



Convenzione tra Regione Lombardia e Consorzio Bonifica Muzza
Bassa Lodigiana per attività da svolgersi sul reticolo idrico
principale all'interno del territorio comprensoriale

Programma di attività ed interventi
di cui alla Delibera X/7759 del 17/01/2018

LAVORI DI RICOSTRUZIONE DELLA SICUREZZA
STRUTTURALE DEI PARAMENTI SPONDALI DEL
COLATORE VENERE ANCHE CON IMPIEGO DI
TECNICHE DI INGEGNERIA NATURALISTICA NEI
COMUNI DI LIVRAGA E ORIO LITTA

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE STRUTTURALE

Edizione
Agosto 2018

Il Presidente
Ettore Grecchi

Il Responsabile del Procedimento
dott. Ing. Marco Chiesa

I Progettisti
dott. Ing. Giuseppe Meazza – geom. Ernesto Davidi

Il presente progetto esecutivo, edizione maggio 2018, afferisce all'intervento di cui alla "Convenzione tra Regione Lombardia e Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana per le attività da svolgersi sul reticolo idrico principale all'interno del territorio comprensoriale" di cui alla Delibera X/7759 del 17/01/2018 in essere tra Regione Lombardia e il Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana. L'importo omnicomprensivo per l'intervento previsto della citata convenzione è pari a euro 150.000,00 e comprende tutte le attività connesse alla progettazione, sino al presente step, del relativo intervento.

La normativa di riferimento è costituita dal Decreto Legislativo 18 aprile 2016, n. 50 e s.m.i. *"Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture"*.

Nella presente relazione verranno analizzati gli aspetti strutturali delle opere, prendendone in esame le diverse tipologie statiche.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

Le opere facenti parte del progetto consistono in difese idrauliche in pietrame tipo "rezzato" posato a secco lungo i tratti più critici evidenziati durante la campagna di rilievo topografico.

Le tipologie strutturali delle opere in progetto consistono nella regolarizzazione delle sezioni poste in opera con la contestuale posa di pietrame al fine di costituire la difesa idraulica del canale e limitare l'erosione effettuata dall'azione di trascinamento dell'acqua in condizioni di piena.

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del sottosuolo in relazione alle interazioni con le fondazioni sono ricavate da stratigrafie ed indagini in precedenza effettuate nelle relative zone a seguito di precedenti lavori (vedasi elaborati grafici relativi alla soggiacenza della falda).

Il materiale di sottosuolo è composto da sabbia relativamente grossolana con modestissime tracce di argilla in percentuale decrescente con l'aumentare della profondità. Presenza di strati lenticolari argillosi a profondità variabile; escursione dell'acquifero a quota inferiore ai piani di fondazione.

Per le incertezze che in ogni caso presentano le risultanze di prove effettuate sui terreni e per la indeterminatazza delle ipotesi statiche, si assumono per le verifiche, a favore di sicurezza, i seguenti valori caratteristici del terreno:

γ_t : peso specifico del terreno fuori falda = $20,00 \text{ kN/m}^3$

φ : angolo di attrito interno del terreno = 30°

σ_t : tensione massima ammissibile di compressione del terreno = $0,12 \text{ N/mm}^2$

In particolare, per quanto riguarda le tensioni originate dalla spinta delle terre e dai relativi sovraccarichi, si considera il terreno stesso dotato di modesta coesione, trascurando quindi questa a favore della stabilità generale del manufatto.

Il coefficiente di spinta assunto in regime attivo è:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Quello di spinta in regime passivo:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\Pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3,00$$

Le caratteristiche del terreno suggeriscono, per quanto concerne il coefficiente di sicurezza a ribaltamento, di assumere il valore:

$$c = \frac{M_r}{M_s} \geq 1,50$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Sulla base delle precedenti considerazioni generali di natura geologica e idrogeologica ed in relazione ad indagini più approfondite eseguite specificatamente nei luoghi delle esecuzioni, sono state effettuate le necessarie verifiche geotecniche.

Nella fattispecie l'attenzione è rivolta alle seguenti strutture:

- difese idrauliche in pietrame

LE DIFESE IDRAULICHE IN PIETRAMME

La natura del terreno è stata ottenuta in loco con indagine diretta tramite scavo. La relativa profondità di interesse (~ 1,50 - 2,50 m) ha reso possibile accertare la stratigrafia dei terreni, su cui graverà l'impronta delle sagome delle difese idrauliche.

Le scarpate sono costituite da materiale incoerente terroso – sabbioso, in parte con terra vegetata (~ 40 cm) seguita da terre compatte a prevalente componente argillosa ma con presenza anche di sabbia grossolana ben stabilizzata.

Il fondo d'alveo è invece caratterizzato dal classico strato superficiale (~ 30 cm) di miscela satura sabbiosa-limosa, seguita da uno strato profondo di sabbia mediamente fine. Non ha sorpreso la presenza sul fondo di formazioni di argilla grigia molto compatta. Sono conformazioni lenticolari anche di notevole profondità ed ampiezza.

