

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO**

**VIABILITÀ DI ACCESSO AL CANTIERE COP2 CASTAGNOLA**

**Relazione Idraulica**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	R I	N V 2 2 0 0	0 0 1	B

Progettazione :								IL PROGETTISTA
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A00	Prima emissione	ITEC engineering <i>OTF</i>	23/05/2012	Ing. F. Colla <i>FC</i>	29/05/2012	E. Pagani <i>EP</i>	31/05/2012	
B00	Revisione a seguito istruttoria IG51101E11ISNV220000 1A del 31/07/2012	ITEC engineering <i>OTF</i>	08/10/2012	Ing. F. Colla <i>FC</i>	10/10/2012	E. Pagani <i>EP</i>	12/10/2012	

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-RI-NV22-00-001-B00
-----------	---------------------------------------



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 16</p>

## INDICE

INDICE.....	3
1. PREMESSA .....	4
2. OTTEMPERANZA ALLE PRESCRIZIONI CIPE .....	4
3. RISPONDENZA AL PROGETTO DEFINITIVO.....	4
4. CARATTERISTICHE DEI CORSI D'ACQUA INTERFERENTI .....	5
5. INQUADRAMENTO NORMATIVO E CRITERI PROGETTUALI.....	5
6. INTERVENTI PREVISTI.....	7
7. METODOLOGIA DI CALCOLO.....	7
7.1. Verifiche puntuali .....	8
7.2. Verifiche idrauliche globali .....	9
7.3. Analisi dei fenomeni di erosione .....	11
8. VERIFICHE IDRAULICHE .....	12
8.1. Portate di progetto .....	12
8.2. Verifiche idrauliche puntuali .....	12
8.3. Verifiche idrauliche globali .....	13
8.4. Calcolo dell'erosione e dimensionamento delle opere di protezione .....	15
8.5. Considerazioni idrauliche per la fase di cantiere .....	15

ALLEGATO A 1 – VERIFICHE IDRAULICHE

ALLEGATO A 2 – RELAZIONE STRUTTURALE – SCATOLARI IN C.A.V.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00
	Foglio 4 di 16

## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta le verifiche delle interferenze idrauliche della strada che collega il Cantiere Operativo Piemonte COP 2 al Cantiere di Servizio Piemonte CSP1 e quindi alla provinciale SP n.163 della Castagnola nel tratto tra Voltaggio e Borgo Fornari.

Lo studio è finalizzato alla verifica di compatibilità idraulica degli attraversamenti e delle tombinature nell'ambito del progetto esecutivo delle viabilità a carattere provvisorio a servizio dei cantieri per la Tratta A.V./A.C. Milano-Genova Terzo valico dei Giovi.

Gli interventi consistono sostanzialmente in:

- realizzazione di n. 2 guadi, uno di attraversamento del Rio Traversa e l'altro di attraversamento di un affluente di sinistra del precedente,
- copertura provvisoria di un tratto del Rio Traversa e nell'adeguamento dei manufatti di attraversamento esistenti lungo il tracciato stradale e sistemazione definitiva del rio Traversa.

Le verifiche e il dimensionamento idraulico delle opere connesse alla viabilità stradale, interferenti con il reticolo idrografico del Rio Traversa, appartenente al bacino del torrente Scrivia, sono state condotte mediante verifiche idrauliche a carattere globale e puntuale.

La normativa idraulica di riferimento è costituita dal *Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) approvato dall'Autorità di Bacino del Fiume Po* con DPCM del 24/5/01, pubblicato sulla G.U. n 183 del 8/8/01.

Lo studio ha dimostrato la compatibilità idraulica dell'intervento.

## 2. OTTEMPERANZA ALLE PRESCRIZIONI CIPE

In fase di approvazione del Progetto Definitivo del Terzo valico dei Giovi – linea AV/AC Milano-Genova – con delibera CIPE 80/2006 sono state indicate nella parte 1° dell'allegato 1 le prescrizioni del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti.

In particolare facendo riferimento al capitolo 6 – Integrazioni progettuali – al capo "m" viene richiesto un approfondimento dello studio idraulico del torrente Traversa in corrispondenza del cantiere CSP1, sia per la fase di cantiere che per quella di sistemazione definitiva, viene inoltre richiesta una verifica circa le ispezioni e le operazioni di manutenzione all'interno della tombinatura provvisoria.

Nel presente documento al fine di ottemperare alla prima prescrizione sono state condotte e aggiornate le verifiche idrauliche globali di moto permanente relative al torrente Traversa.

Mentre per quanto concerne la seconda prescrizione si ritiene che le dimensioni interne della struttura prevista siano tali da garantire l'accesso sia di operatori che di piccoli mezzi (tipo Bobcat) eventualmente calati con l'ausilio di autogrù all'interno dell'alveo.

## 3. RISPONDENZIA AL PROGETTO DEFINITIVO

Il progetto esecutivo oggetto della presente relazione risponde essenzialmente a quanto previsto nel precedente livello di progettazione definitiva.

È previsto un unico tratto di viabilità in cui il tracciato viene modificato rispetto al progetto definitivo al fine di risolvere un'interferenza puntuale con un locale tecnico presente in sponda destra del torrente Traversa (approssimativamente in corrispondenza della sezione stradale 14), in questo tratto è previsto un nuovo tratto a sbalzo sul rio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 5 di 16</span>

Un'altra variante è legata ai guadi presenti nel tratto di viabilità a monte, in questo caso infatti è stata preferita una soluzione progettuale che prevede l'impiego di scatolari tali da garantire il mantenimento della capacità idraulica dell'opera prevista nel progetto definitivo, ma facilitare le operazioni di posa.

Per tutti gli altri interventi in questa ulteriore fase sono stati sviluppati gli elaborati conformemente al livello progettuale esecutivo per fornire i necessari elementi di dettaglio.

#### 4. CARATTERISTICHE DEI CORSI D'ACQUA INTERFERENTI

Il tratto di strada in esame, compreso tra la S.P. 163 della Castagnola, nel tratto che collega gli abitati di Voltaggio e di Borgo Fornari, e i nuovi cantieri COP2 e CSP1 ha una lunghezza complessiva pari a circa 0.6 km e si sviluppa in direzione E-O.

Partendo dall'incrocio con la provinciale inizialmente la strada costeggia la sponda sinistra del Rio Traversa poi attraversa il rio stesso e raggiunge le aree del cantiere COP1 in sponda destra.

Il nuovo tracciato ricalca in parte una strada già esistente che viene adeguata alle nuove esigenze operative.

Il Rio Traversa all'incrocio con la S.P. 163 sottende un bacino di 3.1 km<sup>2</sup> appartenente amministrativamente al comune di Voltaggio. Nel tratto di interesse il bacino del Rio Traversa comprende il bacino del rio di Vaie, affluente di sinistra, circa 0.6 km<sup>2</sup>.

Il bacino presenta una forma assimilabile ad un rettangolo tranne per il vertice a N che risulta allungato fino ad arrivare al monte Alpe che con i suoi 839 m è anche la cima più elevata all'interno del bacino.

Il bacino confina a N-O e a S-O con il bacino del torrente Lemme, a N-E con il bacino del rio Burlaschino e a S-E con il bacino di un affluente di sinistra dello Scrivia.

Il reticolo idrografico è caratterizzato dalla presenza di un'asta principale e da una serie di affluenti minori su entrambe le sponde che incidono il versante in direzione pressoché perpendicolare rispetto all'asta principale.

L'asta principale ha una lunghezza di circa 1.3 km, con una pendenza media pari al 6.5% circa; la pendenza media dei versanti è pari al 30 % circa.

Il bacino risulta complessivamente scarsamente urbanizzato.

Il rio Traversa e il rio Di Vaie risultano inseriti tra i corsi d'acqua pubblici.

#### 5. INQUADRAMENTO NORMATIVO E CRITERI PROGETTUALI

Pur trattandosi di un'opera a carattere provvisorio e solo parzialmente riguardante un corso d'acqua pubblico (asta principale del rio Traversa), per le verifiche idrauliche, a titolo cautelativo, si è fatto riferimento alla normativa di settore costituita dal *Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)*, adottato con delibera di Comitato Istituzionale n. 18 del 26 aprile 2001 ed approvato con DPCM del 24 maggio 2001, pubblicato sulla G.U. n 183 del 8/8/01.

Il PAI è sovraordinato a tutti gli altri strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica vigenti e costituisce la norma a cui attenersi per l'esecuzione di opere e infrastrutture che interferiscano con il reticolo idrografico.

Esso fornisce i valori delle portate di piena da assumere alla base delle verifiche idrauliche per alcune sezioni significative del reticolo idrografico padano; fornisce altresì le indicazioni per il calcolo delle portate di piena nelle sezioni non indagate sulla base delle curve di probabilità pluviometrica per assegnato periodo di ritorno elaborate per tutto il territorio di competenza.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 6 di 16</span>

Il PAI contiene inoltre i criteri a cui attenersi per il dimensionamento delle opere in funzione della tipologia e dei vincoli esistenti.

I criteri adottati nel dimensionamento idraulico delle opere tengono conto delle norme di attuazione del PAI e degli indirizzi e delle indicazioni emerse nel corso dei colloqui con il competente Ufficio provinciale del Genio Civile di Alessandria della Regione Piemonte.

Da un punto di vista generale, per quanto riguarda la viabilità, si distinguono i casi di adeguamento della viabilità esistente e di realizzazione di nuova viabilità.

Nei casi in cui l'adeguamento della viabilità esistente, pur se a raso, si limita ad un semplice intervento di manutenzione senza interferenze con l'attuale assetto idraulico dell'alveo e delle aree adiacenti, non è prevista alcuna sistemazione idraulica, anche se l'intervento dovesse ricadere in area inondabile.

Nei casi in cui tale adeguamento comporti invece la realizzazione di opere interferenti con il corso d'acqua e/o con le sponde (muri di sostegno, argini, sbalzi ecc.), e nei casi di realizzazione di nuovi tratti di viabilità e/o nuovi attraversamenti, l'intervento previsto, pur nel rispetto dei vincoli imposti dalla progettazione stradale, è stato comunque orientato a garantire il deflusso della portata 200-ennale in condizioni di sicurezza lungo tutto il tronco del corso d'acqua interessato, anche attraverso una nuova sistemazione dell'alveo e delle sponde.

Da un punto di vista generale le sistemazioni idrauliche sono limitate allo stretto necessario alla funzionalità dell'opera nel rispetto dell'attuale configurazione dei corsi d'acqua interferenti; si è verificato che gli interventi non comportassero in nessun caso restringimenti di alveo e non inducessero in generale effetti peggiorativi sul regime idraulico del corso d'acqua, con particolare riferimento agli effetti indotti sulla sponda opposta.

Al fine di preservare le opere dai possibili fenomeni erosivi della corrente, le fondazioni dei muri d'argine e delle opere in alveo in genere quali briglie, spalle e pile dei ponti, sono impostate ad una quota adeguatamente inferiore alla quota minima del fondo alveo (Talweg) e, quando necessario, protette con strutture elastiche quali scogliere di massi naturali, materassi tipo "Reno" o gabbioni, mantenendo per quanto possibile la naturalità dell'alveo e delle sponde.

Lungo i tratti di viabilità di cui è previsto l'adeguamento è stata effettuata la verifica idraulica dei manufatti di attraversamento esistenti al fine di individuare quelli ritenuti sufficienti al deflusso della portata 200-ennale, che possono pertanto essere mantenuti, e quelli di cui è opportuno prevedere il rifacimento perché insufficienti.

Il criterio adottato è quello di un franco minimo di 0.5 m rispetto all'intradosso per ponti, ponticelli e scatolari per i corsi d'acqua significativi (con superficie del bacino sotteso superiore a 0.2 Km<sup>2</sup>) e di un rapporto d'invaso inferiore a 0.75 per i manufatti di attraversamento dei corsi d'acqua minori (superficie del bacino inferiore a 0.2 Km<sup>2</sup>).

Nel caso di nuova viabilità a raso è stato adottato ovunque un franco rispetto al deflusso della portata di piena 200-ennale di 1.0 m rispetto al piano viabile anche in presenza di un'eventuale struttura a sbalzo.

Nel caso di nuovi attraversamenti dei corsi d'acqua significativi si è preferito anche in questo caso, ove possibile, l'adozione di struttura a campata unica senza ingombri in alveo; il franco minimo rispetto all'intradosso è stato assunto pari a 1.0 m e comunque non inferiore alla metà del carico cinetico della corrente; in accordo a quanto indicato nel P.A.I. tale valore deve essere assicurato per almeno 2/3 della luce quando l'intradosso del ponte non sia orizzontale e comunque per almeno 40 m nel caso di luci superiori a tale valore; nel caso di ponti e ponticelli si è assunto comunque un valore minimo dell'altezza libera di 2 m; per gli scatolari si è assunta una dimensione minima di 2x2 m.

Per i corsi d'acqua secondari, in mancanza di specifiche indicazioni contenute nel P.A.I. o fornite direttamente dagli Uffici tecnici competenti, si è assunta quale dimensione minima dei manufatti di attraversamento una tubazione Ø 1000.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00
	Foglio 7 di 16

## 6. INTERVENTI PREVISTI

L'intervento concerne l'adeguamento alle esigenze di cantiere della strada esistente che collega la S.P. 163 all'area in cui si prevede la realizzazione del COP2.

La strada esistente si sviluppa per i primi 200 m in sponda sinistra e successivamente passa in sponda destra mediante un ponte in ferro di cui si prevede la rimozione. L'intervento prevede lo spostamento di un tratto di circa 180 m del rio Traversa m traslandolo di circa 10 m verso Nord in corrispondenza del cantiere COP2 e l'adeguamento alle esigenze di cantiere della strada esistente mediante la realizzazione di guadi.

Lo spostamento del rio Traversa è previsto mediante la posa di una tubazione tipo ARMCO – Finsider Ø4952 mm della lunghezza di quasi 200 metri che ha inizio circa 100 metri a monte della sezione di imposta dell'attuale ponte metallico e termina circa 30 m a monte dell'immissione del rio Vaie. In corrispondenza del nuovo attraversamento del rio Traversa ubicato a valle del cantiere è prevista la realizzazione di un ponte e di un tratto di 20 m di tombino scatolare. In corrispondenza della sezione di imbocco della copertura verrà realizzata una vasca di calma e sedimentazione.

Per quanto concerne le operazioni di manutenzione ed ispezione della tombinatura provvisoria si ritiene che le dimensioni interne della struttura prevista siano tali da garantire l'accesso sia di operatori che di piccoli mezzi (tipo Bobcat) eventualmente calati con l'ausilio di autogru all'interno dell'alveo.

Al termine dei lavori, a seguito dello smantellamento del cantiere, la tombinatura e la relativa vasca di imbocco verranno demolite e l'alveo verrà sistemato mediante argini in scogliera.

Conseguentemente la strada, nella sua configurazione finale, si svilupperà per i primi 150 m in sponda sinistra del torrente Traversa; passerà poi in sponda destra mediante il nuovo ponte delle dimensioni interne nette pari a 6.5x5.0.

L'intervento comprende anche la parziale canalizzazione dell'affluente di destra (Rio 1) del Rio Traversa che si immette nel tratto in cui questo è tombinato e la sostituzione del ponte sul Rio di Vaie. Attualmente questo ponte presenta una luce libera di passaggio delle dimensioni pari a circa 4.3x2.5 metri e spessore dell'impalcato di circa 1.4 metri, si prevede la sostituzione con uno nuovo di dimensioni 4.5x3.0 metri con uno spessore dell'impalcato di 1.5 metri.

Nel tratto più a monte è previsto l'adeguamento alle esigenze di cantiere della stessa viabilità che attraversa il rio Traversa circa 90 m a monte del COP2 mediante guado; anche il successivo attraversamento dell'affluente di sinistra, circa 60 m a monte del precedente, avviene mediante guado.

I guadi saranno realizzati con scatolari in c.a.v. 1.00 x 0.60 m affiancati: nel caso del rio Traversa saranno utilizzate n. 5 scatolari, per l'attraversamento del suo affluente n. 2 scatolari.

## 7. METODOLOGIA DI CALCOLO

Le verifiche idrauliche dei vari tronchi d'alveo esaminati sono state condotte secondo due tipi d'approccio, uno a carattere più esteso, riferito al tratto d'alveo nel suo insieme, e l'altro a carattere locale, riferito ad un singolo manufatto o una singola sezione.

Le verifiche di tipo esteso hanno riguardato i tratti dei corsi d'acqua di maggior rilevanza per i quali si disponeva di un rilievo sufficientemente esteso dell'asta.

Le verifiche di tipo locale hanno riguardato singole sezioni in prossimità di ponti e tombinature lungo i tratti medio vallivi dei corsi d'acqua minori e lungo i tratti dei rivi principali per i quali non sia stato possibile effettuare altri tipi di verifiche.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 8 di 16</span>

Per quanto riguarda le caratteristiche dimensionali dell'alveo e dei manufatti con esso interferenti, si è fatto riferimento ad una serie di rilievi topografici, effettuati nell'ambito dell'attività di indagine propedeutica alla progettazione definitiva degli interventi.

I rilievi di dettaglio sono stati integrati, ove necessario, con la cartografica tecnica disponibile e con una serie di rilievi diretti in sito effettuati nel corso dei sopralluoghi di ricognizione

Si è anche provveduto alla verifica dei fenomeni di erosione in alveo dovuta alla presenza di elementi rigidi o ad elementi di protezione delle sponde e del fondo alveo.

## 7.1. Verifiche puntuali

In assenza di variazioni significative della forma e delle dimensioni dell'alveo sono state determinate le caratteristiche della corrente in condizioni di moto uniforme mediante la formulazione di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

Dove:

Q [m<sup>3</sup>/s] è la portata,  $\chi$  [m<sup>1/2</sup> s<sup>-1</sup>] il coefficiente di attrito, A [m<sup>2</sup>] l'area della sezione liquida, R [m] il raggio idraulico,  $i_f$  la pendenza dell'alveo.

Le pendenze medie dell'alveo sono state calcolate sulla base dei rilievi di dettaglio o sulla base cartografica disponibile alle diverse scale.

Per il calcolo di  $\chi$  è stata adottata la formula di Manning:

$$\chi = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

dove  $n$  [m<sup>-1/3</sup> s] è il coefficiente dimensionale di scabrezza definito in funzione della natura dell'alveo.

La determinazione della profondità di moto uniforme è stata effettuata per pendenze del fondo sino al 10%, considerato il valore limite per l'applicabilità del metodo.

In mancanza di informazioni sulla pendenza del fondo e in casi particolari quali ad esempio le tombature realizzate al di sotto di rilevati e/o discariche di materiali inerti, anche in presenza di pendenze significative, è stata comunque calcolata la profondità critica corrispondente al minimo contenuto energetico della corrente.

Le condizioni critiche sono state determinate imponendo uguale a 1 il numero di Froude della corrente:

$$\frac{Q}{A} = \sqrt{g \cdot \frac{A}{b}}$$

dove Q [m<sup>3</sup>/s] è la portata, A [m<sup>2</sup>] l'area e b [m] la larghezza del pelo libero, g [m/s<sup>2</sup>] l'accelerazione di gravità.

Nel caso di sezioni rettangolari è possibile calcolare direttamente la profondità critica  $Y_c$  [m] mediante la

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$$

In presenza di restringimenti dovuti alla particolare conformazione dell'alveo o alla presenza di manufatti artificiali, si è ipotizzato il moto con transizione attraverso lo stato critico all'interno della sezione ristretta ed è stata calcolata la profondità nella sezione di monte dovuta al rigurgito in corrente lenta.

Il calcolo è stato eseguito mediante l'utilizzo della formula di Marchi, valida per sezioni rettangolari:

$$Y_m = K \cdot \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b_m^2 \cdot F_L^2}}$$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 9 di 16</span>

dove  $K$  è un fattore di forma,  $bm$  [m] è la larghezza della sezione di monte e  $FL$  è il valore del numero di Froude limite tabulato in funzione del rapporto di restringimento.

Il valore di  $K$  è stato assunto per tutte le verifiche uguale a 1.14, corrispondente alla situazione più sfavorevole di pile con fronti squadrati.

## 7.2. Verifiche idrauliche globali

Le verifiche idrauliche di tipo globale sono state effettuate mediante l'ausilio di un *software*<sup>1</sup> per il calcolo dell'andamento dei profili di rigurgito in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali o canali artificiali che consente anche la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con ponti, tombinature, briglie, stramazzi, aree golenali, ecc.

La determinazione del profilo teorico è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto *Standard step method* che si basa sulla semplice equazione mono-dimensionale del contenuto energetico della corrente:

$$H_1 - H_2 = h_f + h_e$$

dove  $H_1$  [m] ed  $H_2$  [m] sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato,  $h_f$  [m] sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde, mentre  $h_e$  [m] è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della corrente.

In particolare  $h_f$  dipende principalmente dalla scabrezza del tratto d'alveo considerato ed è esprimibile come:

$$h_f = j_f \cdot L$$

con  $j_f$  pendenza motrice nel tratto di lunghezza  $L$  [m].

Il calcolo di  $j_f$  è effettuabile con diverse formulazioni, in funzione della pendenza motrice  $J$  in corrispondenza delle sezioni d'inizio e fine di ciascun tratto.

Il calcolo del termine  $J$  nella singola sezione è effettuato mediante la:

$$J = \left[ \frac{Q}{K} \right]^2$$

dove  $Q$  [m<sup>3</sup>/s] è la portata di calcolo e  $K$  (denominato *conveyance*) è ricavabile attraverso la seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

dove  $A$  [m<sup>2</sup>] l'area della sezione liquida,  $R$  [m] il raggio idraulico e  $n$  [m<sup>-1/3</sup> s] è il parametro rappresentativo della scabrezza del fondo e delle sponde di Manning.

Il termine  $h_e$  dipende invece dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni 1 e 2 dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come:

$$h_e = \beta \cdot \left| \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g} - \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \right|$$

<sup>1</sup>. HEC-RAS, Haestad Methods Inc. - Waterbury USA

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 10 di 16</span>

dove  $\beta$  è un coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato,  $V_1$  e  $V_2$  [m/s] sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco e  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  sono i coefficienti correttivi dell'energia cinetica.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro  $n$  di scabrezza; in particolare è possibile individuare tre zone principali: quella centrale dell'alveo inciso (denominata *main channel*) e due zone laterali golenali (denominate *right and left overbanks*).

Il programma consente la simulazione del deflusso attraverso ponti e tombinature (*culvert*) mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, ecc.).

La procedura di calcolo utilizzata consente di simulare il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con scavalco dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo).

Per il deflusso a pelo libero il modello consente la scelta fra diversi metodi di calcolo quali il metodo del bilancio energetico (*Standard step method*), il metodo dei momenti (*Momentum Balance*), la formula di Yarnell per correnti lente.

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

dove  $Q$  [m<sup>3</sup>/s] è la portata defluita attraverso la luce di area  $A$  [m<sup>2</sup>],  $H$  [m] è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e  $C$  è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

dove  $Q$  [m<sup>3</sup>/s] è la portata defluita sulla soglia di larghezza  $L$  [m] e  $H$  [m] è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e  $C$  è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalco del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazzeanti e defluenti al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

La verifica del nodo di confluenza è eseguita mediante l'applicazione del teorema della quantità di moto.

In particolare è stato individuato un volume di controllo definito dalla superficie di contorno del tratto in esame in cui è applicabile la relazione generale:

$$F_e + G = M_u - M_e$$

dove  $F_e$  è la risultante delle forze di superficie (spinta idrostatica e attrito del fondo e delle pareti) agenti dall'esterno sul volume di controllo,  $G$  è la risultante delle forze di massa (in genere la forza peso),  $M_u$  ed  $M_e$  le quantità di moto delle masse che nell'unità di tempo entrano ed escono dal volume di controllo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 11 di 16</span>

La metodologia di calcolo è applicabile al caso specifico di due rami che confluiscono in un terzo ella confluenza di un affluente nel corso d'acqua principale secondo un angolo di incidenza  $\alpha$  rispetto alla direttrice principale di deflusso.

Il volume di controllo è individuato dalle due sezioni poste a monte della confluenza (individuate dai pedici 1 e 2 rispettivamente) ed una posta a valle (pedice 3).

Proiettando l'equazione della quantità di moto secondo l'asse del corso d'acqua di valle, che forma un angolo  $\alpha_{1-2}$  e  $\alpha_{1-3}$  con gli assi dei due corsi d'acqua a monte, vale la relazione:

$$(my + mq)_3 = (my + mq)_1 \cdot \cos \alpha_{1-3} + (W - F_f)_{1-3} + (my + mq)_{2-3} \cdot \cos \alpha_{2-3} + (W - F_f)_{2-3}$$

avendo indicato con:

$my = A \cdot Y$  = prodotto dell'area per la distanza verticale tra il pelo libero e il centro di gravità delle sezioni di deflusso.

$$mq = \frac{Q^2}{g \cdot A}$$

$F_f$  = forza dovuta all'attrito sul fondo e sulle pareti.

$W_x$  = forza peso nella direzione del flusso.

Ai fini della risoluzione dell'equazione dei momenti sono state fatte le seguenti assunzioni:

- rigurgito in corrente lenta con profondità del pelo libero nota nella sezione di valle;
- uguaglianza tra le quote del pelo libero nelle sezioni di monte del corso d'acqua principale e in quella dell'affluente;
- calcolo delle componenti di attrito e del peso come media pesata dei valori tra le sezioni di monte del corso d'acqua principale, dell'affluente e di valle, in funzione delle portate e dell'angolo di incidenza.

### 7.3. Analisi dei fenomeni di erosione

#### Erosioni in alveo

Ai fini della valutazione dell'erosione in alveo dovuta alla presenza di elementi rigidi (platee, fondazioni di argini, briglie ecc.) si fa riferimento al caso più significativo del deflusso attraverso una soglia a stramazzo (o briglia). Per la determinazione della massima profondità di erosione al piede si è fatto riferimento alla formula di Schoklitsch<sup>2</sup>, alla base di tutti i successivi studi di settore, espressa nella seguente forma

$$y_s = 4.75 \cdot H^{0.2} \cdot q^{0.57} \cdot d_{90}^{-0.32} - y_0$$

dove  $H[m]$  è la differenza fra i peli liberi a monte e a valle della briglia,  $q[m^2/s]$  è la portata per unità di larghezza della briglia,  $d_{90}[mm]$  è il diametro del vaglio che consente il passaggio del 90% in peso del materiale che costituisce il fondo e  $y_0[m]$  è la profondità della corrente a valle della briglia.

#### Opere di protezione in massi naturali

Nei casi in cui sia necessario realizzare delle opere di protezione delle sponde o del fondo di un corso d'acqua con strutture permeabili, deformabili e isolate, quali le scogliere in pietrame sciolto, gabbioni, o materassi Reno, occorre determinare le condizioni di equilibrio del singolo masso soggetto alle forze idrodinamiche della corrente che tendono a metterlo in movimento.

Si tratta cioè di determinare le dimensioni minime del singolo masso, e conseguentemente il suo peso, in grado di garantire le condizioni di stabilità in presenza di una corrente caratterizzata da una velocità media  $v$ .

<sup>2</sup> A.Schoklitsch: Kolkbildung unter Überfallstrahlen, Die Wassewirtschaft (1932)

A. Schoklitsch: Stauraumverlandung und Kolkabwehr, Julius Springer, Wien (1935)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 12 di 16</span>

Le formule di uso più comune, derivate dagli studi di Shields sul trasporto solido, definiscono la velocità critica  $v_{cr}$  che dà luogo al moto in funzione del diametro equivalente  $d$  della particella immersa nella corrente secondo la seguente espressione

$$v_{cr} = k \cdot d^{0.5}$$

con  $v_{cr}$  espresso in m/s e  $d$  in metri.

Il coefficiente  $k$  assume valori variabili fra 4 e 8; nella comune pratica progettuale si assume per  $k=5^3$ .

Quando  $k$  supera il valore di 8 si determinano le condizioni di movimento del singolo masso: pertanto, per il dimensionamento di massi cementati sul fondo dell'alveo, cautelativamente si assume un valore di  $k$  pari a 8. Assumendo come velocità critica la velocità della corrente e risolvendo l'espressione secondo  $d$ , si ottiene la dimensione minima del masso da utilizzare nel caso esaminato.

La velocità che interessa è quella al fondo: nel caso in cui il battente idrico sia molto maggiore della dimensione del materiale la velocità al fondo può essere assunta pari al 75% della velocità media; nel caso in cui invece la dimensione del materiale sia confrontabile con la profondità della corrente è bene assumere come velocità al fondo la velocità media.

Analogamente alle soluzioni con massi naturali, sarà possibile fare ricorso a sistemi di gabbioni di dimensioni tali da garantire i pesi corrispondenti ai dimensionamenti precedentemente indicati, privilegiando la dimensione standard 1.0x1.0x2.0 m o materassi reno di spessore pari a 0.5 m.

## 8. VERIFICHE IDRAULICHE

### 8.1. Portate di progetto

Con riferimento allo Studio Idrologico, al quale si rimanda per ogni indicazione di dettaglio circa la metodologia di analisi e di calcolo adottata, il valore della portata 200-ennale per il rio Traversa risulta pari a 97 m<sup>3</sup>/s, mentre per il rio 1 è pari a 7.8 m<sup>3</sup>/s e per il rio di Vaie 19.3 m<sup>3</sup>/s.

### 8.2. Verifiche idrauliche puntuali

Le verifiche di tipo locale hanno riguardato i due guadi previsti sul rio Traversa e sul suo affluente, le tombinature del Rio 1 e del Rio Vaie e la vasca di sedimentazione provvisoria prevista all'imbocco della tombinatura del rio Traversa.

#### Guadi

Per le verifiche dei due guadi previsti nel tratto di monte del rio Traversa si è proceduto trattando i manufatti come luci di fondo: considerando le pendenze del tratto e le conseguenti velocità della corrente, gli effetti di rigurgito della corrente a valle degli stramazzi vengono trascurati.

In entrambi i casi si adottano scolarari affiancati 0.60 x 1.00 m: assumendo un'altezza del rilevato di attraversamento pari a 1 m sul fondo alveo, il massimo battente disponibile sul baricentro della luce che non provochi il passaggio dell'acqua sopra il guado risulta pari a 0.7 m.

Con tale battente ciascuno scolarare è in grado di smaltire 1.35 m<sup>3</sup>/s circa: pertanto il guado sul rio Traversa in cui sono previsti 5 scolarari sarà in grado di smaltire complessivamente circa 6.8 m<sup>3</sup>/s mentre quello sull'affluente, con 2 scolarari affiancati, sarà in grado di smaltire circa 2.7 m<sup>3</sup>/s: considerato il regime idraulico del corso d'acqua, ci si deve attendere che tali portate si possano verificare più volte anche durante lo stesso mese.

<sup>3</sup> L. Da Deppo-C. Datei-P. Salandin: Sistemazione dei corsi d'acqua, Cortina edizioni, Padova 1997.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 13 di 16</span>

In allegato A1 viene riportata la verifica idraulica puntuale dei guadi, mentre in allegato A2 viene riportata la verifica strutturale degli scatolari.

### Tombinature rivi

Ai fini del calcolo è stato assunto un valore del coefficiente di scabrezza equivalente  $n$  pari a 0.02 per le opere in calcestruzzo e pari a 0.03 nel caso di alveo naturale con presenza di ciottoli e ghiaia, sezioni di forma sostanzialmente regolare, presenza di ostruzioni in alveo quali pile di ponti, basamenti di tralicci ecc., scarsa presenza di vegetazione.

Nelle verifiche sono assunti come idraulicamente adeguati i manufatti con un franco superiore a 0.5 m rispetto all'intradosso.

In tabella allegato A1 è riportata la tabella delle verifiche idrauliche in cui, per ciascuna sezione, sono indicate la tipologia, le caratteristiche geometriche, la portata, l'altezza di moto uniforme, il rapporto d'invaso, la velocità e il numero di Froude.

Per quanto riguarda i rivi oggetto di analisi il moto uniforme presenta caratteristiche di corrente veloce pertanto, a titolo cautelativo, i franchi di sicurezza sono stati valutati rispetto alle condizioni critiche.

La canalizzazione del Rio 1 ha un'altezza di 1.85 metri ed essendo la profondità critica pari a 0.9 metri, il franco idraulico risulta pari a 0.95 metri.

L'altezza del pelo libero in condizioni critiche al di sotto del ponte sul Rio Vaie, che presenta sezione con larghezza pari a 4.5 m e altezza 3 m, risulta pari 1.2; a tale profondità corrisponde un franco idraulico di 1.8 metri.

Tutti gli interventi risultano pertanto idraulicamente adeguati.

### Vasca di imbocco

La verifica della vasca di imbocco è stata effettuata ricercando la massima profondità della corrente nell'ipotesi peggiore di ostruzione della sezione di deflusso sino ad un'altezza di 1 m, corrispondente alla sommità dei profilati metallici.

L'ipotesi di completa ostruzione è assimilabile al caso di una briglia di altezza 1 m, con transizione attraverso lo stato critico in sommità.

La profondità critica della corrente per la portata di  $97 \text{ m}^3/\text{s}$  è pari a 3.17 m; in tali condizioni risulta pertanto un franco residuo di oltre 2 m rispetto alla sommità dei muri della vasca.

Il livello a monte dei profilati metallici risulta pari a circa 5.15 m, che garantisce pertanto il mantenimento del pelo libero al di sotto della sommità dei muri d'argine anche nel caso peggiore di completo recupero del carico cinetico a monte.

La vasca risulta pertanto ampiamente verificata da un punto di vista idraulico.

## **8.3. Verifiche idrauliche globali**

Le verifiche di tipo esteso hanno riguardato il rio Traversa per il tratto sino alla SP 163 della Castagnola. Le informazioni di carattere topografico ai fini della verifica sono state desunte da un rilievo piano altimetrico dell'alveo e delle aree adiacenti eseguito nell'ambito del progetto generale.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 14 di 16</span>

Lungo l'asta del corso d'acqua sono state individuate una serie di sezioni, numerate dalla 0 alla 28, in funzione delle caratteristiche plano altimetriche del fondo. Nelle sezioni di calcolo del profilo quale quota di riferimento della sommità degli argini è stata assunta, quando presente, quella del piano viabile delle strade adiacenti.

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di sponde infinite qualora il livello di piena superi le quote di sommità arginali.

Ai fini del calcolo è stato assunto un valore del coefficiente di scabrezza equivalente  $n$  pari a 0.02 per le opere in calcestruzzo e per il tubo tipo Finsider e pari a 0.03 nel caso di alveo naturale con presenza di ciottoli e ghiaia, sezioni di forma sostanzialmente regolare, presenza di ostruzioni in alveo quali pile di ponti, basamenti di tralicci ecc., scarsa presenza di vegetazione.

A favore di sicurezza si è preferito integrare i profili di rigurgito per la sola corrente lenta da valle verso monte, imponendo come condizione al contorno la profondità critica nella sezione di valle e la profondità di moto uniforme nella sezione di monte, corrispondente allo sbocco del tratto tombinato.

Per il tratto di monte compreso tra le sezioni idrauliche 15 e 28, viene riportata la sola verifica idraulica di stato attuale poiché non sono previsti interventi che modifichino l'alveo del rio Traversa.

I risultati sono riassunti in forma numerica e grafica nei seguenti elaborati riportati in Allegato A1:

Stato attuale (sez. 1 – 28):

- Profilo di rigurgito (sez. 1-15) in scala 1:2500/1:200;
- Profilo di rigurgito (sez. 16-28) in scala 1:2500/1:200;
- Tabella riassuntiva dei risultati;
- Sezioni trasversali di calcolo in scala 1:200/1:150 con l'indicazione delle quote del pelo libero.

