	30	mc
$\gamma_{cls}$	25	kN/mc
$P_{cls}$	750	kN/m
$L_{diaframma}$	12.0	m
$A_{laterale\ diaframma}$	2.00	m
$c_u$	65	kPa
$D_{palo}$	600	mm
$Q_{laterale}$	780	kPa
$\tau/\tau_{us}$	0.96	
$S_v/D_{palo}$	0.69	%
$s_v$	4	mm



### 6.7 Verifica degli scavi di fondazione del manufatto

Nel progetto definitivo erano previsti scavi provvisori per la realizzazione del manufatto con inclinazione della scarpata  $H/B=3/2$  e profondità massima di 7.5m da quota +23.50 m s.l.m. a quota +21.00 m s.l.m.).

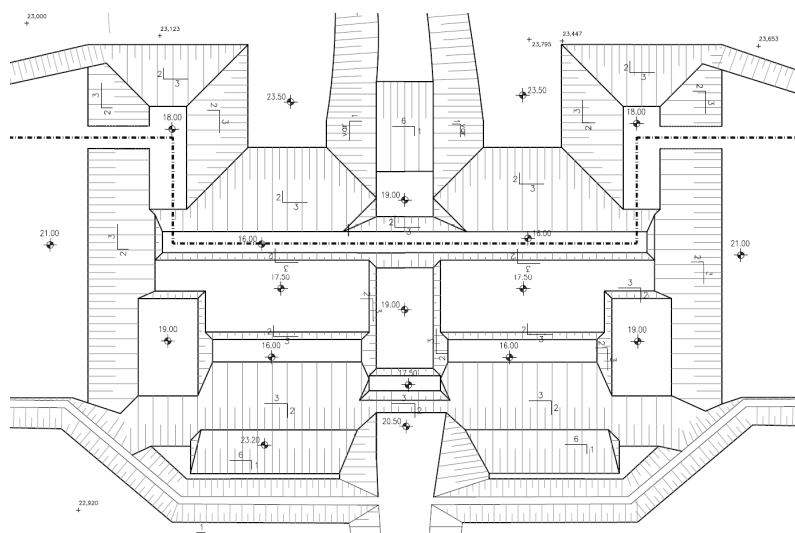
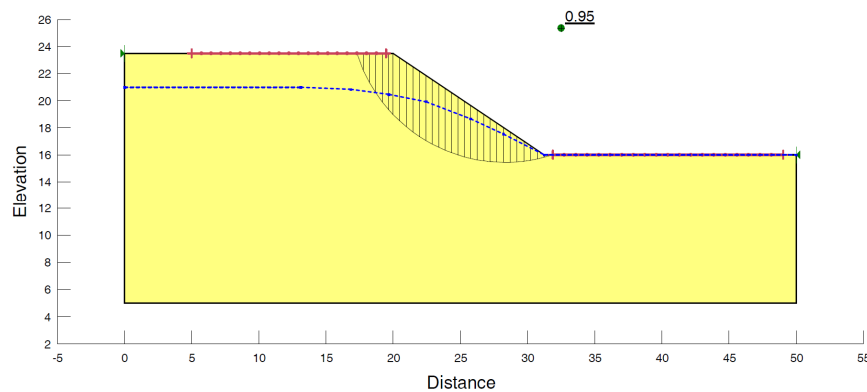


Fig.5: Pianta scavi manufatto di regolazione del Progetto Definitivo

Le verifiche di stabilità condotte per questa soluzione progettuale non garantiscono adeguati margini di sicurezza, restituendo un valore del coefficiente di sicurezza inferiore al minimo previsto dalla normativa ( $\gamma_R=1.1$ ). Inoltre la verifica è stata effettuata senza considerare in testa allo scavo nessun sovraccarico provocato da mezzi di cantiere o altri carichi accidentali.

La sezione di verifica è quella con altezza dello scavo maggiore ( $H=7.5\text{m}$ ). Nella figura che segue si riporta il coefficiente di sicurezza ottenuto nell'analisi allo SLU pari a 0.95.



Oltre al problema della stabilità è stata evidenziata anche la criticità legata alla presenza della falda a profondità prossime al p.c. che non permette di lavorare in sicurezza.

Per questi motivi è stata introdotta una variante che prevede il ricorso a opere di sostegno provvisorie costituite da palancole tipo Larssen L605K di lunghezza pari a 10m. L'altezza di scavo prevista è pari a 3.5m (da quota +21.0 m s.l.m. a quota +17.5 m s.l.m.). Si considera un sovraccarico pari a 20 kPa per simulare la presenza dei mezzi di cantiere. Le analisi in fase sismica vengono omesse secondo quanto previsto dalla normativa (DM 08 §2.4.1).