Pertanto, le caratteristiche del terreno nelle zone d'intervento si possono considerare di tipo "Argilla sabbiosa", cautelativamente, i parametri assunti a base delle verifiche eseguite sono:

- peso proprio del pietrame: $\gamma_p = 22,00 \text{ KN/m}^3$
- peso proprio del terreno: $\gamma_t = 18,00 \text{ KN/m}^3$
- angolo di attrito interno del terreno sia di sponda che del fondo $\varphi = 30^\circ$
- sovraccarico permanente di scarpata $q = 10,00 \text{ KN/m}^2$
- coefficiente di attrito radente lungo il piano pietrame-geotessile: $\mu = 0,52$

La verifica, che comporta l'analisi delle forze attive e passive in atto sulle difese idrauliche nelle condizioni più sfavorevoli, deve accertare che le spinte di resistenza siano superiori a quelle agenti.

Spinta attiva e spinta passiva

Calcolo dei coefficienti con la teoria di Rankine:

$$\varphi = \text{angolo di attrito} = 30^\circ$$

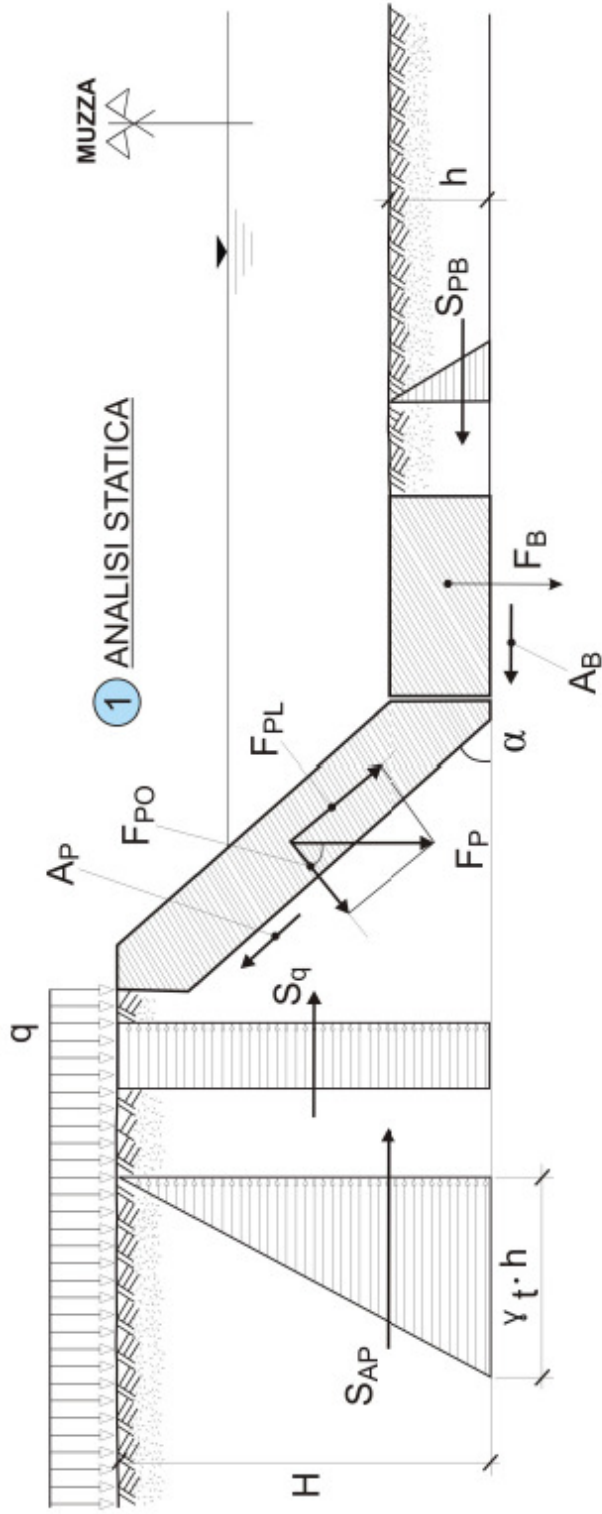
Coefficiente di spinta attiva:

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = 0,33$$

Coefficiente di spinta passiva:

$$\lambda_p = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) = 3,00$$

Le verifiche statiche condotte sugli elementi costituenti la mantellata di pietrame a gravità, ovvero berma di fondazione e paramento di sponda e sono riportate nella tabella riportata nel seguito. Sono altresì allegati gli schemi statici e geometrici di riferimento secondo i quali è stata sviluppata l'analisi. Le difese idrauliche integrali, stante la perfetta simmetria strutturale rispetto alla longitudinale non necessitano di particolari verifiche di carattere statico.