Stato di progetto provvisorio (sez. 1 - 15):

- Profilo di rigurgito in scala 1:2500/1:200;
- Tabella riassuntiva dei risultati;
- Sezioni trasversali di calcolo in scala 1:200/1:150 con l'indicazione delle quote del pelo libero.

Stato di progetto definitivo sez. (1 - 15):

- Profilo di rigurgito in scala 1:2500/1:200;
- Tabella riassuntiva dei risultati;
- Sezioni trasversali di calcolo in scala 1:200/1:150 con l'indicazione delle quote del pelo libero.

#### Stato attuale

Il deflusso della portata 200-ennale nel rio Traversa avviene con altezze del pelo libero comprese tra 2.1 m e 3.7 m e velocità comprese tra 3.1 e 4.6 m/s.

Nel tratto terminale le verifiche hanno evidenziato che la strada interpodereale in sponda destra risulta inondabile.

Il ponte provvisorio che collega le due sponde del rio Traversa risulta avere un franco rispetto alla portata 200-ennale pari a 0.6 m circa.

Nei tratti compresi fra le sezioni 17-24 e 26-28, le verifiche hanno evidenziato che la strada risulta inondabile.

#### Stato di progetto provvisorio

Il deflusso della portata 200-ennale nel rio Traversa avviene con altezze del pelo libero comprese tra 2.1 m e 4.2 m e velocità comprese tra 3.1 e 6.2 m/s.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00 <span style="float: right;">Foglio 15 di 16</span>

La tombinatura realizzata con tubazione tipo Armco Finsider in progetto risulta avere un franco rispetto alla portata 200-ennale di oltre 1 m.

#### Stato di progetto definitivo

Il deflusso della portata 200-ennale nel rio Traversa avviene con altezze del pelo libero comprese tra 2.1 m e 3.1 m e velocità comprese tra 3.1 e 5.3 m/s.

Lo scatolare in progetto risulta avere un franco rispetto alla portata 200-ennale di oltre 2 m. La quota della strada in progetto risulta ovunque superiore di 0.5 m rispetto al livello di piena 200-ennale.

### **8.4. Calcolo dell'erosione e dimensionamento delle opere di protezione**

Tutte le opere di protezione al fondo e spondali verranno realizzate con massi naturali cementati.

Con riferimento a quanto riportato al paragrafo 5.3, assumendo cautelativamente un valore della velocità critica pari alla velocità massima del tratto, pari a circa 5 m/s, risulta:

$d=(5/5)^2 = 1$  m, cui corrisponde un peso del singolo masso di circa 1.4 tonnellate.

Nel caso di massi cementati, assumendo  $k=8$ , si ottiene una diametro medio pari a circa 0.6 m, a cui corrisponde il peso minimo del singolo elemento pari a circa 300 kg.

### **8.5. Considerazioni idrauliche per la fase di cantiere**

Per quanto concerne la cantierizzazione delle opere sul rio Traversa si prevede di realizzare delle ture provvisorie che permettano l'intercettazione delle portate di magra realizzate con materiale sciolto eventualmente movimentabile da parte della corrente in caso di piena.

In particolare per l'intercettazione della portate di magra si prevede l'impiego di 2 pompe centrifughe autoadescanti su carrello per liquidi torbidi, fangosi e contenenti solidi che recapiteranno a due tubazioni con diametro De 500 mm con scarico a valle del tratto di torrente interessato dal cantiere.

Al fine di fornire una taglia indicativa delle pompe da prevedere è stata valutata la portata  $Q_{182}$ , che si verifica quindi per circa 6 mesi all'anno, mediante il metodo di regionalizzazione Simpo<sup>4</sup>.

Ai fini del calcolo sono stati assunti per la zona Appenninica (zona C) una superficie di bacino pari a 3 km<sup>2</sup>, un'altitudine media pari a 550 m s.l.m. e un afflusso medio annuo indicativo pari a 1500 mm a cui corrisponde una  $Q_{182}$  pari a 40 l/s.

In particolare si consiglia di prevedere due pompe entrambe con punto di funzionamento: portata 40 l/s e prevalenza pari a 15 m, tale da garantire il convogliamento della portata di magra alla tubazione di diametro pari a 500 mm.

Per quanto concerne la realizzazione dei guadi previsti nel tratto di monte della viabilità, poiché le operazioni previste di preparazione dell'alveo e posa degli scatolari comportano un'occupazione dell'alveo per tempi ridotti si ritiene che, operando in caso di condizioni meteo climatiche favorevoli, si possa operare mantenendo in una prima fase una parte dell'alveo esistente sgombrato realizzando le opere che interessano la sponda sinistra per

<sup>4</sup> "Studio e progettazione di massima delle sistemazioni idrauliche dell'asta principale del Po", Convenzione Magistrato per il Po/ S.I.M.P.O. - H.C. Hydrodataconsult, 1980/81.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00</p>	<p>Foglio 16 di 16</p>

poi deviare le portate di magra negli scatolari già posati in sinistra e operare preparando l'alveo e posando gli scatolari in sponda destra.

Trattandosi di un cantiere direttamente interferente con un corso d'acqua, si dovrà porre particolare attenzione alle condizioni meteorologiche ed al loro continuo aggiornamento al fine di ridurre al minimo i rischi connessi con un possibile evento di piena. L'impresa esecutrice dovrà quindi essere in continuo contatto con il settore di Protezione Civile ed Emergenze, allo scopo di essere aggiornata in tempo reale sul grado di allerta. In caso di allerta 2 dovranno essere interrotte tutte le attività, allontanate le maestranze, i mezzi e le attrezzature dall'alveo che potrebbero creare un ostacolo al deflusso della corrente.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00

**ALLEGATO A1**  
**VERIFICHE IDRAULICHE**



## ELENCO ELABORATI

### Verifiche puntuali

- Rio 1
- Rio di Vaie
- Guadi
- Vasca di imbocco

### Verifiche globali

- Stato attuale
  - Profilo di rigurgito
  - Tabella riassuntiva dei risultati
  - Sezioni trasversali di calcolo
- Stato di progetto provvisorio
  - Profilo di rigurgito
  - Tabella riassuntiva dei risultati
  - Sezioni trasversali di calcolo
- Stato di progetto definitivo
  - Profilo di rigurgito
  - Tabella riassuntiva dei risultati
  - Sezioni trasversali di calcolo

## Rio 1

### Scala di deflusso sezione rettangolare

Larghezza	B	3	m
Altezza sponde	H	1.85	m
Coefficiente di scabrezza di Manning	n	0.02	$m^{-1/3}s$
pendenza fondo	if	0.03	m/m

Altezza pelo libero Y [m]	Rapporto d'invaso Y/D [-]	Perimetro bagnato P [m]	Area A [m <sup>2</sup> ]	Raggio idraulico R [m]	Larghezza pelo libero b [m]	Portata Q [m <sup>3</sup> /s]	Velocità V [m/s]	Carico cinetico Hc [m]	Carico specifico H [m]	Numero di Froude Fr [-]
0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	3.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.19
0.20	0.11	3.40	0.60	0.18	3.00	1.63	2.72	0.378	0.578	1.95
0.40	0.22	3.80	1.20	0.32	3.00	4.82	4.02	0.822	1.222	2.03
0.60	0.32	4.20	1.80	0.43	3.00	8.86	4.92	1.235	1.835	2.03
0.80	0.43	4.60	2.40	0.52	3.00	13.47	5.61	1.606	2.406	2.00
1.00	0.54	5.00	3.00	0.60	3.00	18.48	6.16	1.934	2.934	1.97
1.20	0.65	5.40	3.60	0.67	3.00	23.79	6.61	2.226	3.426	1.93
1.40	0.76	5.80	4.20	0.72	3.00	29.33	6.98	2.486	3.886	1.88
1.60	0.86	6.20	4.80	0.77	3.00	35.05	7.30	2.717	4.317	1.84
1.80	0.97	6.60	5.40	0.82	3.00	40.91	7.58	2.925	4.725	1.80
1.85	1.00	6.70	5.55	0.83	3.00	42.39	7.64	2.974	4.824	1.79

### Determinazione profondità critica

Q	7.8	$m^3/s$
Yc	0.9	m

## Rio Vaie - ponte

### Scala di deflusso sezione rettangolare

Larghezza	B	4.5	m
Altezza sponde	H	3	m
Coefficiente di scabrezza di Manning	n	0.03	$m^{-1/3}s$
pendenza fondo	if	0.1	m/m

Altezza pelo libero Y [m]	Rapporto d'invaso Y/D [-]	Perimetro bagnato P [m]	Area A [m <sup>2</sup> ]	Raggio idraulico R [m]	Larghezza pelo libero b [m]	Portata Q [m <sup>3</sup> /s]	Velocità V [m/s]	Carico cinetico Hc [m]	Carico specifico H [m]	Numero di Froude Fr [-]
0.00	0.00	4.50	0.00	0.00	4.50	0.000	0.00	0.000	0.000	0.49
0.50	0.17	5.50	2.25	0.41	4.50	13.07	5.81	1.720	2.220	2.62
0.75	0.25	6.00	3.38	0.56	4.50	24.24	7.18	2.630	3.380	2.65
1.00	0.33	6.50	4.50	0.69	4.50	37.12	8.25	3.468	4.468	2.63
1.25	0.42	7.00	5.63	0.80	4.50	51.25	9.11	4.231	5.481	2.60
1.50	0.50	7.50	6.75	0.90	4.50	66.33	9.83	4.921	6.421	2.56
1.75	0.58	8.00	7.88	0.98	4.50	82.14	10.43	5.546	7.296	2.52
2.00	0.67	8.50	9.00	1.06	4.50	98.55	10.95	6.112	8.112	2.47
2.25	0.75	9.00	10.13	1.13	4.50	115.45	11.40	6.626	8.876	2.43
2.50	0.83	9.50	11.25	1.18	4.50	132.74	11.80	7.095	9.595	2.38
2.75	0.92	10.00	12.38	1.24	4.50	150.36	12.15	7.524	10.274	2.34
3.00	1.00	10.50	13.50	1.29	4.50	168.26	12.46	7.917	10.917	2.30

### Determinazione profondità critica

Q	19.3	m <sup>3</sup> /s
Yc	1.2	m

## Dimensionamento guadi

Coefficiente di portata:  $\mu = 0.61$

Area della luce  $S = 0.6 \text{ m}$

Battente rispetto al baricentro della luce  $h = 0.7 \text{ m}$

Portata  $Q = 1.36 \text{ m}^3/\text{s}$

### Guado rio Traversa

numero tubazioni  $= 5$

Portata totale  $Q_{\text{tot}} = 6.78 \text{ m}^3/\text{s}$

### Guado affluente

numero tubazioni  $= 2$

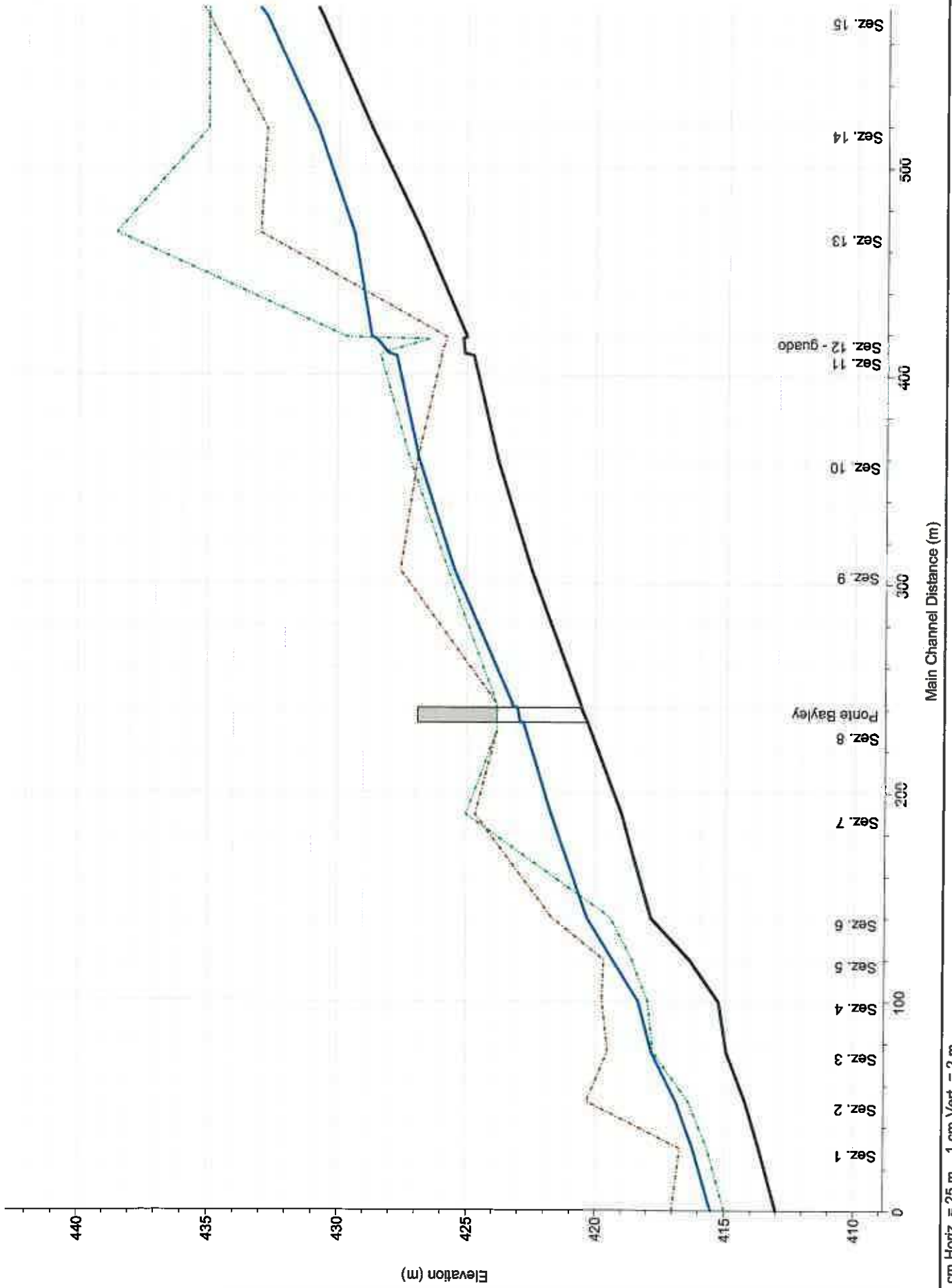
Portata totale  $Q_{\text{tot}} = 2.71 \text{ m}^3/\text{s}$

## Verifica vasca di sedimentazione

sezioni di calcolo		1 - travi	2 - monte
quota fondo	$z_f$ [m]	423.33	422.33
larghezza sezione	B [m]	5.5	5.5
portata	Q [ $m^3/s$ ]	97	97
battente idrico	y [m]	3.17	5.15
quota pelo libero	$z_{pl}$ [m]	426.5	427.48
velocità	v [ $m/s$ ]	5.56	3.42
numero di Froude	Fr -	1.00	0.48
carico totale	H [m]	428.08	428.08

Rio Traversa Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

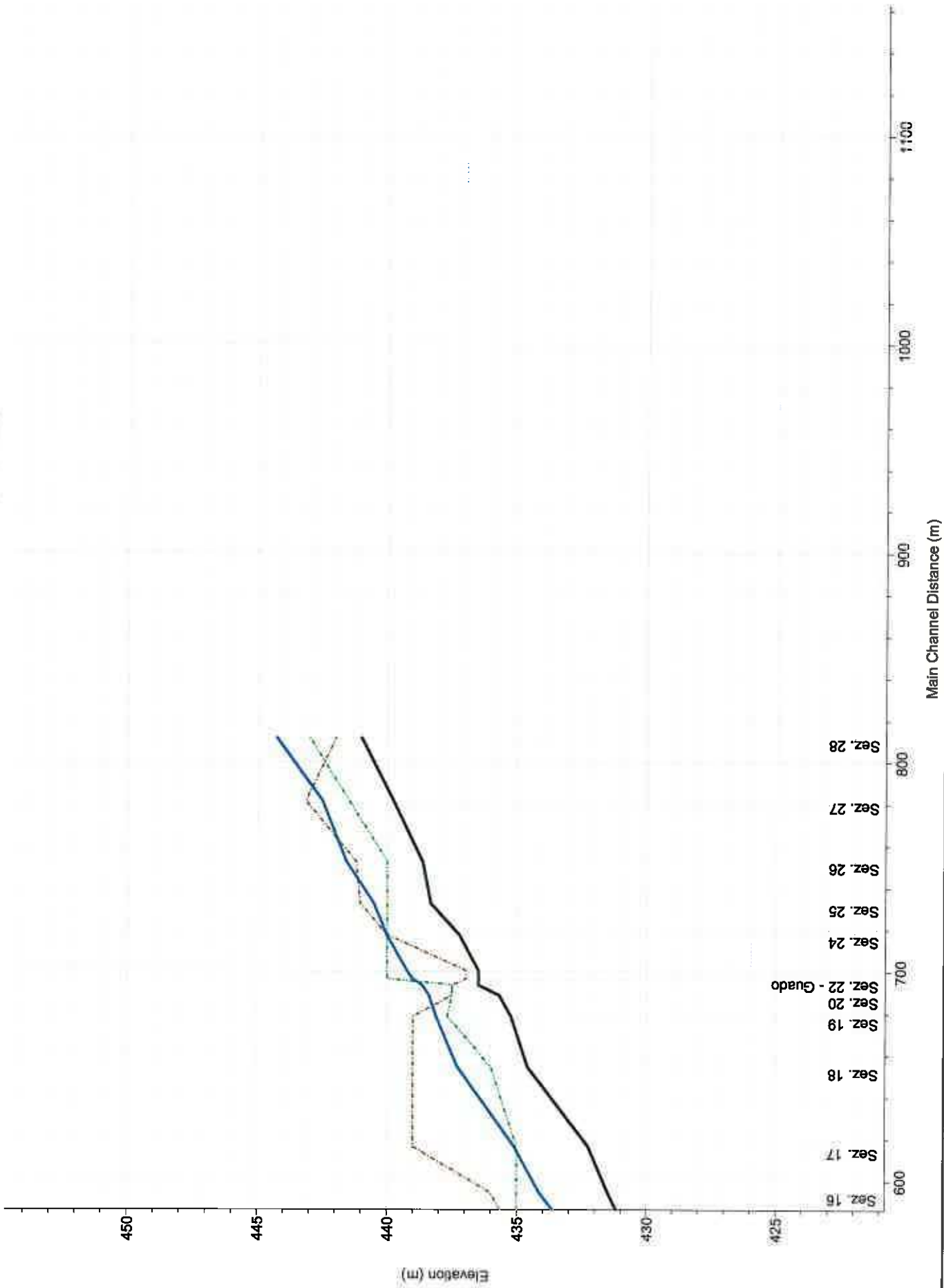
Legend
P.I. T 200
Fondo alveo
Argine sinistro
Argine destro



1 cm Horiz. = 25 m 1 cm Vert. = 2 m

Rio Traversa Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

- Legend**
- P.I. T 200
  - Fondo alveo
  - Argine sinistro
  - Argine destro

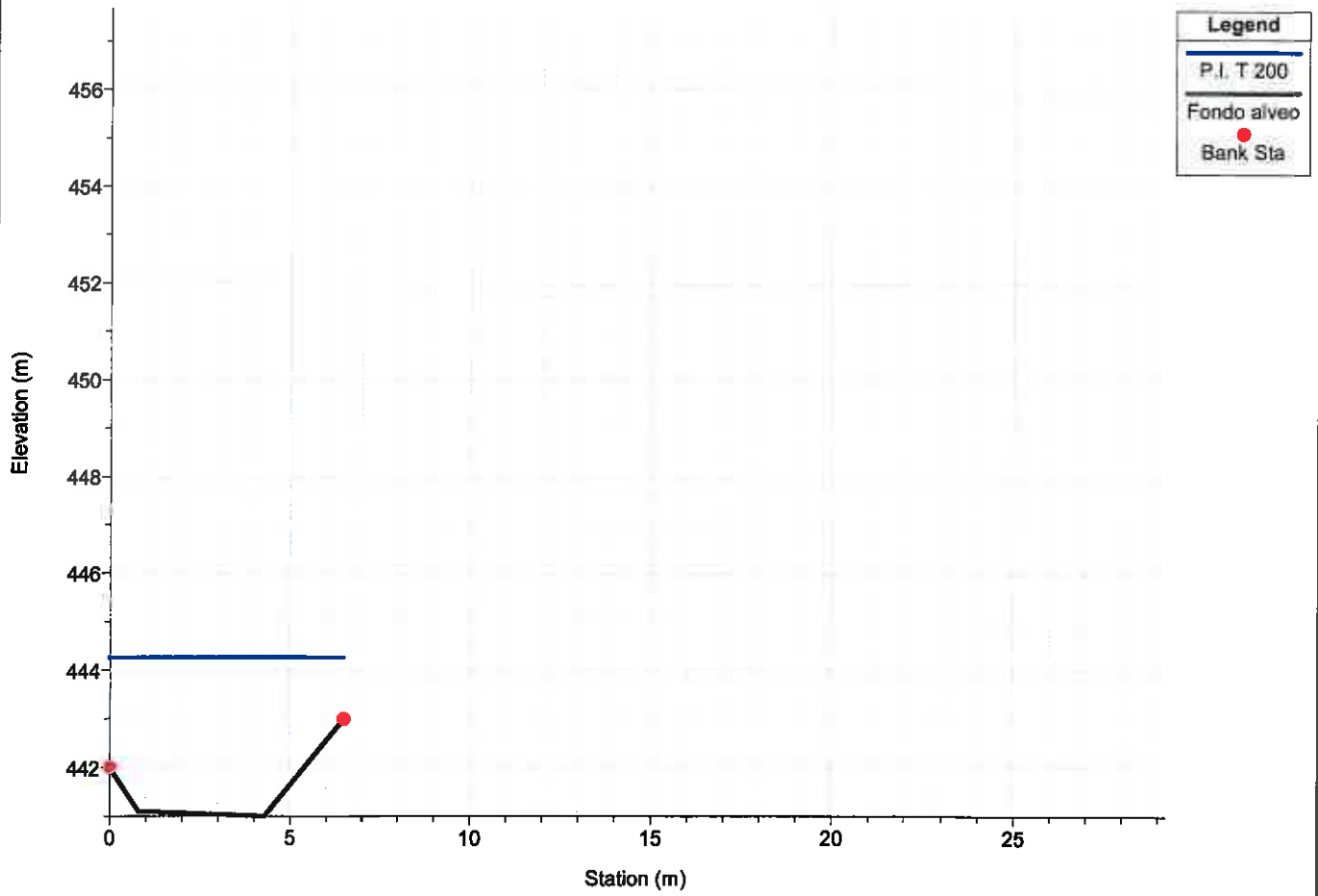


1 cm Horiz. = 25 m 1 cm Vert. = 2 m

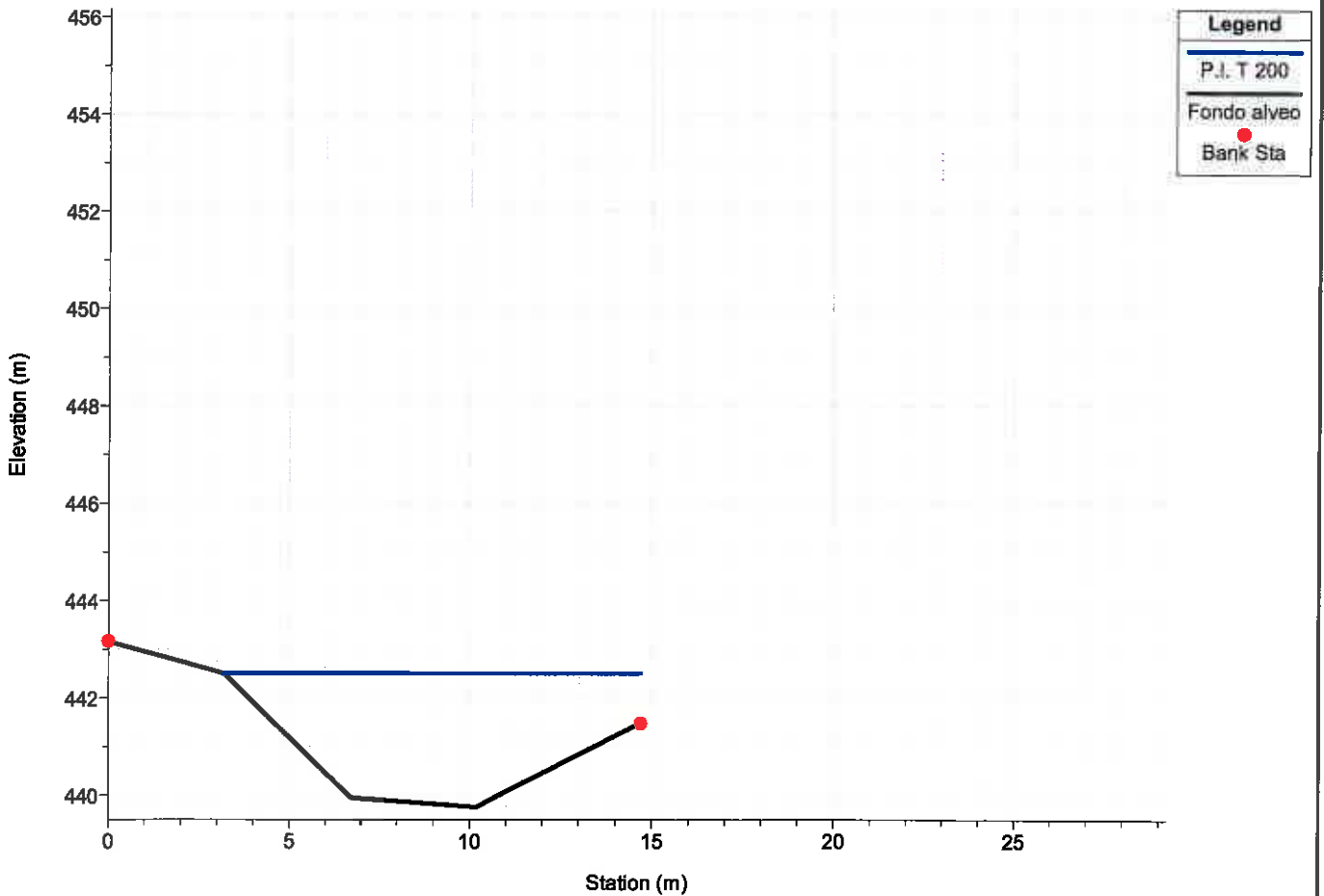


Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len (m)	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	LOB Elev (m)	ROB Elev (m)	W S Elev (m)	Hydr Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	E G Elev (m)	Vel (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
traversa	28	T 200	811.40	97.00	441.00	442.00	443.00	444.27	2.84	3.27	445.68	5.26	18.43	6.50	1.00
traversa	27	T 200	781.40	97.00	439.76	443.16	441.48	442.50	1.93	2.74	443.48	4.37	22.21	11.52	1.00
traversa	26	T 200	752.40	97.00	438.64	441.20	440.00	441.57	1.17	2.93	442.16	3.38	28.74	24.95	1.00
traversa	25	T 200	732.40	97.00	438.32	441.04	440.00	440.51	1.27	2.19	441.15	3.55	27.31	21.48	1.01
traversa	24	T 200	717.40	97.00	437.22	440.00	440.00	440.02	2.08	2.80	440.21	1.92	50.61	24.30	0.42
traversa	23	T 200	700.40	97.00	436.49	436.98	440.00	439.24	2.28	2.75	440.09	4.09	23.72	10.38	0.86
traversa	22	T 200	686.40	97.00	436.47	436.95	440.00	439.01	2.06	2.54	440.04	4.49	21.60	10.52	1.00
traversa	21	T 200	683.40	97.00	436.49	437.50	437.50	438.65	1.86	2.16	439.45	4.57	22.75	12.20	1.00
traversa	20	T 200	688.40	97.00	435.67	437.50	437.50	438.39	2.12	2.72	439.45	4.57	22.25	11.55	1.00
traversa	19	T 200	678.40	97.00	435.22	439.00	437.68	436.12	1.93	2.90	439.08	4.36	22.25	11.55	1.00
traversa	18	T 200	654.40	97.00	434.58	439.00	436.00	437.29	1.83	2.71	438.21	4.26	22.79	12.43	1.00
traversa	17	T 200	616.40	97.00	432.25	439.00	435.00	435.09	1.43	2.84	435.82	3.77	25.72	18.04	1.01
traversa	16	T 200	594.40	97.00	431.50	436.00	435.00	434.13	1.89	2.63	435.08	4.31	22.50	11.89	1.00
traversa	15	T 200	572.40	97.00	430.63	435.00	435.00	432.77	1.78	2.14	433.66	4.18	23.21	13.06	1.00
traversa	14	T 200	518.40	97.00	428.70	432.74	435.00	430.77	1.70	2.07	431.82	4.09	23.74	13.97	1.00
traversa	13	T 200	468.40	97.00	426.76	433.00	438.55	429.38	1.88	2.62	430.32	4.31	22.52	11.89	1.00
traversa	12.1	T 200	418.40	97.00	425.00	425.79	429.65	428.70	2.63	3.70	429.20	3.12	31.04	11.90	0.61
traversa	12	T 200	417.40	97.00	425.15	425.79	428.47	428.50	2.99	3.35	429.17	3.64	26.63	8.90	0.67
traversa	11.1	T 200	410.40	97.00	425.09	426.00	428.35	428.03	2.12	2.94	429.09	4.56	21.25	10.03	1.00
traversa	11	T 200	408.40	97.00	424.73	426.00	428.35	427.73	2.18	3.00	428.82	4.63	20.97	9.64	1.00
traversa	10	T 200	359.40	97.00	423.78	426.93	427.20	426.84	2.03	3.06	427.86	4.48	21.67	10.96	1.00
traversa	9	T 200	306.40	97.00	422.46	427.57	425.71	425.45	1.87	2.99	428.41	4.34	22.37	11.95	1.01
traversa	8.3	T 200	242.40	97.00	420.56	423.79	423.79	423.19	2.03	2.62	424.00	4.01	24.21	11.95	0.90
traversa	8.2	T 200	241.40	97.00	420.53	423.79	423.79	423.20	2.06	2.67	423.99	3.93	24.68	11.99	0.87
traversa	8.15	Bridge													
traversa	8.1	T 200	233.40	97.00	420.29	423.79	423.79	422.77	1.96	2.48	423.76	4.40	22.03	11.25	1.00
traversa	8	T 200	229.40	97.00	420.17	423.79	423.79	422.67	1.98	2.50	423.66	4.41	22.01	11.12	1.00
traversa	7	T 200	189.40	97.00	418.97	424.65	425.00	421.70	1.70	2.73	422.56	4.12	23.55	13.87	1.01
traversa	6	T 200	140.00	97.00	417.87	421.67	419.41	420.31	1.79	2.44	421.22	4.22	22.97	12.83	1.01
traversa	5	T 200	120.00	97.00	416.35	419.66	418.58	419.33	1.54	2.98	420.11	3.91	24.81	16.12	1.01
traversa	4	T 200	100.00	97.00	415.24	419.72	417.98	418.33	1.70	3.09	419.20	4.13	23.48	13.79	1.01
traversa	3	T 200	76.00	97.00	414.94	419.51	417.77	417.83	1.53	2.89	418.60	3.80	24.90	16.29	1.01
traversa	2	T 200	52.00	97.00	414.19	420.32	416.38	416.86	1.65	2.67	417.69	4.04	23.98	14.53	1.01
traversa	1	T 200	30.00	97.00	413.67	416.71	415.66	416.21	1.75	2.54	417.09	4.16	23.32	13.35	1.00
traversa	0	T 200		97.00	413.00	417.00	415.00	415.51	1.74	2.51	416.39	4.15	23.35	13.44	1.01

Rio Traversa  
Sez. 28 Stato attuale - Q = 97 m³/s

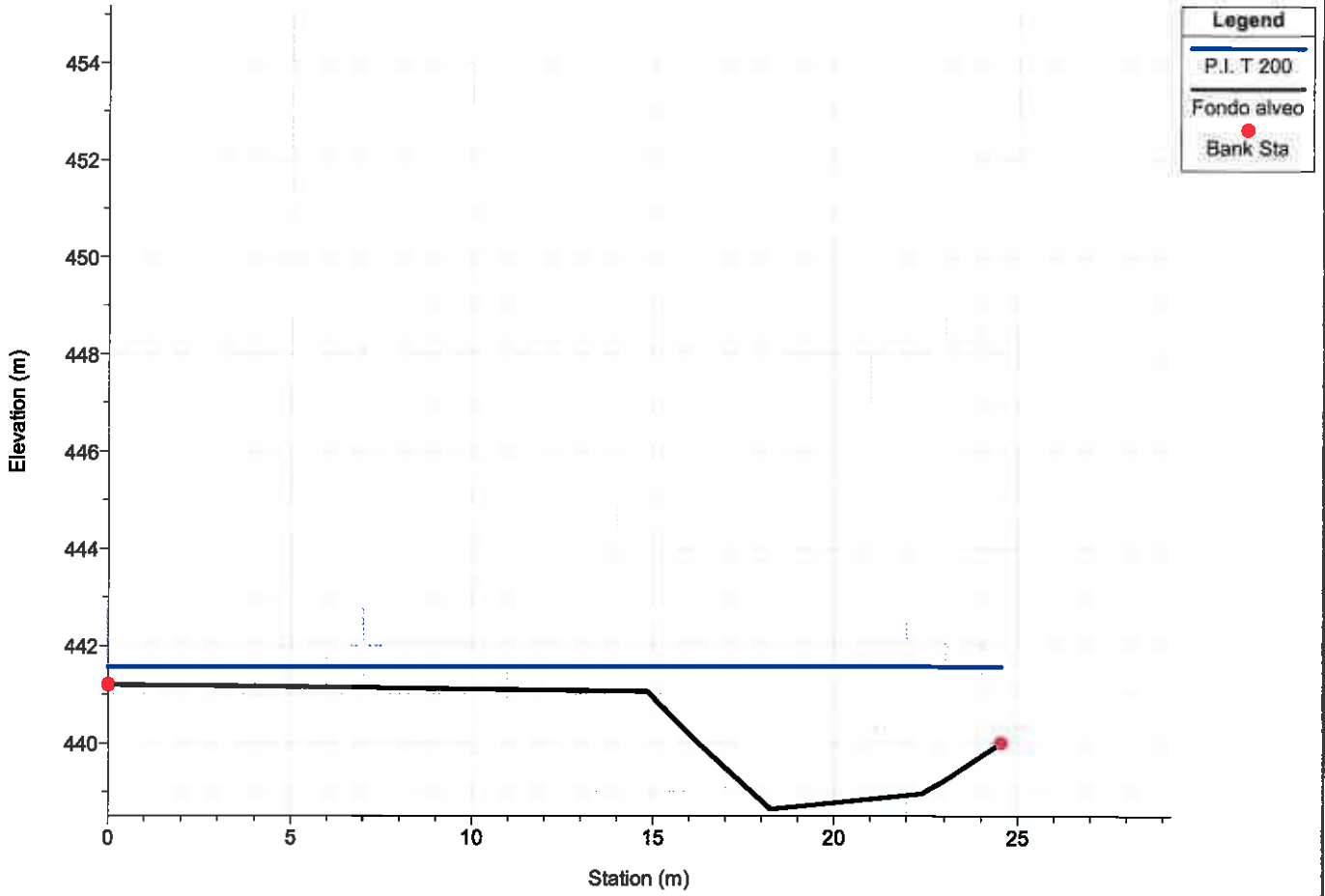


Rio Traversa  
Sez. 27 Stato attuale - Q = 97 m³/s

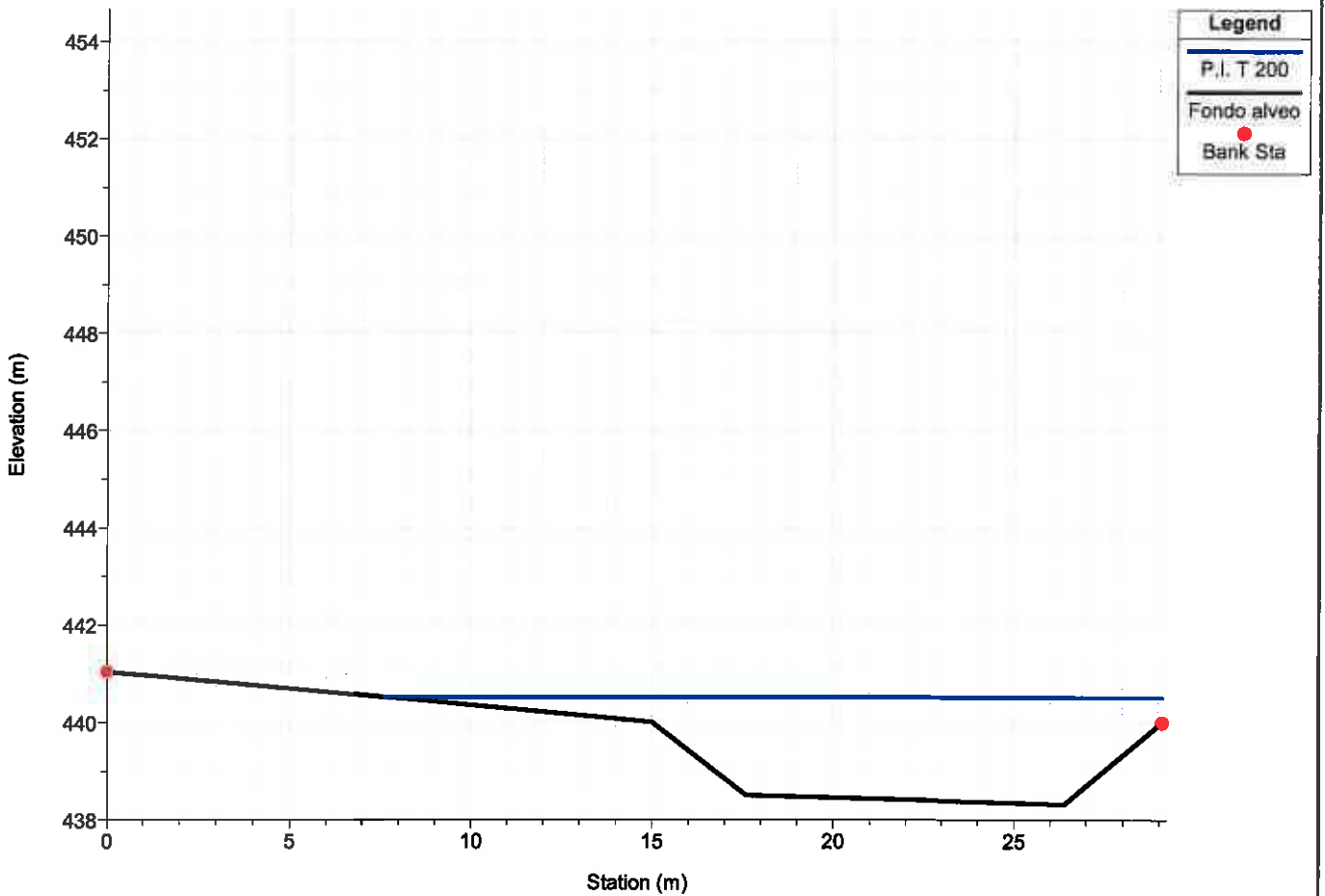


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 26 Stato attuale - Q = 97 m³/s

