

CERIGNOLA

REGIONE PUGLIA

PROVINCIA DI FOGGIA

AUTORIZZAZIONE UNICA AI SENSI DEL DLGS 29/12/2003 n.387 RELATIVA ALLA COSTRUZIONE ED ALL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA E DELLE RELATIVE OPERE ED INFRASTRUTTURE CONNESSE DELLA POTENZA ELETTRICA DI 114,64 MW SITO NEL COMUNE DI CERIGNOLA

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDRAULICA

Proponente:

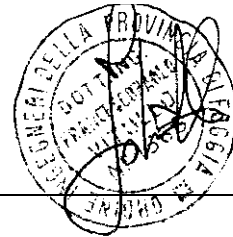
EN.IT s.r.l.

Via Francia 21/C
37135 Verona (VR)
enit2019@pec.it
P.IVA 04642500237

Tecnici incaricati:

Geol. Massimo GRIECO

Ing. Francesco Paolo Vitullo



Spazio riservato agli Enti:

File: VZYY142_4.2.4_RelazioneIdraulica		Cod. VZYY142	Scala: ---			
4.2.4	Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
	00	24/02/2020	Prima emissione		A. Tartaglia	S.M. Caputo

INDICE

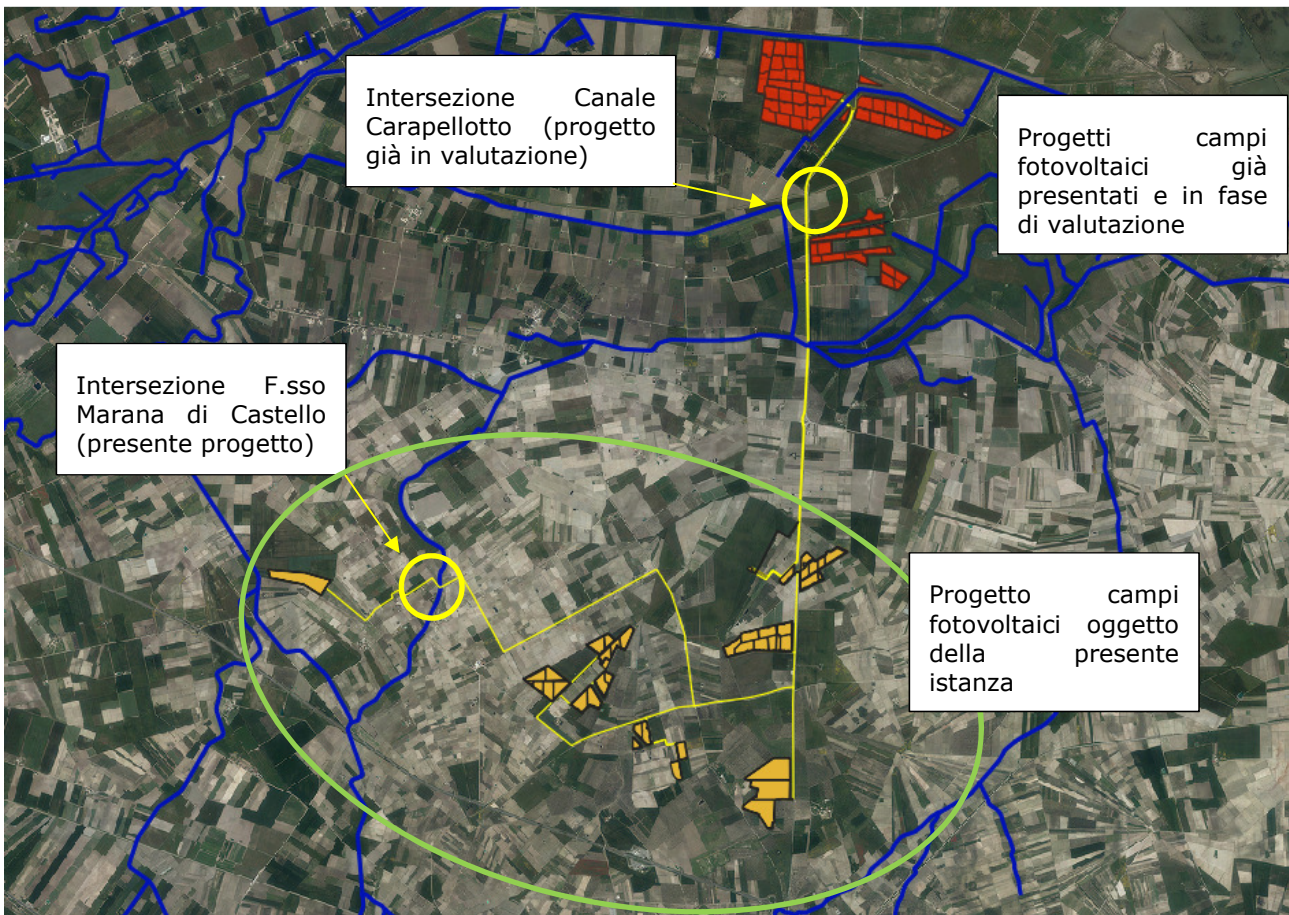
1. PREMESSE.....	3
2. CARATTERISTICHE IDROGEOMORFOLOGICHE.....	3
3. POSA DEL CAVIDOTTO ESTERNO DI COLLEGAMENTO	9
3.1 EROSIONE E FORZA DI TRASCINAMENTO DELLA PIENA.....	9
3.2 VALUTAZIONE DELL'EROSIONE GENERALIZZATA.....	10
3.3 DETERMINAZIONE DELL'EFFETTO LOCALIZZATO DELL'EROSIONE	11
4. ANALISI IDRAULICA	13
4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO UTILIZZATO	14
4.2 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE	16
5. CALCOLO DELL'EROSIONE E VERIFICA DEL RIEMPIMENTO	22
5.1 DETERMINAZIONE DELL'EROSIONE DIFFUSA.....	23
5.2 DETERMINAZIONE DELL'EROSIONE LOCALIZZATA.....	24
5.3 LA POSA DEL CAVIDOTTO CON TECNOLOGIA NO-DIG	25
6. POSA DEL CAVIDOTTO AL DI SOTTO DEL FOSSO MARANA DI CASTELLO	29

1. PREMESSE

Il presente studio idraulico si riferisce alla verifica idraulica del cavidotto che, in base alle ipotesi progettuali, dovrà intersecare il Fosso Marana di Castello in località Posta Crusta di Casillo (agro di Cerignola).

Nella verifica idraulica si è fatto riferimento alle procedure adottate e alle risultanze ottenute nell'ambito dello Studio idraulico allegato al "Progetto per LA COSTRUZIONE ED ALL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA E DELLE RELATIVE OPERE ED INFRASTRUTTURE CONNESSE DELLA POTENZA ELETTRICA DI 120 MW". già depositato per la richiesta di compatibilità in Autorità di Bacino in data 08.11.2019.

In tale Studio idraulico sono state esaminate condizioni di analisi più gravose rispetto a quelle del presente studio, pertanto si ritiene di assumere per il cavidotto in progetto le medesime profondità di posa e modalità di esecuzione previste nel predetto Studio idraulico.



2. CARATTERISTICHE IDROGEOMORFOLOGICHE

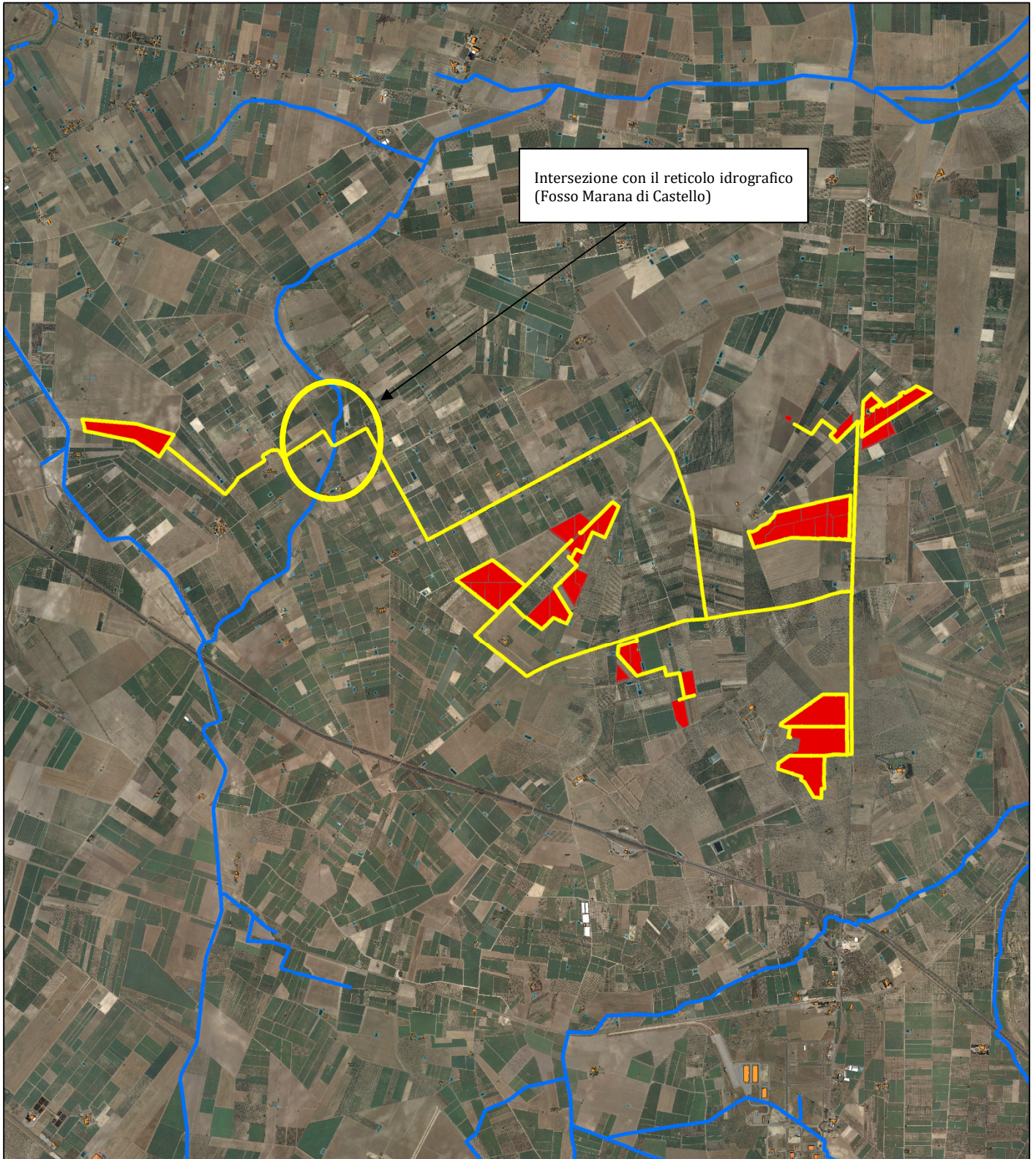
Come già indicato nella relazione idrologica, il cavidotto esterno di collegamento si svolge in gran parte su sede stradale, posizionato in banchina, intersecando il fosso Marana Castello.

Tale intersezione sarà risolta con la tecnologia NO DIG ovvero inserendo il cavidotto lungo una precisa operazione di scavo teleguidato ad una profondità progettata in modo da

garantire un franco di sicurezza rispetto all'escavazione della piena massima i cui calcoli sono riportati nei successivi paragrafi.

Il Fosso Marana di Castello ha origine nella parte alta del Tavoliere meridionale, in località Salvetera (agro di Ascoli Satriano), a una quota altimetrica di 370 m s.l.m. Esso solca la cosiddetta "superficie di accumulo di Cerignola" da sud-ovest/nord-est per una lunghezza complessiva di circa 40 km, fino a confluire in una rete di canali di bonifica che sfocia nel Mare Adriatico.