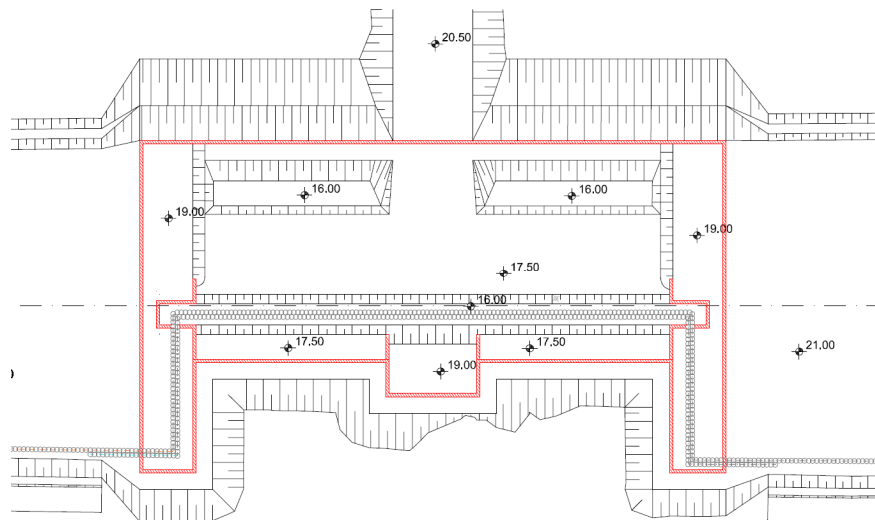


Fig.6: Pianta scavi manufatto di regolazione del Progetto Esecutivo

Il modello di calcolo, realizzato attraverso il codice Paratie Plus 2010, ha previsto le seguenti fasi:

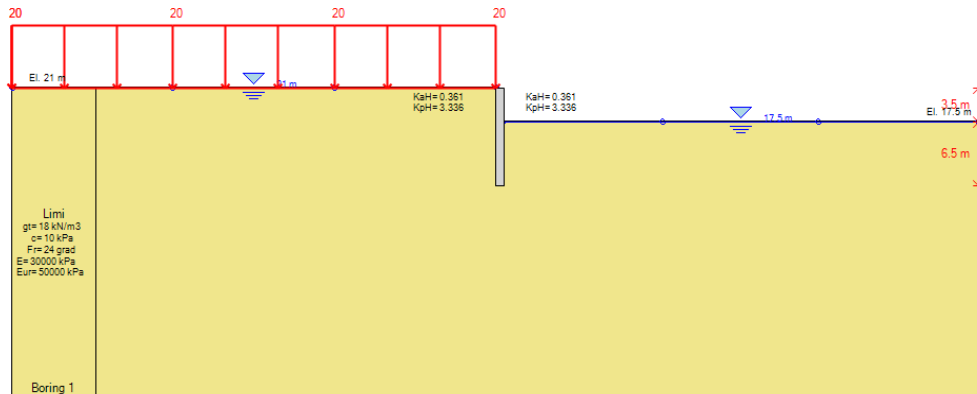
**1° step: CONDIZIONE GEOSTATICA**

Corrisponde alla fase iniziale. Il livello a monte a quota +21.0 m e il livello a valle a quota +21.0 m. Il sovraccarico di origine stradale, in termini di pressione, pari a 20 kPa. La falda è posta a quota +21.0 m.

**2° step: SCAVO A -3.50 m**

Corrisponde alla fase di scavo a -3.50 m. Il livello a monte è pari a 0 m e il livello a valle a -3.50 m. Il livello di falda resta invariato a monte mentre a valle coincide con il fondo scavo. il sovraccarico di origine stradale è sempre pari a 20 kPa.

Nella figura che segue è mostrato il modello di calcolo relativo alla situazione finale di scavo.



Di seguito si mostrano le verifiche effettuate sugli elementi che costituiscono l'opera di sostegno. Sono state condotte facendo riferimento alle combinazioni previste dalla normativa per lo SLU in fase statica; inoltre sono stati valutati gli spostamenti in esercizio allo SLE.

Le verifiche hanno fatto riferimento alle combinazioni di seguito riportate:

**STATICA - Approccio 1:**

- ✓ Combinazione 1: (A1+M1+R1) [STR];
- ✓ Combinazione 2: (A2+M2+R1) [GEO];

**Verifiche geotecniche**

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti di sicurezza ottenuti.