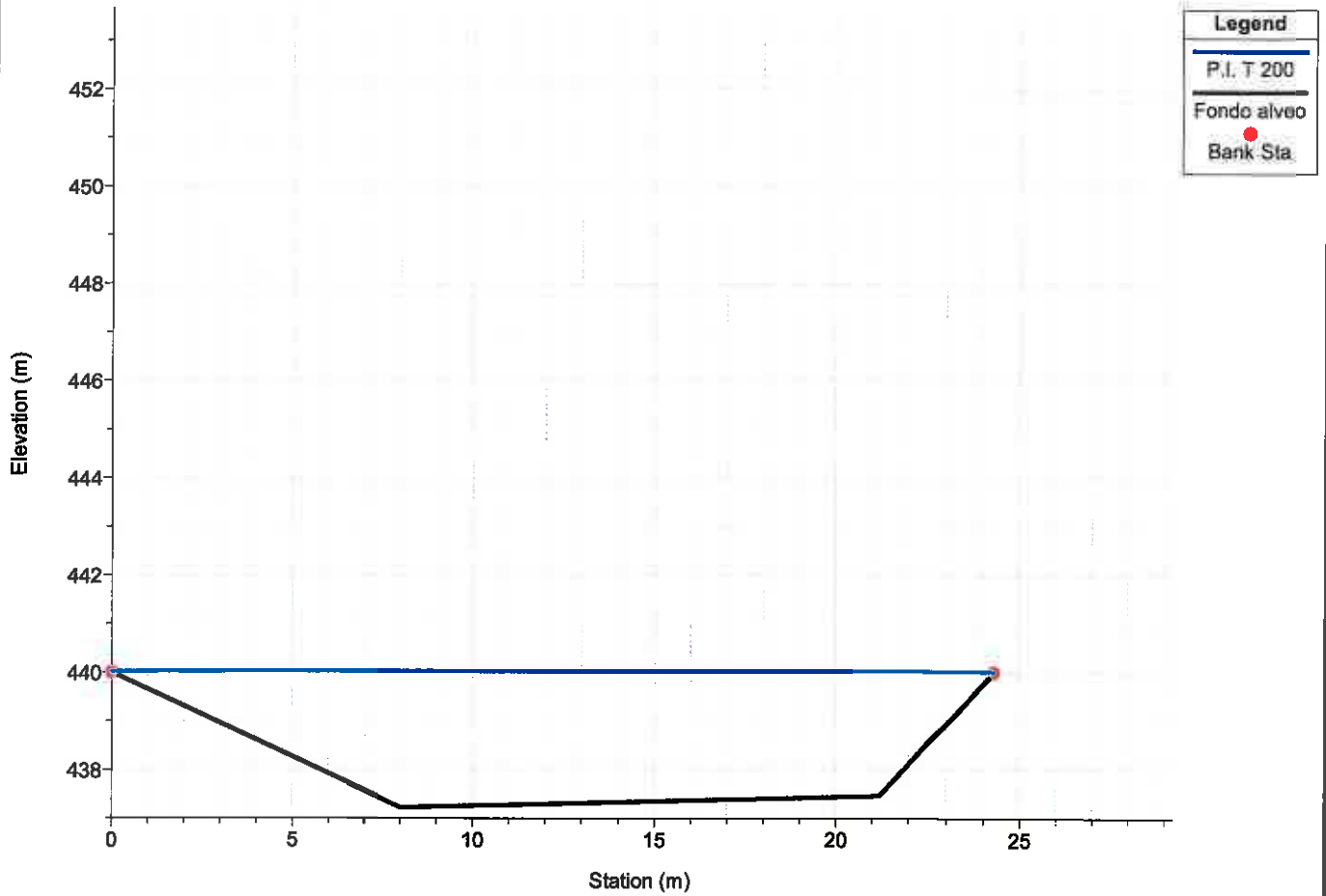


Rio Traversa  
Sez. 25 Stato attuale - Q = 97 m³/s

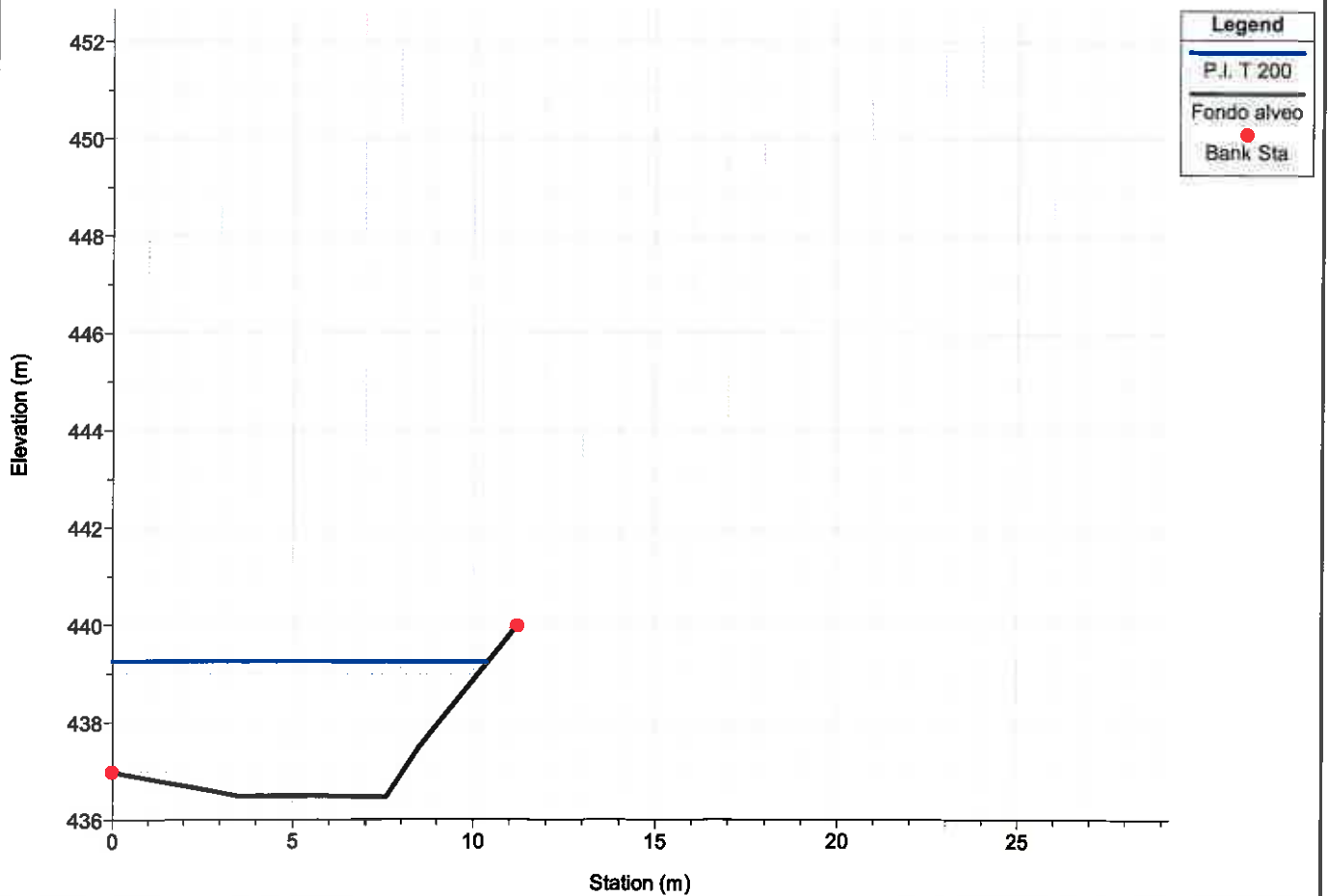


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 24 Stato attuale - Q = 97 m³/s

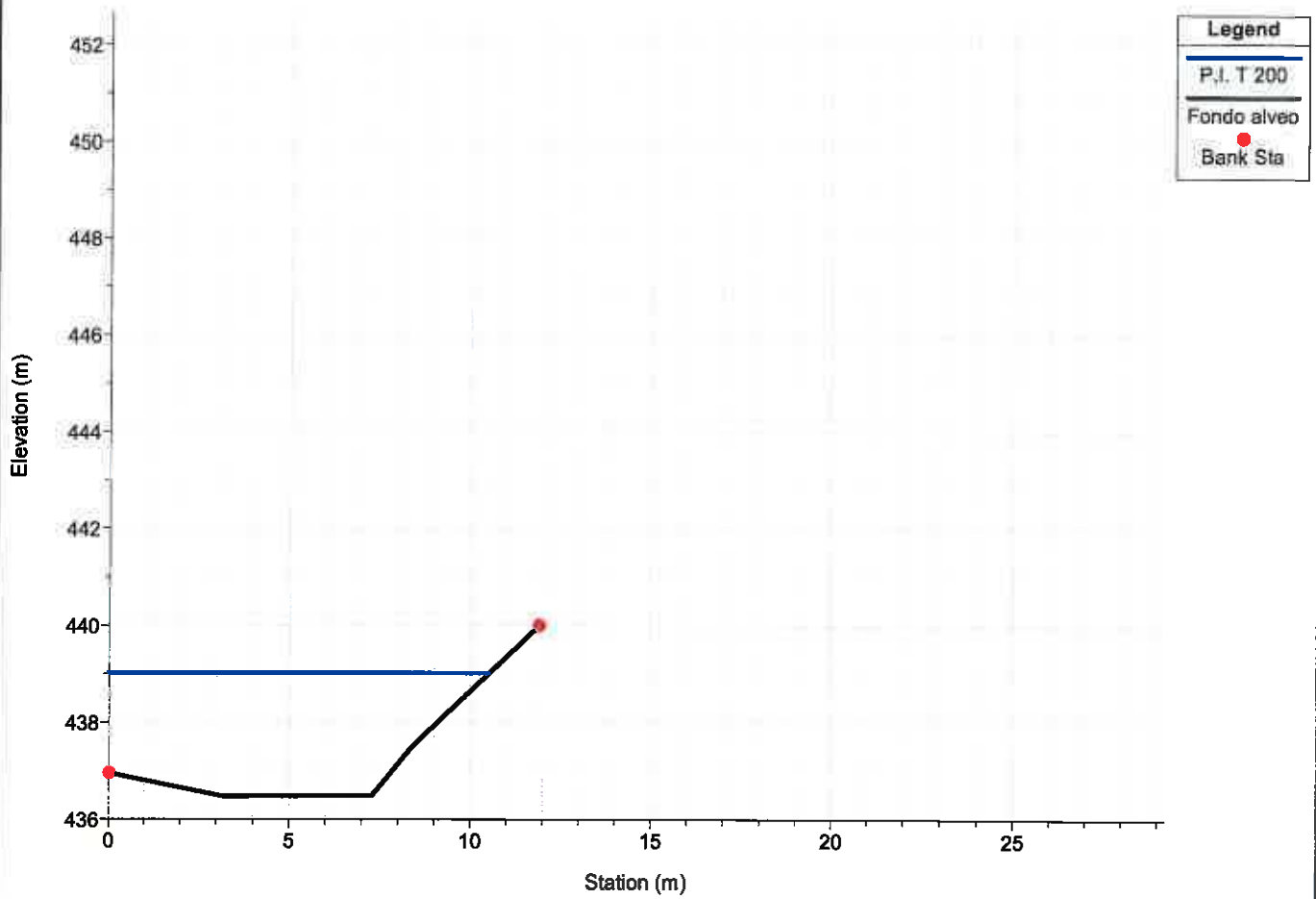


Rio Traversa  
Sez. 23 Stato attuale - Q = 97 m³/s

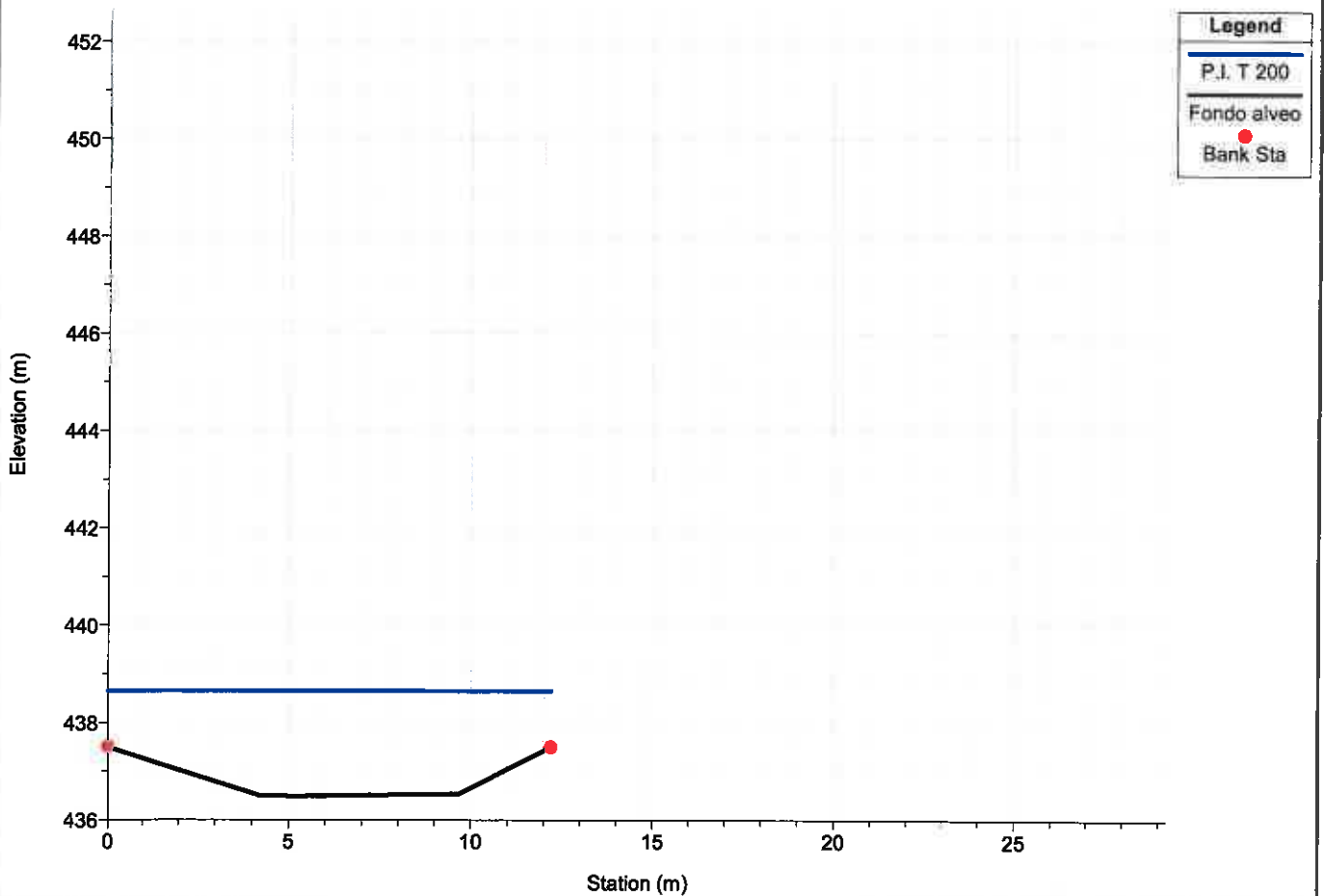


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 22 - Guado Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

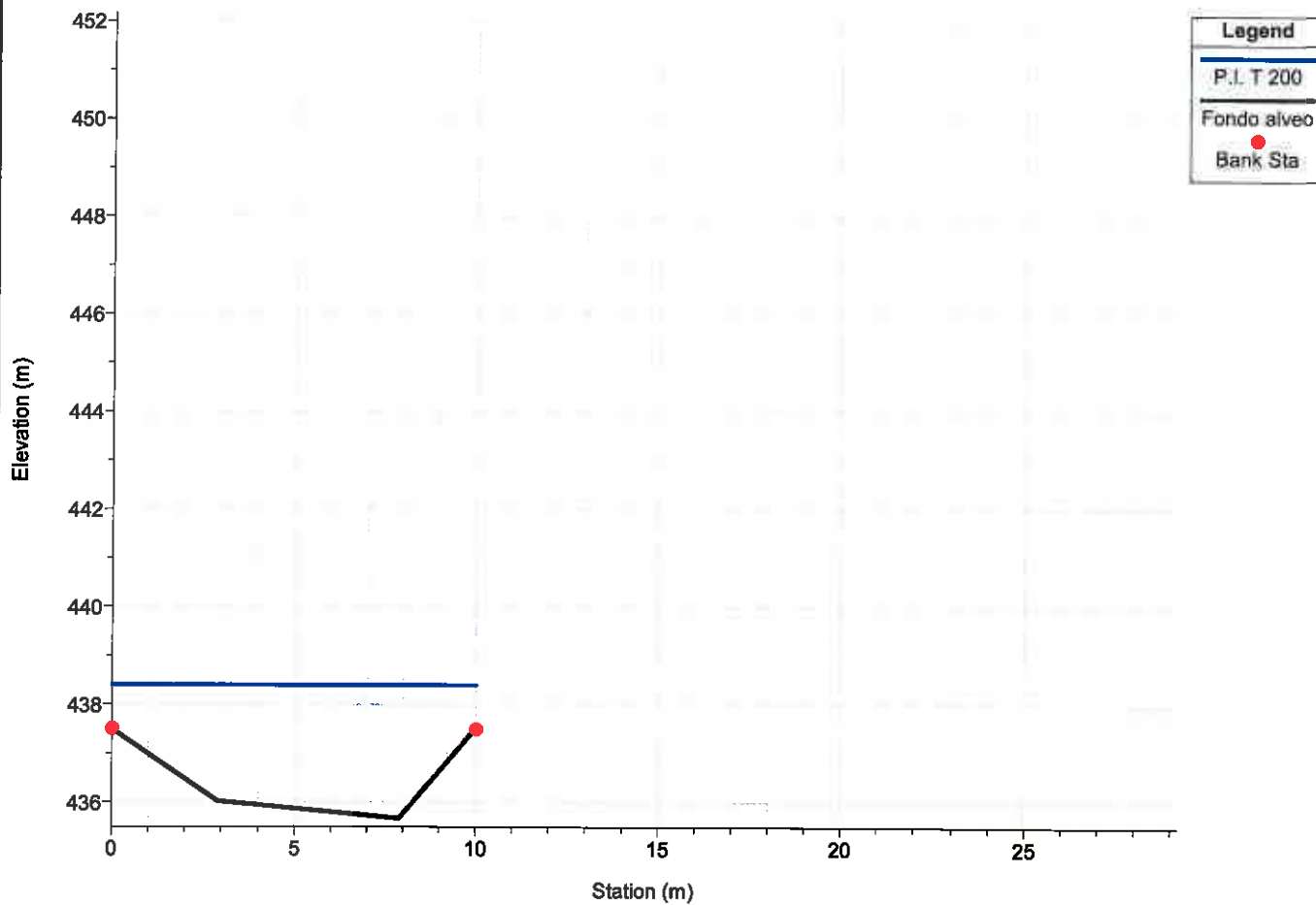


Rio Traversa  
Sez. 21 - Guado Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

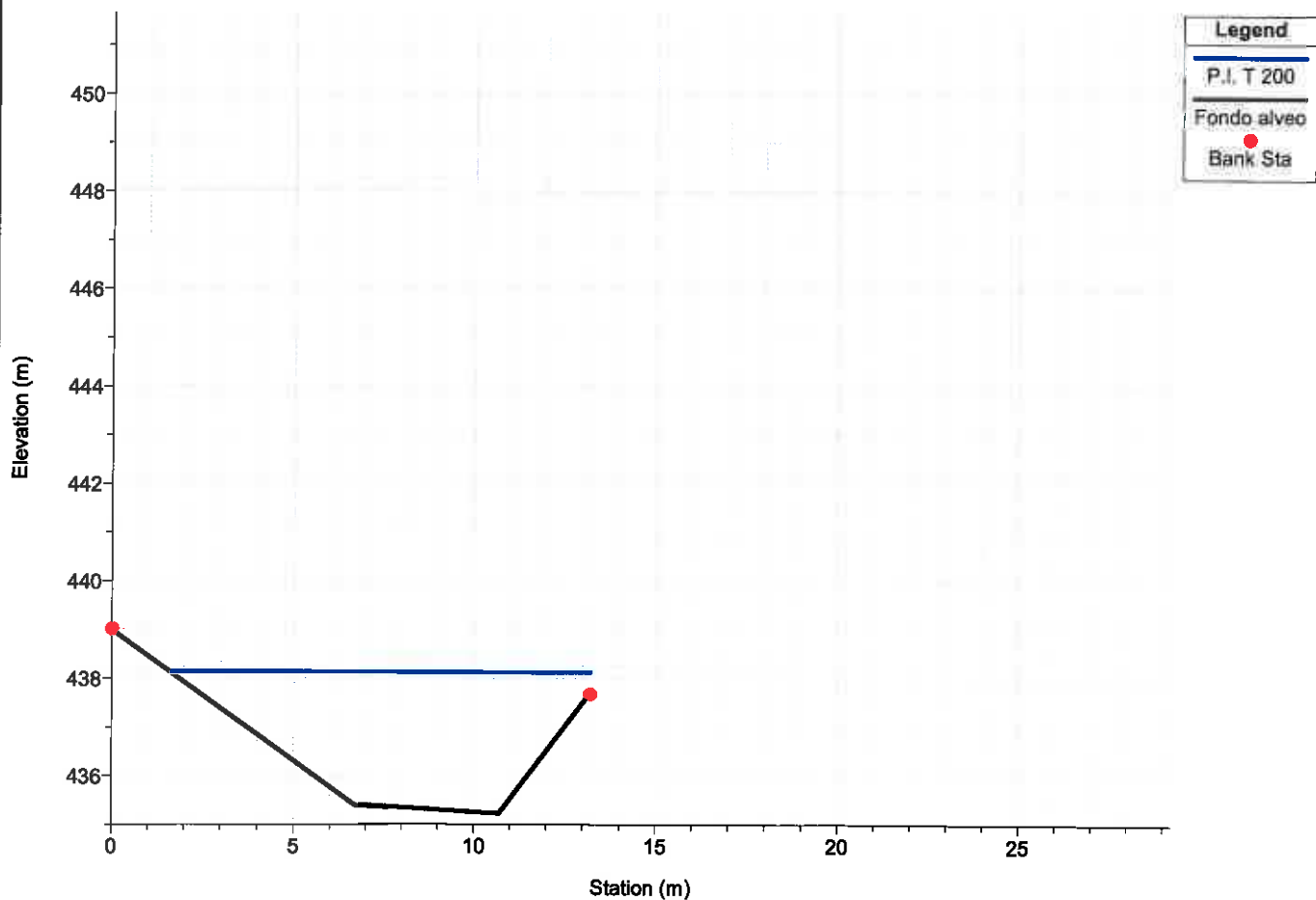


1 cm Horiz. = 2 m. 1 cm Vert. = 1.5 m.

Rio Traversa  
Sez. 20 Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

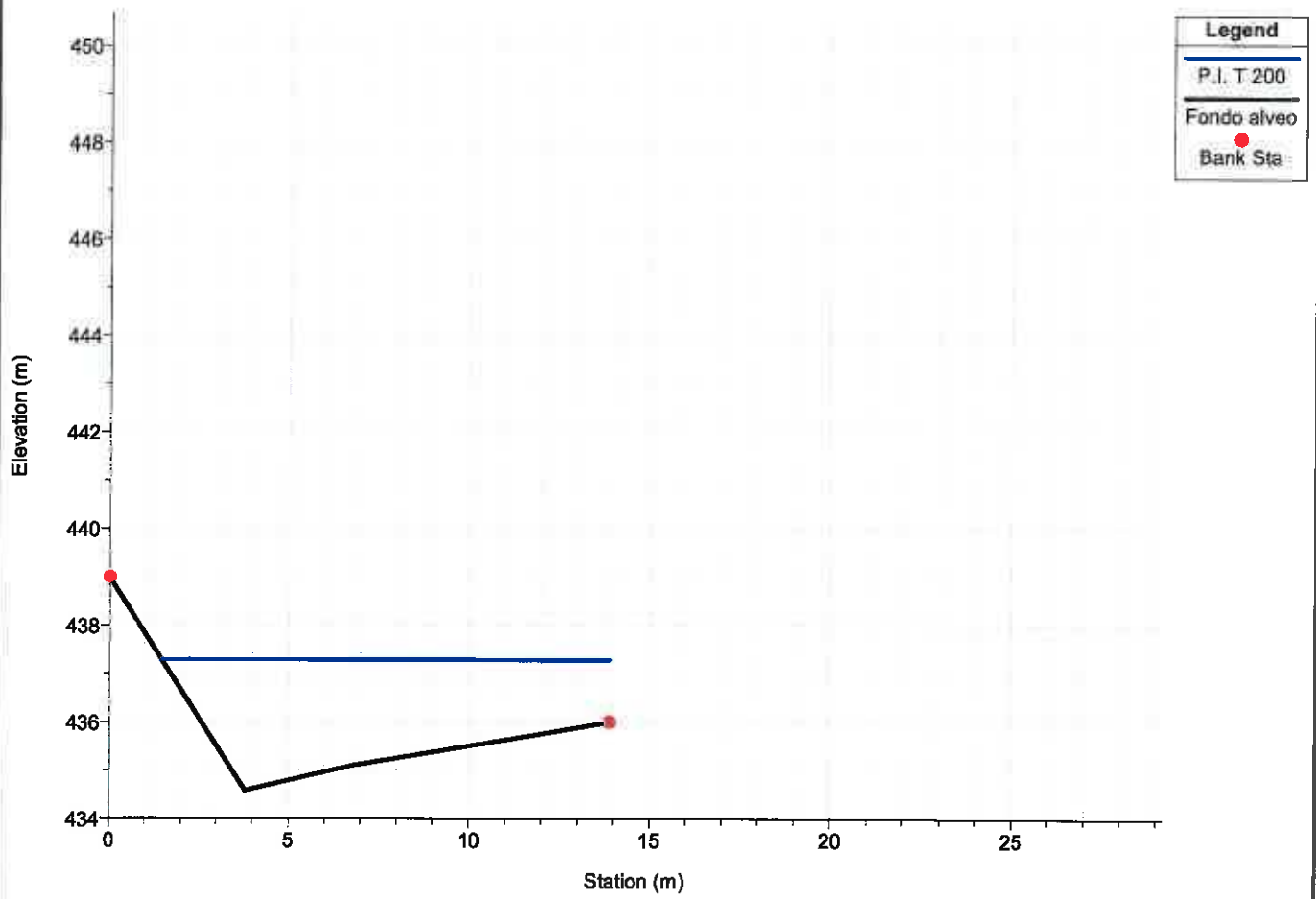


Rio Traversa  
Sez. 19 Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

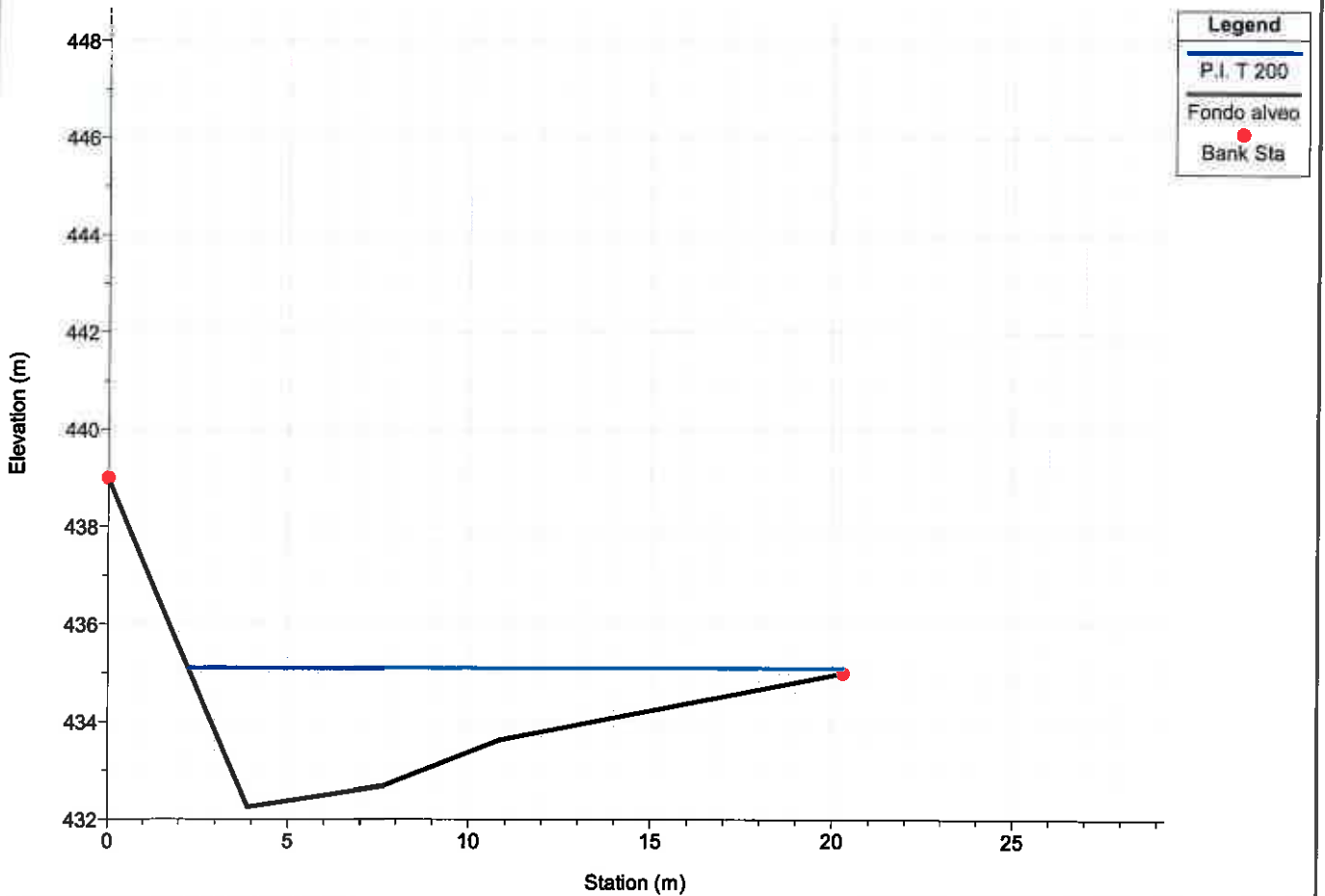


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 18 Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