Si tratta di un'incisione povera di acqua con deflusso effimero, canalizzata per gran parte del suo corso. Il Fosso Marana di Castello è percorso da acque di precipitazione meteorica e per periodi di norma giornalieri con portate molto variabili, in stretta correlazione con l'intensità e la durata stessa delle precipitazioni alimentatrici.



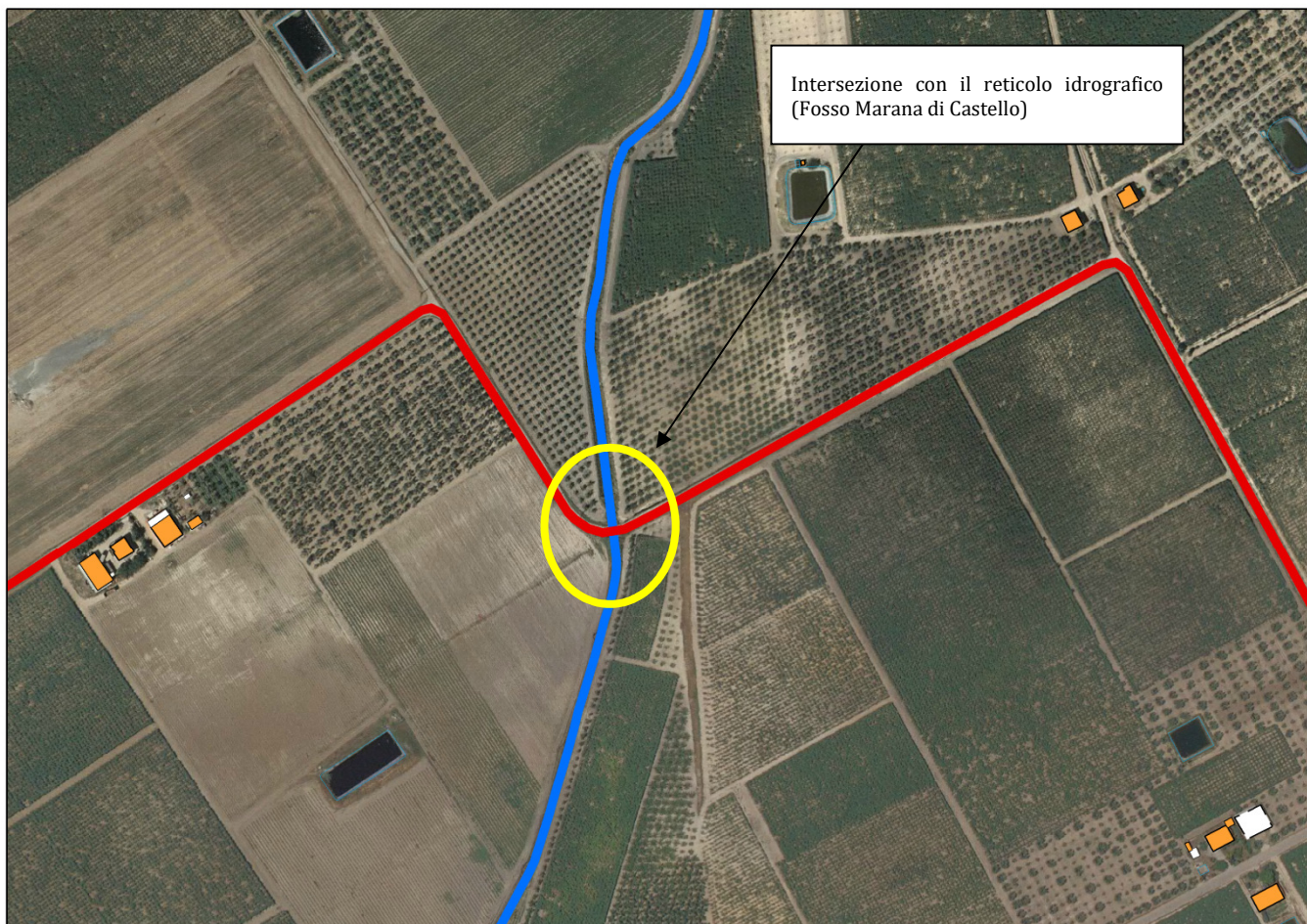
Intersezione con il reticolo idrografico
(Fosso Marana di Castello)

LEGENDA

-  Reticolo Idrografico
-  Cavidotto
-  Campo Fotovoltaico

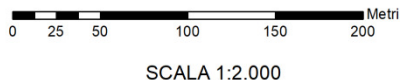
0 350 700 1,400 2,100 2,800 Metri

SCALA 1:25.000

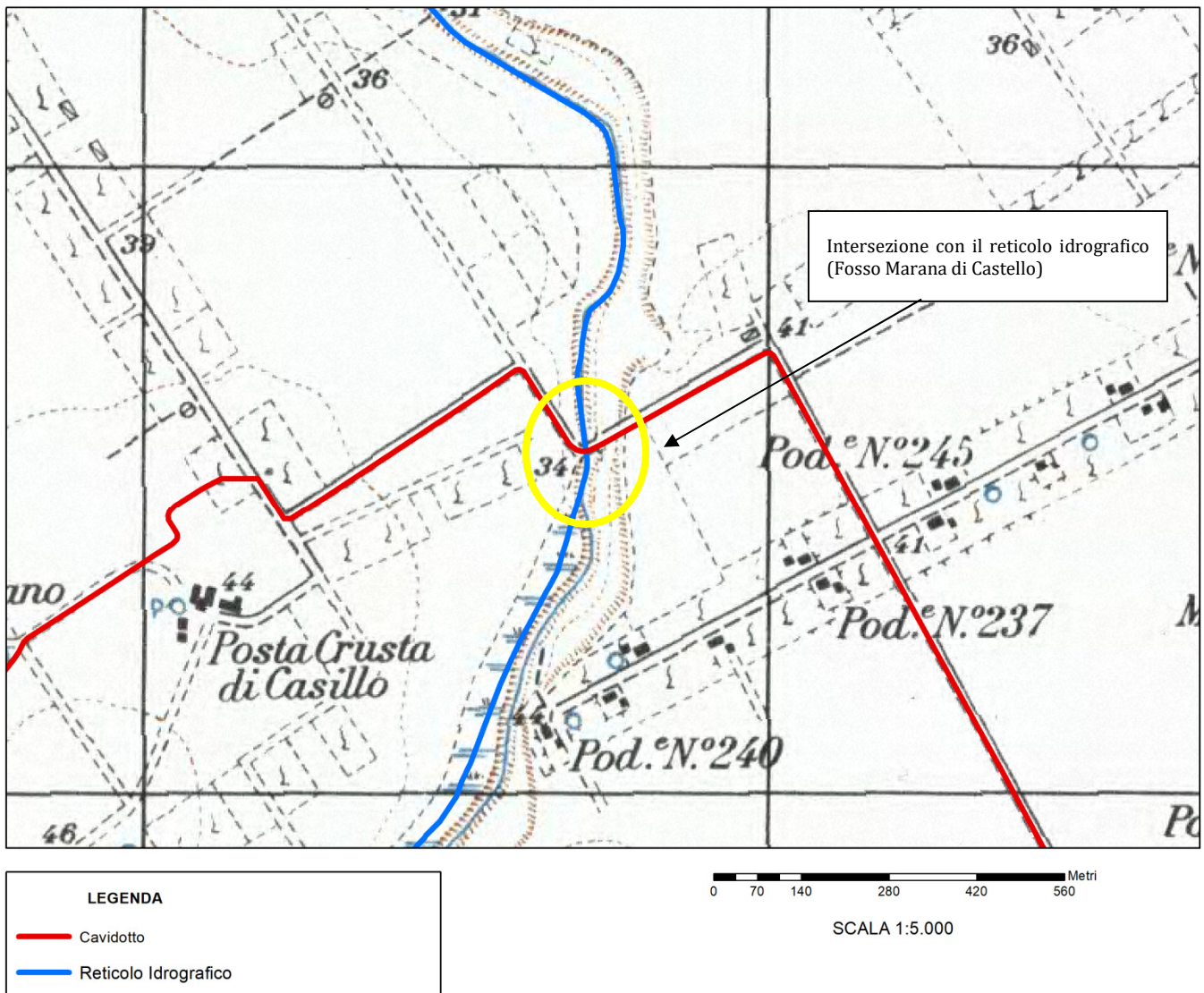


LEGENDA

- Cavidotto
- Reticolo Idrografico



Individuazione su ortofoto dell' intersezione del cavidotto esterno con il reticolo idrografico (Canale Castello)



Individuazione su cartografia IGM in scala 1:25.000 dell' intersezione del cavidotto esterno con il reticolo idrografico (Canale Castello)

In corrispondenza dell'intersezione con il cavidotto in progetto, il Fosso Marana di Castello è caratterizzato dalla presenza di un tombino in calcestruzzo di forma rettangolare avente le seguenti misure:

- altezza: 1,4 m;
- larghezza: 2 m;
- lunghezza: 6 m.

A monte a e a valle di questo attraversamento, il canale si presenta con una sezione trasversale di forma trapezia avente le seguenti misure medie:

- base maggiore: 7 m;

- base minore: 2 m;
- altezza: 2 m.

Per quanto riguarda la verifica idraulica, come già precisato in premessa, si riportano nel seguito del testo le procedure adottate e le risultanze ottenute nell'ambito dello Studio idraulico allegato al "Progetto per LA COSTRUZIONE ED ALL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA E DELLE RELATIVE OPERE ED INFRASTRUTTURE CONNESSE DELLA POTENZA ELETTRICA DI 120 MW" già depositato per la richiesta di compatibilità in Autorità di Bacino in data 08.11.2019

Si sottolinea che nel predetto Studio idraulico sono state considerate condizioni di analisi più gravose rispetto a quelle del presente studio, pertanto si ritiene di assumere per il cavidotto in progetto, a tutto vantaggio della sicurezza, le medesime profondità di posa e modalità di esecuzione previste nel precedente Studio idraulico.



Ponte di attraversamento del Canale Fosso Marana di Castello con la Strada Comunale Posta Preti-Acquarulo

3. POSA DEL CAVIDOTTO ESTERNO DI COLLEGAMENTO

La compatibilità dell'intersezione del cavidotto con il reticolo idrografico si ottiene progettando la posa del cavidotto ovvero presentare i seguenti requisiti:

- cavidotto interrato;
- cavidotto posizionato ad una profondità tale da non essere interessato dall'erosione del passaggio della piena bicentenaria;
- non modificare la morfologia dell'alveo;
- Non aumentare la pericolosità nelle zone contermini;

La posa del cavidotto, al fine di soddisfare tali requisiti sarà effettuata con tecnologia NO DIG (Directionale Drilling) che sarà esposta nella relazione idraulica.

Al fine di valutare la profondità di posa del cavidotto, invece, si calcoleranno le forze di erosione in particolare:

- Forze di erosione generalizzate (erosione diffusa all'interno del canale in condizioni di assenza di singolarità);
- Forze di erosione localizzate dovute a singolarità quali la presenza di pile del ponte in alveo.

Premesso che tutte le verifiche saranno esposte nella relazione idraulica, il cavidotto sarà posato:

- **lungo la banchina della strada ad una profondità di circa -1.00 m;**
- **nell'alveo, con tecnologia NO DIG, ad una profondità di circa -1.50 m** in grado di garantire un franco di sicurezza sull'escavazione massima che si potrebbe avere in caso di piena. L'attraversamento avviene sempre idraulicamente a valle dell'infrastruttura dove l'erosione è minima. Comunque nel calcolo della capacità erosiva si considera a vantaggio di sicurezza sempre l'erosione di monte della pila.