	SLU statica
	Combinazione 2: (A2+M2+R1)
FS fondo scavo	1.77
FS passiva	1.69
FS rotazione	1.08
FS infissione	1.04
FS %passiva mobilitata	3.09
FS vera/attiva	1.19

avendo posto:

- ✓ **FS fondo scavo:** rappresenta la stabilità del fondo scavo. La verifica non è soddisfatta per un valore  $< 1$ .
- ✓ **FS passiva:** coefficiente proveniente dall'analisi convenzionale all'equilibrio limite e rappresenta il rapporto tra le forze orizzontali agenti e quelle resistenti. Per un valore  $< 1$ , la verifica non è soddisfatta;
- ✓ **FS rotazione:** coefficiente proveniente dall'analisi convenzionale all'equilibrio limite e rappresenta il rapporto tra il momento resistente ed il momento ribaltante. La verifica non è soddisfatta per valori  $< 1$ ;
- ✓ **FS infissione:** coefficiente proveniente dall'analisi convenzionale all'equilibrio limite e dà indicazioni sull'efficacia della profondità di infissione. Rappresenta il rapporto tra la profondità di infissione disponibile e la profondità di infissione massima per un  $FS=1$ . La verifica non è soddisfatta per valori  $< 1$ ;
- ✓ **FS % passiva mobilitata:** rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle. Quanto più il valore di tale coefficiente è vicino ad 1, tanto più si è vicini alla massima mobilitazione della spinta passiva.
- ✓ **FS vera/attiva:** rapporto tra la spinta di monte e la spinta attiva. Quanto più il valore di tale coefficiente è vicino ad 1, tanto più la paratia ha subito deformazioni tali che la spinta di monte si è ridotta fin quasi al valore di spinta attiva.

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti (combinazione A1+M1+R1) sul palancolato in termini di momento flettente e taglio

### Verifiche strutturali

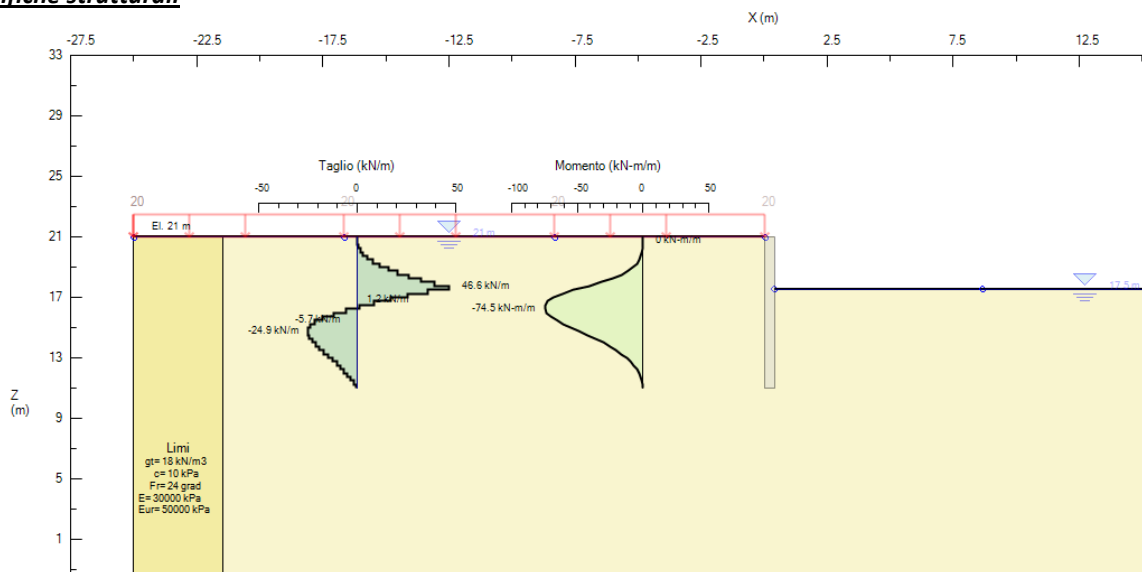


Fig.7: Diagramma del taglio e del momento (SLU statica - A1+M1+R1)

<b>MOMENTO FLETTENTE</b>	
Statica SLU (A1+M1+R1)	M [kNm/m] 75

<b>TAGLIO</b>	
Statica SLU (A1+M1+R1)	T [kN/m] 47



Allo SLE le deformazioni massime risultano pari a 1.14cm. Tale spostamento si ritiene accettabile e compatibile con l'opera in questione.