2 EQUILIBRIO LONGITUDINALE

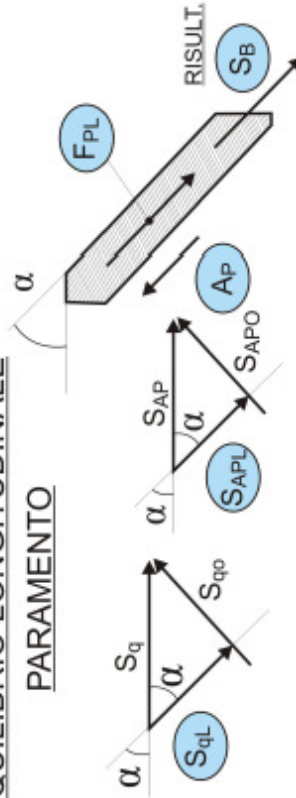
$$\cos \alpha = \frac{S_{qL}}{S_q}$$

$$S_{qL} = S_q \cos \alpha$$

$$\cos \alpha = \frac{S_{APL}}{S_{AP}}$$

$$S_{APL} = S_{AP} \cdot \cos \alpha$$

PARAMENTO

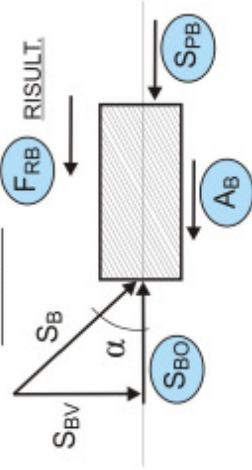


4 COEFFICIENTE SICUREZZA

$$C_S > 1.5 \Rightarrow F_{BR}/S_{BO}$$

3 EQUILIBRIO ORIZZ.

BERMA



$$\cos \alpha = \frac{S_{BO}}{S_B}$$

$$S_{BO} = S_B \cos \alpha$$

Verifica di stabilità difesa idraulica in pietrame posato a secco

<u>Dati generali e geometrici</u>			
peso proprio del pietrame (calcare "rezzato")	γ_p		22,00 KN/m ³
peso proprio del terreno	γ_t		18,00 KN/m ³
angolo attrito interno terreno sponda e fondo	φ		30,00 °
sovraccarico accidentale sommitale	q		10,00 KN/m ²
coeff. di attrito radente pietrame-geotessile	μ		0,52 -
Larghezza paramento	B		1,00 m
Lunghezza paramento	L_p		2,00 m
Spessore paramento	S_p		0,50 m
Angolo di sponda	α		45,00 °
Altezza sponda	$H = L_p \times \text{sen } \alpha$		1,41 m
spessore affond. berma	$h = s_b$		0,50 m
Larghezza berma	B		1,00 m
Lunghezza berma	L_b		1,00 m
Spessore berma	S_b		0,50 m
Coeff. spinta attiva	λ_a	$\text{tg}^2(45 - \varphi/2)$	0,33
Coeff. spinta passiva	λ_p	$\text{tg}^2(45 + \varphi/2)$	3,00
<u>Analisi statica</u>			
Forza peso paramento	F_P	$B \times L_p \times S_p \times \gamma_p$	22,00 KN
Comp. peso paramento longitudinale	F_{PL}	$B \times L_p \times S_p \times \gamma_p \times (\text{sen } \alpha)$	15,56 KN
Comp. peso paramento ortogonale	F_{PO}	$B \times L_p \times S_p \times \gamma_p \times (\text{cos } \alpha)$	15,56 KN
Forza peso berma	F_B	$B \times L_b \times S_b \times \gamma_p$	11,00 KN
Forza d'attrito pietrame-geot. param.	A_P	$\mu \times F_{po}$	8,09 KN
Spinta attiva sul paramento	S_{ap}	$1/2 \times \lambda_a \times \gamma_t \times H^2$	6 KN
Spinta carico accidentale sul param.	S_q	$1/2 \times \lambda_a \times q \times H$	2,36 KN
Spinta passiva sulla berma	S_{pb}	$1/2 \times \lambda_p \times \gamma_t \times h^2$	6,75 KN
Componente longit. S_{ap}	S_{apL}	$S_{ap} \times \text{cos } \alpha$	4,24 KN
Componente longit. S_q	S_{qL}	$S_q \times \text{cos } \alpha$	1,67 KN
<u>Equilibrio longitud. param.</u>			
Forza agente sulla berma	$S_B =$	$S_{apL} + S_{qL} + F_{PL} - A$	13,38 KN
Spinte sulla berma			
Comp. orizzontale spinta berma	S_{BO}	$S_B \times \text{cos } \alpha$	9,46 KN
Comp. verticale spinta berma	S_{BV}	$S_B \times \text{sen } \alpha$	9,46 KN
Forza d'attrito pietrame-geot. berma	A_B	$\mu \times (F_B + S_{BV} \times 1/L_B)$	10,64 KN
<u>Equilibrio orizzontale berma</u>			
Forza resistente sulla berma	$F_{RB} =$	$S_{pb} + A_B$	17,39 KN
Coefficiente di sicurezza	$C_s > 1,5$	F_{RB} / S_{BO}	1,84