La profondità di posa del cavidotto è stata determinata in base alle verifiche dell'escavazione effettuate nell'ambito dello Studio idraulico allegato al "Progetto per LA COSTRUZIONE ED ALL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA E DELLE RELATIVE OPERE ED INFRASTRUTTURE CONNESSE DELLA POTENZA ELETTRICA DI 120 MW" già depositato per la richiesta di compatibilità in Autorità di Bacino in data 08.11.2019, di cui si riportano sommariamente i contenuti nei successivi paragrafi. Infatti, a vantaggio di sicurezza, tali verifiche sono state effettuate sul reticolo avente una velocità maggiore (Canale Carapellotto) in quanto le forze di trascinamento ed erosione sono proporzionali da tale parametro, estendendo, a vantaggio di sicurezza i risultati anche agli altri attraversamenti.

3.1 EROSIONE E FORZA DI TRASCINAMENTO DELLA PIENA

In generale la corrente idrica, esercita una azione di trascinamento sui grani di materiale disposti sul contorno bagnato e, se questi non sono sufficientemente stabili, li sposta: ossia, erode il letto fluviale mobile.

L'erosione provoca l'abbassamento del letto e/o il crollo delle sponde con allargamento a spostamento (migrazione) dell'alveo.

Si suole distinguere tra:

- **erosione locale**, che si realizza in prossimità di singolarità idrauliche - ostacoli costituiti da pile o spalle di ponti, ovvero salti e scivoli che causano bruschi aumenti di velocità della corrente - ove la turbolenza risulta particolarmente intensa. Il fenomeno ha decorso rapidissimo e può portare alla rovina dell'opera in alveo (ponte, argine, briglia) nel corso di una sola piena. L'erosione locale può avvenire in condizioni sia di acqua chiara sia di "letto vivo" ossia con trasporto del materiale di alveo di monte. **Questo tipo di erosione è dovuta principalmente ad eventi intensi associati a precipitazioni eccezionali.**

- **erosione generalizzata**, che si sviluppa quando la portata di sedimento immessa da monte non è sufficiente a saturare la capacità di trasporto della corrente idrica; la saturazione della capacità di trasporto avviene prelevando materiale d'alveo, ossia, erodendo il letto; questa può procedere uniformemente o localmente ma in maniera graduale

Questo tipo di erosione è dovuta alle piene ordinarie.

3.2 VALUTAZIONE DELL'EROSIONE GENERALIZZATA

La profondità della erosione di un tronco d'alveo per carenza di apporto di materiale solido da monte può invece essere studiata con delle formulazioni empiriche.

Infatti la sua sezione si deformerà, approfondendosi e/o allargandosi, fino a che l'azione di trascinamento della corrente non diminuirà al di sotto del valore critico individuato.

Per le valutazioni più speditive si può ricavare la profondità di erosione δ come differenza tra il tirante d'acqua h antecedente alla erosione e il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto:

$$\delta = h_e - h$$

Il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto si ricava dalle formule, del tutto empiriche e senza giustificazione teorica, dell'equilibrio dei canali a regime.

La formula di Blench (1969) propone:

$$h_e = 0.379 q^{2/3} d_{50}^{-1/6} \quad \text{per sabbia e limo} \quad \text{con } 6 \cdot 10^{-5} < d_{50} \text{ (m)} < 0.002$$

$$h_e = 0.692 q^{2/3} d_{50}^{-1/12} \quad \text{per sabbia e ghiaia} \quad \text{con } 0.002 < d_{50} \text{ (m)}$$

la formula di Maza Alvarez ed Echavarria (1973) propone:

$$h_e = 0.365 q^{0.784} d_{50}^{-0.157} \quad \text{per sabbia e ghiaia} \quad \text{con } d_{75} \text{ (m)} < 0.006$$

Dove per q = portata nell'unità di larghezza del canale.

Nei casi di studio del presente progetto, si calcolerà la portata specifica, il tirante idrico in condizioni stazionarie e il tirante idrico post evento di piena. La differenza costituisce lo scavo dell'erosione.

3.3 DETERMINAZIONE DELL'EFFETTO LOCALIZZATO DELL'EROSIONE

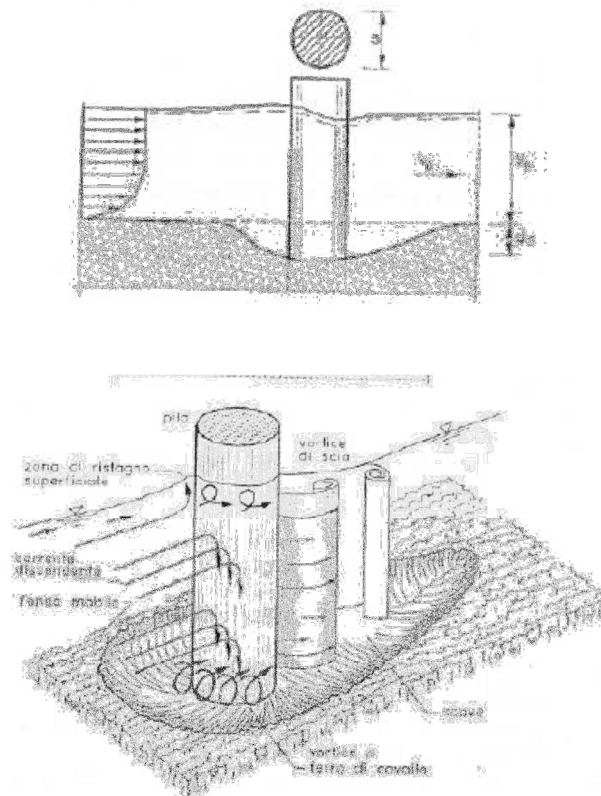
Lo studio dell'erosione localizzata attorno alle opere di sostegno di un ponte implica l'individuazione di una relazione funzionale tra le seguenti variabili significative :

- curva granulometrica caratteristica del terreno
- geometria della sezione ristretta
- caratteristiche idrauliche della corrente in corrispondenza della portata di progetto
- pendenza media dell'alveo
- caratteristiche dell'ostruzione

Nell'intorno di un ostacolo posto in alveo rapide variazioni di intensità e di distribuzione della velocità possono provocare fenomeni di erosione localizzata, specie quando l'alveo sia composto da materiale incoerente

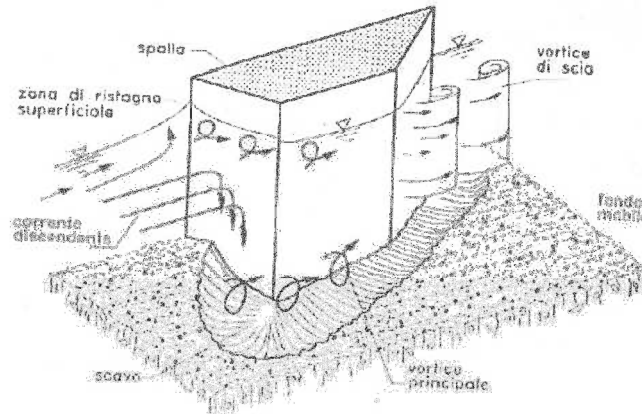
La presenza di una pila in alveo causa un aumento di velocità nel suo intorno, evidenziata all'addensamento delle linee di corrente. Contestualmente si osserva la formazione di un vortice a ferro di cavallo (figura sottostante), così detto a causa della sua forma caratteristica.

Tale vortice interessa planimetricamente tutta la zona circostante la pila ed è il principale responsabile della turbolenza che provoca l'erosione del fondo.



La tipologia e la conformazione dello scavo che si produce al piede di un ostacolo in alveo dipende essenzialmente dalle sue caratteristiche geometriche (dimensione, forma, etc.) e dalla sua collocazione rispetto alla corrente.

La differenza sostanziale dello scavo prodotto attorno alle spalle del ponte rispetto a quello prodotto dalle pile è che esso si produce solo sul lato rivolto verso la corrente



Per il calcolo dello scavo si ricorre all'utilizzo di formule di tipo empirico, vista la complessità che caratterizza lo studio analitico del problema.

Assumendo come riferimento una pila di forma generica, la profondità dello scavo d_s può essere descritta dalle seguenti variabili, che sintetizzano i parametri significativi per lo studio del problema già elencati in precedenza (Prof. Mario Fugazza "Effetti idraulici prodotti dai ponti nei corsi d'acqua", corso di sistemazioni fluviali ;):

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{v_0}{v_{cr}}\right) \left[2 \tanh\left(\frac{y_0}{s}\right) \right] f_2(forma) f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$$

dove:

d_s = profondità dello scavo misurata a partire dal fondo dell'alveo in condizioni indisturbate

s = larghezza della pila caratterizzata da una lunghezza l

v_0 = velocità media della corrente indisturbata

v_{cr} = velocità critica di trascinamento, ovvero la velocità a cui inizia l'erosione dei sedimenti

scelti come rappresentativi del fondo (ad esempio d_{50})

d_{50} = dimensione del materiale

α = angolo che la corrente indisturbata forma con l'asse della pila (angolo d'attacco)

y_0 = profondità della corrente indisturbata

Per quanto riguarda la funzione f_1

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_{cr}}\right) = 0 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_{cr}} \leq 0.5$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_{cr}}\right) = 2\frac{v_0}{v_{cr}} - 1 \quad \text{per } 0.5 < \frac{v_0}{v_{cr}} \leq 1.0$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_{cr}}\right) = 1 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_{cr}} > 1$$

La velocità critica risulta invece

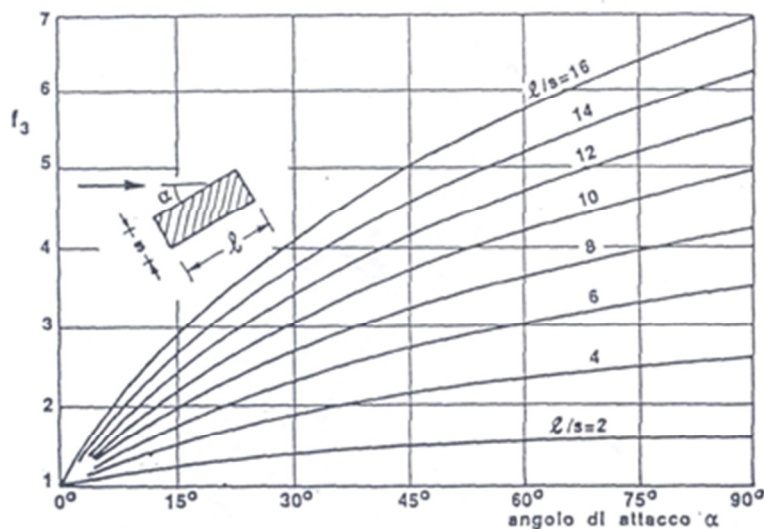
$$v_{cr} = 0.85 \sqrt{2gd_{50} \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}}$$

Per quanto riguarda la funzione f_2 essa dipende dalla forma delle pile

$f_2(\text{forma}) = 1.00$ per pile circolari o con rostri arrotondati

$f_2(\text{forma}) = 0.75$ per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente

$f_2(\text{forma}) = 1.30$ per pile rettangolari



La formula permette di stimare lo scavo attorno ad una pila in alveo, ipotizzando che esso non interferisca con gli scavi su altre pile o delle spalle del ponte.

4. ANALISI IDRAULICA

Come già anticipato, nel presente paragrafo si riportano i contenuti dell'analisi idraulica effettuata per il Torrente Carapellotto che rappresenta un reticolo idrografico di gerarchia superiore a tutti quelli contermini (come F.sso Marana di Castello).