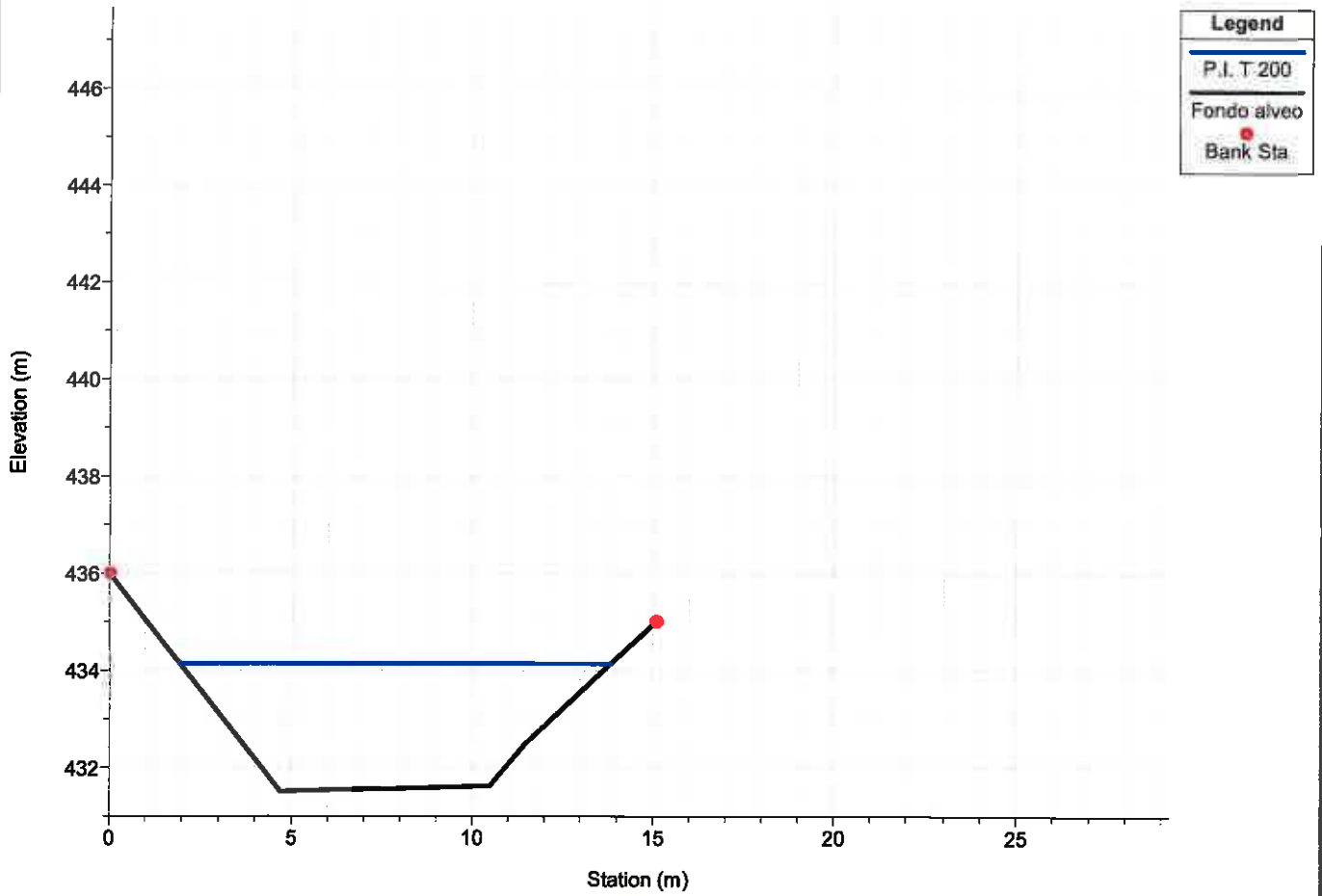


Rio Traversa  
Sez. 17 Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

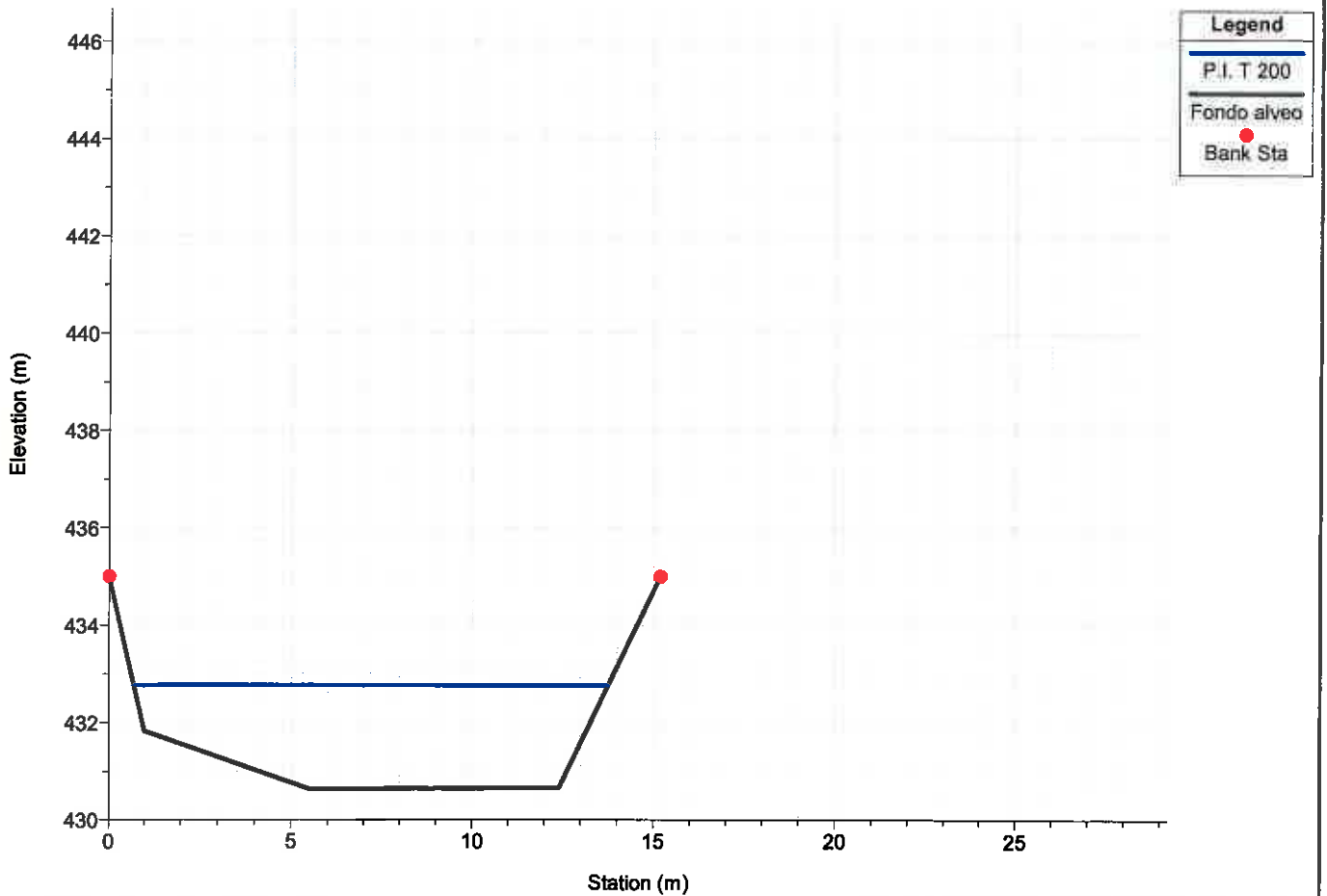


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 16 Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s



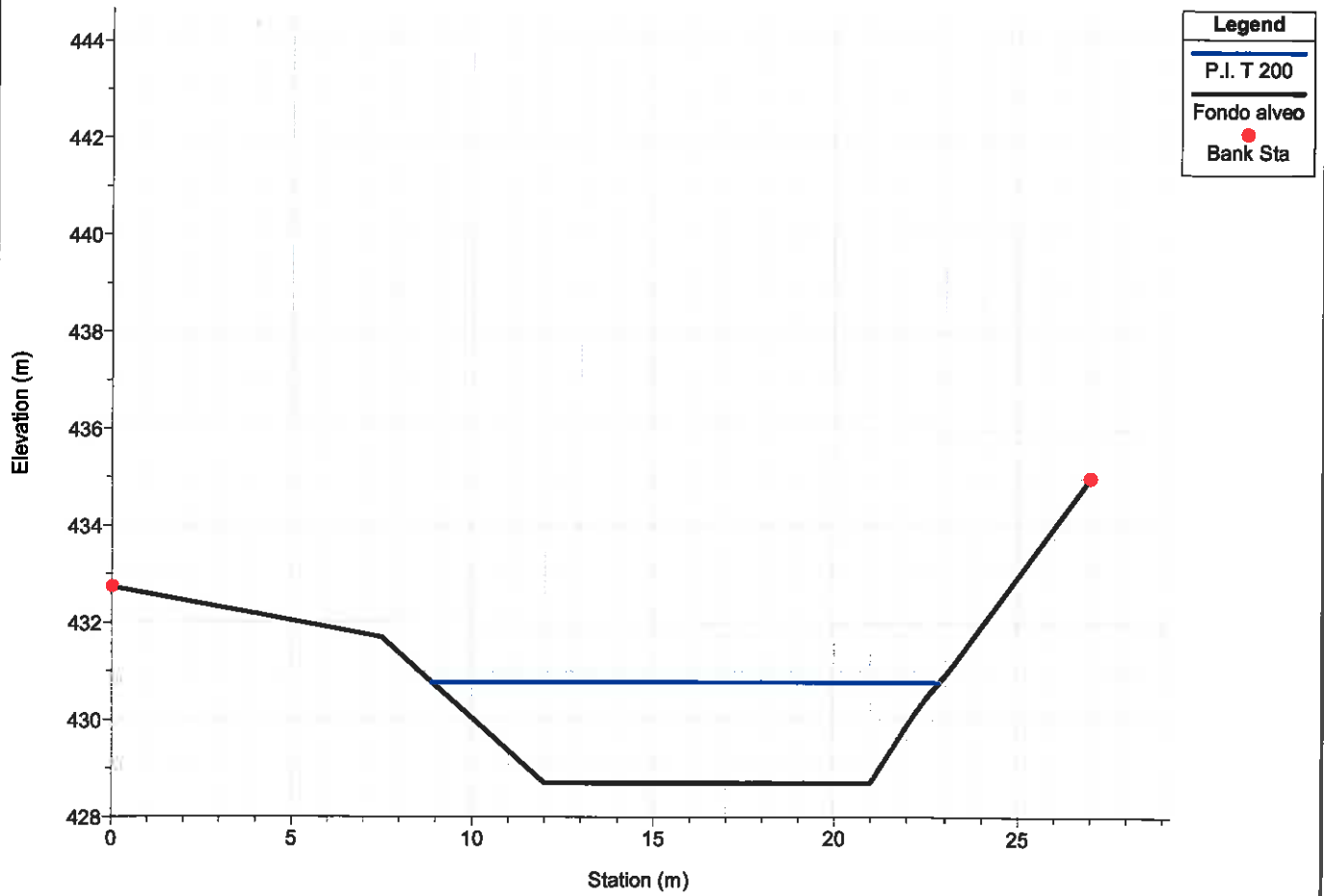
Rio Traversa  
Sez. 15 Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s



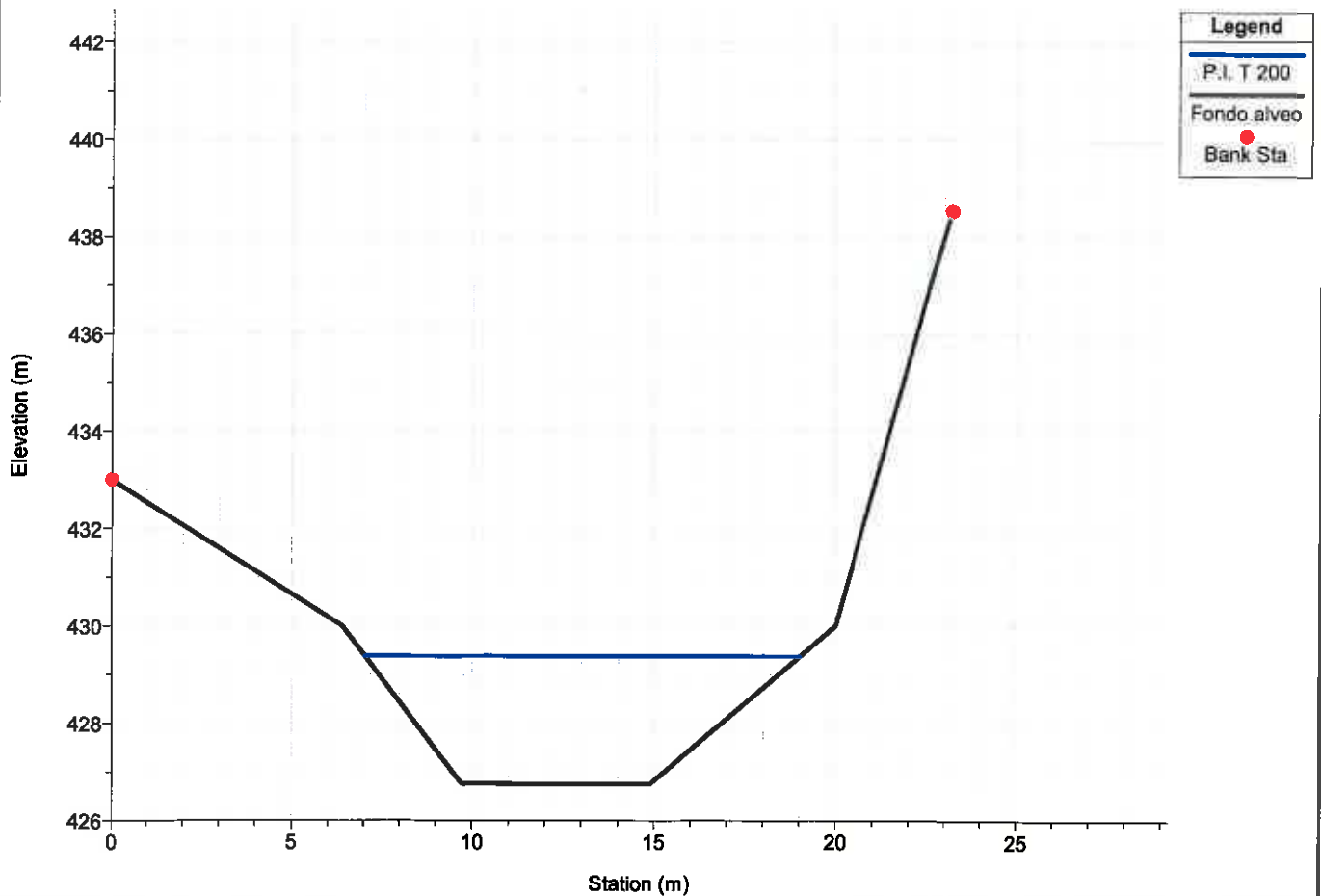
1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m



Rio Traversa  
Sez. 14 Stato attuale - Q = 97 m³/s

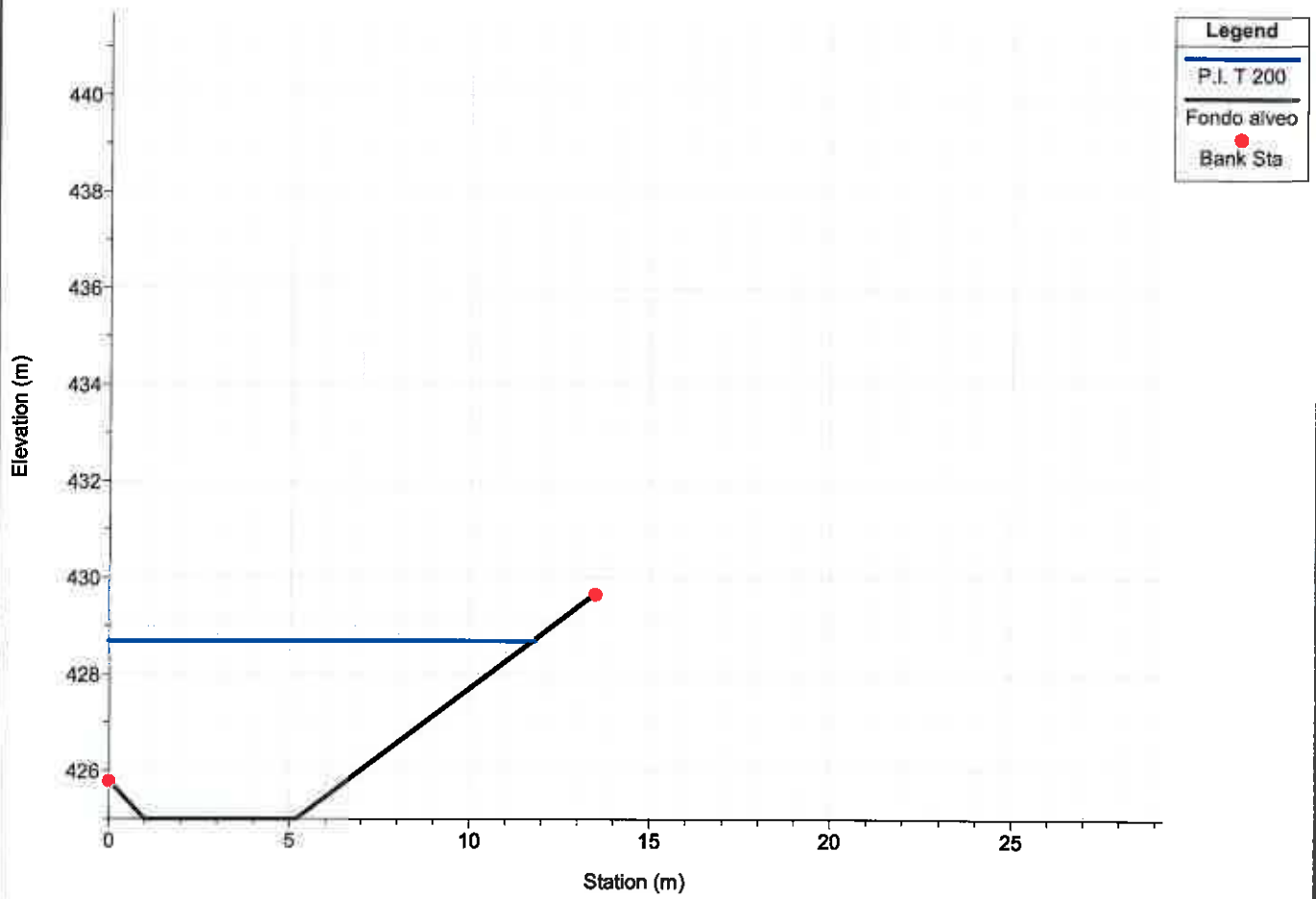


Rio Traversa  
Sez. 13 Stato attuale - Q = 97 m³/s

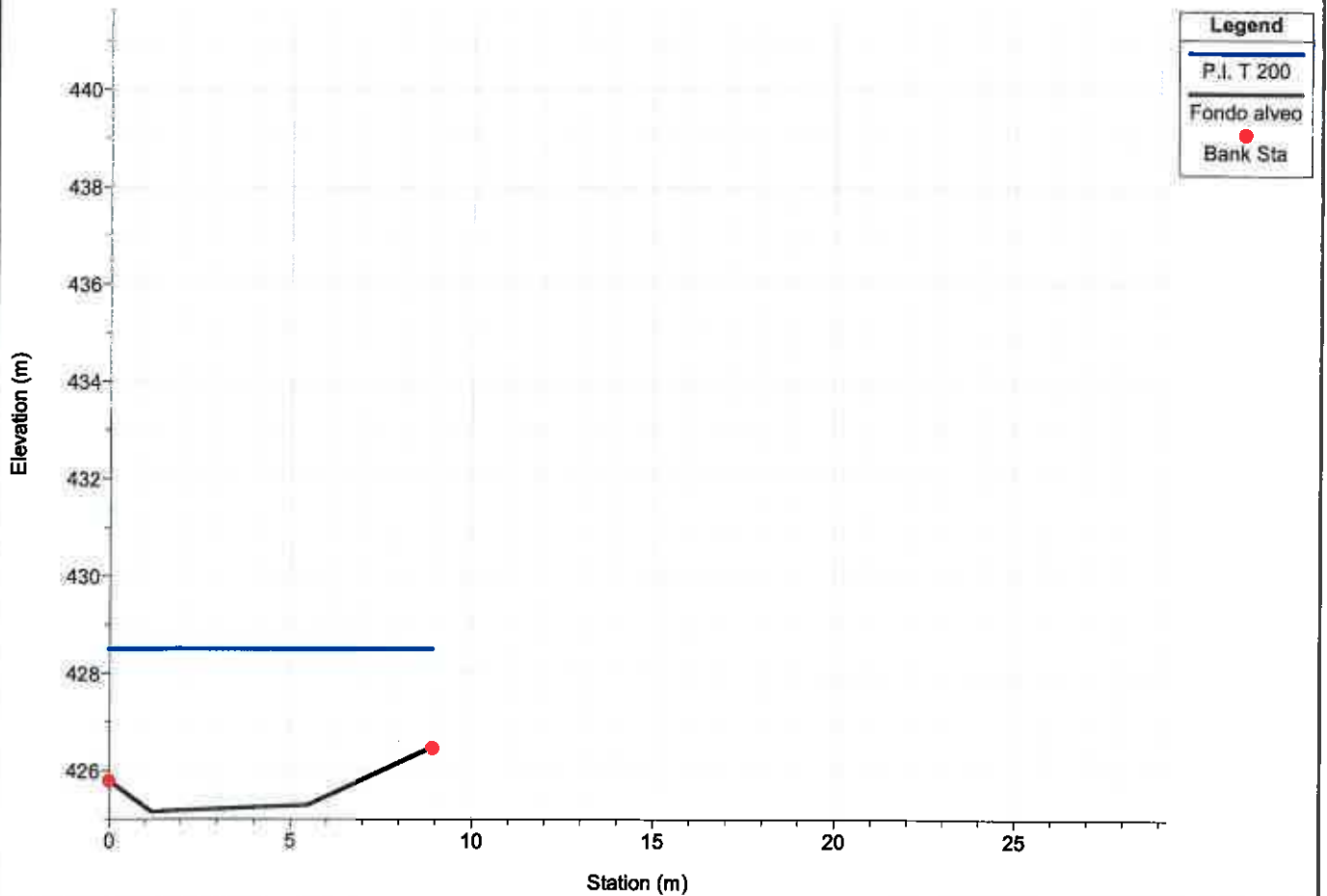


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 12.1 Stato attuale - Q = 97 m³/s

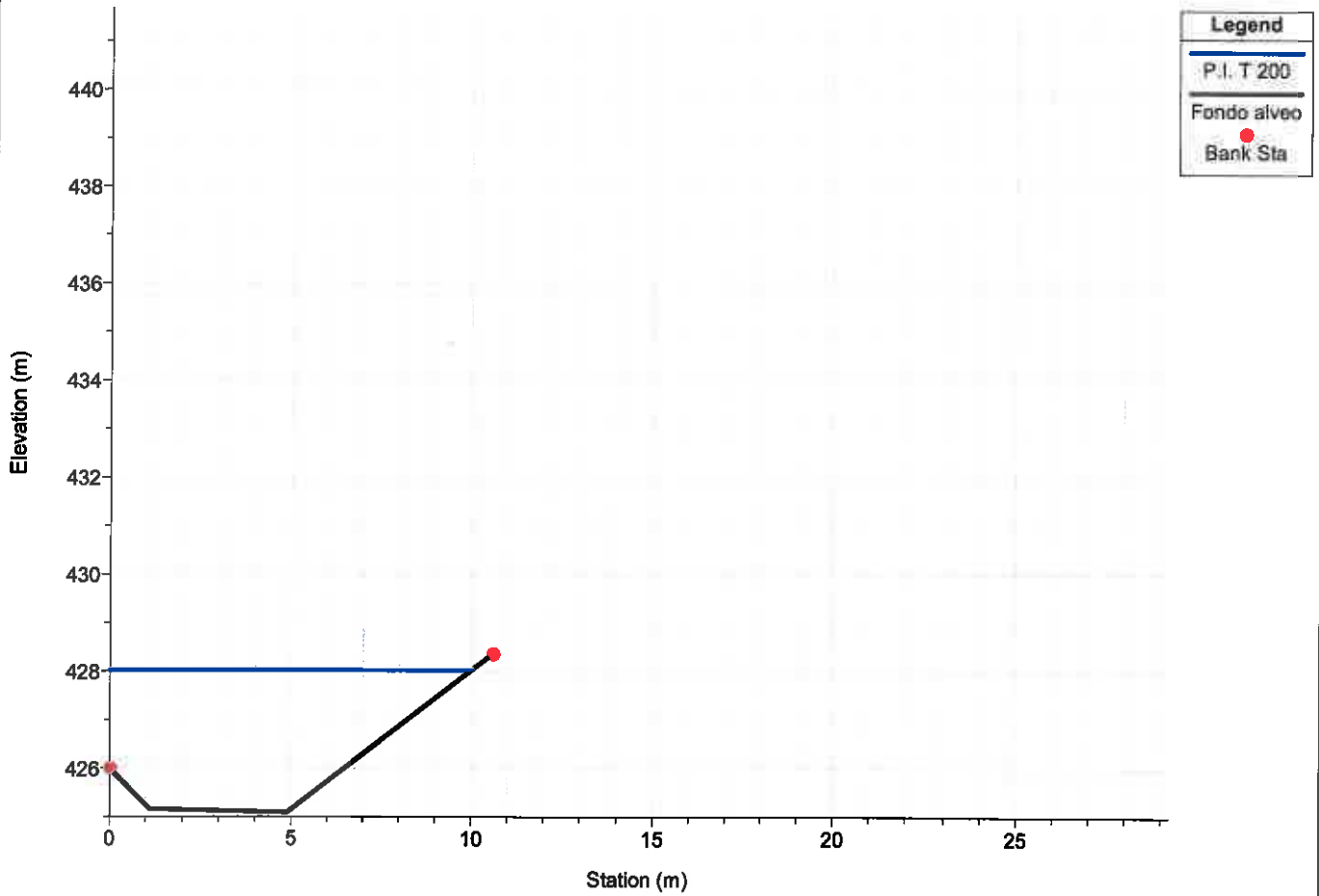


Rio Traversa  
Sez. 12 - guado Stato attuale - Q = 97 m³/s

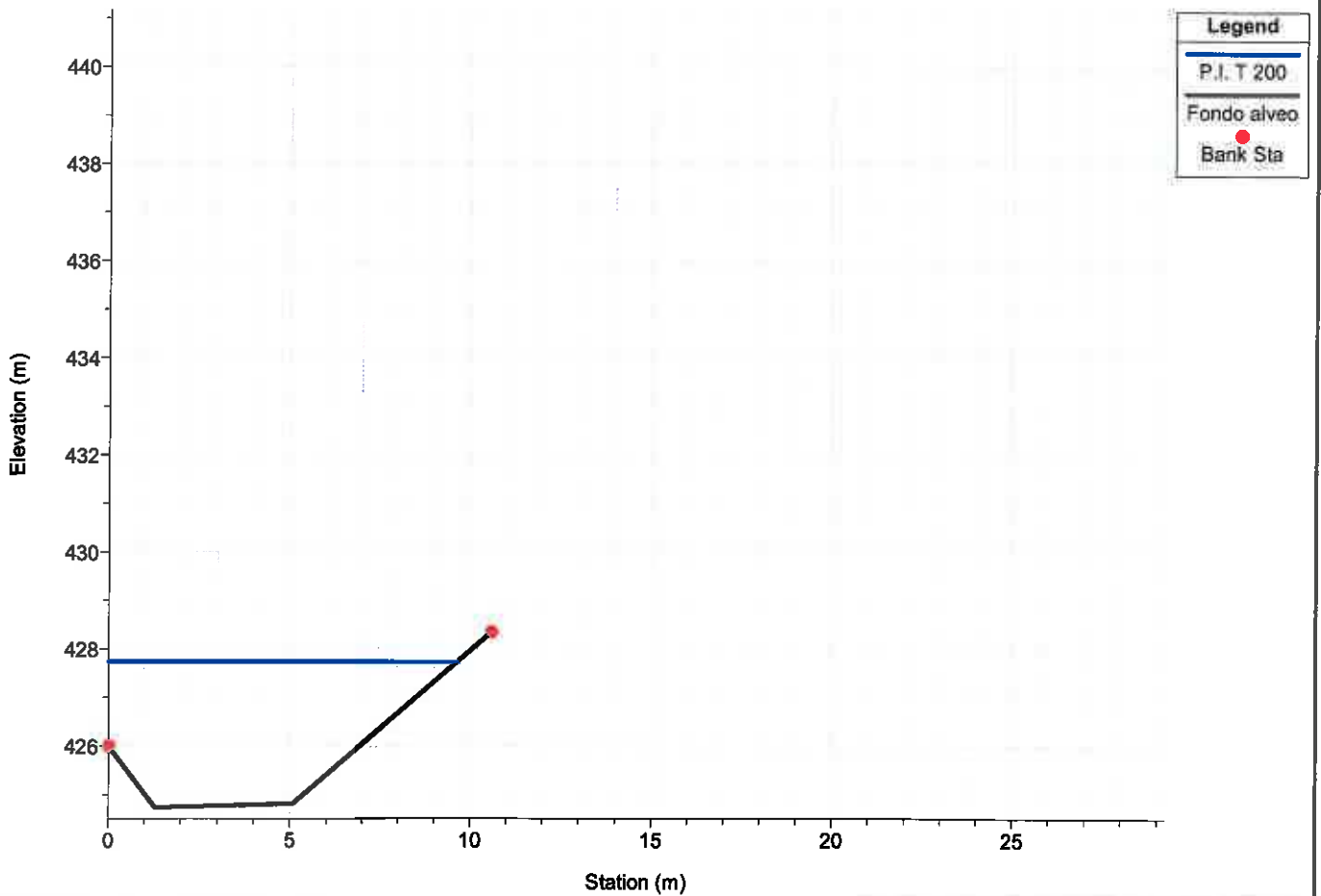


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 11.1 - guado Stato attuale - Q = 97 m³/s

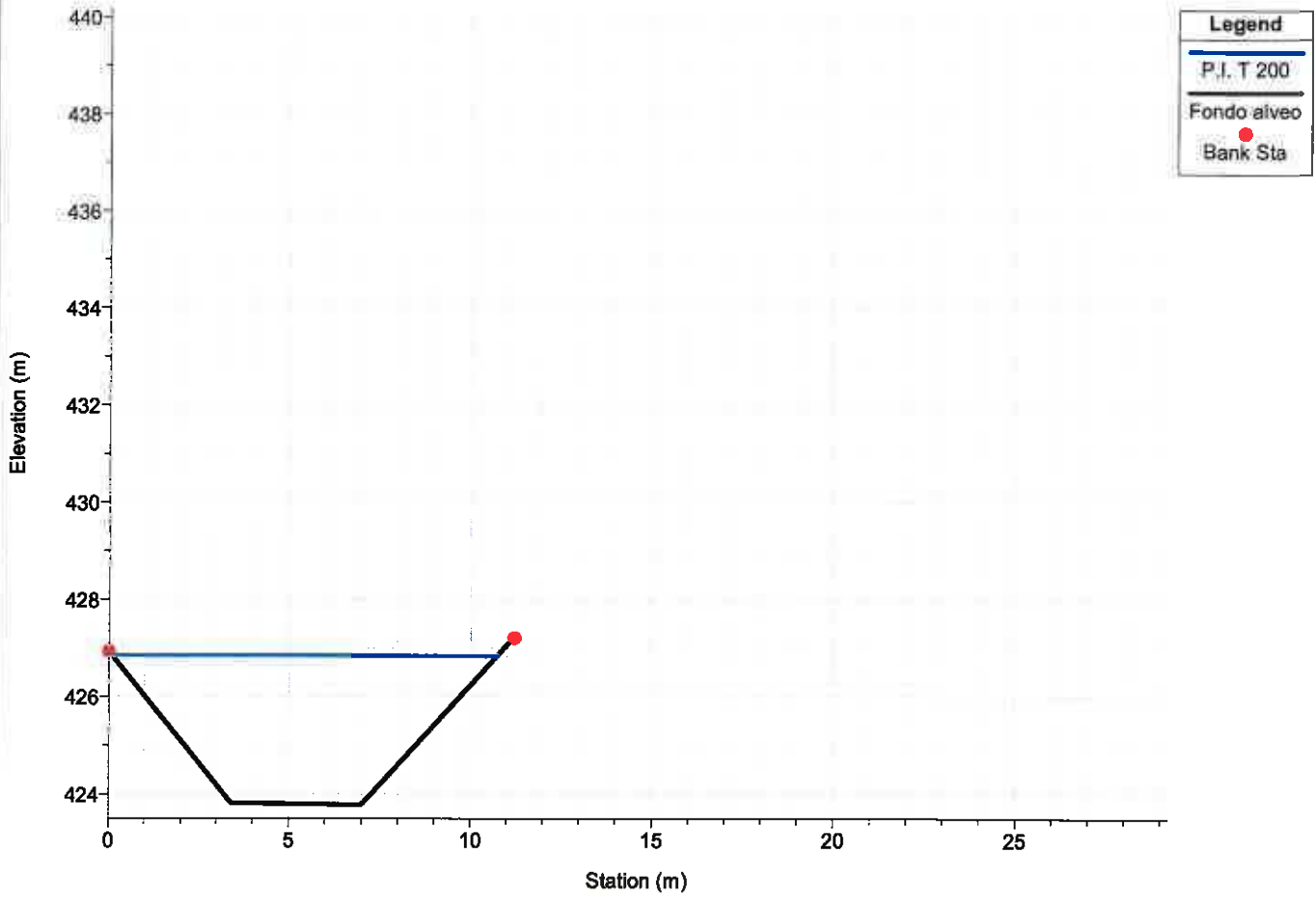


Rio Traversa  
Sez. 11 Stato attuale - Q = 97 m³/s

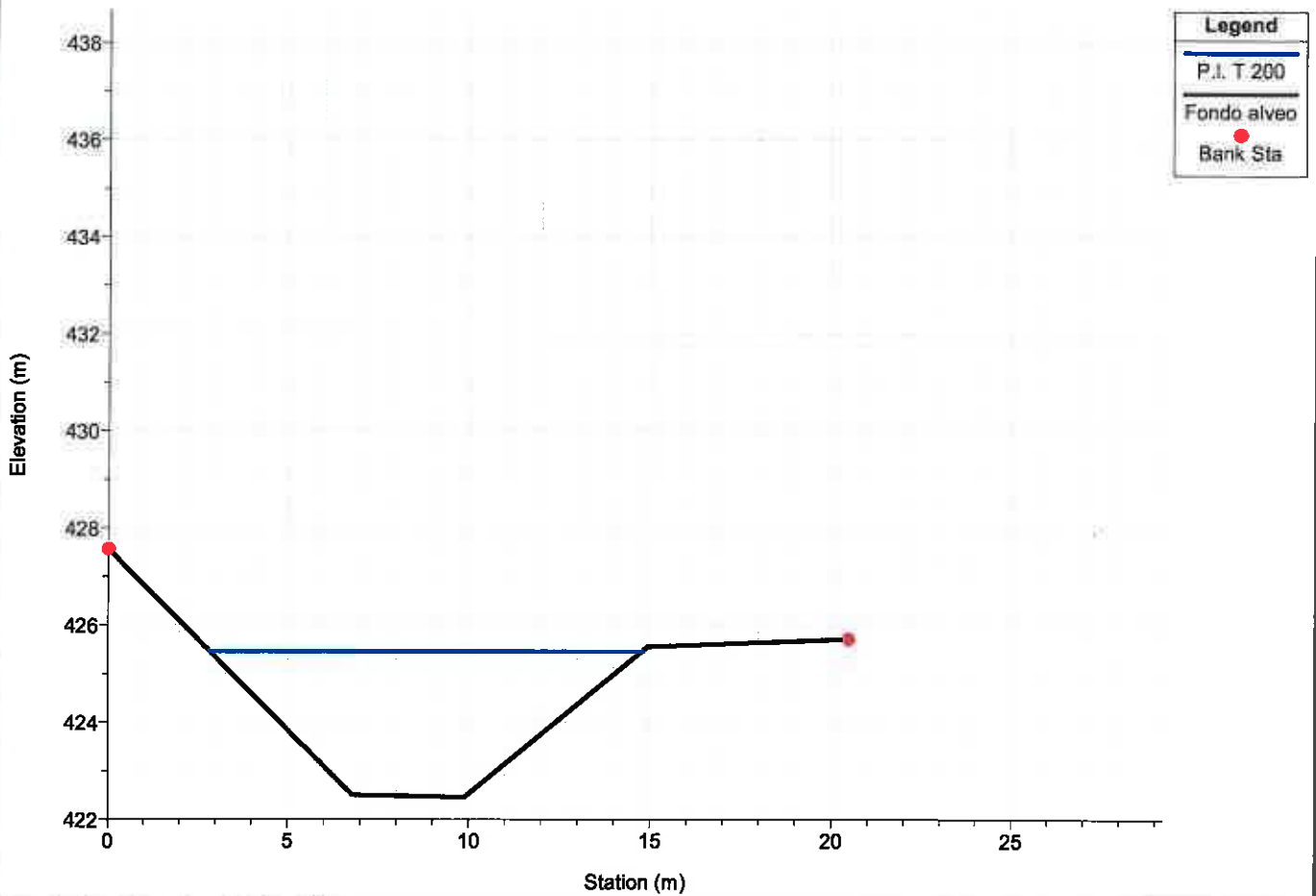


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 10 Stato attuale - Q = 97 m³/s