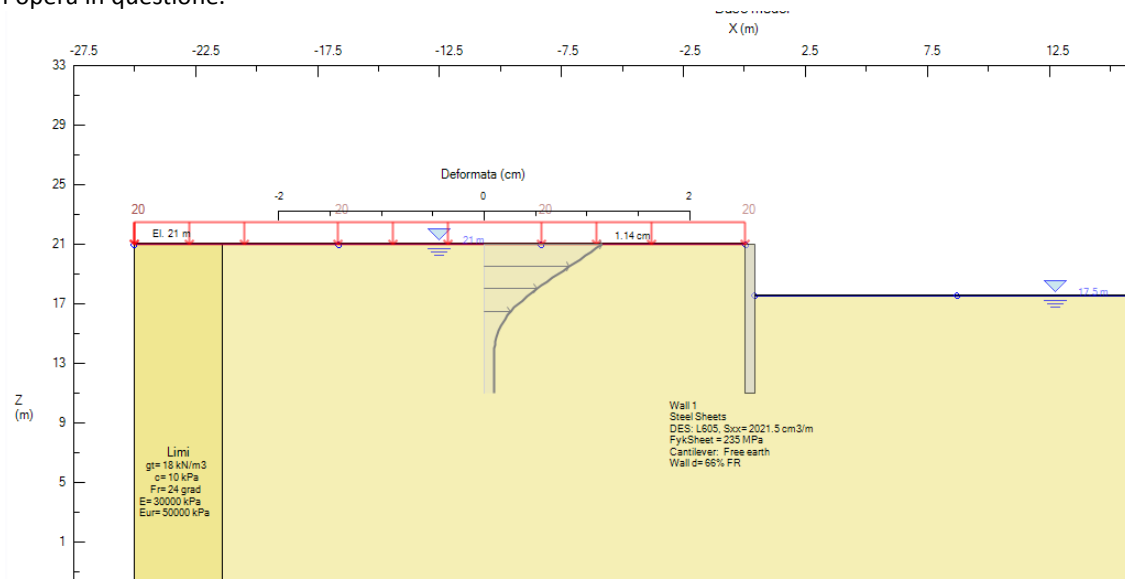
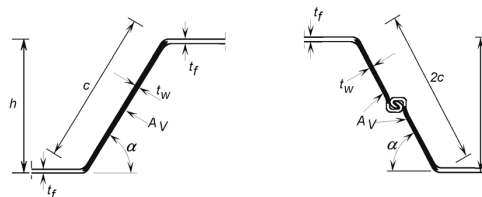


Fig.8: Diagramma degli spostamenti (SLE statica)

### Palancole L605



A (cm <sup>2</sup> /m)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	B (mm)	J (cm <sup>4</sup> /m)	W <sub>el</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	W <sub>pl</sub> (cm <sup>3</sup> /m)
176.7	9	12.5	420	600	42370	2020	2260

dove:

A = area della sezione della palanca

B = larghezza della palanca

J = momento d'inerzia

W<sub>el</sub> = modulo di resistenza elastico

W<sub>pl</sub> = modulo di resistenza plastico

Secondo la norma NF EN1993-5 par. 5.2.2:

$$A_v = t_w \cdot (h - t_f) = 3668 \text{ mm}^2$$

area resistente a taglio della palanca

$$A_v^* = A_v / B = 3668 / 0.6 = 6113 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

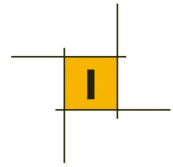
area resistente a taglio della palanca per metro lineare

$$\beta_B = 1$$

coefficiente che prende in conto una eventuale trasmissione insufficiente attraverso i serraggi

$$\gamma_{M0} = 1$$

coefficiente parziale di sicurezza



$$f_y = 270 \text{ MPa}$$

limite d'elasticità

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 610 \text{ kNm/m}$$

momento resistente della sezione delle palancole

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 953 \text{ kN/m}$$

resistenza a taglio della sezione delle palancole

Poiché gli sforzi di taglio agenti sono inferiori al 50% della resistenza ultima della sezione, non è prevista nessuna riduzione al momento resistente.

Poiché :

$$M_{c,Rd} = 610 \text{ kNm/m} > M_{max} = 75 \text{ kNm/m}$$

$$V_{pl,Rd} = 953 \text{ kN/m} > V_{max} = 47 \text{ kN/m}$$

La verifica allo SLU risulta soddisfatta.

### Verifica tensionale

$$\sigma_M = M_{max} / W_{el} = 75 \text{ kNm/m} \cdot 1000 / 2020 \text{ cm}^3 / \text{m} = 37 \text{ MPa}$$

$$\tau = T_{max} / A_v = 47 \text{ kN/m} \cdot 1000 / 6113 \text{ mm}^2 / \text{m} = 8 \text{ MPa}$$

$$\sigma = (\sigma_M^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} = 40 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 270 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.