Il modello idraulico consente di individuare i parametri idrodinamici necessari al calcolo dell'erosione generalizzata e localizzata.

Per pervenire in maniera oggettiva e completa alla analisi, si è utilizzato un programma di calcolo e modellazione molto diffuso denominato HEC RAS, acronimo di Hydrologic

Engineering Center's River Analysis System, software prodotto dallo US ARMY engineering corps. Di seguito si illustrano brevemente i contenuti del modello, rimandando ad ogni approfondimento, ai documenti presenti sul sito ufficiale (www.hec.usace.army.mil).

4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO UTILIZZATO

HEC-RAS è un programma realizzato per effettuare calcoli idraulici monodimensionali per reticoli idrografici, naturali e/o artificiali, in regime di moto permanente o vario e, oltre ad analizzare la singola asta fluviale (come nel caso in studio), è possibile analizzare reticoli più complessi, che prevedono la confluenza di più canali. Inoltre, è possibile prevedere trasporto di sedimenti, stazioni di pompaggio e celle di accumulo (nel caso di modellazione in moto vario). Il software dispone di una interfaccia grafica attraverso cui inserire i dati fisici necessari (caratteristiche geometriche dell'asta), idraulici (condizioni al contorno e portate di verifica), ed applicare le differenti routine di modellazione, ovvero scegliere le metodologie di calcolo. Inoltre è stato recentemente sviluppato un applicativo in ambiente GIS (GEO RAS), attraverso cui è possibile realizzare le attività di pre e post-processing delle applicazioni del software HEC RAS, sino alla individuazione delle aree inondate.

Avendo utilizzato il modello relativamente alle condizioni di moto permanente, si fa un breve cenno alle routine di calcolo utilizzate dal software.

Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili sia di correnti lente che veloci, valutando profili misti, con passaggio attraverso lo stato critico.

Il profilo idraulico è calcolato normalmente (standard step method) attraverso la soluzione iterativa della equazione dell'energia, tra due sezioni consecutive. Le perdite relative al termine cinetico dell'equazione sono calcolate aggiungendo alle perdite continue per attrito, "J", un coefficiente di contrazione/espansione, che viene moltiplicato per la differenza delle altezze cinetiche medie tra due sezioni successive.

L'equazione che esprime la perdita di energia è la seguente:

$$h_e = LJ' + C \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

L = lunghezza del tratto di alveo compreso tra le due sezioni successive, "pesata" in funzione della portata defluente all'interno della sezione trasversale su zone con differente coefficiente di attrito (basato sulla equazione di Manning);

J' = pendenza di attrito "rappresentativa" (media) delle due sezioni successive (in caso di moto uniforme sarebbe parallela al fondo e costante);

C = coefficiente di contrazione o di espansione.

Occorre ribadire che il software è programmato per il calcolo di profili nell'ipotesi monodimensionale, e quindi fornisce, per ciascuna sezione trasversale, un'unica altezza del pelo libero e un'unica altezza della linea dell'energia. L'altezza della linea dell'energia è ottenuta calcolando un valore "pesato" dalla portata di ciascuna delle sottosezioni in cui si può suddividere la sezione trasversale.

Per calcolare quindi il valore dell'energia per l'intera sezione, bisogna ricavare la parte relativa alla altezza cinetica media, passando attraverso la valutazione del coefficiente di velocità α (a sua volta "pesato"):

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2}$$

In generale si ottiene, per $Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N$:

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2}$$

Come detto, le *perdite continue* per attrito sono valutate come il prodotto di

$$J'_f \times L$$

dove J'_f è la pendenza media della linee dell'energia tra due sezioni consecutive distanti tra loro L (pesate in funzione delle "portate trasversali").

La pendenza della linea dell'energia è calcolata, per ciascuna sezione, tramite l'equazione di Manning, nel modo seguente:

$$J_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

dove K rappresenta il termine di "trascinamento" e quindi influenza le perdite continue; il modello contiene espressioni alternative che possono essere scelte dall'utente. In particolare l'espressione

$$J_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

è quella di default nel programma.

Le *perdite per contrazione ed espansione*, rappresentative in un certo senso delle perdite localizzate, sono calcolate in HEC-RAS tramite la seguente equazione:

$$h_{ce} = C \left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right]$$

dove:

C = coefficiente di contrazione o espansione.

Il programma assume che vi sia una contrazione, ogni volta che l'altezza cinetica (*velocity head*) a valle è maggiore di quella immediatamente a monte. Al contrario si assume una espansione, quando l'altezza cinetica a valle è minore di quella di monte.

In tutte le situazioni in cui non vi sia un profilo di corrente gradualmente variato, ma che prevedono risalti idraulici, passaggio attraverso lo stato critico (per bruschi cambi di pendenza, restringimenti, attraversamenti, ponti) e quindi si generano profili di corrente

rapidamente variati, il programma utilizza in luogo della equazione dell'energia, l'equazione del momento, o dell'equilibrio dinamico.

L'equazione deriva dalla seconda legge di Newton ($F=m \cdot a$, ovvero Forza=massa*accelerazione), applicata ad una massa d'acqua compresa tra due sezioni; l'espressione della differenza dei momenti nell'unità temporale tra le sezioni 1 e 2, si esprime con la seguente equazione

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$

dove:

P = spinta sulle sezioni 1 e 2

W_x = forza peso nella direzione del moto

F_f = forza dovuta alle perdite per l'attrito esterno tra 2 e 1

Q = portata

ρ = densità dell'acqua

ΔV_x = cambio di velocità tra 2 e 1 nella direzione del moto.

Risolvendo le varie componenti dell'equazione base, si perviene alla formulazione usata dal modello che la soluzione dell'equazione dei momenti, che risulta essere la seguente:

$$\frac{Q_2\beta_2}{gA_2} + A_2\bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)LS_f = \frac{Q_1\beta_1}{gA_1} + A_1\bar{Y}_1$$

Per concludere questa panoramica sul modello, si rammenta la possibilità di inserire nella geometria del sistema aree di accumulo e rilascio, di esondazione al di fuori del canale principale, e di deposito temporaneo o definitivo (ovvero zone in cui la componente cinetica si annulla).

4.2 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

Il Canale Carapellotto, è stato adottato come caso più gravoso in quanto ipotizzato attivo e funzionante e avente una struttura di attraversamento (ponte) con pile in alveo che massimizzano l'effetto localizzato di erosione, al contrario del reticolo nord (che invece presenta un tombino e un alveo di sezione inferiore, e il reticolo *Fosso Marana di Castello* che invece è rivestito di massi ciclopici.

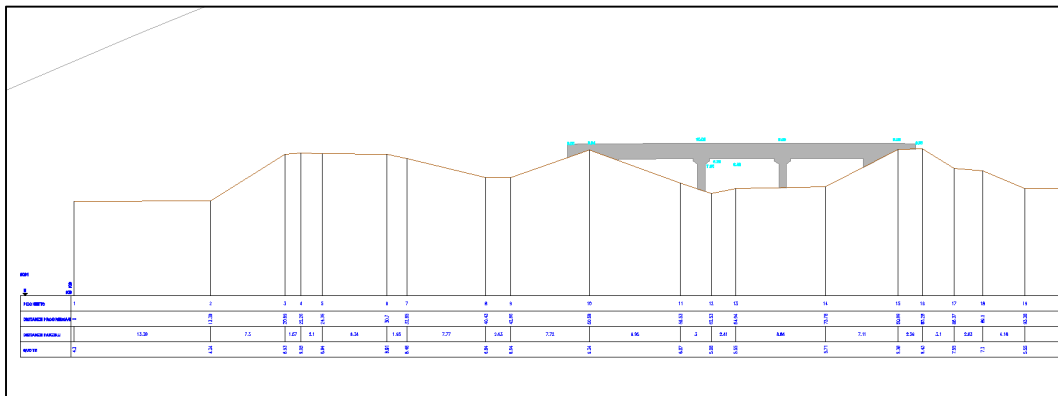
Pertanto l'analisi più gravosa riguarda quella effettuata sul Canale Carapellotto ipotizzato funzionante e con **portata massima transitabile** e contenuta all'interno dell'alveo.

Si precisa che il termine portata massima transitabile è a vantaggio di sicurezza in quanto, essendo il Carapellotto un canale di scolamento, non risulta identificabile la portata con la piena tr 200 anni. Calcolando invece la portata massima transitabile ci si assicura sempre di tenere in considerazione il valore della portata contenuta nell'alveo che potrebbe anche essere superiore a quello della portata bicentenaria, ma non inferiore.

A tal fine il modello è stato realizzato, oltre per valutare i parametri idrodinamici, anche per stabilire la portata massima contenuta tra gli argini del canale (scala di deflusso).

Utilizzando il modello monodimensionale, si è dapprima creata la geometria inserendo il rilievo LIDAR come DTM base per ricreare le sezioni geometriche dell'alveo, successivamente è stato implementata con il ponte di attraversamento che presenta una luce massima pari a 24 m luce altezza di intradosso pari a 3 m e n°2 pile intermedie posizionate nell'alveo con interasse pari a 8 m, larghezza trasversale 0.75 m in CA.

È stato realizzato un rilievo per determinare le caratteristiche geometriche dell'attraversamento.

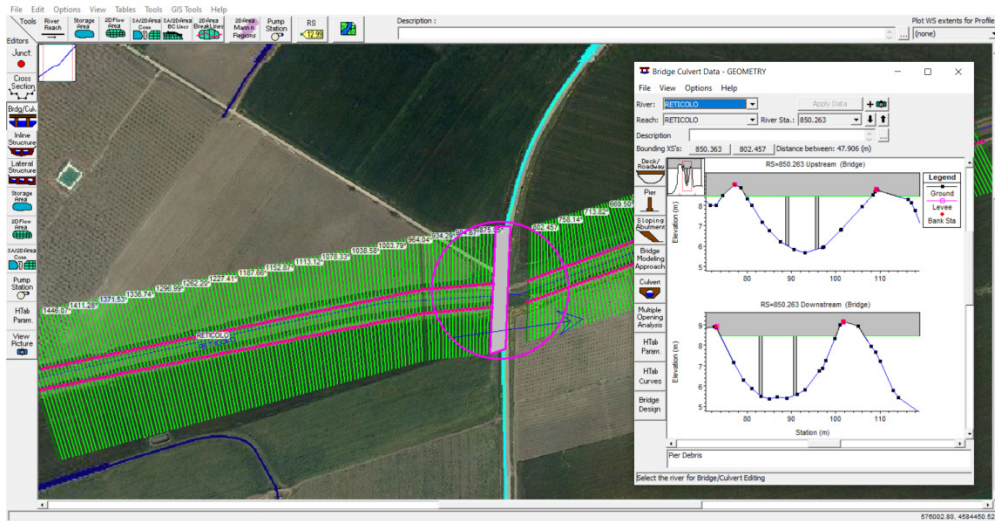


Rilievo ponte di attraversamento del Canale Carapellotto con SP 77



Rilievo ponte di attraversamento del Canale Carapellotto con SP 77

Le sezioni create con il modello digitale del terreno sono state successivamente interpolate con equidistanza di 2 m.