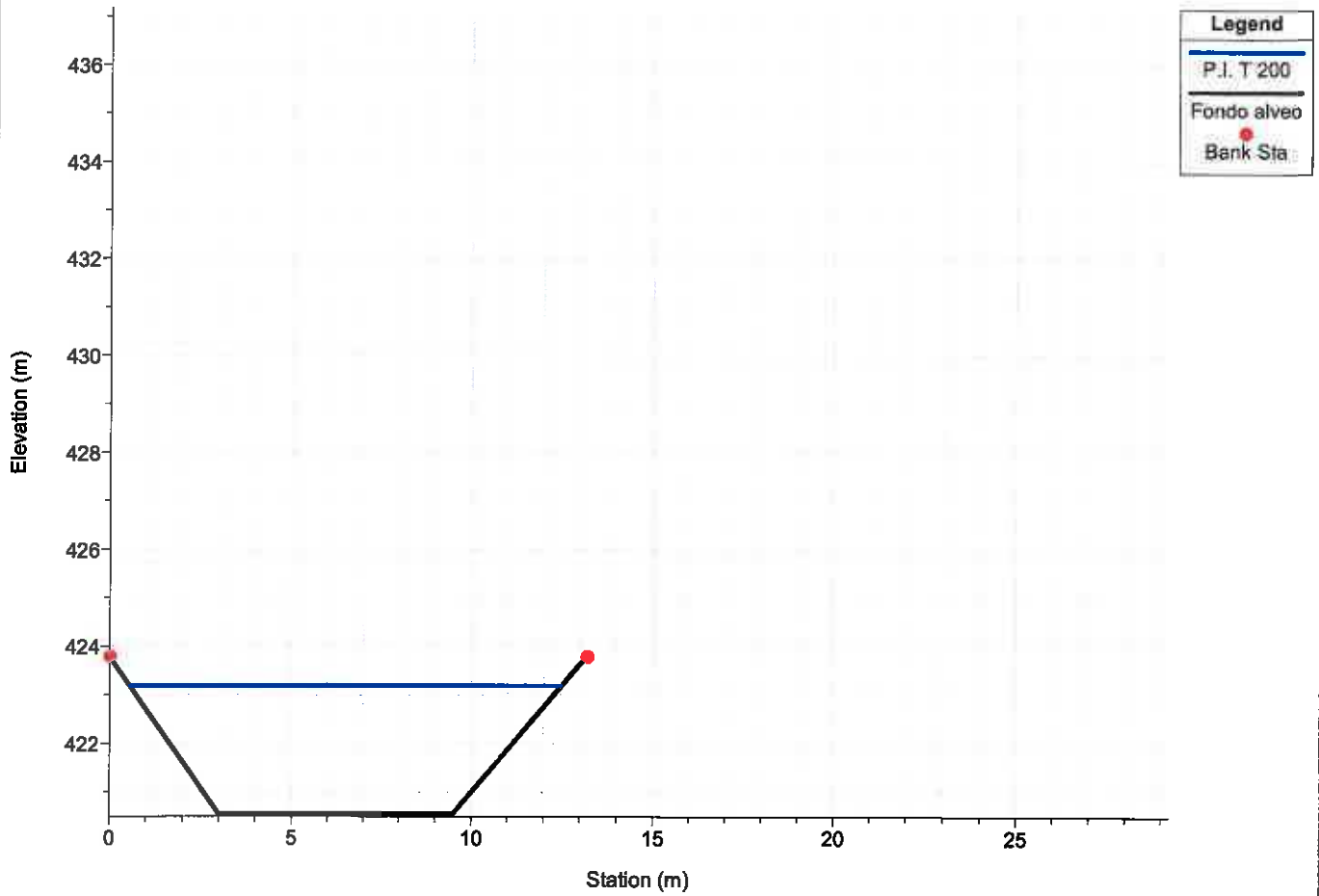


Rio Traversa  
Sez. 9 Stato attuale - Q = 97 m³/s

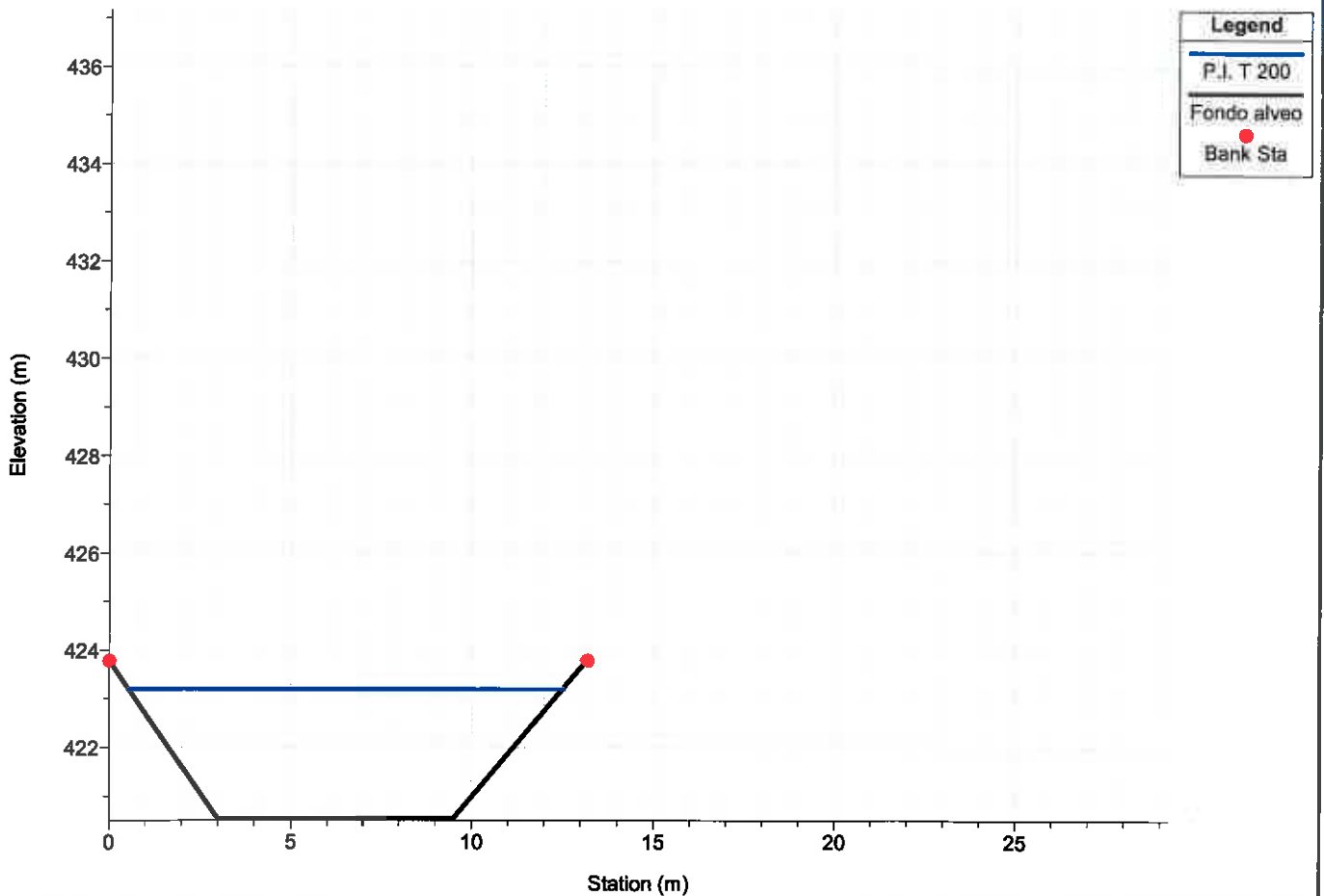


1 cm. Horiz. = 2 m. 1 cm. Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 8.3 Stato attuale - Q = 97 m³/s

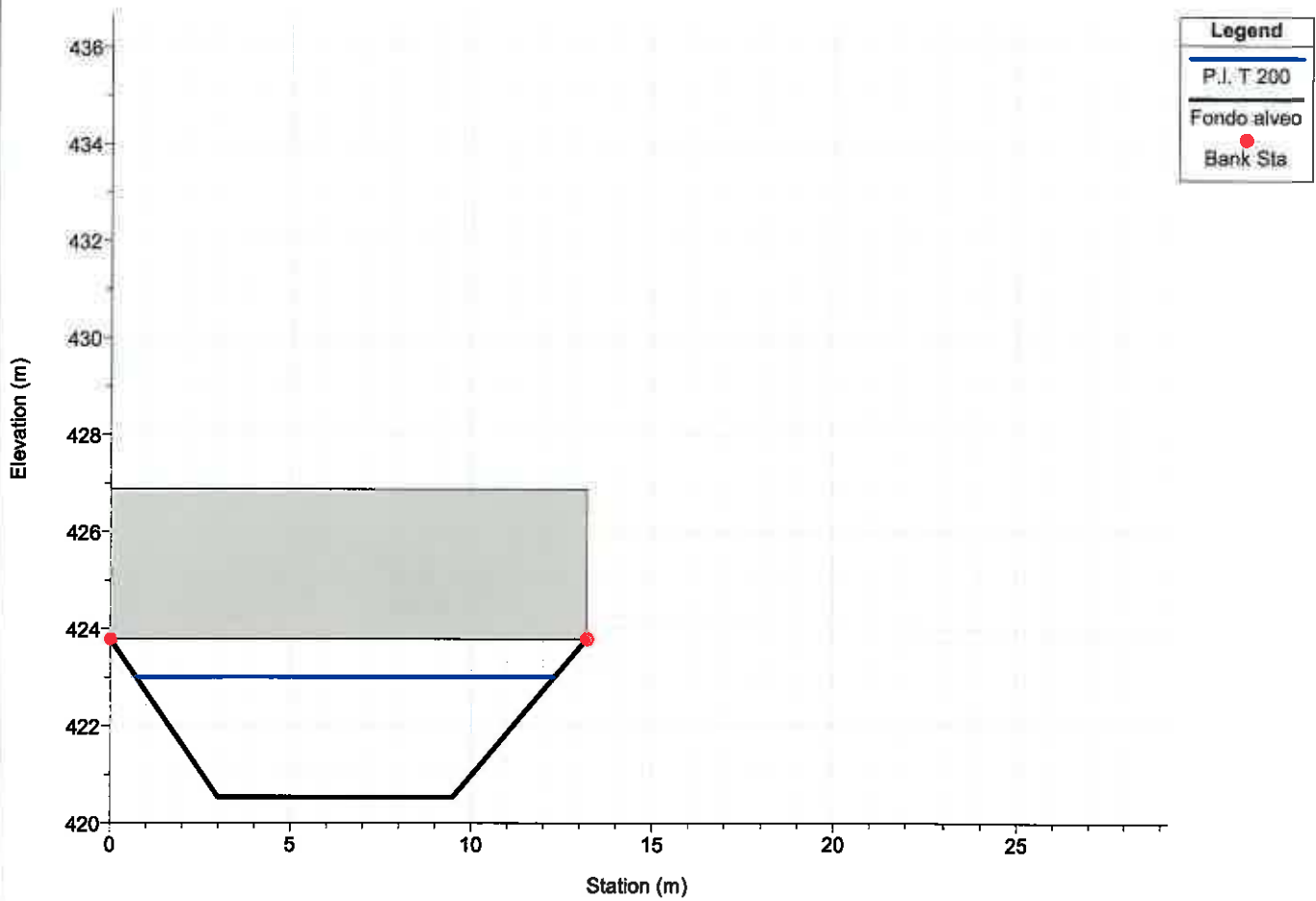


Rio Traversa  
Sez. 8.2 Stato attuale - Q = 97 m³/s

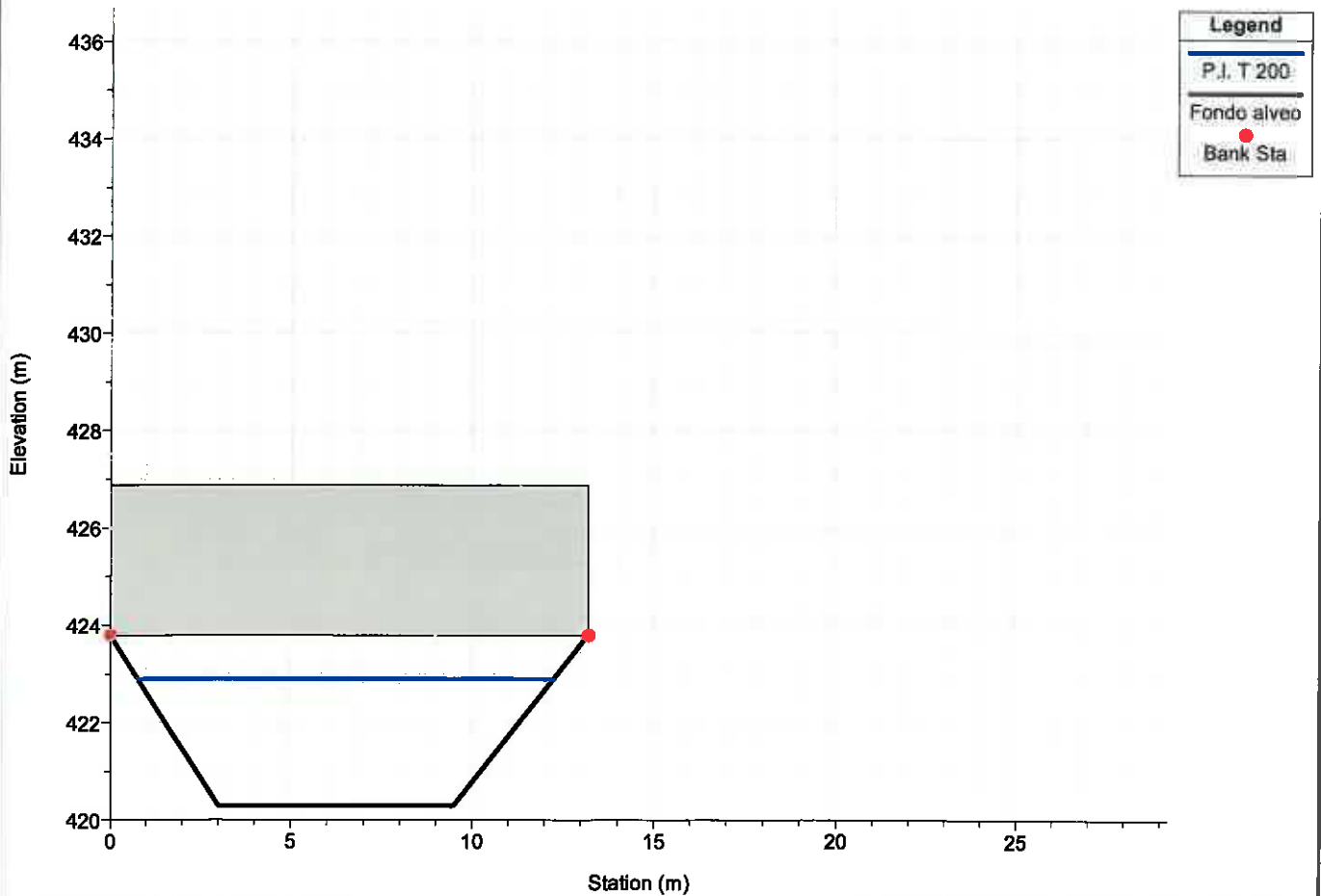


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Ponte Bayley Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

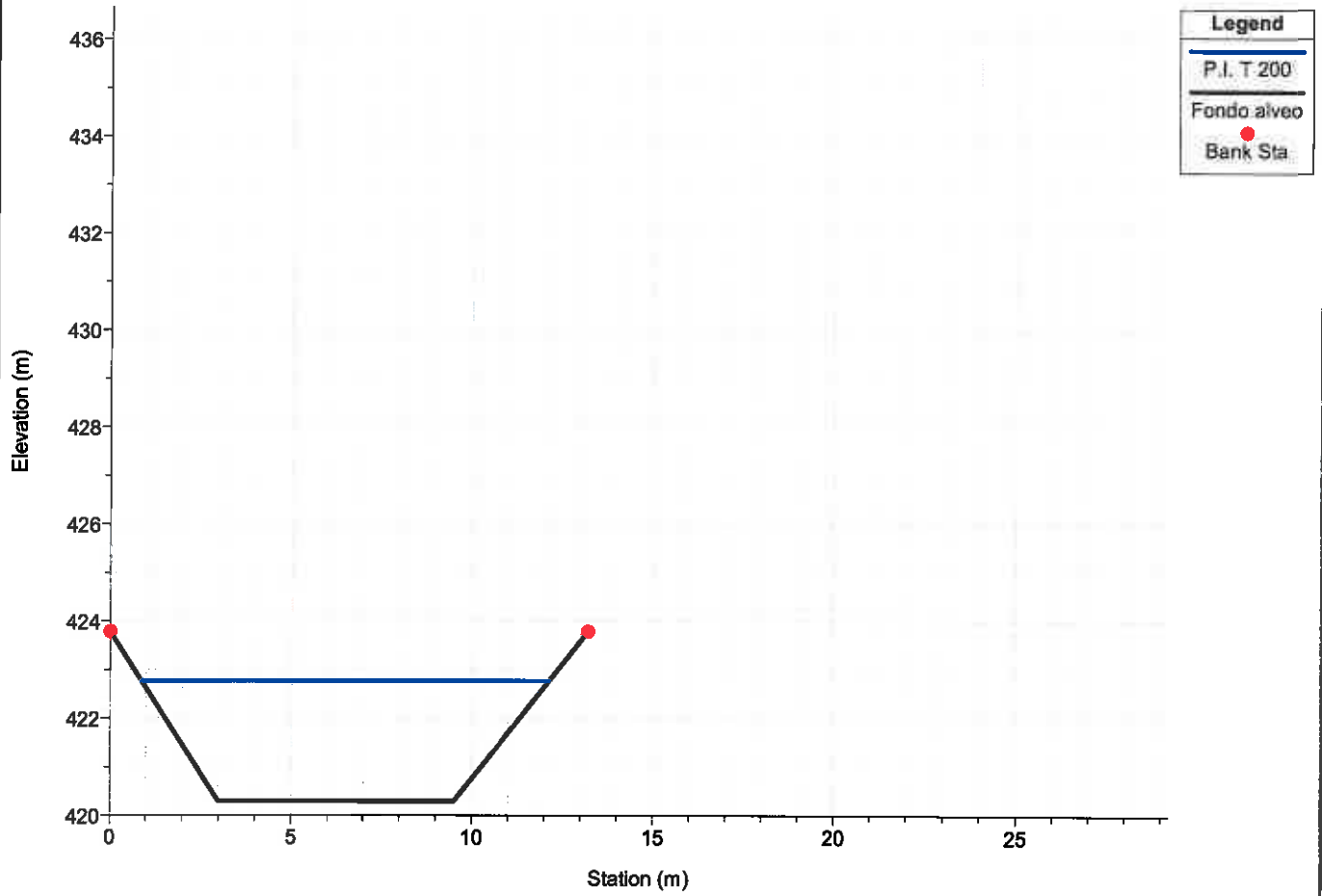


Rio Traversa  
Ponte Bayley Stato attuale - Q = 97 m<sup>3</sup>/s

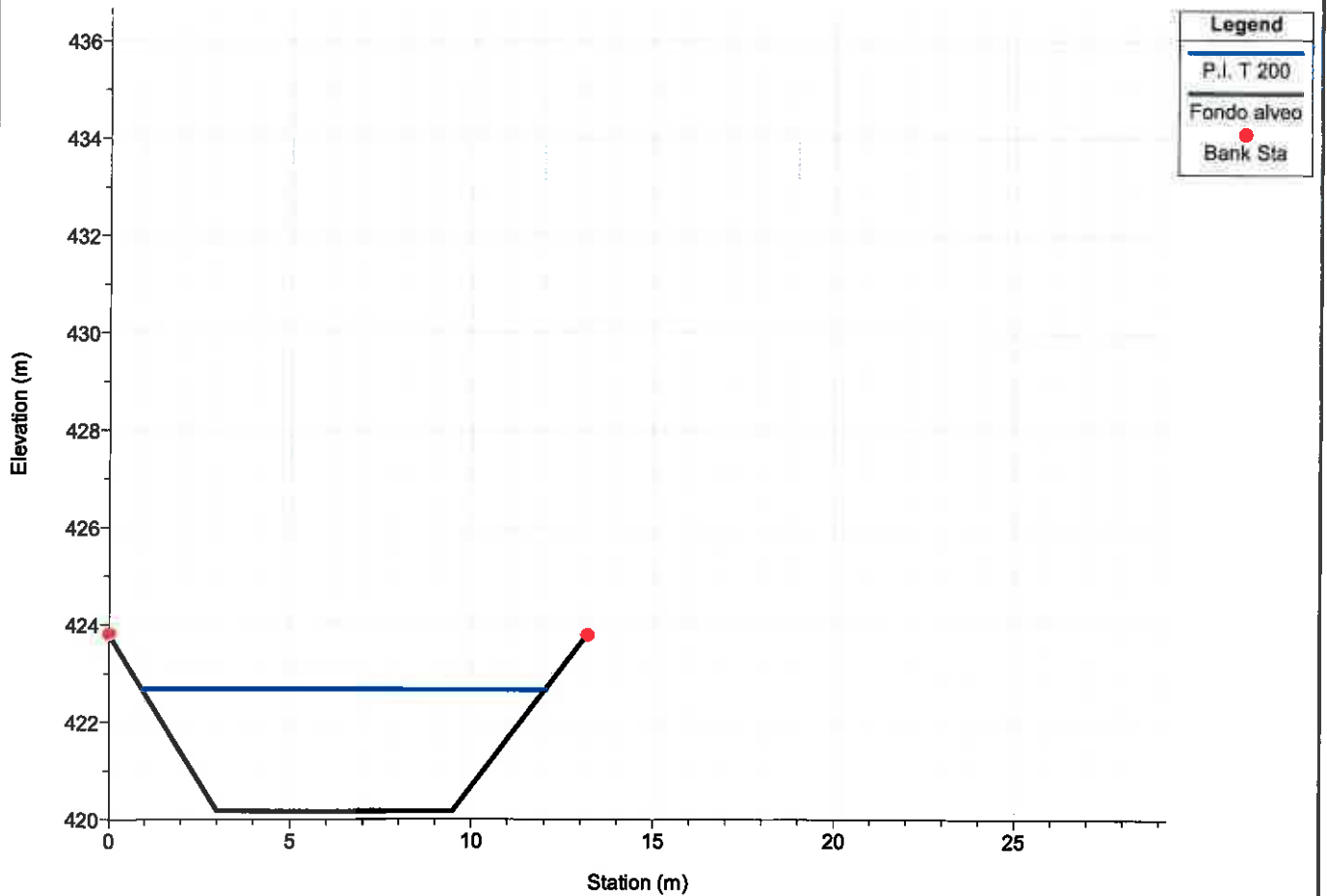


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 8.1 Stato attuale - Q = 97 m³/s

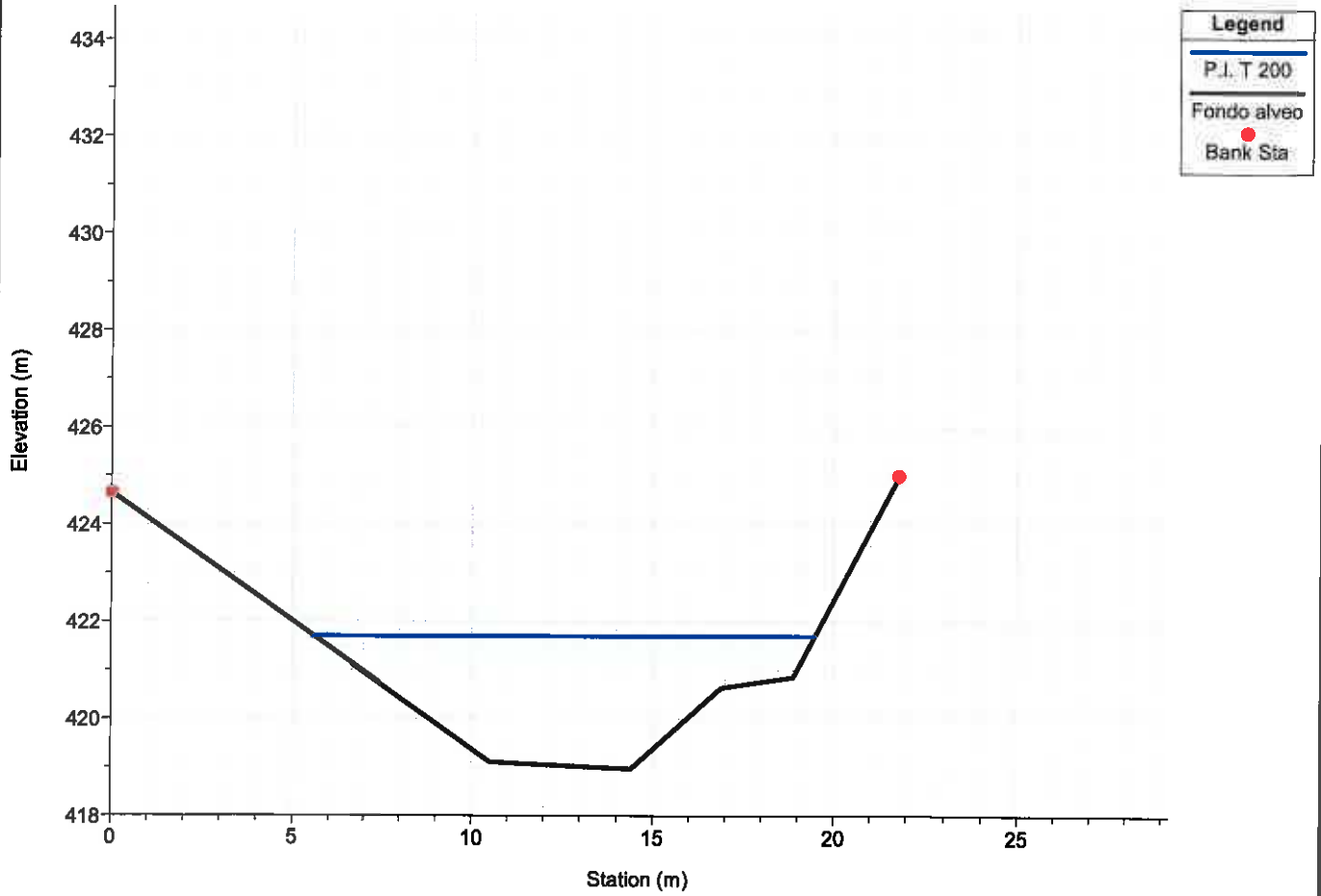


Rio Traversa  
Sez. 8 Stato attuale - Q = 97 m³/s

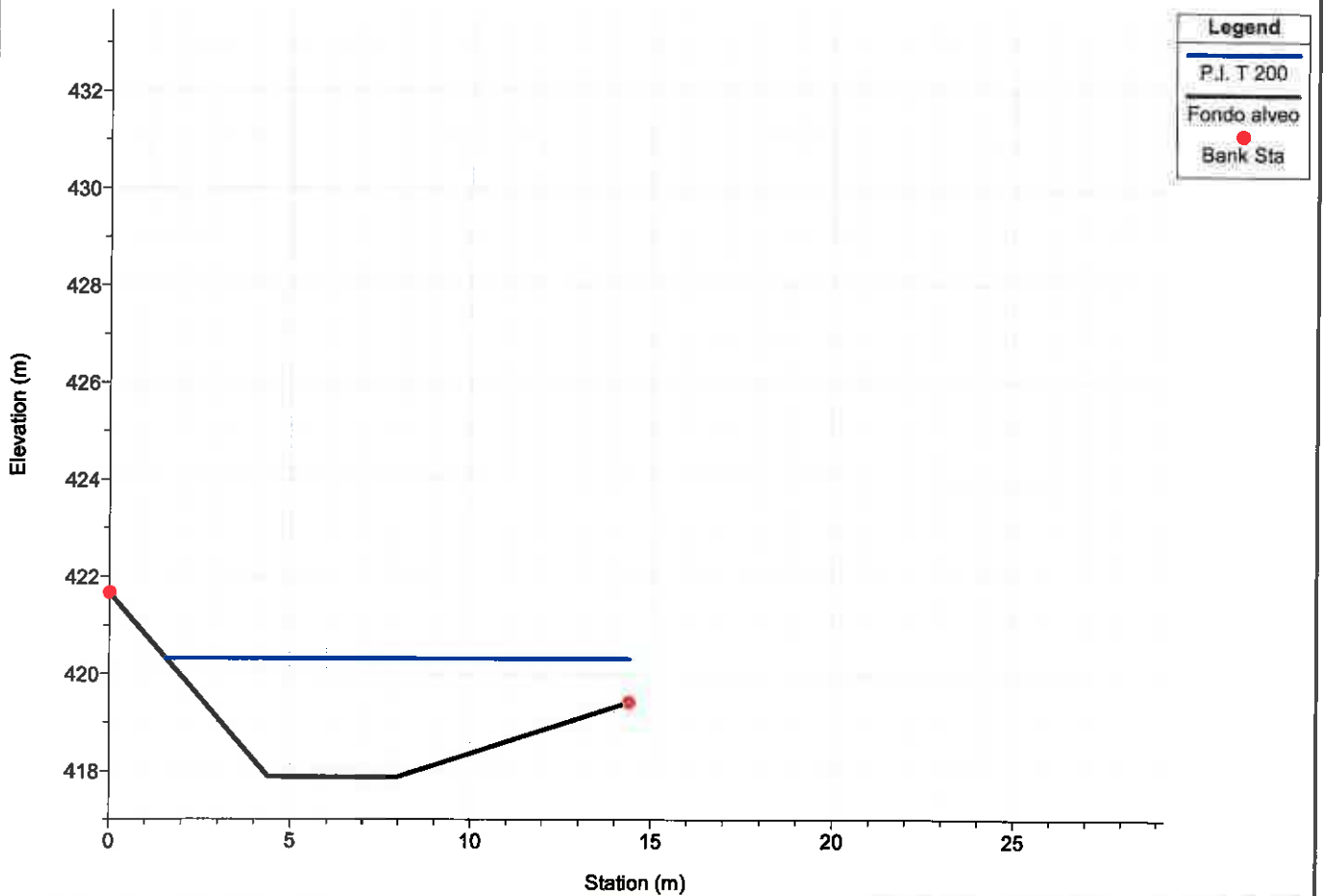


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 7 Stato attuale - Q = 97 m³/s



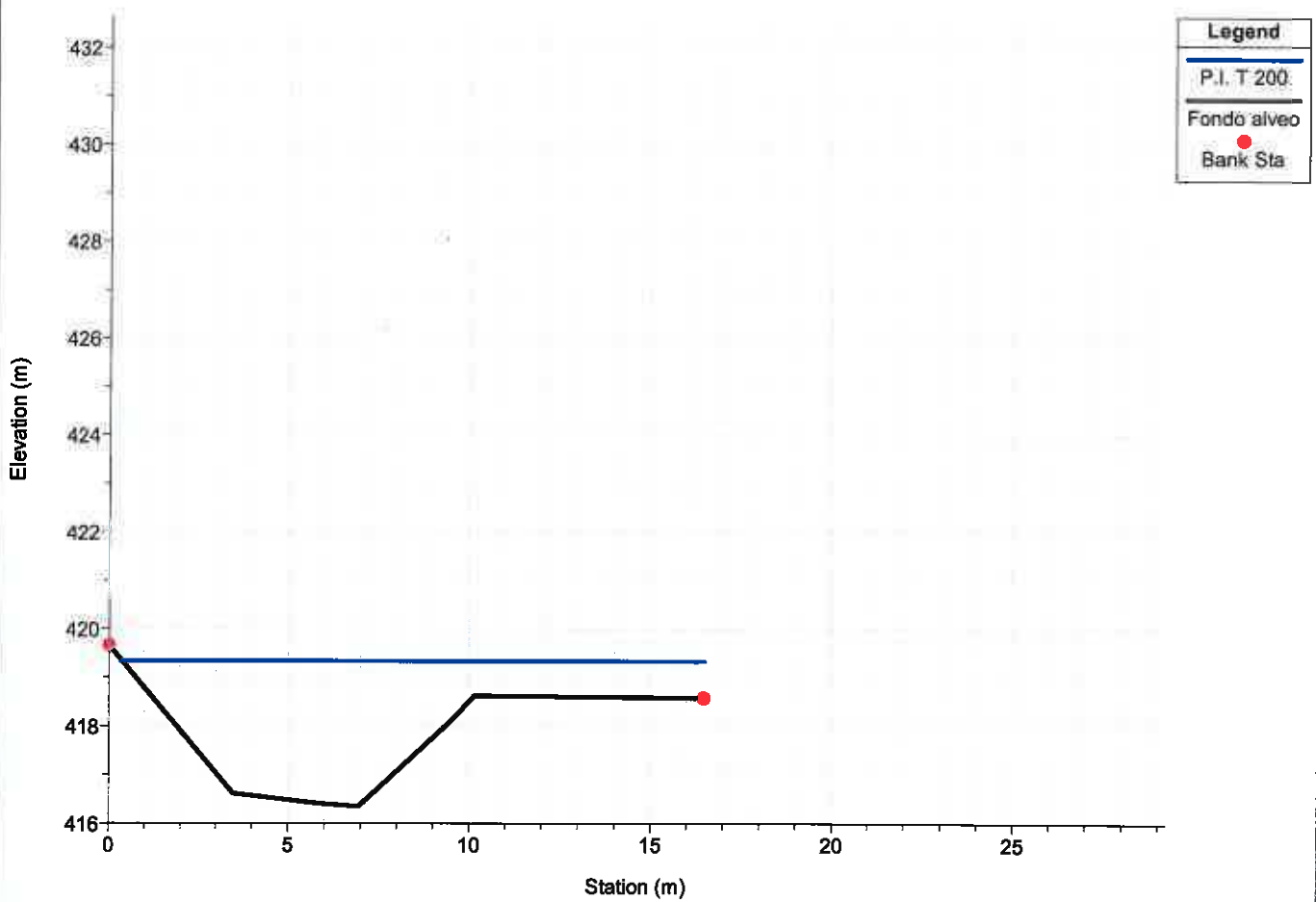
Rio Traversa  
Sez. 6 Stato attuale - Q = 97 m³/s