Geometria del modello idraulico dell' attraversamento del Canale Carapellotto con SP 77

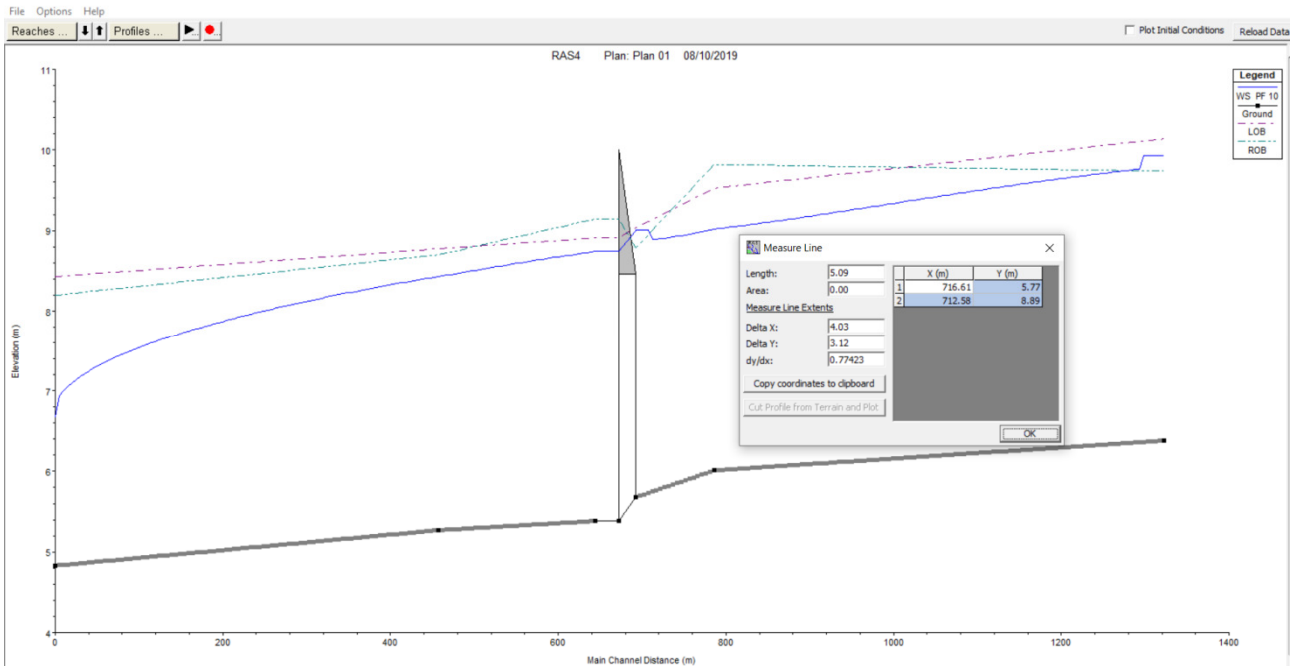
Per quanto riguarda le condizioni al contorno sono state scelte come altezza di moto uniforme mentre si sono adottate diverse portate per ricavare la scala di deflusso.

Il coefficiente di scabrezza inserito per ogni sezione valutato secondo le tabelle di Manning, uniforme tra canale principale e aree golenali è pari a 0.033

DESCRIZIONE DEL CORSO D'ACQUA: ALVEO E AREA GOLENALE	n Manning (m ^{1/3} ·s)	k _s Strickler (m ^{1/3} ·s ⁻¹)
tratti montani dei corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione arbustiva-arborea in alveo	0.040÷0.033	25÷30
corsi d'acqua regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	0.033÷0.028	30÷35
corsi d'acqua di pianura, con andamento regolare e scarsa presenza di vegetazione	0.028÷0.025	35÷40
tratti urbanizzati dei corsi d'acqua, con fondo naturale e pareti in massi regolari cementati	0.028÷0.025	35÷40
corsi d'acqua con fondo e pareti totalmente cementati, in buono stato e privi di manufatti in alveo	0.025÷0.022	40÷45
tratti tominati perfettamente lisciati e dotati di dispositivi di trattenuta di materiale flottante o di trasporto	0.020÷0.018	50÷55
aree golenali verdi, caratterizzate da vegetazione regolare e alberi di medie dimensioni	0.050÷0.040	20÷25
aree golenali a prato, con erba tagliata e assenza di alberi	0.033÷0.025	30÷40
aree urbane adibite a parcheggio o con strade abbastanza ampie	0.020÷0.018	50÷55

Coefficienti di scabrezza

Dalla modellazione effettuata si è determinato che la portata massima transitabile all'interno del canale risulta pari a 110 mc/s, valore corrispondente ad una portata interamente contenuta nel canale, in quanto l'eventuale esondazione non contribuisce all'erosione all'interno dell'alveo.



Profilo idraulico per portata di 110 mc/s

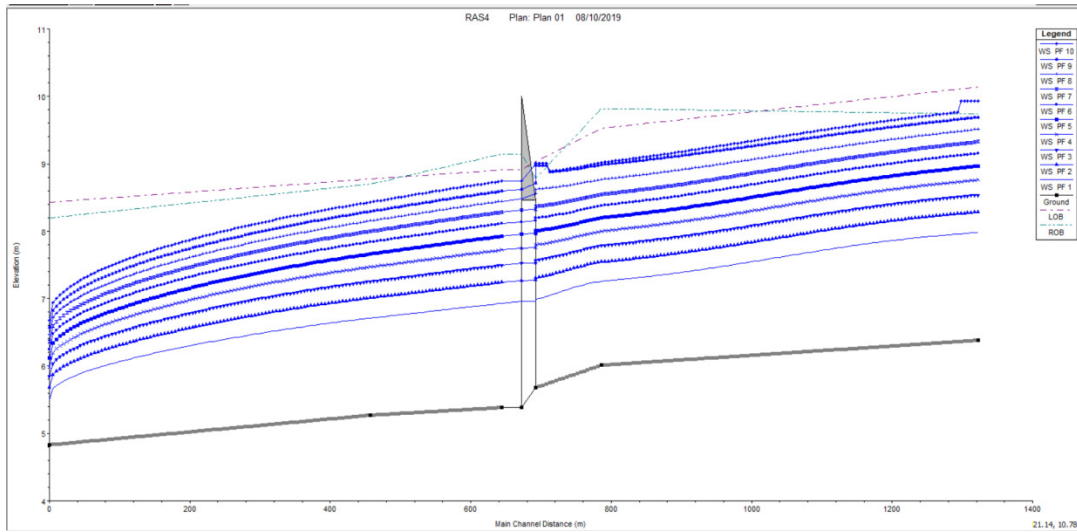
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: RETICOLO Reach: RETICOLO Profile: PF 10												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RETICOLO	919.48*	PF 10	110.00	5.92	8.97	7.81	9.15	0.001621	1.93	57.07	27.52	0.43
RETICOLO	914.54*	PF 10	110.00	5.91	8.96	7.83	9.15	0.001662	1.94	56.83	27.82	0.43
RETICOLO	909.60*	PF 10	110.00	5.89	8.95	7.84	9.14	0.001695	1.94	56.67	28.12	0.44
RETICOLO	904.67*	PF 10	110.00	5.87	8.94	7.85	9.13	0.001719	1.94	56.61	28.40	0.44
RETICOLO	899.73*	PF 10	110.00	5.85	8.93	7.86	9.12	0.001736	1.94	56.61	28.68	0.44
RETICOLO	894.79*	PF 10	110.00	5.84	8.92	7.87	9.11	0.001745	1.94	56.70	28.96	0.44
RETICOLO	889.86*	PF 10	110.00	5.82	8.91	7.87	9.10	0.001746	1.93	56.87	29.23	0.44
RETICOLO	884.92*	PF 10	110.00	5.80	8.91	7.87	9.09	0.001738	1.93	57.11	29.49	0.44
RETICOLO	879.98*	PF 10	110.00	5.78	8.90	7.87	9.09	0.001720	1.92	57.43	29.71	0.44
RETICOLO	875.05*	PF 10	110.00	5.77	8.89	7.86	9.08	0.001694	1.90	57.84	29.92	0.44
RETICOLO	870.11*	PF 10	110.00	5.75	8.89	7.84	9.07	0.001661	1.89	58.32	30.12	0.43
RETICOLO	865.17*	PF 10	110.00	5.73	9.00	7.83	9.01	0.000061	0.37	248.33	94.09	0.08
RETICOLO	860.24*	PF 10	110.00	5.71	9.00	7.81	9.01	0.000061	0.37	248.75	94.30	0.08
RETICOLO	855.30*	PF 10	110.00	5.70	9.00	7.79	9.01	0.000061	0.37	249.24	94.52	0.08
RETICOLO	850.363	PF 10	110.00	5.68	9.00	7.76	9.01	0.000061	0.38	249.80	94.75	0.08
RETICOLO	850.263	Bridge										
RETICOLO	802.457	PF 10	110.00	5.38	8.74	7.36	8.89	0.001127	1.74	63.31	27.14	0.36
RETICOLO	797.53*	PF 10	110.00	5.38	8.73	7.36	8.89	0.001140	1.74	63.04	27.10	0.37
RETICOLO	792.61*	PF 10	110.00	5.38	8.72	7.36	8.88	0.001154	1.75	62.78	27.07	0.37
RETICOLO	787.68*	PF 10	110.00	5.38	8.72	7.36	8.88	0.001167	1.76	62.52	27.03	0.37
RETICOLO	782.76*	PF 10	110.00	5.37	8.71	7.36	8.87	0.001181	1.77	62.26	26.99	0.37
RETICOLO	777.84*	PF 10	110.00	5.37	8.70	7.36	8.86	0.001195	1.77	62.01	26.94	0.37
RETICOLO	772.91*	PF 10	110.00	5.37	8.70	7.36	8.86	0.001208	1.78	61.76	26.90	0.38
RETICOLO	767.99*	PF 10	110.00	5.36	8.69	7.36	8.85	0.001222	1.79	61.51	26.86	0.38
RETICOLO	763.06*	PF 10	110.00	5.36	8.68	7.36	8.84	0.001236	1.80	61.26	26.81	0.38
RETICOLO	758.14*	PF 10	110.00	5.36	8.67	7.35	8.84	0.001250	1.80	61.01	26.76	0.38
RETICOLO	753.21*	PF 10	110.00	5.35	8.67	7.35	8.83	0.001264	1.81	60.77	26.71	0.38
RETICOLO	748.29*	PF 10	110.00	5.35	8.66	7.35	8.83	0.001277	1.82	60.53	26.66	0.39
RETICOLO	743.36*	PF 10	110.00	5.35	8.65	7.35	8.82	0.001291	1.82	60.28	26.60	0.39
RETICOLO	738.44*	PF 10	110.00	5.34	8.64	7.35	8.81	0.001304	1.83	60.05	26.55	0.39
RETICOLO	733.52*	PF 10	110.00	5.34	8.63	7.34	8.81	0.001318	1.84	59.81	26.48	0.39
RETICOLO	728.59*	PF 10	110.00	5.34	8.63	7.34	8.80	0.001331	1.85	59.58	26.42	0.39
RETICOLO	723.67*	PF 10	110.00	5.34	8.62	7.34	8.79	0.001344	1.85	59.36	26.35	0.39
RETICOLO	718.74*	PF 10	110.00	5.33	8.61	7.34	8.79	0.001356	1.86	59.14	26.27	0.40

Parametri idrodinamici per portata 110 mc/s

Per questo valore di portata (110 mc/s), il tirante idrico in prossimità dell'attraversamento risulta pari a 3.12 m mentre il valore della velocità è molto basso (0.38 m/s), dovuto alla creazione del risalto idraulico

Dato che il valore della velocità incide sull'erosione localizzata si provvederà a determinare il valore massimo di velocità al variare della portata (che non è detto che sia

quella massima) per massimizzare il calcolo dell'effetto erosivo delle pile del ponte, mentre per quanto riguarda l'erosione diffusa sarà utilizzato il dato di tirante massimo relativo alla portata massima (110 mc/s)



Profili idraulici al variare della portata

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: RETICOLO Reach: RETICOLO															
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Power Total (N/m s)	Shear Chan (N/m2)	Shear Total (N/m2)
RETICOLO	944.159	PF 10	110.00	6.01	9.02	7.70	9.19	0.001320	1.85	59.48	25.61	0.39	52.11	28.18	28.18
RETICOLO	850.363	PF 1	20.00	5.68	7.00	6.59	7.09	0.002543	1.34	14.90	17.86	0.47	27.55	20.53	20.53
RETICOLO	850.363	PF 2	30.00	5.68	7.31	6.79	7.41	0.002206	1.44	20.89	20.28	0.45	31.49	21.93	21.93
RETICOLO	850.363	PF 3	40.00	5.68	7.57	6.96	7.69	0.002017	1.51	26.43	22.15	0.44	35.10	23.20	23.20
RETICOLO	850.363	PF 4	50.00	5.68	7.80	7.10	7.93	0.001898	1.58	31.68	23.78	0.44	38.38	24.32	24.32
RETICOLO	850.363	PF 5	60.00	5.68	8.00	7.23	8.14	0.001812	1.63	36.73	25.25	0.43	41.37	25.32	25.32
RETICOLO	850.363	PF 6	70.00	5.68	8.19	7.35	8.34	0.001743	1.68	41.62	26.59	0.43	44.05	26.20	26.20
RETICOLO	850.363	PF 7	80.00	5.68	8.37	7.46	8.52	0.001686	1.72	46.41	27.83	0.43	46.48	26.96	26.96
RETICOLO	850.363	PF 8	90.00	5.68	8.62	7.56	8.76	0.001426	1.68	53.60	29.45	0.40	41.75	24.86	24.86
RETICOLO	850.363	PF 9	100.00	5.68	8.97	7.67	8.98	0.000052	0.35	247.06	94.48	0.08	0.51	1.02	1.27
RETICOLO	850.363	PF 10	110.00	5.68	9.00	7.76	9.01	0.000061	0.38	249.80	94.75	0.08	0.66	1.20	1.49
RETICOLO	850.263														
RETICOLO	802.457	PF 1	20.00	5.38	6.93	6.20	6.97	0.000924	0.95	20.98	19.55	0.29	9.09	9.54	9.54
RETICOLO	802.457	PF 2	30.00	5.38	7.24	6.39	7.30	0.000956	1.10	27.27	20.91	0.31	13.13	11.93	11.93
RETICOLO	802.457	PF 3	40.00	5.38	7.50	6.55	7.57	0.000987	1.22	32.80	21.98	0.32	17.12	14.04	14.04
RETICOLO	802.457	PF 4	50.00	5.38	7.72	6.70	7.81	0.001016	1.32	37.85	22.92	0.33	21.06	15.94	15.94
RETICOLO	802.457	PF 5	60.00	5.38	7.92	6.83	8.03	0.001042	1.41	42.56	23.75	0.34	24.93	17.68	17.68
RETICOLO	802.457	PF 6	70.00	5.38	8.11	6.95	8.22	0.001064	1.49	47.03	24.52	0.34	28.70	19.28	19.28
RETICOLO	802.457	PF 7	80.00	5.38	8.28	7.06	8.41	0.001083	1.56	51.31	25.24	0.35	32.37	20.76	20.76
RETICOLO	802.457	PF 8	90.00	5.38	8.44	7.17	8.58	0.001100	1.62	55.42	25.91	0.35	35.98	22.15	22.15
RETICOLO	802.457	PF 9	100.00	5.38	8.59	7.26	8.74	0.001116	1.68	59.39	26.54	0.36	39.52	23.47	23.47
RETICOLO	802.457	PF 10	110.00	5.38	8.74	7.36	8.89	0.001127	1.74	63.31	27.14	0.36	42.86	24.67	24.67
RETICOLO	615.332	PF 1	20.00	5.27	6.71	6.03	6.77	0.001109	1.04	19.29	18.00	0.32	11.75	11.33	11.33
RETICOLO	615.332	PF 2	30.00	5.27	7.01	6.24	7.09	0.001172	1.21	24.82	19.07	0.34	17.46	14.45	14.45
RETICOLO	615.332	PF 3	40.00	5.27	7.26	6.41	7.35	0.001236	1.35	29.62	19.95	0.35	23.36	17.30	17.30
RETICOLO	615.332	PF 4	50.00	5.27	7.47	6.55	7.58	0.001293	1.47	33.97	20.72	0.37	29.31	19.91	19.91
RETICOLO	615.332	PF 5	60.00	5.27	7.66	6.68	7.79	0.001344	1.58	38.00	21.40	0.38	35.27	22.34	22.34
RETICOLO	615.332	PF 6	70.00	5.27	7.84	6.80	7.98	0.001388	1.67	41.80	22.03	0.39	41.19	24.59	24.59
RETICOLO	615.332	PF 7	80.00	5.27	8.00	6.91	8.16	0.001428	1.76	45.42	22.61	0.40	47.05	26.71	26.71
RETICOLO	615.332	PF 8	90.00	5.27	8.15	7.02	8.32	0.001463	1.84	48.89	23.16	0.40	52.87	28.72	28.72
RETICOLO	615.332	PF 9	100.00	5.27	8.29	7.13	8.48	0.001495	1.91	52.24	23.67	0.41	58.61	30.62	30.62
RETICOLO	615.332	PF 10	110.00	5.27	8.43	7.23	8.63	0.001524	1.98	55.49	24.16	0.42	64.27	32.42	32.42
RETICOLO	158.033	PF 1	20.00	4.83	5.50	5.50	5.78	0.013166	2.34	8.54	15.24	1.00	167.30	71.41	71.41
RETICOLO	158.033	PF 2	30.00	4.83	5.68	5.68	6.04	0.012276	2.65	11.32	15.86	1.00	223.56	84.38	84.38
RETICOLO	158.033	PF 3	40.00	4.83	5.84	5.84	6.27	0.011630	2.88	13.89	16.41	1.00	271.65	94.34	94.34
RETICOLO	158.033	PF 4	50.00	4.83	5.99	5.99	6.47	0.011211	3.07	16.27	16.91	1.00	316.49	103.01	103.01
RETICOLO	158.033	PF 5	60.00	4.83	6.12	6.12	6.65	0.010877	3.24	18.54	17.37	1.00	357.51	110.49	110.49
RETICOLO	158.033	PF 6	70.00	4.83	6.24	6.24	6.87	0.010627	3.38	20.71	17.76	1.00	395.53	117.20	117.20

Parametri idrodinamici al variare portata

Come si evince dalla tabella allegata, a monte dell'attraversamento, il valore maggiore di velocità di ottiene per una portata pari a 80 mc/s, in quanto per portate superiori si innesca il risalto idraulico e la velocità, nella zona di posa del cavidotto cala bruscamente.

Si specifica che l'erosione localizzata avviene sempre a monte dell'attraversamento dove la corrente incide con un angolo di attacco la pila del ponte. Invece il cavidotto è previsto posato a valle dell'attraversamento dove invece avverrà una erosione inferiore o addirittura un deposito.

Comunque a vantaggio di sicurezza sarà calcolata l'erosione come se l'attraversamento del cavidotto fosse effettuato a monte.

A vantaggio di sicurezza è stato adottato:

- Tirante idrico max pari a 3.12 m (relativo alla portata di 10 mc/s) per il calcolo dell'erosione generalizzata;
- la velocità massima pari a 1.72 m/s per il calcolo dell'erosione localizzata.

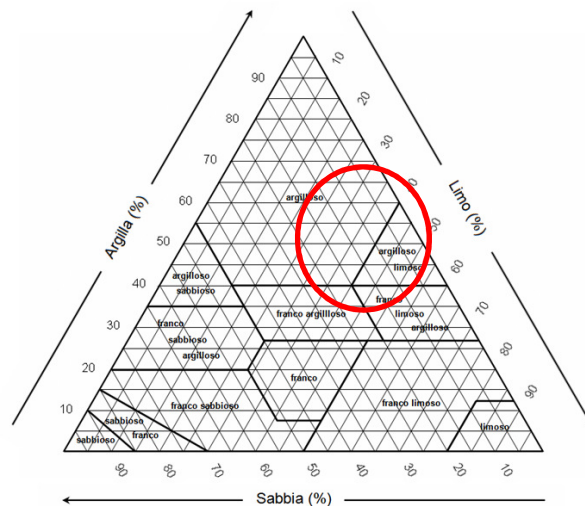
Il valore di erosione maggiore viene preso come riferimento per il dimensionamento della profondità di posa del cavidotto.

5. CALCOLO DELL'EROSIONE E VERIFICA DEL RIEMPIMENTO

Il rilievo effettuato in loco è stato finalizzato oltre alla determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni del canale e degli attraversamenti, anche alla rilevazione delle caratteristiche geologiche dell'alveo ossia la quantificazione del diametro delle particelle costituenti l'alveo.

Si precisa che il sondaggio ha rilevato:

- nei primi 60 cm del materiale limoso argilloso;
- nei successivi metri di profondità lo stesso materiale con clasti rocciosi via via sempre più numerosi.



A vantaggio di sicurezza si è ipotizzato l'intero alveo costituito da materiale (avente un diametro pari a **0.0004 mm (< 0.002 mm molto cautelativo)**)

Classificazione IUSS		Classificazione USDA	
Frazione	Diametro (mm)	Frazione	Diametro (mm)
Sabbia grossa	2-0,2	Sabbia molto grossa	2-1
Sabbia fine	0,2-0,02	Sabbia grossa	1-0,5
Limo	0,02-0,002	Sabbia media	0,5-0,25
Argilla	< 0,002	Sabbia fine	0,25-0,10
		Sabbia molto fine	0,10-0,05
		Limo	0,05-0,002
		Argilla	< 0,002

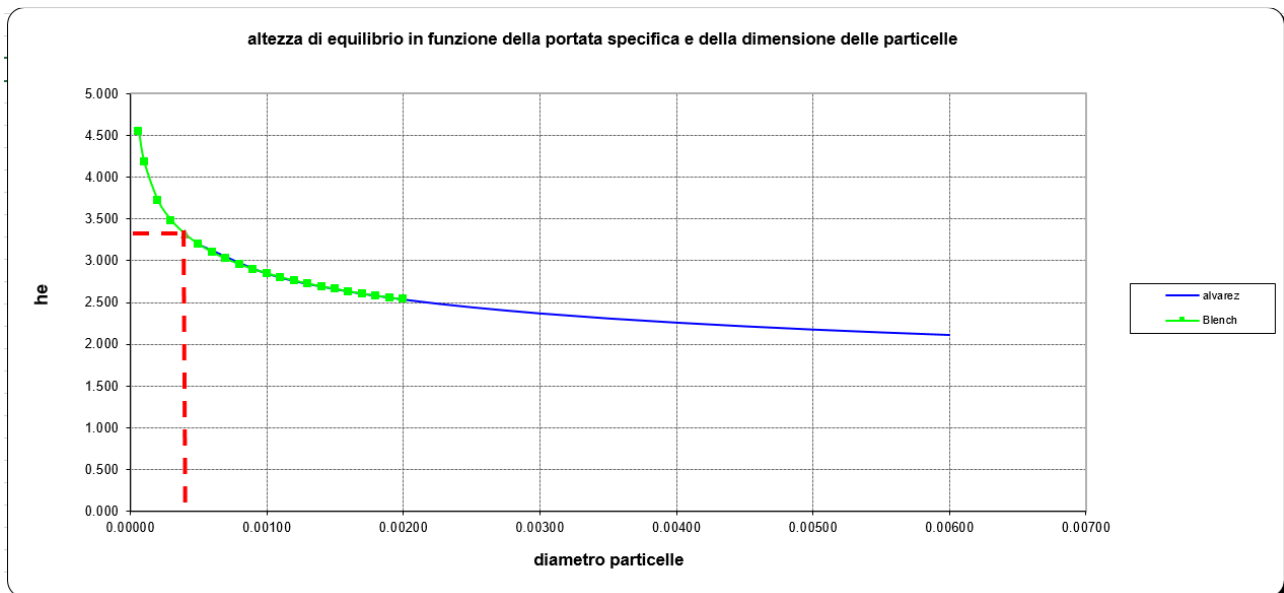
5.1 DETERMINAZIONE DELL'EROSIONE DIFFUSA

Per il calcolo della quota di posa della tubazione interrata si è proceduto alla determinazione delle forze di erosione in funzione della portata relativa alla piena massima transitabile nella sezione.