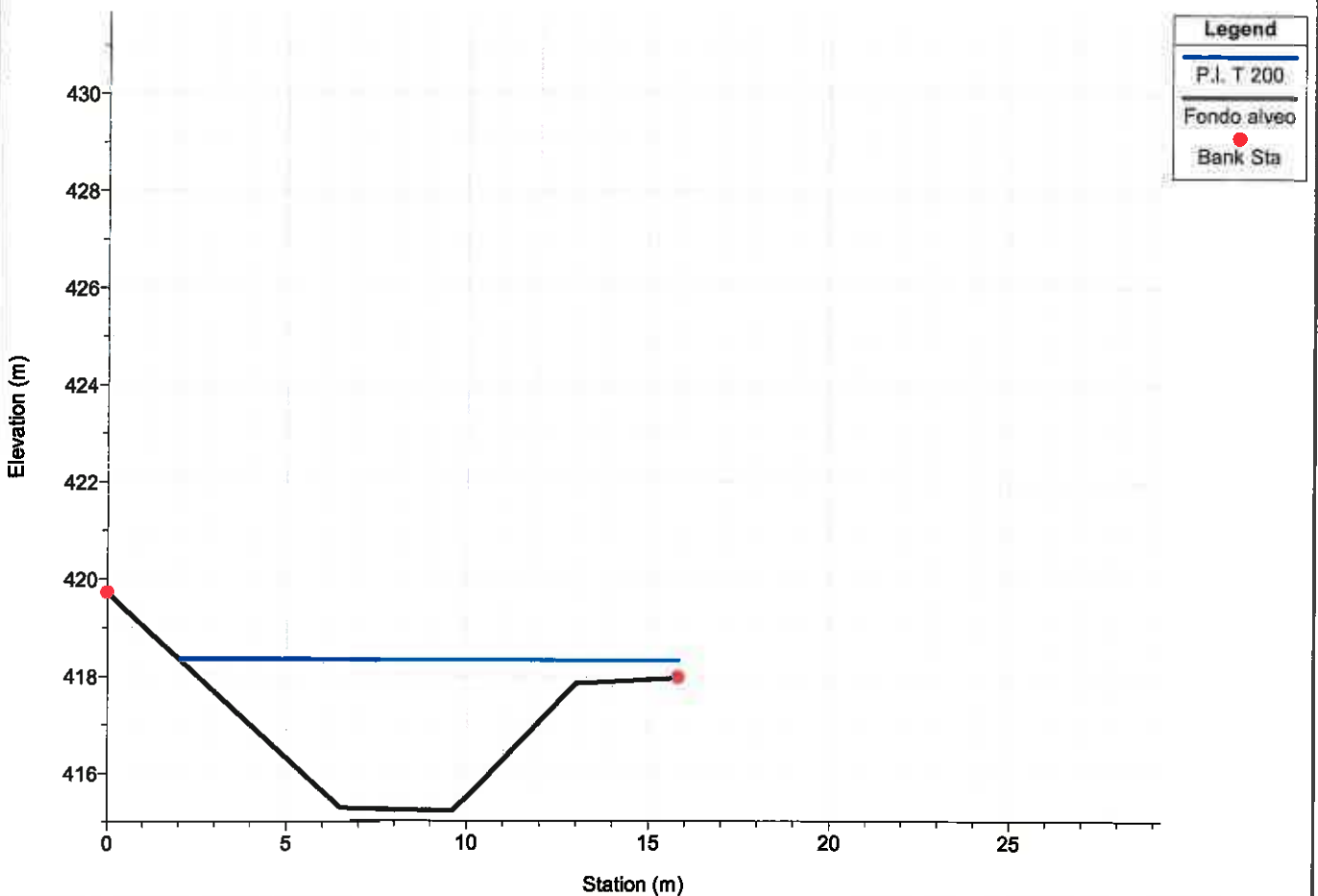
1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m



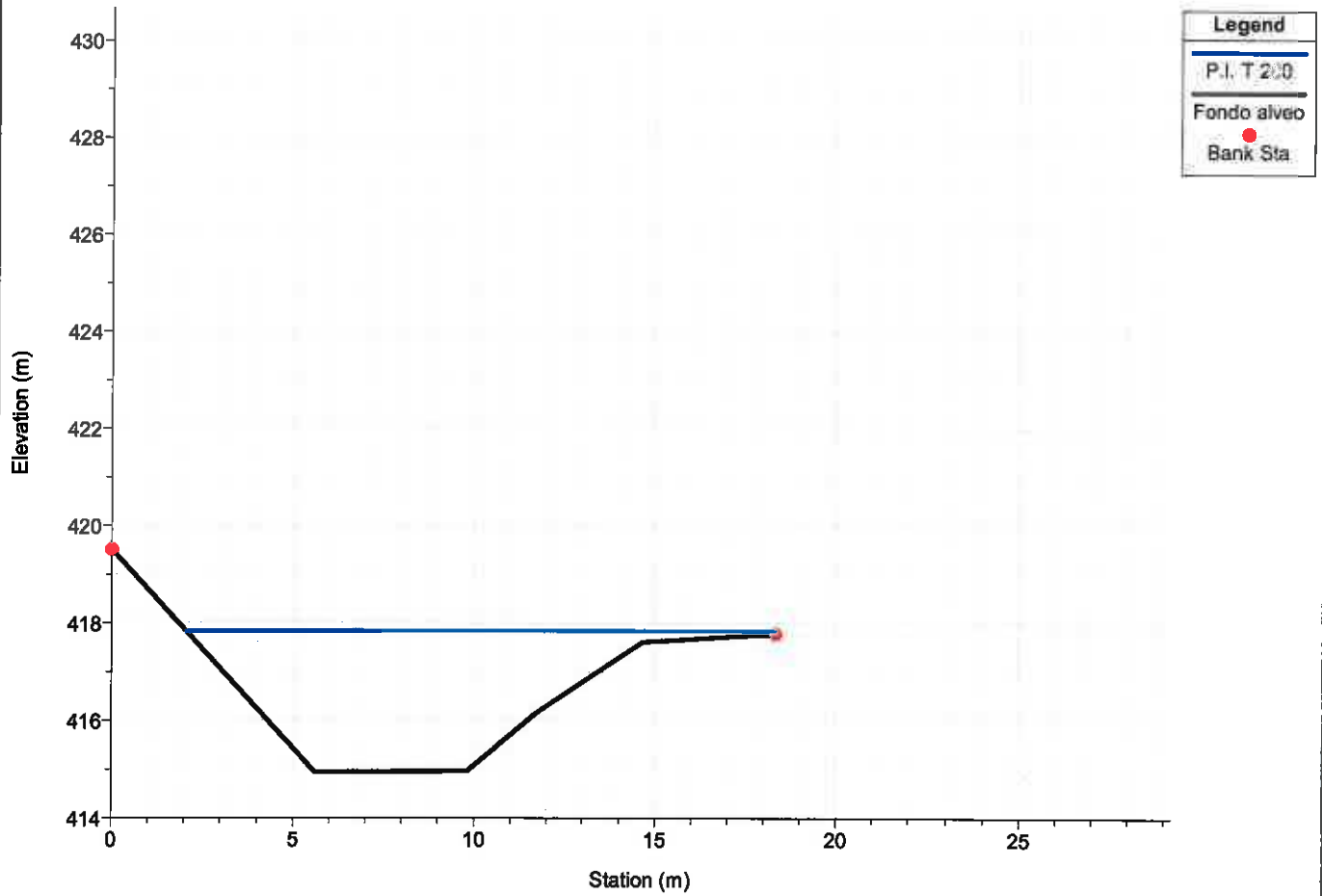
Rio Traversa  
Sez. 5 Stato attuale - Q = 97 m³/s



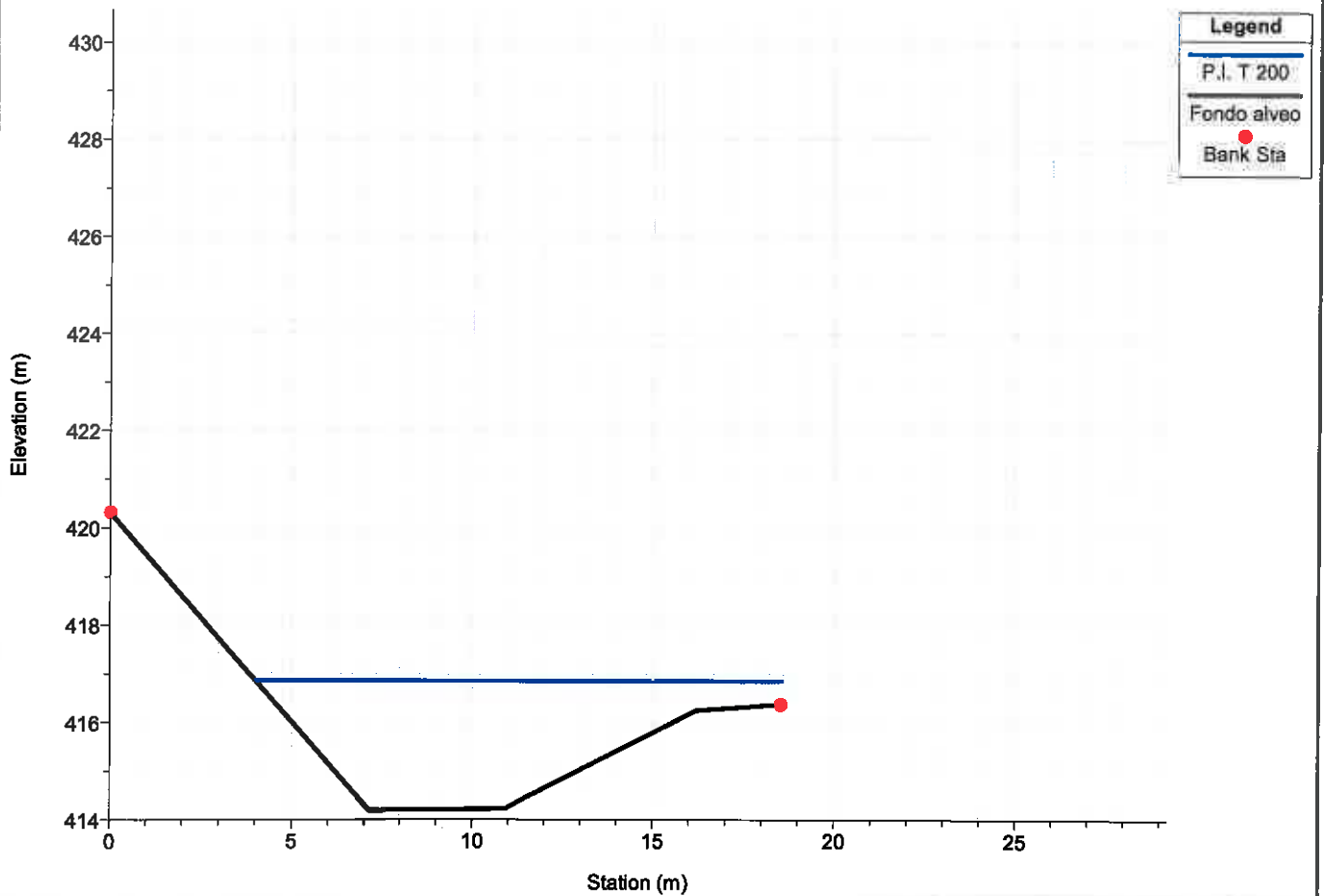
Rio Traversa  
Sez. 4 Stato attuale - Q = 97 m³/s



Rio Traversa  
Sez. 3 Stato attuale - Q = 97 m³/s

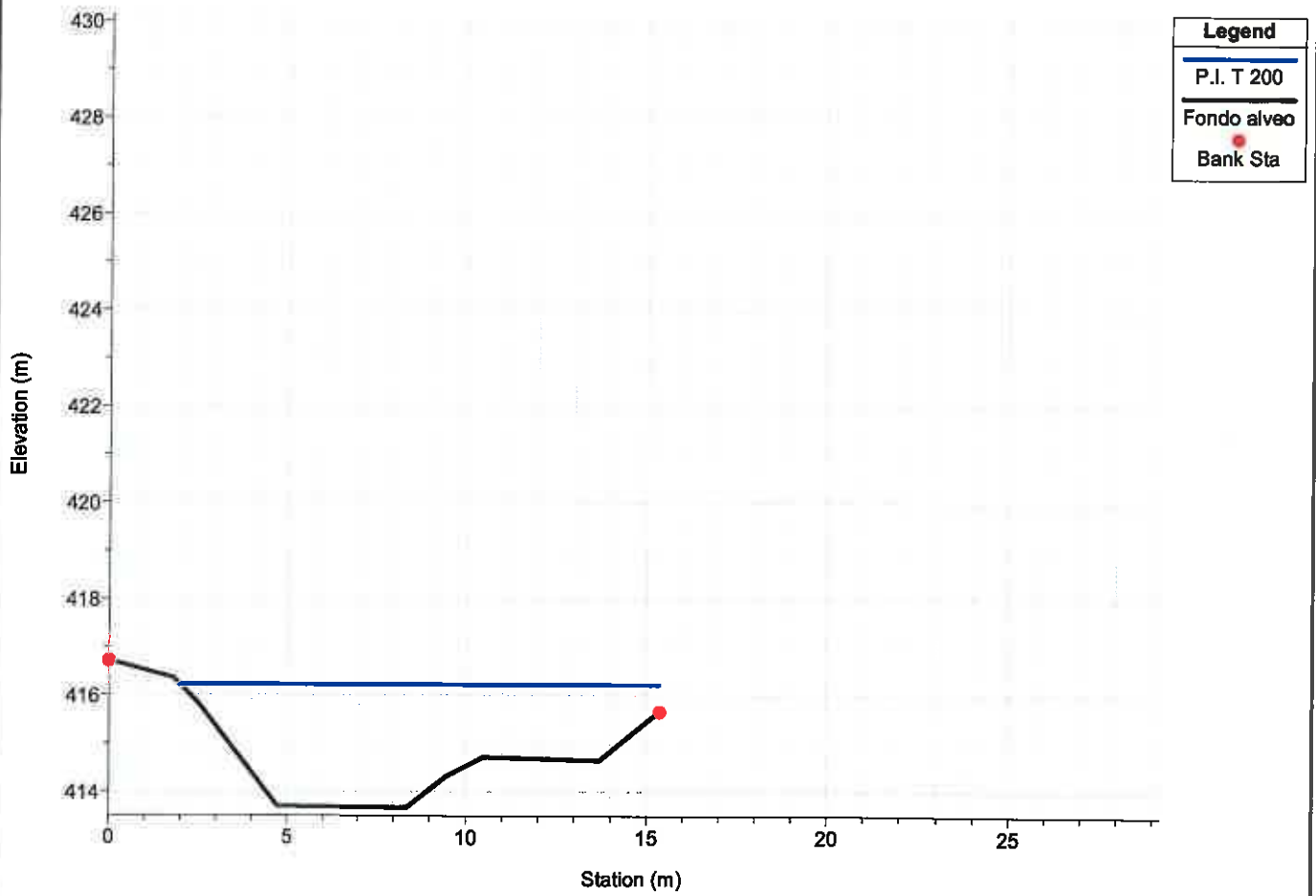


Rio Traversa  
Sez. 2 Stato attuale - Q = 97 m³/s

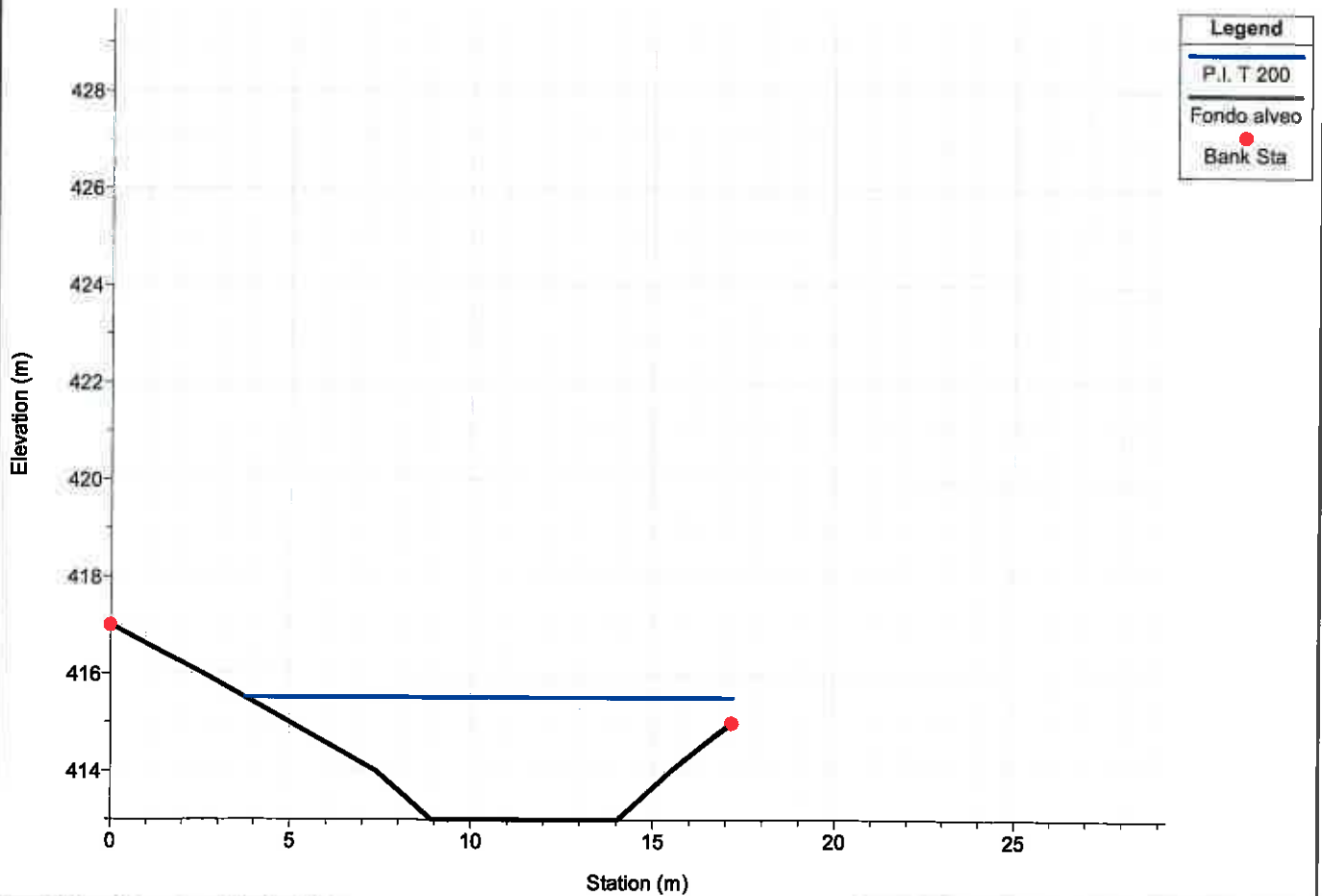


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa  
Sez. 1 Stato attuale - Q = 97 m³/s







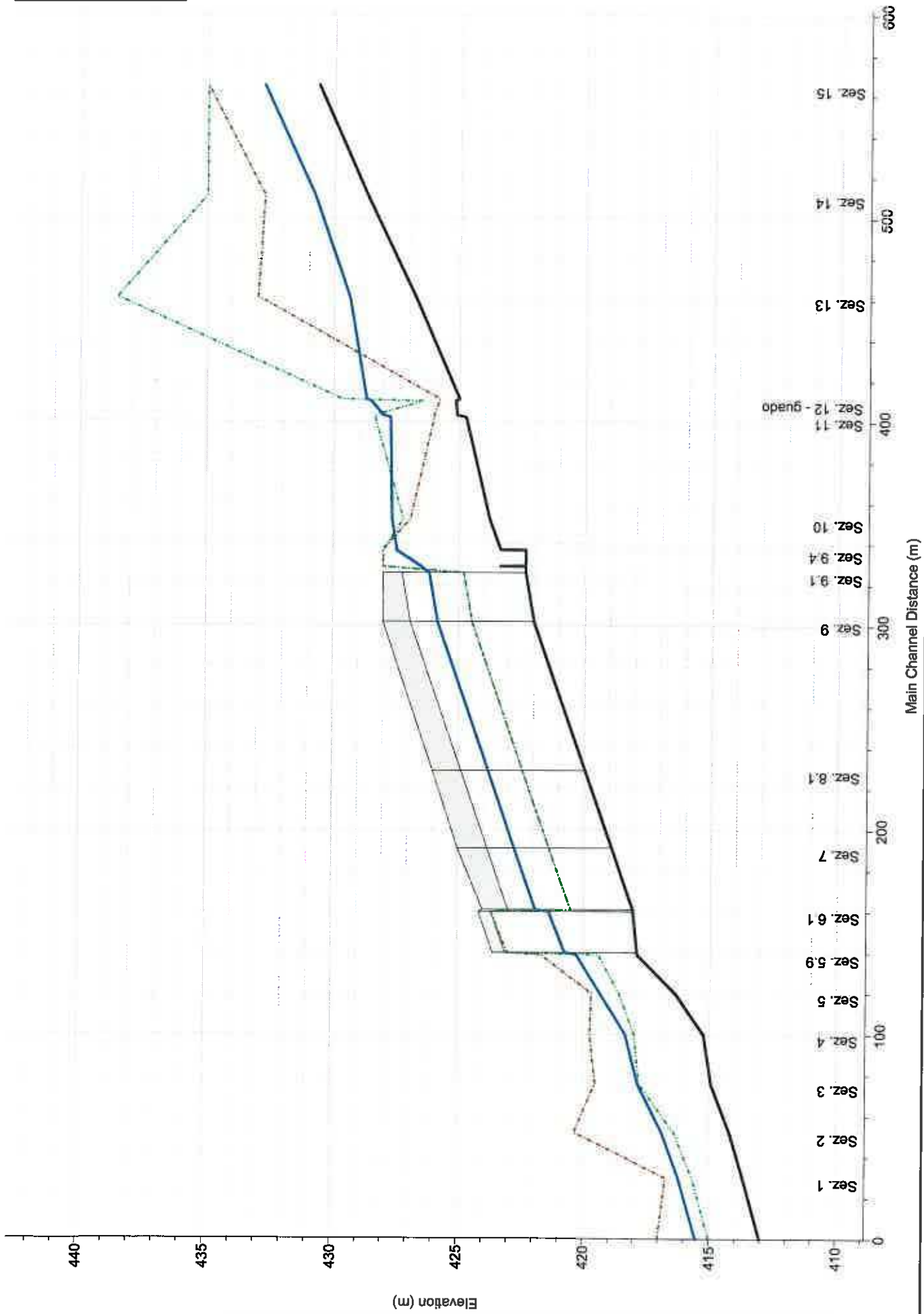
Rio Traversa  
Sez. 0 Stato attuale - Q = 97 m³/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Rio Traversa Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s

Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Argine sinistro
	Argine destro



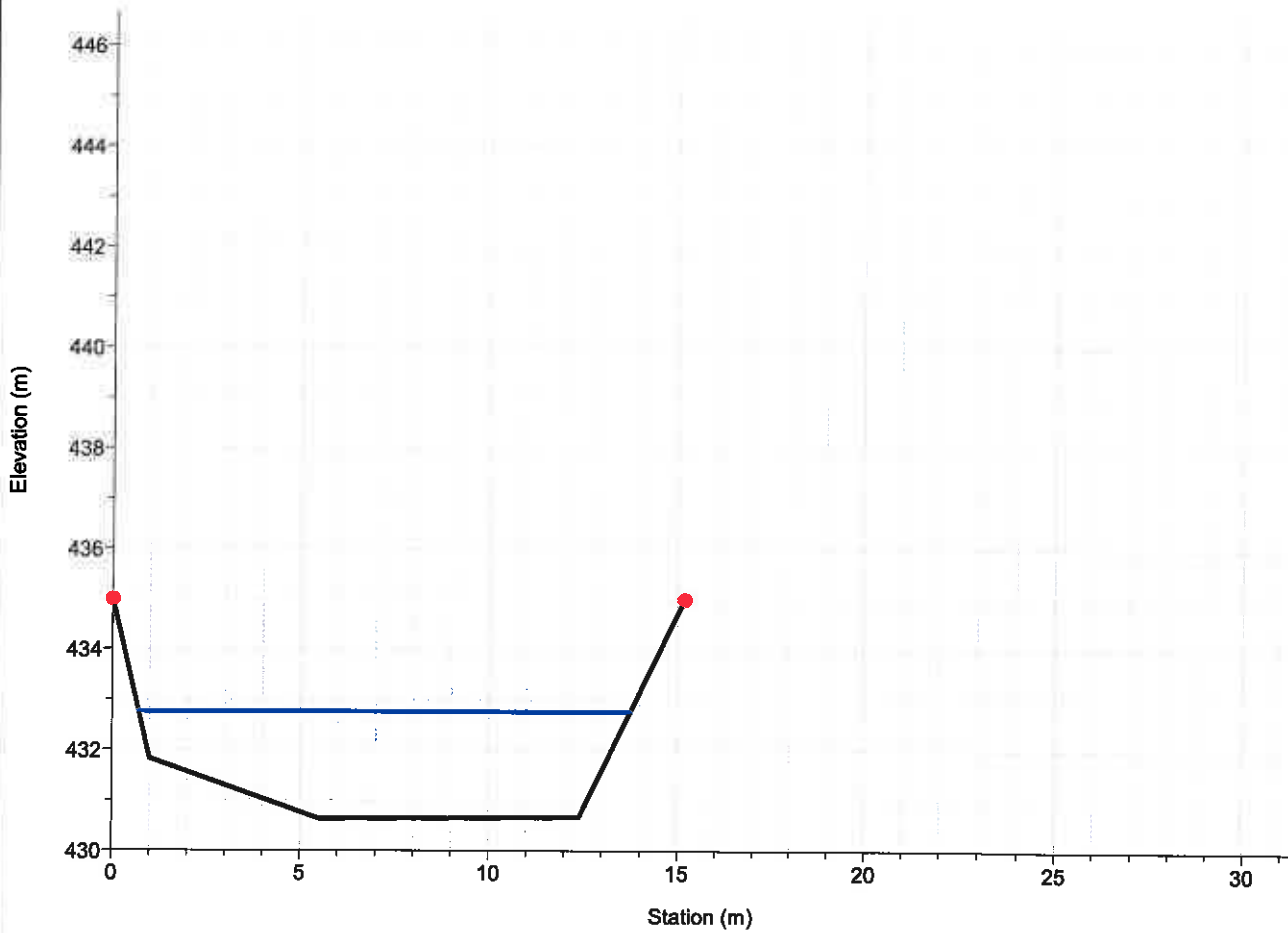
1 cm Horiz. = 25 m 1 cm Vert. = 2 m

HEC-RAS Plan: prov-vasca-2 River: traversa Reach: traversa Profile: T 200

Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len (m)	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	LOB Elev (m)	ROB Elev (m)	W S Elev (m)	Hydr Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	E G Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
traversa	15	T 200	565.20	97.00	430.63	435.00	432.77	432.77	1.78	2.14	433.66	4.18	23.21	13.06	1.00
traversa	14	T 200	511.20	97.00	428.70	432.74	430.77	430.77	1.70	2.07	431.62	4.09	23.74	13.97	1.00
traversa	13	T 200	461.20	97.00	426.76	433.00	430.55	429.38	1.88	2.62	430.32	4.31	22.52	11.99	1.00
traversa	12.1	T 200	411.20	97.00	425.00	425.79	429.65	428.70	2.63	3.70	429.20	3.12	31.04	11.80	0.61
traversa	12	T 200	410.20	97.00	425.15	425.79	426.47	428.50	2.99	3.35	429.17	3.64	26.63	8.90	0.67
traversa	11.1	T 200	403.20	97.00	425.09	426.00	428.35	428.03	2.12	2.94	429.09	4.56	21.25	10.03	1.00
traversa	11	T 200	402.20	97.00	424.73	426.00	428.35	427.73	2.18	3.00	428.82	4.63	20.97	9.64	1.00
traversa	10	T 200	352.20	97.00	423.78	426.93	427.20	427.85	2.74	3.87	428.16	3.16	30.70	11.20	0.61
traversa	9.5	T 200	337.20	97.00	423.33	428.00	428.00	427.48	3.30	4.12	428.09	3.54	27.42	8.30	0.62
traversa	9.4	T 200	337.10	97.00	422.33	428.00	428.00	427.48	5.15	5.15	428.08	3.42	28.33	5.50	0.48
traversa	9.3	T 200	329.20	97.00	422.33	428.00	428.00	426.50	4.17	4.17	427.41	4.23	22.94	5.50	0.66
traversa	9.25	T 200	329.10	97.00	423.33	428.00	428.00	426.49	3.16	3.16	428.08	5.58	17.38	5.50	1.00
traversa	9.24	T 200	329.00	97.00	422.33	428.00	428.00	426.50	4.17	4.17	427.41	4.23	22.94	5.50	0.66
traversa	9.1	T 200	326.00	97.00	422.33	424.79	424.79	426.17	3.94	3.84	428.12	6.20	15.66	3.98	1.01
traversa	9	T 200	302.00	97.00	422.00	424.46	424.46	425.83	3.91	3.83	427.79	6.21	15.61	3.99	1.01
traversa	8.1	T 200	229.00	97.00	419.96	422.42	422.42	423.79	3.92	3.83	425.75	6.21	15.63	3.99	1.01
traversa	7	T 200	191.00	97.00	418.90	421.36	421.36	422.74	3.94	3.84	424.69	6.20	15.66	3.98	1.01
traversa	6.2	T 200	161.00	97.00	418.06	420.52	420.52	421.89	3.92	3.83	423.85	6.20	15.64	3.99	1.01
traversa	6.1	T 200	160.00	97.00	418.06	423.65	423.65	421.36	3.30	3.30	422.40	4.52	21.48	6.50	0.79
traversa	6	T 200	140.00	97.00	417.89	423.09	423.09	420.73	2.84	2.84	422.14	5.26	18.45	6.50	1.00
traversa	5.9	T 200	139.00	97.00	417.87	421.67	419.41	420.28	2.28	2.40	421.42	4.73	20.49	9.00	1.00
traversa	5	T 200	120.00	97.00	416.35	419.66	418.58	419.33	1.54	2.98	420.11	3.91	24.81	16.12	1.01
traversa	4	T 200	100.00	97.00	415.24	419.72	417.98	418.33	1.70	3.09	419.20	4.13	23.48	13.79	1.01
traversa	3	T 200	76.00	97.00	414.94	419.51	417.77	417.83	1.53	2.89	418.60	3.90	24.90	16.29	1.01
traversa	2	T 200	52.00	97.00	414.19	420.32	416.38	416.96	1.65	2.67	417.69	4.04	23.98	14.53	1.01
traversa	1	T 200	30.00	97.00	413.67	416.71	415.66	416.21	1.75	2.54	417.09	4.16	23.32	13.35	1.00
traversa	0	T 200		97.00	413.00	417.00	415.00	415.51	1.74	2.51	416.39	4.15	23.35	13.44	1.01

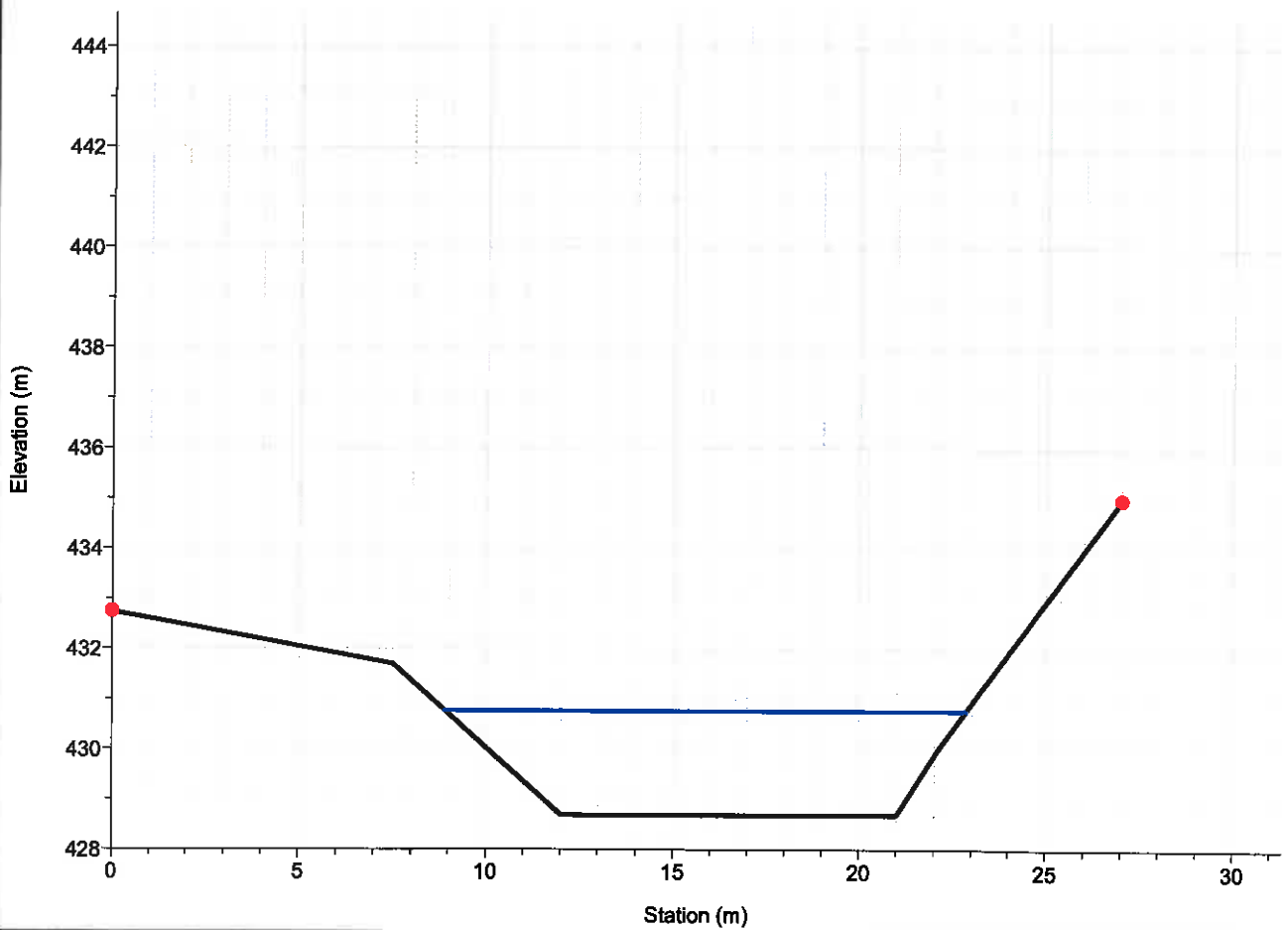
### Rio Traversa

RS = 15 Sez. 15 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



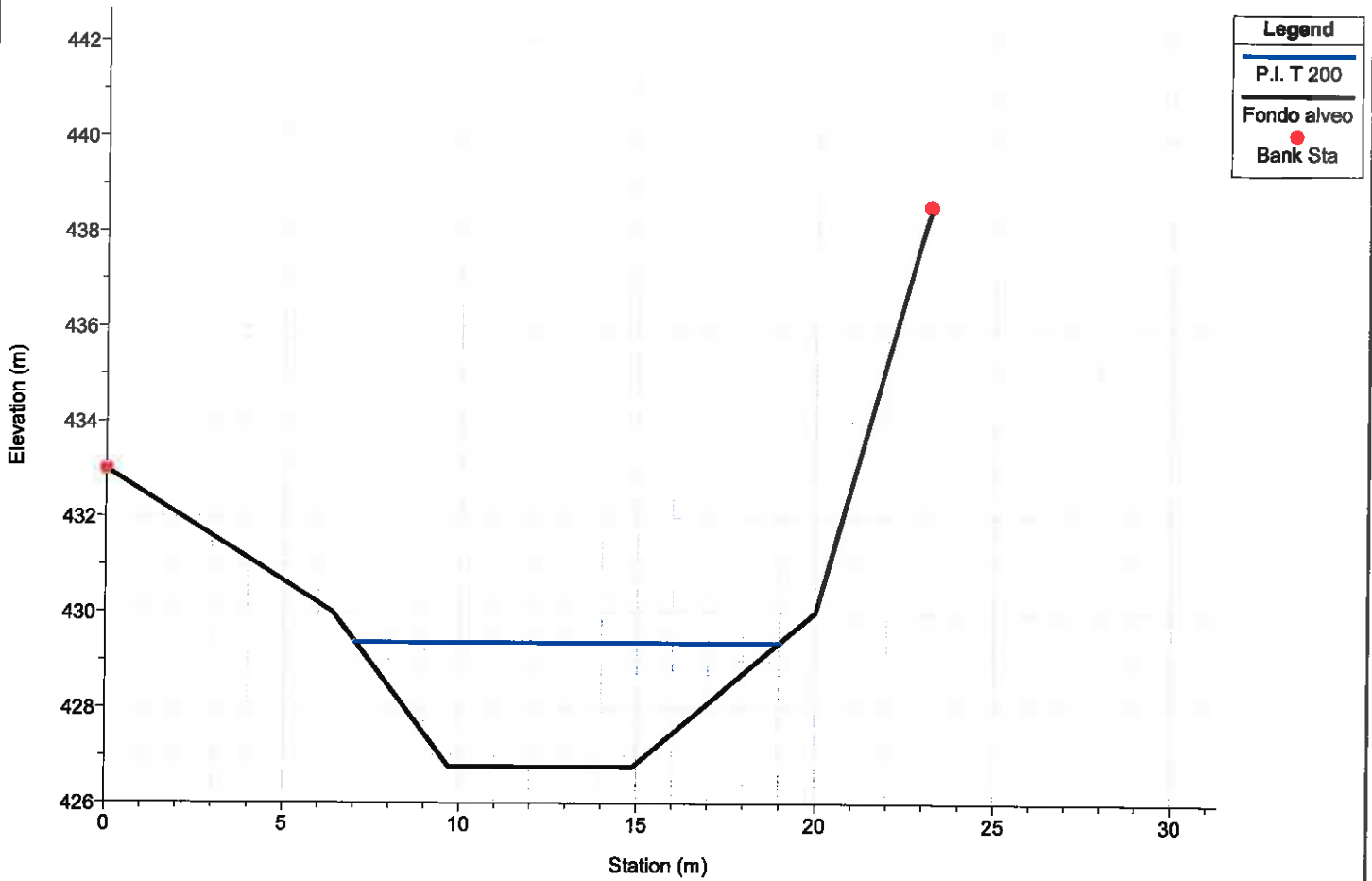
### Rio Traversa

RS = 14 Sez. 14 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



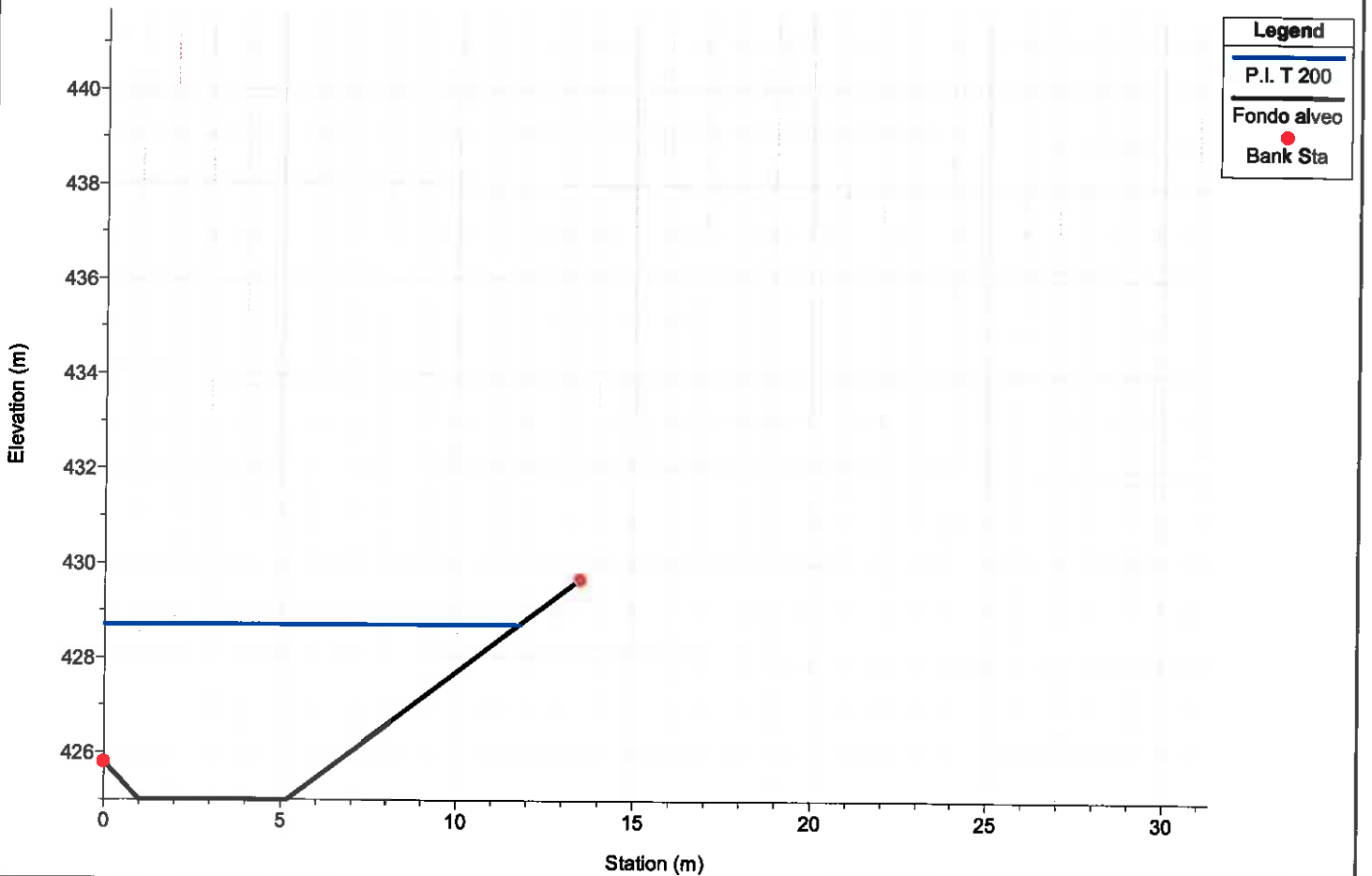
### Rio Traversa

RS = 13 Sez. 13 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s



### Rio Traversa

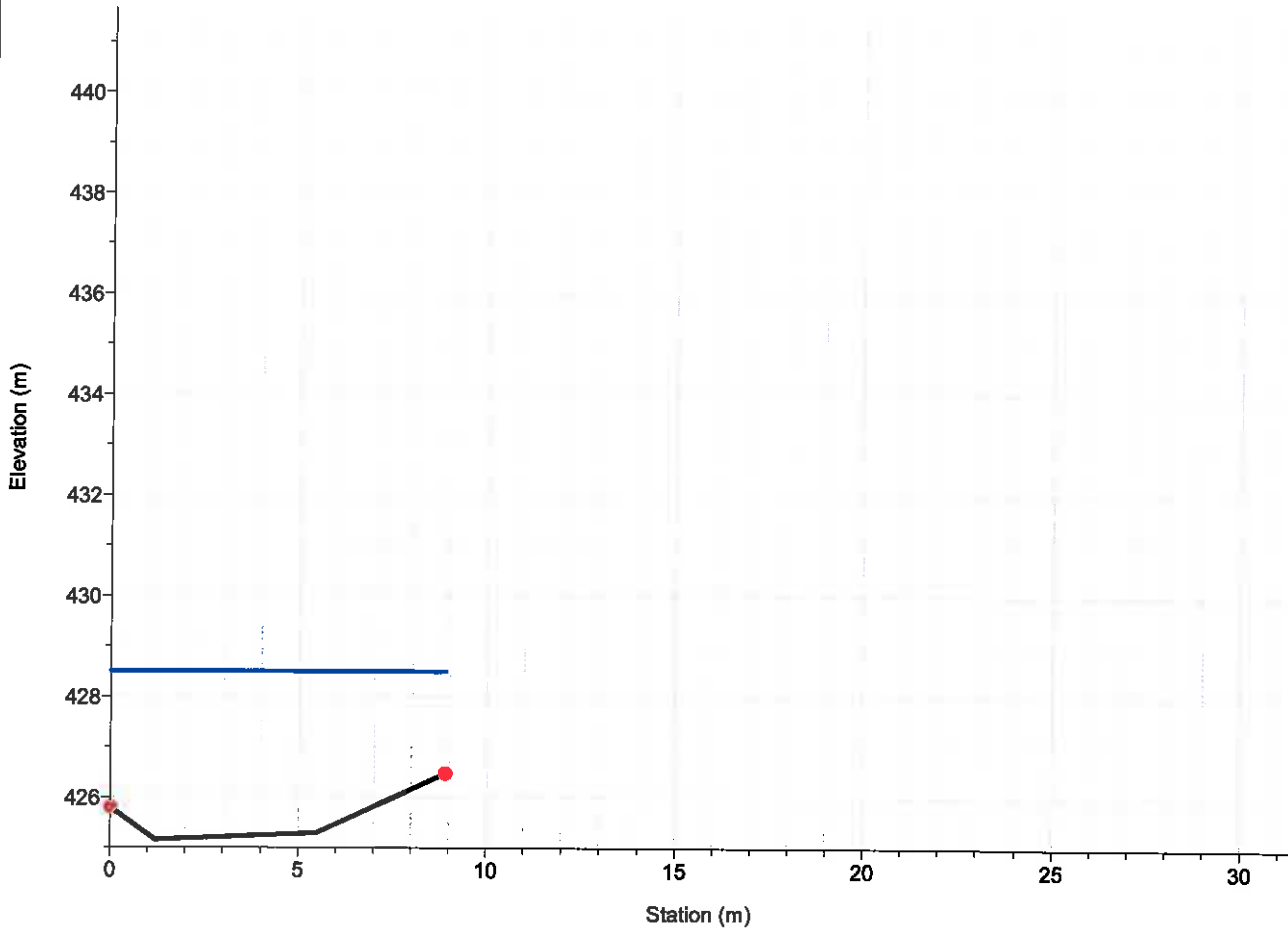
RS = 12.1 Sez. 12.1 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

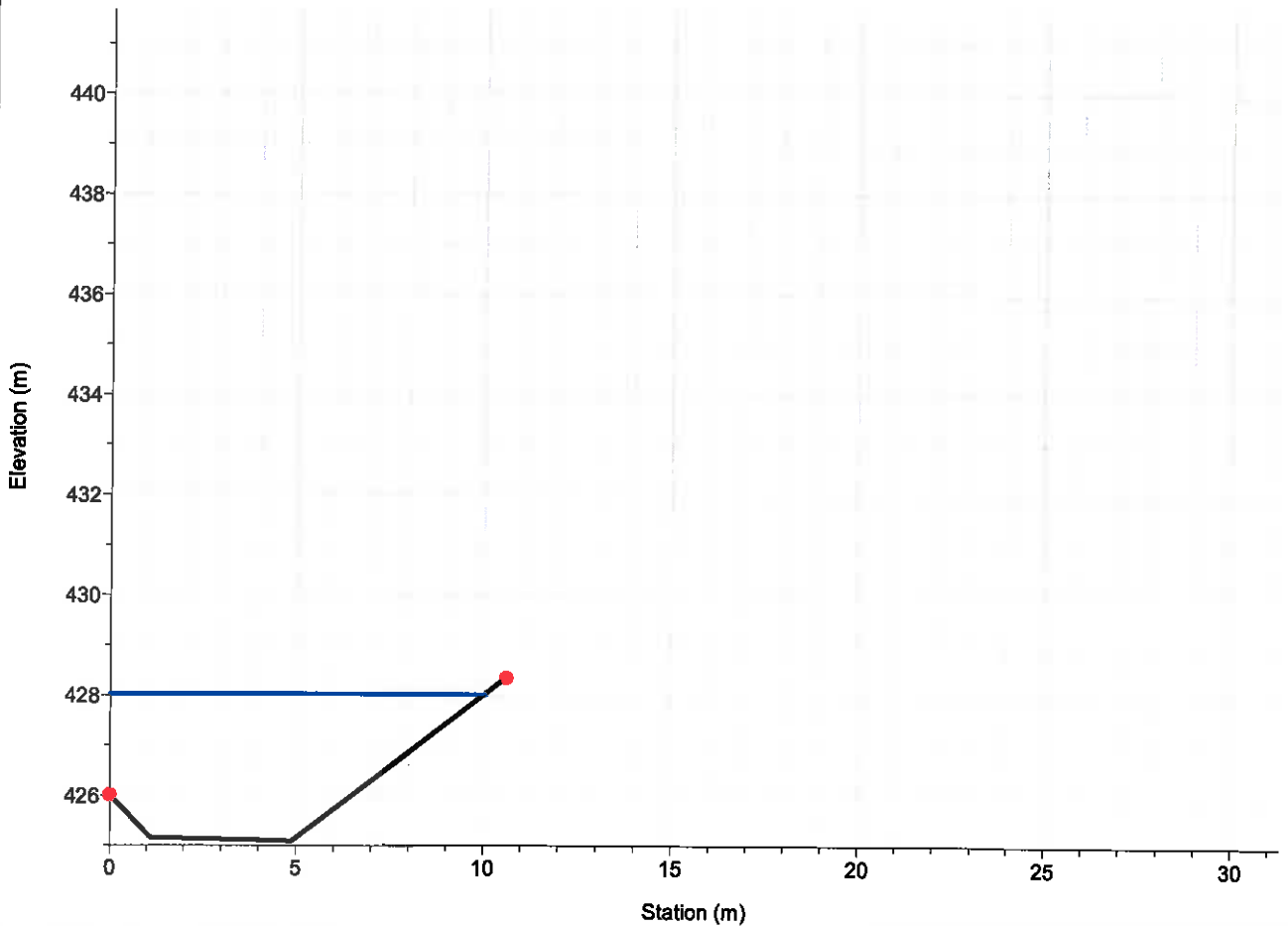
### Rio Traversa

RS = 12 Sez. 12 - guado Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s



### Rio Traversa

RS = 11.1 Sez. 11.1 - guado Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s

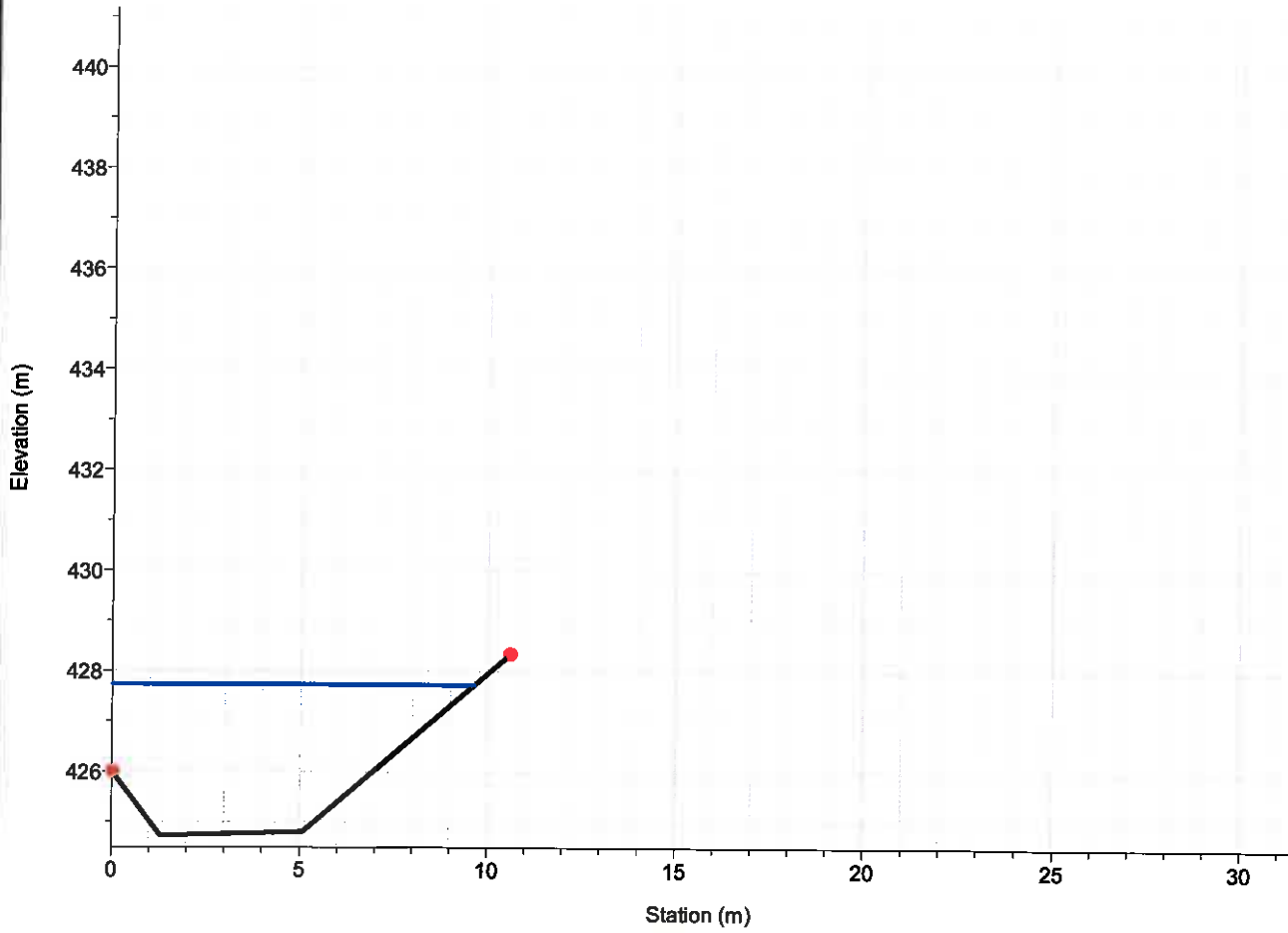


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m



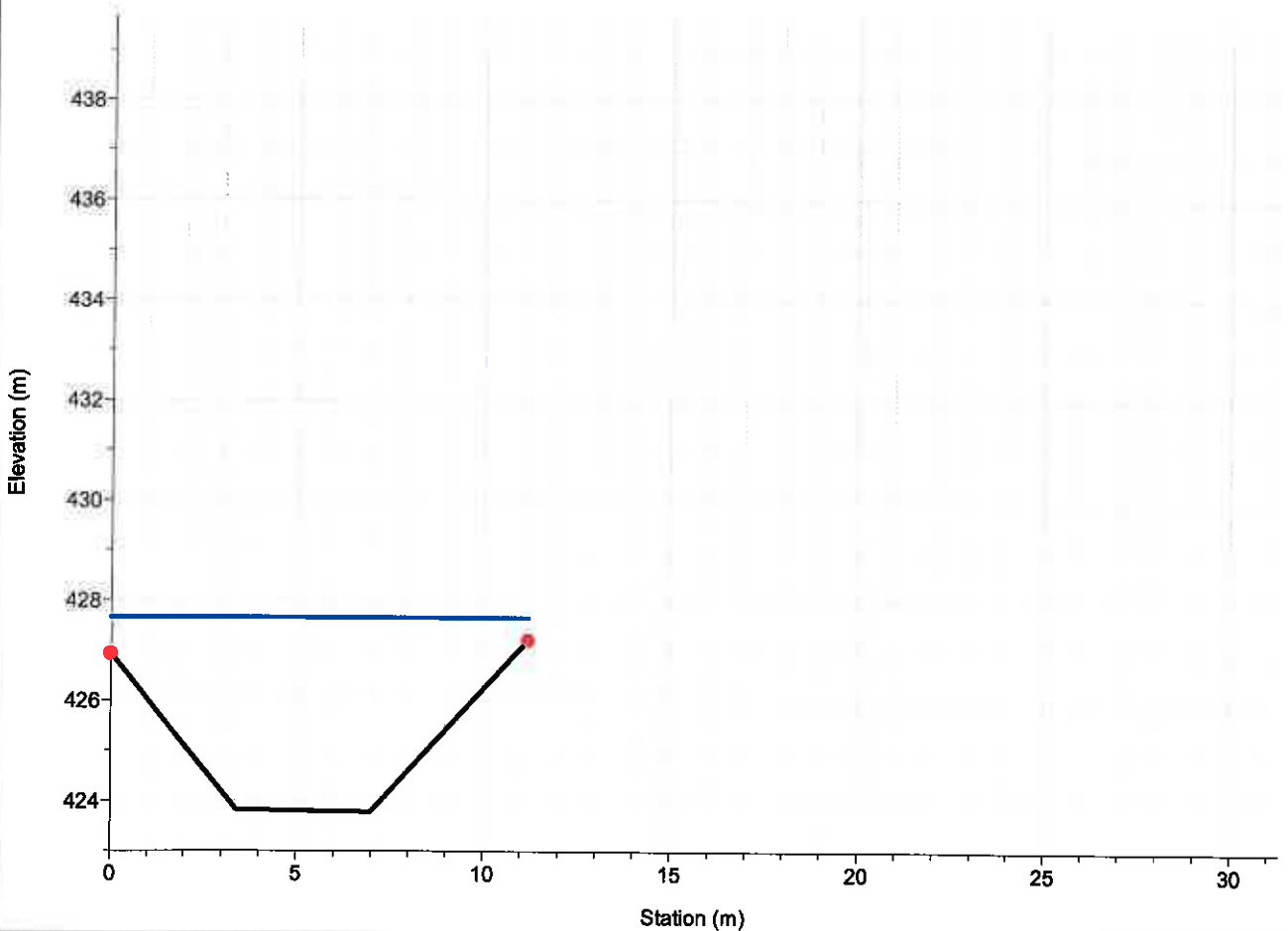
### Rio Traversa

RS = 11 Sez. 11 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



### Rio Traversa

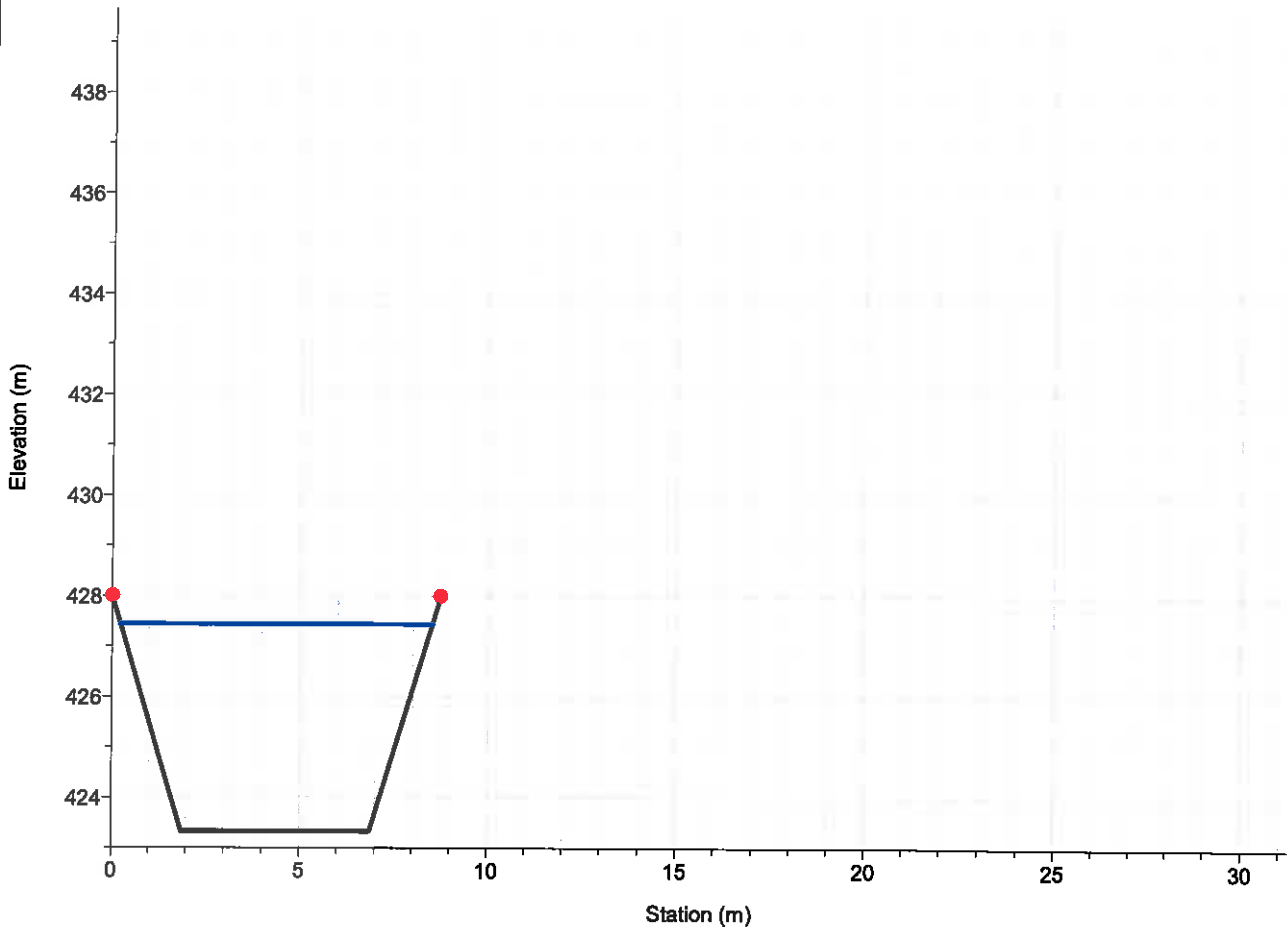
RS = 10 Sez. 10 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1,5 m

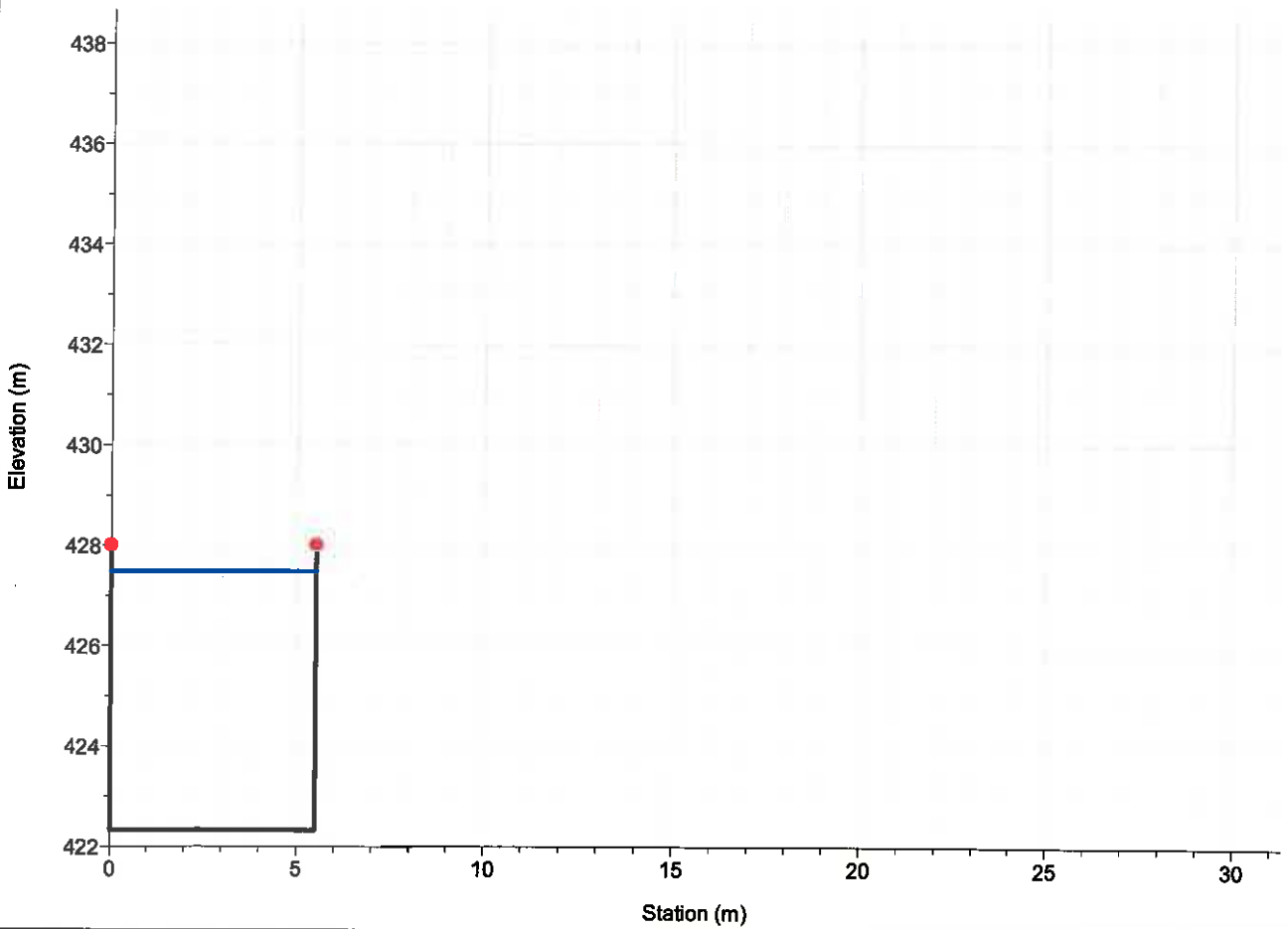
### Rio Traversa

RS = 9.5 Sez. 9.5 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s



### Rio Traversa

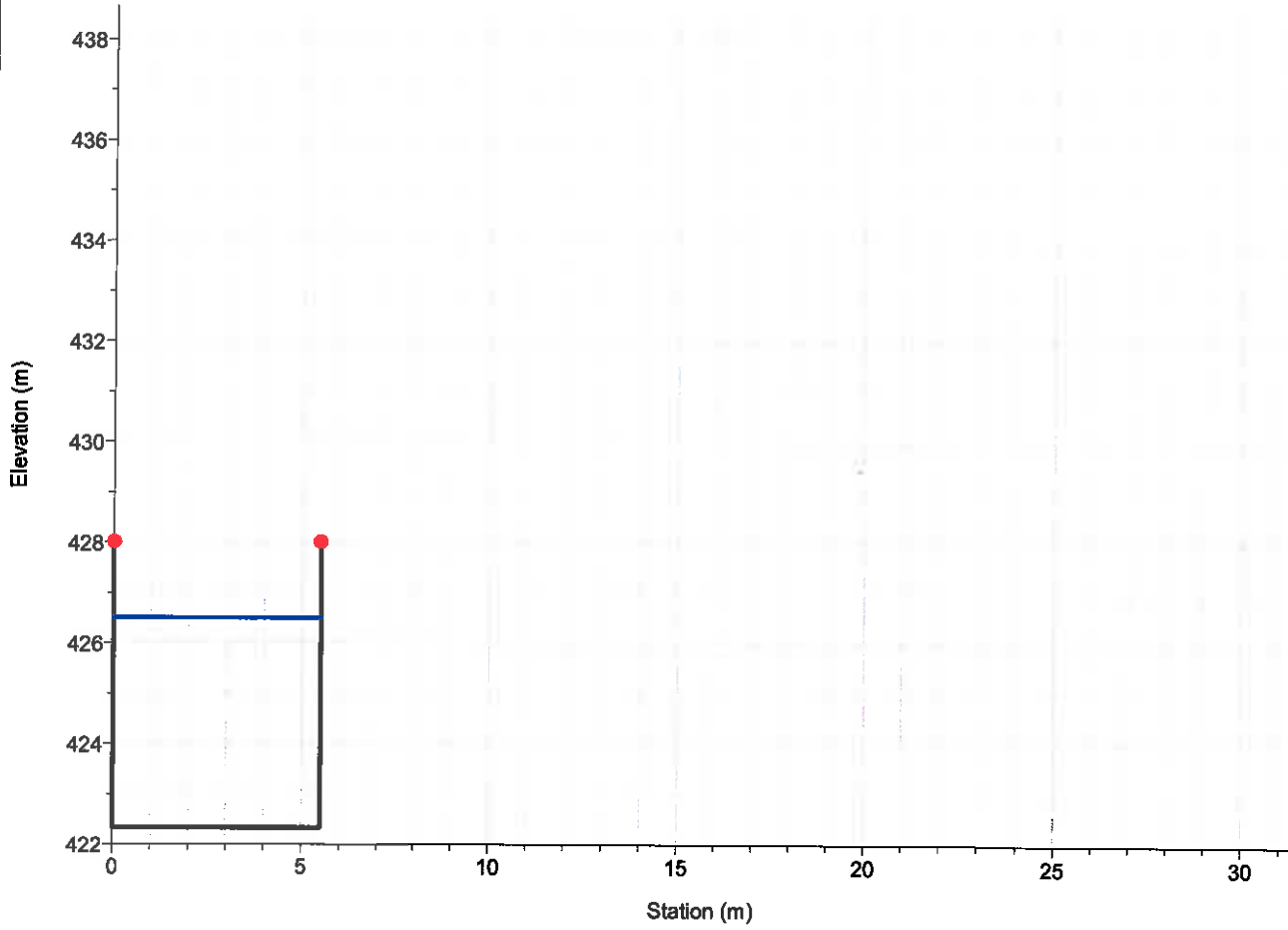
RS = 9.4 Sez. 9.4 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

### Rio Traversa

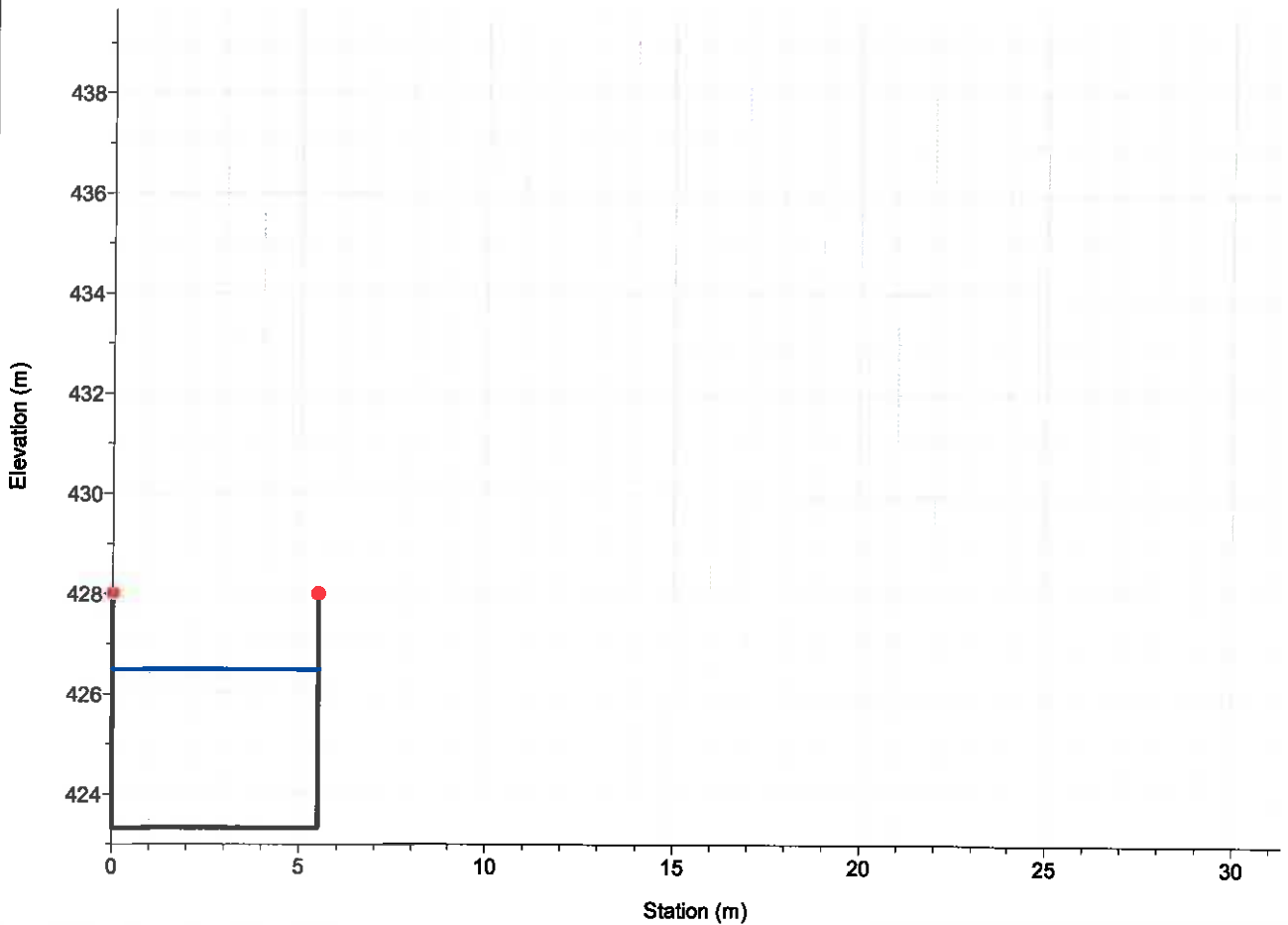
RS = 9.3 Sez. 9.3 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