Portata idraulica tr 200 anni	110 mc/s
Larghezza floodplain nella sezione di attraversamento:	30 m
Portata specifica:	3.66 mc/s / m
Tirante idrico medio:	3.12 m

Al fine di non sottovalutare le forze erosive, si è considerato una composizione granulometrica del fondo dell'alveo (d 50) media di 0.0004 mm (molto cautelativa in quanto >> 0.002 mm che contraddistingue un terreno totalmente argilloso).

Utilizzando la formula di Blench e di Maza Alvarez si ottiene la profondità di equilibrio dell'alveo a seguito della piena e dello scavo erosivo massimo.



Curve della Profondità di equilibrio in funzione della portata specifica e delle dimensioni delle particelle delle terre costituenti l'alveo

Dal grafico si ricava che:

- l'altezza di equilibrio H_e risulta pari a = 3.32 m
- Tirante idrico calcolato in condizioni statiche: 3.12 m

La differenza tra la profondità di equilibrio e il tirante idrico calcolato considerando l'alveo non modificabile costituisce lo scavo dell'erosione generalizzata.

Massima profondità di scavo erosivo = $(3.32 - 3.12 =)$ **0.20 m**

5.2 DETERMINAZIONE DELL'EROSIONE LOCALIZZATA

La formula permette di stimare lo scavo attorno ad una pila in alveo, ipotizzando che esso non interferisca con gli scavi su altre pile o delle spalle del ponte.

$$\frac{d_s}{s} = f_1 \left(\frac{v_0}{v_{cr}} \right) \left[2 \tanh \left(\frac{y_0}{s} \right) \right] f_2(forma) f_3 \left(\alpha, \frac{l}{s} \right)$$

Nel caso in oggetto dato:

s = larghezza della pila: 0.40 m

l = larghezza pila: 0.70 m

v₀ = velocità media della corrente indisturbata 1.68 m/s (velocità massima relativa alla portata di 80 mc/s);

y₀ = profondità della corrente indisturbata: 2.69 m (tirante relativo alla portata di 80 mc/s);

gli ultimi due valori risultano determinati dal modello idraulico monodimensionale descritto nel paragrafo precedente in condizioni di assenza del ponte (corrente indisturbata)

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: RETICOLO Reach: RETICOLO															
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Power Total (N/m s)	Shear Chan (N/m2)	Shear Total (N/m2)
RETICOLO	944.159	PF 10	110.00	6.01	9.02	7.70	9.19	0.001320	1.85	59.48	25.61	0.39	52.11	28.18	28.18
RETICOLO	850.363	PF 1	20.00	5.68	7.00	6.59	7.09	0.002543	1.34	14.90	17.86	0.47	27.55	20.53	20.53
RETICOLO	850.363	PF 2	30.00	5.68	7.31	6.79	7.41	0.002206	1.44	20.89	20.28	0.45	31.49	21.93	21.93
RETICOLO	850.363	PF 3	40.00	5.68	7.57	6.96	7.69	0.002017	1.51	26.43	22.15	0.44	35.10	23.20	23.20
RETICOLO	850.363	PF 4	50.00	5.68	7.80	7.19	7.83	0.001888	1.58	31.68	23.73	0.44	38.38	24.33	24.33
RETICOLO	850.363	PF 5	60.00	5.68	8.00	7.23	8.14	0.001812	1.63	36.73	25.25	0.43	41.37	25.32	25.32
RETICOLO	850.363	PF 6	70.00	5.68	8.19	7.33	8.34	0.001743	1.68	41.82	26.39	0.43	44.03	26.20	26.20
RETICOLO	850.363	PF 7	80.00	5.68	8.37	7.46	8.52	0.001686	1.72	46.41	27.83	0.43	46.48	26.96	26.96
RETICOLO	850.363	PF 8	90.00	5.68	8.62	7.56	8.76	0.001426	1.68	53.60	29.45	0.40	41.75	24.86	24.86
RETICOLO	850.363	PF 9	100.00	5.68	8.97	7.67	8.98	0.00052	0.35	247.06	94.48	0.08	0.51	1.02	1.27
RETICOLO	850.363	PF 10	110.00	5.68	9.00	7.76	9.01	0.000061	0.38	249.80	94.75	0.08	0.66	1.20	1.49
RETICOLO	850.263	Bridge													
RETICOLO	802.457	PF 1	20.00	5.38	6.93	6.20	6.97	0.000924	0.95	20.98	19.55	0.29	9.09	9.54	9.54
RETICOLO	802.457	PF 2	30.00	5.38	7.24	6.39	7.30	0.000956	1.10	27.27	20.91	0.31	13.13	11.93	11.93
RETICOLO	802.457	PF 3	40.00	5.38	7.50	6.55	7.57	0.000987	1.22	32.80	21.98	0.32	17.12	14.04	14.04
RETICOLO	802.457	PF 4	50.00	5.38	7.72	6.70	7.81	0.001016	1.32	37.85	22.92	0.33	21.06	15.94	15.94
RETICOLO	802.457	PF 5	60.00	5.38	7.92	6.83	8.03	0.001042	1.41	42.56	23.75	0.34	24.93	17.68	17.68
RETICOLO	802.457	PF 6	70.00	5.38	8.11	6.95	8.22	0.001064	1.49	47.03	24.52	0.34	28.70	19.28	19.28
RETICOLO	802.457	PF 7	80.00	5.38	8.28	7.06	8.41	0.001083	1.56	51.31	25.24	0.35	32.37	20.76	20.76
RETICOLO	802.457	PF 8	90.00	5.38	8.44	7.17	8.58	0.001100	1.62	55.42	25.91	0.35	35.98	22.15	22.15
RETICOLO	802.457	PF 9	100.00	5.38	8.59	7.26	8.74	0.001116	1.68	59.39	26.54	0.36	39.52	23.47	23.47
RETICOLO	802.457	PF 10	110.00	5.38	8.74	7.36	8.89	0.001127	1.74	63.31	27.14	0.36	42.86	24.67	24.67
RETICOLO	615.332	PF 1	20.00	5.27	6.71	6.03	6.77	0.001109	1.04	19.29	18.00	0.32	11.75	11.33	11.33
RETICOLO	615.332	PF 2	30.00	5.27	7.01	6.24	7.09	0.001172	1.21	24.82	19.07	0.34	17.46	14.45	14.45
RETICOLO	615.332	PF 3	40.00	5.27	7.26	6.41	7.35	0.001236	1.35	29.62	19.95	0.35	23.36	17.30	17.30
RETICOLO	615.332	PF 4	50.00	5.27	7.47	6.55	7.58	0.001293	1.47	33.97	20.72	0.37	29.31	19.91	19.91
RETICOLO	615.332	PF 5	60.00	5.27	7.66	6.68	7.79	0.001344	1.58	38.00	21.40	0.38	35.27	22.34	22.34
RETICOLO	615.332	PF 6	70.00	5.27	7.84	6.80	7.98	0.001388	1.67	41.80	22.03	0.39	41.19	24.59	24.59
RETICOLO	615.332	PF 7	80.00	5.27	8.00	6.91	8.16	0.001428	1.76	45.42	22.61	0.40	47.05	26.71	26.71
RETICOLO	615.332	PF 8	90.00	5.27	8.15	7.02	8.32	0.001463	1.84	48.89	23.16	0.40	52.87	28.72	28.72
RETICOLO	615.332	PF 9	100.00	5.27	8.29	7.13	8.48	0.001495	1.91	52.24	23.67	0.41	58.61	30.62	30.62
RETICOLO	615.332	PF 10	110.00	5.27	8.43	7.23	8.63	0.001524	1.98	55.49	24.16	0.42	64.27	32.42	32.42
RETICOLO	158.033	PF 1	20.00	4.83	5.50	5.50	5.78	0.013166	2.34	8.54	15.24	1.00	167.30	71.41	71.41
RETICOLO	158.033	PF 2	30.00	4.83	5.68	5.68	6.04	0.012276	2.65	11.32	15.86	1.00	223.56	84.38	84.38
RETICOLO	158.033	PF 3	40.00	4.83	5.84	5.84	6.27	0.011630	2.88	13.89	16.41	1.00	271.65	94.34	94.34
RETICOLO	158.033	PF 4	50.00	4.83	5.99	5.99	6.47	0.011211	3.07	16.27	16.91	1.00	316.49	103.01	103.01
RETICOLO	158.033	PF 5	60.00	4.83	6.12	6.12	6.65	0.010877	3.24	18.54	17.37	1.00	357.51	110.49	110.49
RETICOLO	158.033	PF 6	70.00	4.83	6.24	6.24	6.87	0.010627	3.38	20.71	17.70	1.00	396.67	117.30	117.30

Parametri idrodinamici al variare portata

d50 = dimensione del materiale 0.0004 mm (a vantaggio di sicurezza)
vcr = velocità critica di trascinamento, ovvero la velocità a cui inizia l'erosione dei sedimenti
scelti come rappresentativi del fondo (ad esempio d50) 0.0015 m/s
 α = angolo che la corrente indisturbata forma con l'asse della pila (angolo d'attacco): 0°
Si ottiene che lo scavo massimo in prossimità delle pile del ponte risulta $d_s = 0.79$ m

Si sottolinea che lo scavo ha generalmente pendenze delle superfici laterali circa pari all'angolo di riposo del materiale di cui è costituito il letto. La zona di maggior scavo è di solito collocata sulla faccia a monte della pila. La maggior capacità di deposito misurabile a valle della pila definisce una zona separata da quella di monte con scavi assoluti inferiori.

Nel caso in oggetto il cavidotto sarà posato a valle dell'attraversamento ad una distanza di circa 3 m dalle pile del ponte.

A vantaggio di sicurezza, dato che lo scavo di valle sarà più ridotto di quello di monte, il cavidotto sarà posato a profondità di circa -1.50 m dall'alveo.

5.3 LA POSA DEL CAVIDOTTO CON TECNOLOGIA NO-DIG

Una volta calcolati i valori di escavazione, nel presente paragrafo si descrive la modalità di posa del cavidotto e il riempimento della trincea.

Per ogni attraversamento previsto (n°3 in totale) è stata prevista l'adozione della tecnologia NO DIG.

L'attraversamento sarà sempre effettuato a valle dell'attraversamento in quanto lo scavo dovuto all'erosione è minimo.

Il directional drilling rappresenta sicuramente la più diffusa tra le tecnologie No-Dig.

Altri termini possono essere usati come TOC (trivellazione orizzontale controllata).

Questa sua diffusione è legata soprattutto a tre fattori determinanti quali la flessibilità d'impiego, l'elevata produttività e l'economicità.

Con il termine directional drilling si intende quella tecnologia di perforazione, con controllo attivo della traiettoria, che viene utilizzata nelle applicazioni di installazione e sostituzione di servizi interrati, bonifica ed isolamento di siti inquinati ed inquinanti e stabilizzazione di pendii in frana.

Il controllo attivo della traiettoria significa che, combinando un sistema di localizzazione della punta di perforazione con l'uso di utensili di perforazione direzionabili, è possibile controllare la traiettoria che l'utensile di perforazione segue in avanzamento.

In altri termini mentre con il sistema di localizzazione otteniamo informazioni sulla posizione assunta nel sottosuolo dalla punta di perforazione (essenzialmente coordinate x, y e z, inclinazione ed orientamento dell'utensile e della punta), da cui possiamo tracciare la

traiettoria seguita, con gli utensili direzionabili possiamo attuare delle manovre che permettono di mantenere la batteria di fondo foro lungo la traiettoria di perforazione prestabilita (drilling path).

Questa è la caratteristica peculiare del directional drilling, ovvero la possibilità di eseguire delle perforazioni seguendo un percorso prestabilito che può contenere anche curve piano-altimetriche, il cui raggio di curvatura può raggiungere, se l'attrezzatura e le caratteristiche del terreno lo consentono, anche valori molto piccoli (nell'ordine anche di pochi metri).

Questa caratteristica permette l'utilizzo del directional drilling per l'installazione di tubazioni interrata potendo aggirare, entro certi limiti, gli ostacoli eventualmente presenti nel sottosuolo, oppure sottopassare, partendo dalla superficie ed arrivando in superficie, zone d'interferenza (come infrastrutture di trasporto, zone sensibili da un punto di vista ambientale, aree in cui non è ammessa alcuna interferenza di superficie, aree caratterizzate da elevato rischio per il personale operante in cantiere, ecc.).

Con riguardo alle installazioni di tubazioni o cavi interrati, nonché con riguardo anche alle sostituzioni di queste infrastrutture sotterranee (effettuabili con macchine da directional drilling), come per tutte le altre tecnologie No-Dig, anche nel directional drilling il principale elemento caratterizzante è proprio la possibilità di effettuare queste applicazioni limitando drasticamente o eliminando del tutto gli scavi a cielo aperto.

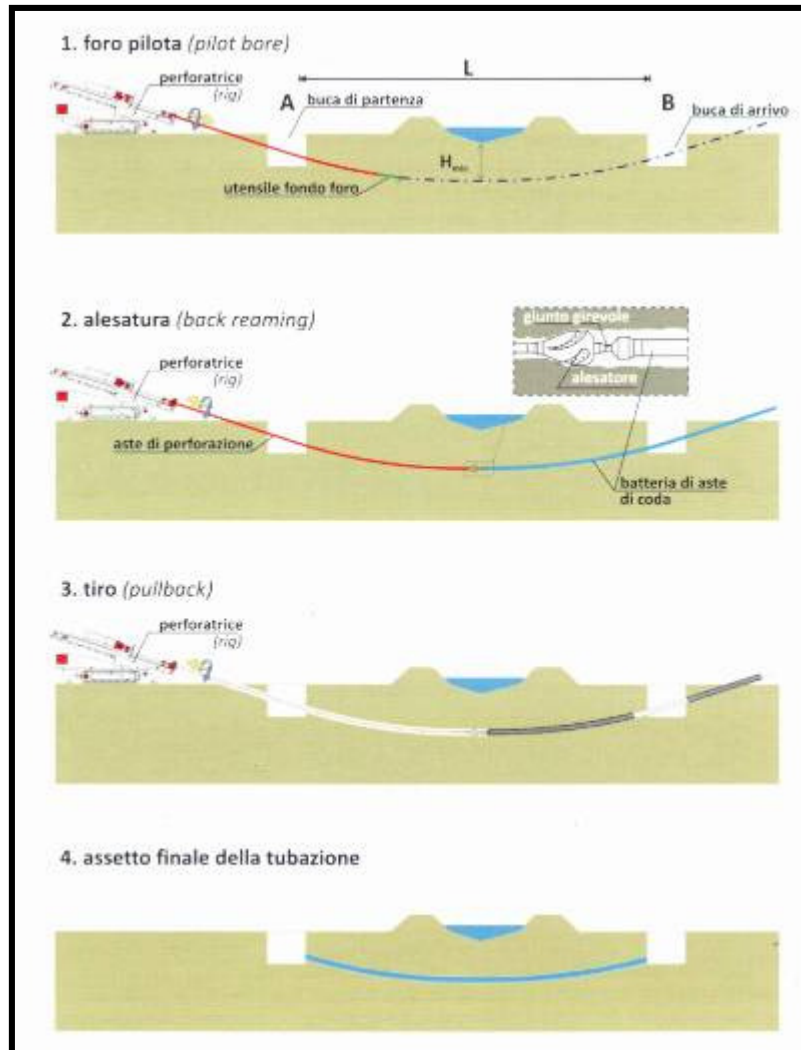
L'altro enorme vantaggio specifico del directional drilling è che tutte queste operazioni possono essere svolte operando dalla superficie e senza alcuna presidio umano al fondo foro.

Le componenti principali di un impianto da directional drilling sono essenzialmente quattro:

- 1) una perforatrice direzionale (da superficie o da buca) detta anche macchina di perforazione (in inglese rig);
- 2) una batteria di fondo foro che comprende le aste di perforazione, gli utensili di perforazione direzionale e gli utensili per l'alesatura ed il tiro;
- 3) un sistema di guida;
- 4) un sistema per la produzione, l'immissione in foro e l'eventuale recupero, filtraggio e ricircolo dei fluidi di perforazione;

L'installazione di una tubazione interrata mediante directional drilling avviene secondo uno schema esecutivo generale che prevede tre fasi fondamentali:

- perforazione pilota (pilot bore)
- alesatura (backreaming)
- tiro (pullback)



Schema di attraversamento fluviale con directional drilling

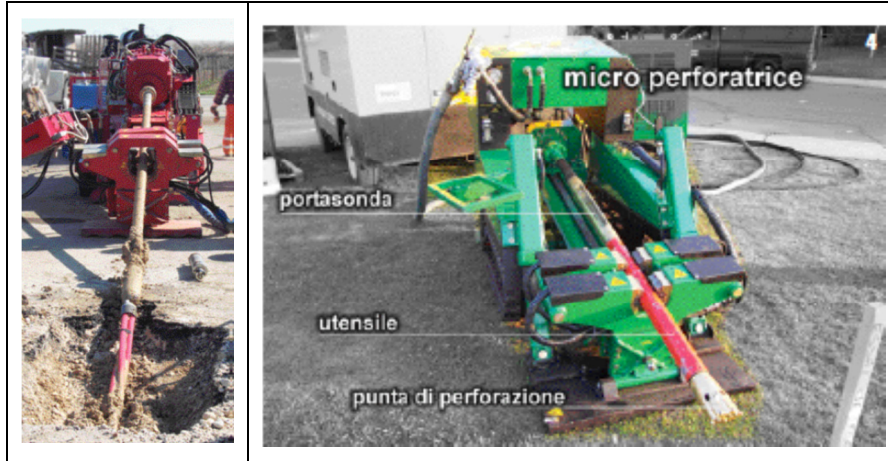
Nel caso d'installazione di tubazioni di piccolo diametro (in genere non superiori ai 180-200 mm) le ultime due fasi (alesatura e tiro) possono essere effettuate contemporaneamente riducendo ulteriormente i tempi di esecuzione.

La perforazione pilota rappresenta una sorta di tracciamento tridimensionale del percorso d'installazione, con la quale si realizza un perforo di piccolo diametro (in genere 4-6 pollici - 100-150 mm) seguendo una traiettoria prestabilita da progetto.

Il directional drilling trova oggi impiego in moltissime applicazioni, quali:

- installazione senza scavo a cielo aperto di tubazioni interrato;
- sostituzione senza scavo a cielo aperto di tubazioni interrato (pipe reaming);
- difesa ambientale (decontaminazione di siti inquinati o inquinanti);
- difesa del suolo (superamento canali e fiumi senza intaccare l'alveo, installazione di drenaggi nel sottosuolo per la stabilizzazione di pendii in frana).

Certamente l'installazione senza scavo a cielo aperto di tubazioni interrato costituisce la principale applicazione di questa tecnologia, sebbene anche gli altri campi di impiego stiano progressivamente crescendo.



Le tubazioni interrato installabili mediante directional drilling possono essere destinate ai più svariati impieghi, quali:

- a) cavidotti per telecomunicazioni,
- b) condotte per il trasporto e la distribuzione dell'acqua,
- c) condotte fognarie,
- d) condotte per il trasporto e la distribuzione di gas ed olii combustibili
- e) cavidotti elettrici,
- f) tubazioni per il teleriscaldamento,
- g) tubazioni per drenaggi.

I materiali che più si prestano ad essere installati mediante directional drilling sono essenzialmente quelli duttili, e quindi polietilene (a bassa ed alta densità) ed acciaio.

Il directional drilling è una tecnologia semplice ed efficace.

Permette di risolvere una molteplicità di problemi applicativi legati all'installazione ed alla sostituzione di servizi interrati, così come nel campo della bonifica ambientale e nella stabilizzazione di pendii in frana.

Il principale vantaggio risiede nella sua flessibilità e relativa semplicità d'uso, a cui corrispondono un'elevata produttività ed economicità, che ne consente l'utilizzo in moltissimi casi, a vantaggio anche e soprattutto di una migliore compatibilità ambientale degli interventi.

Tuttavia il suo utilizzo è subordinato ad una adeguata conoscenza sia della tecnica esecutiva che, soprattutto, delle metodologie di progetto che risultano necessarie per garantire il successo delle applicazioni.

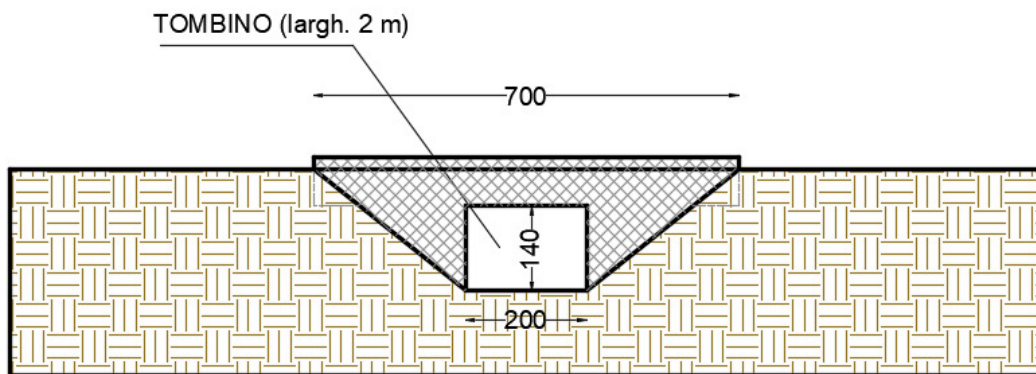
6. POSA DEL CAVIDOTTO AL DI SOTTO DEL FOSSO MARANA DI CASTELLO

Avendo calcolato la quota massima di escavazione dovuta all'erosione per un reticolo (Torrente Carapellotto) di sezione notevolmente più ampia rispetto quello in esame (F.sso Marana di Castello) in cui si è applicato la massima portata transitabile all'interno dei propri argini, è stato previsto il posizionamento della nuova tubazione ad una profondità di 1.50 m dall'alveo tale da garantire un franco di sicurezza rispetto la quota massima di erosione all'interno di un tubo guaina di protezione.

Il cavidotto sarà protetto da un tubo guaina che, a vantaggio di sicurezza, non è stato considerato nell'ambito delle verifiche di resistenza all'erosione.

L'attraversamento effettuato secondo le modalità di cui sopra avrà i seguenti requisiti:

- perfetto inserimento nel contesto ambientale;
- non altera la morfologia del suolo;
- non modifica il libero deflusso delle acque ;
- non si aumenta la pericolosità idraulica;
- resistenza agli eventi di piena di progetto.



SEZIONE x-x DEL FOSSO DELLA MARANA DI CASTELLO