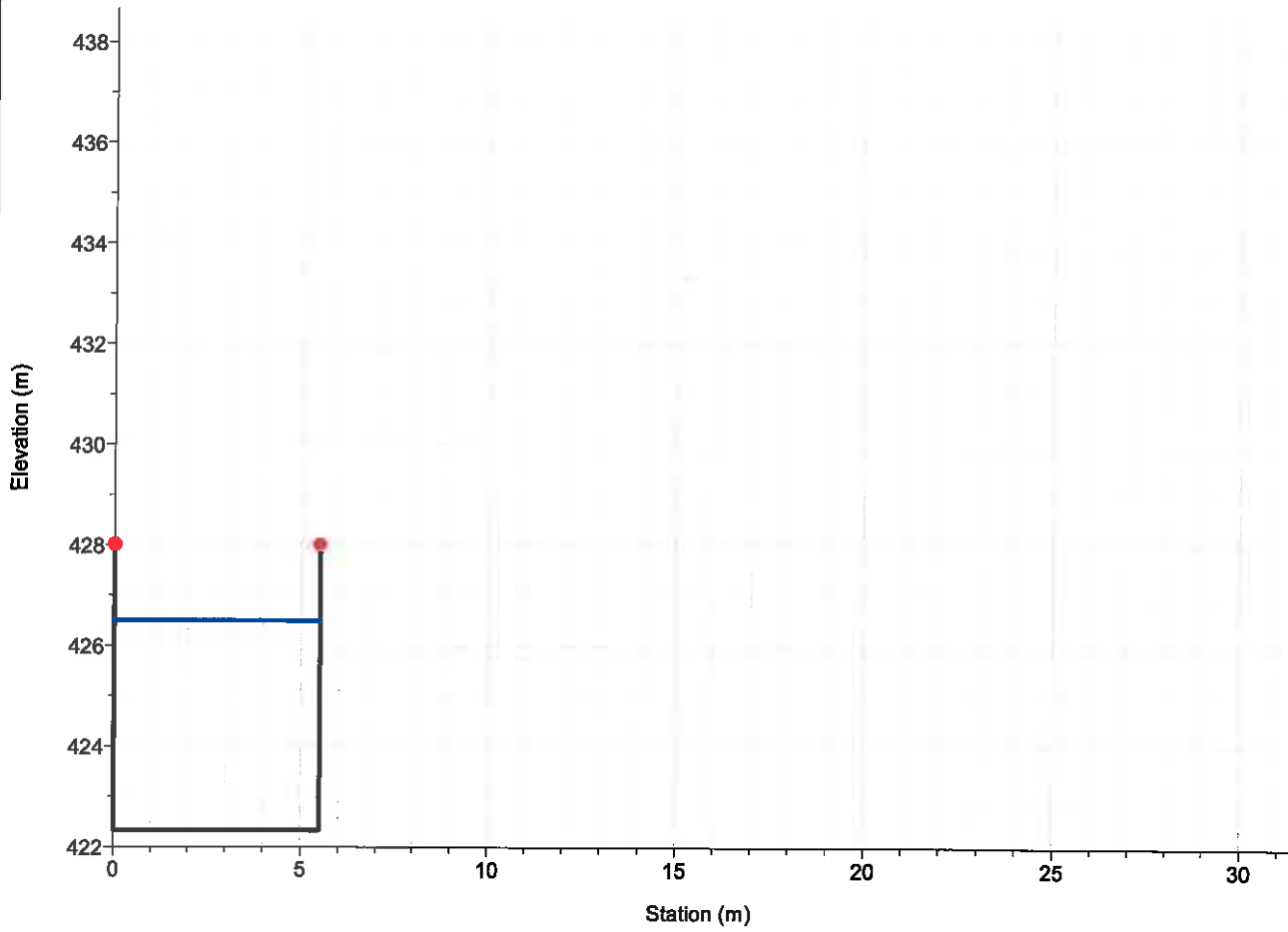
RS = 9.25 Sez. 9.25 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

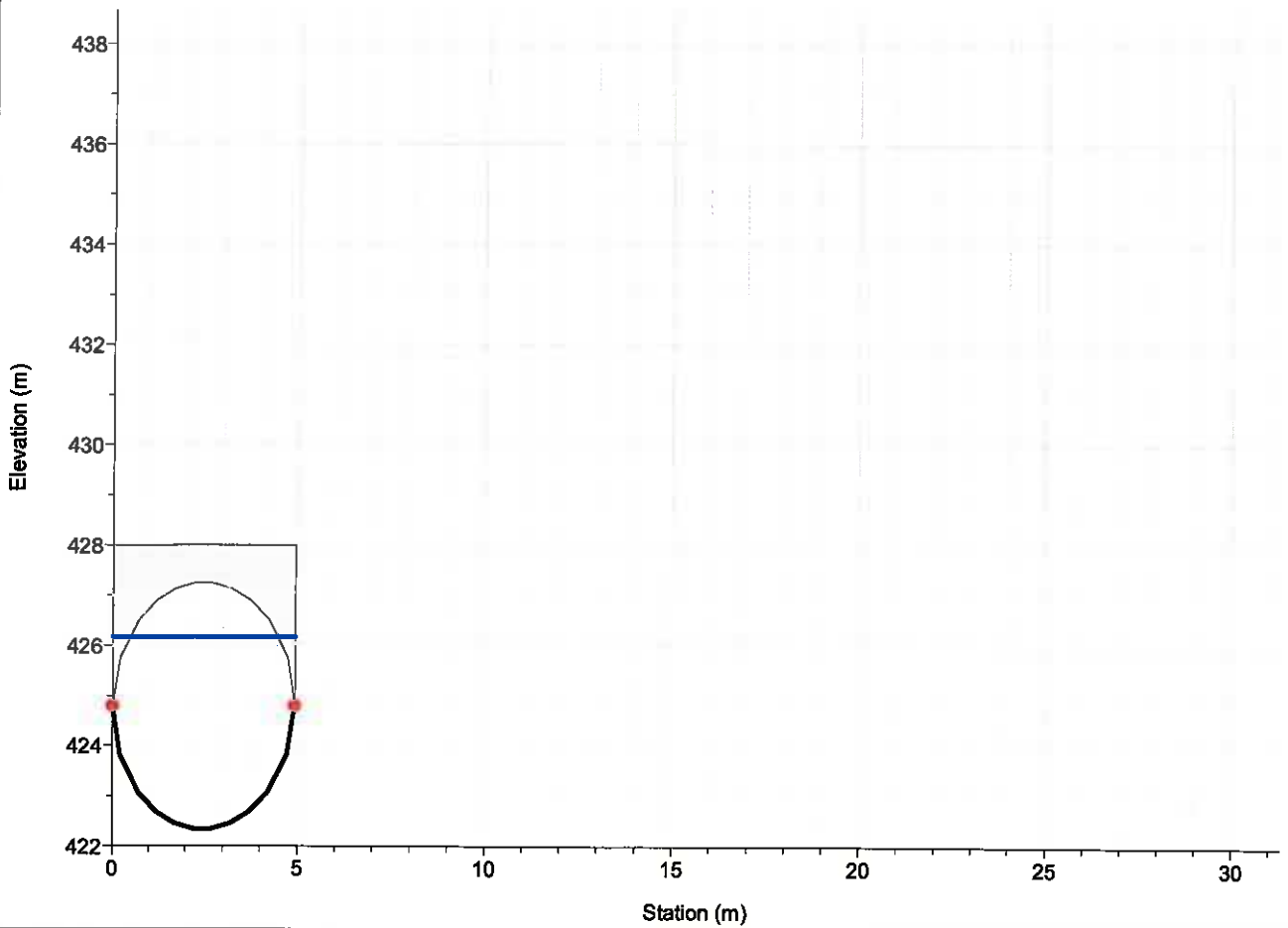
RS = 9.24 Sez. 9.24 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

RS = 9.1 Sez. 9.1 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m³/s

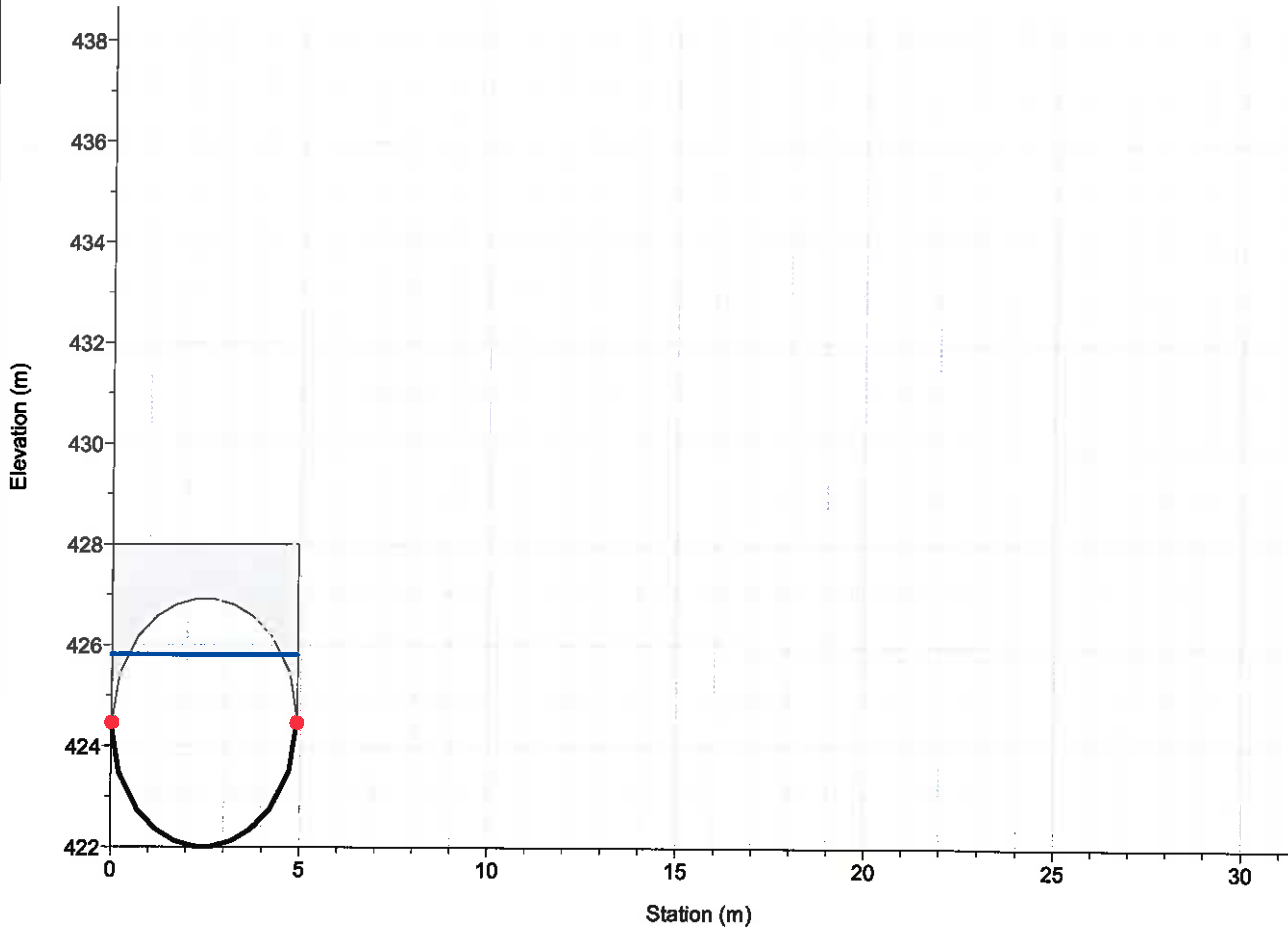


Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

### Rio Traversa

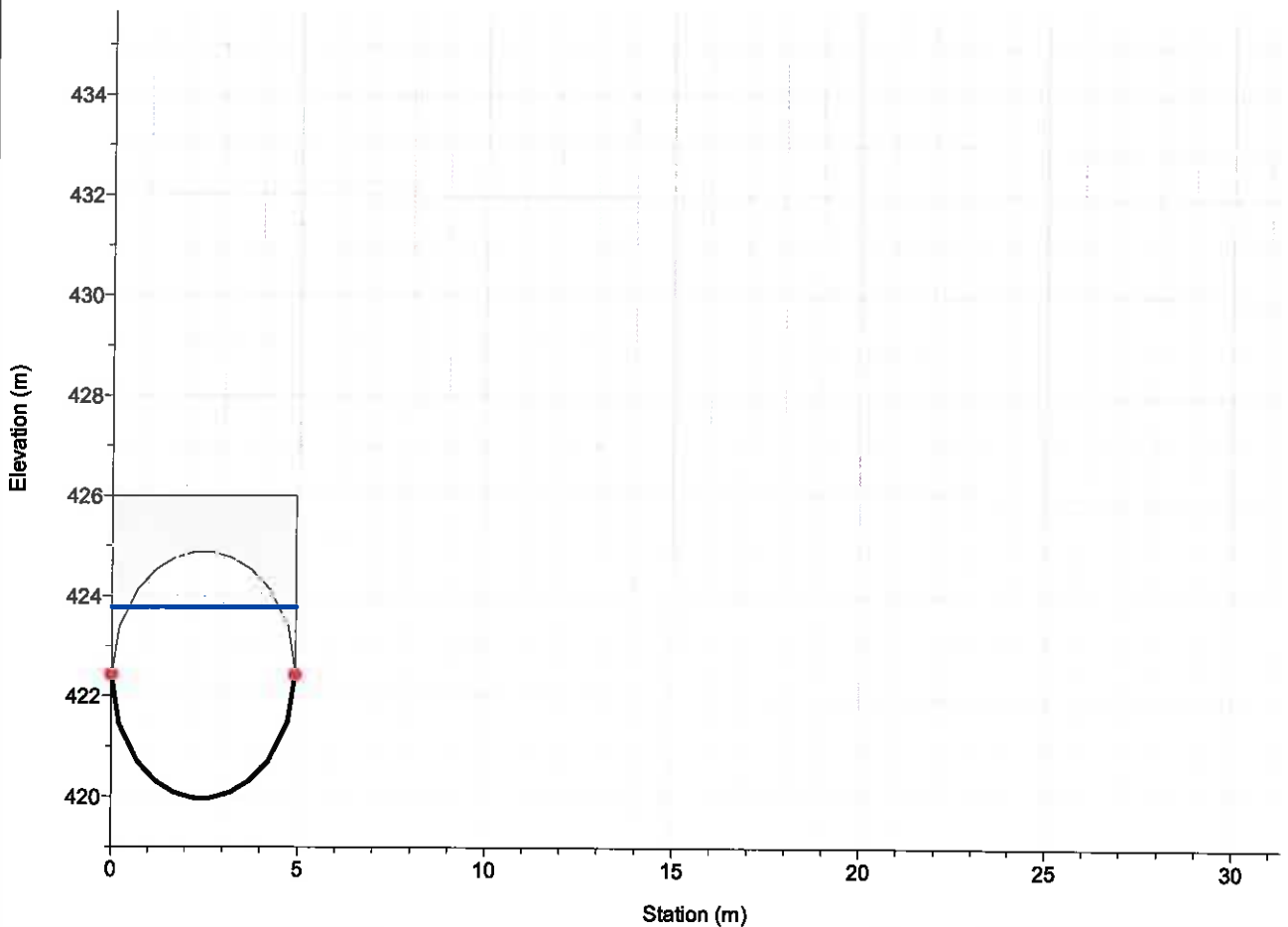
RS = 9 Sez. 9 Stato di progetto provvisorio -  $Q=97 \text{ m}^3/\text{s}$



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

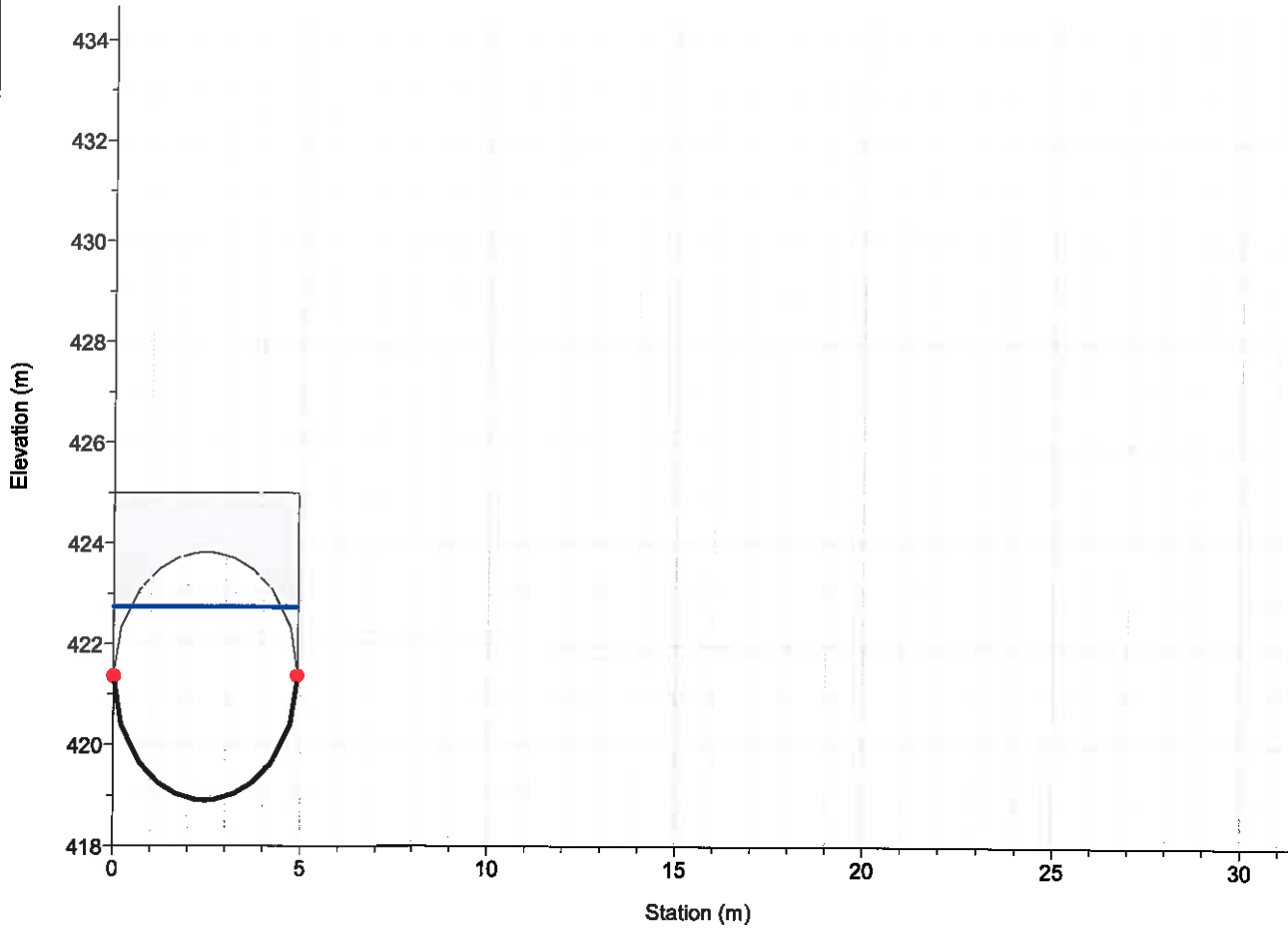
RS = 8.1 Sez. 8.1 Stato di progetto provvisorio -  $Q=97 \text{ m}^3/\text{s}$



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

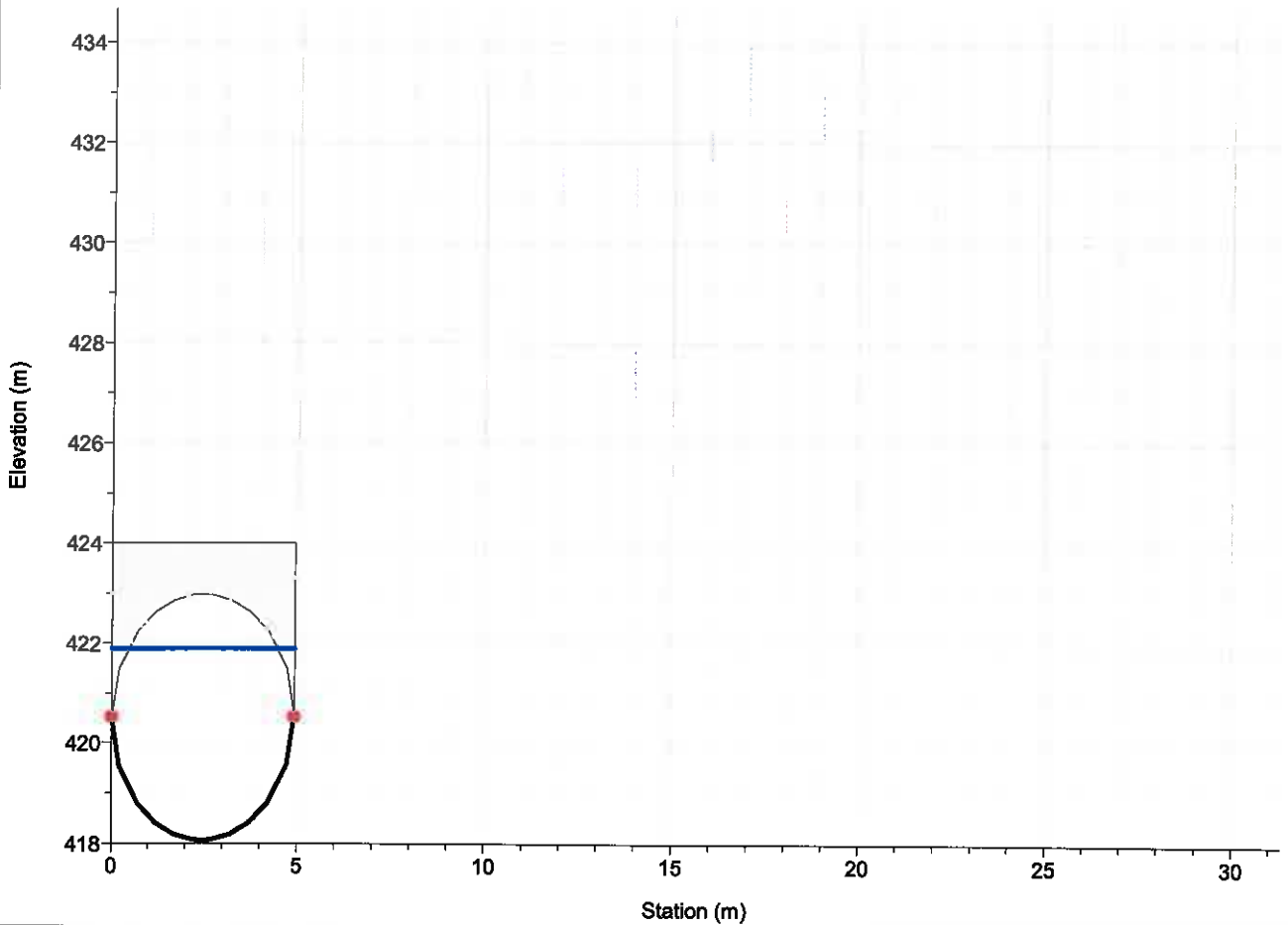
RS = 7 Sez. 7 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

RS = 6.2 sez. 6.2 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s

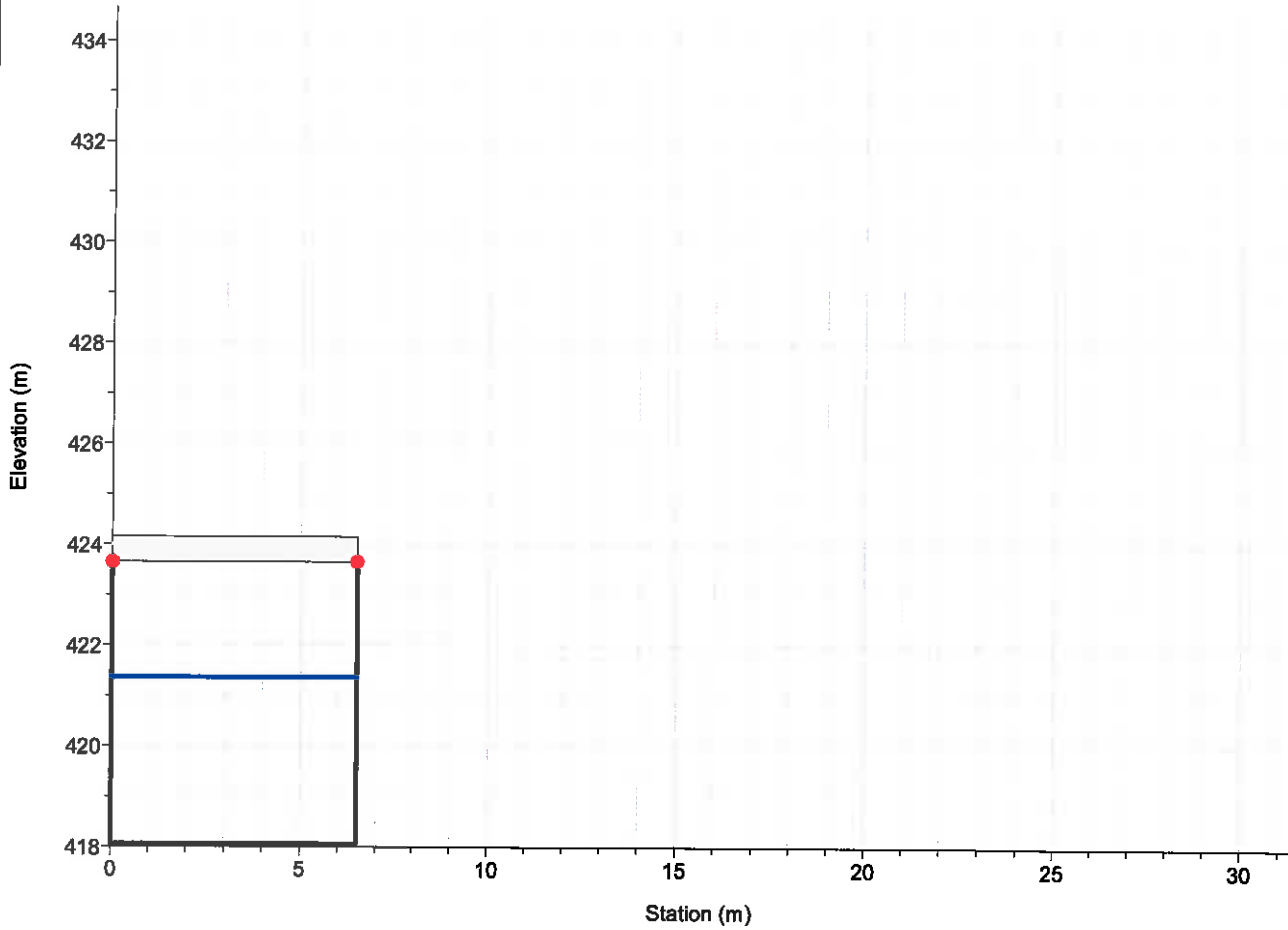


Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

### Rio Traversa

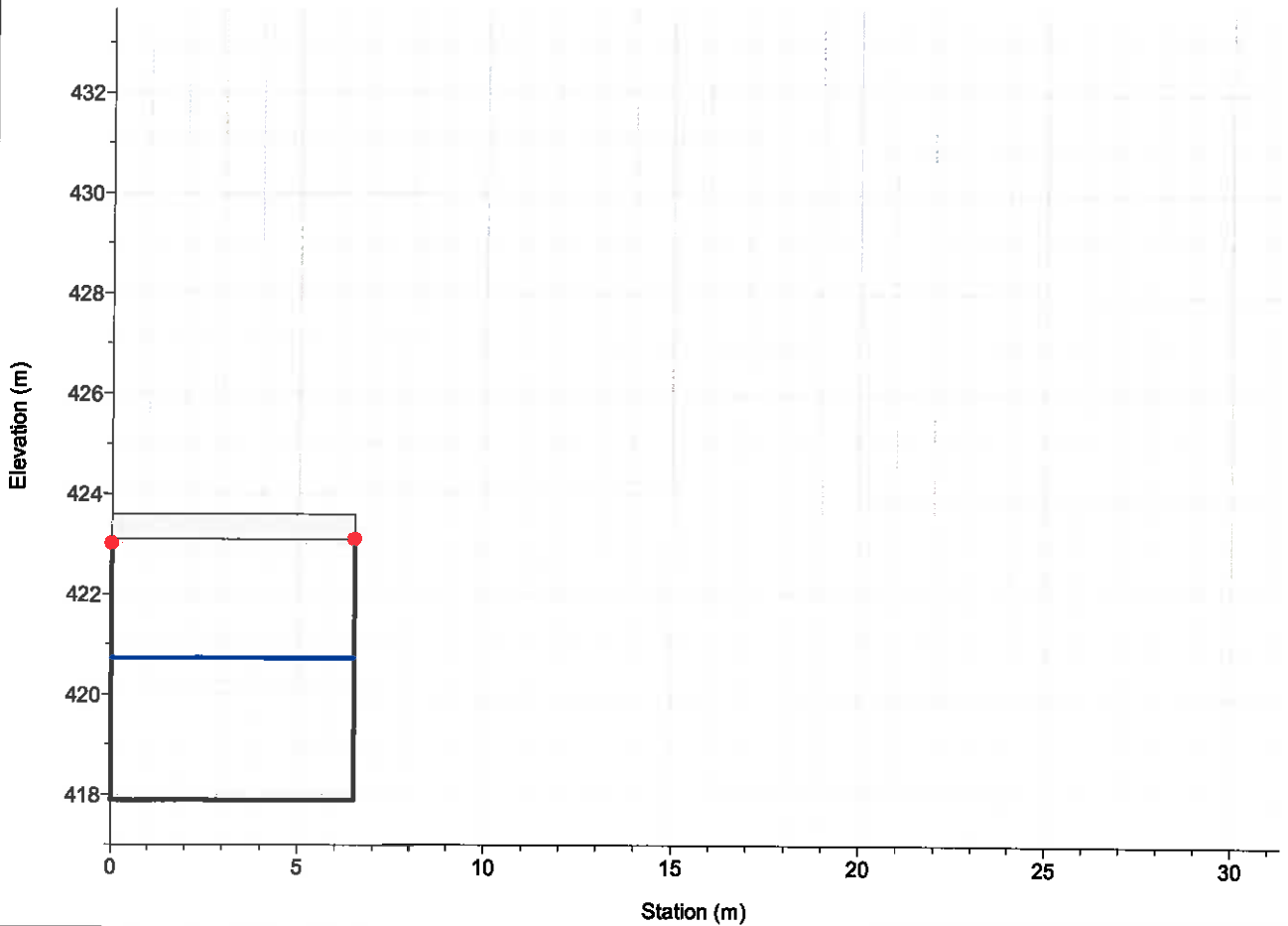
RS = 6.1 Sez. 6.1 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

RS = 6 Sez. 6 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s

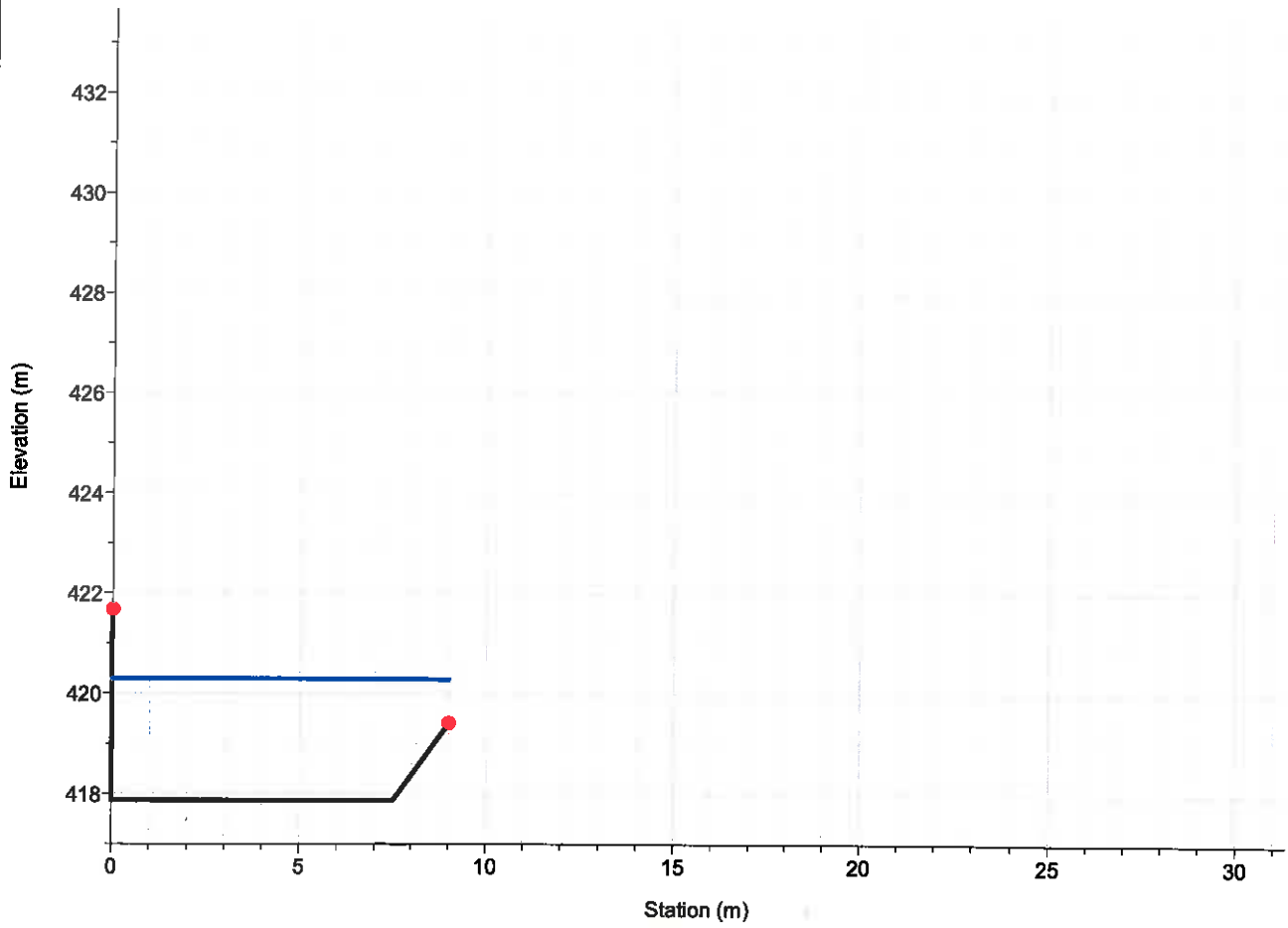


Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

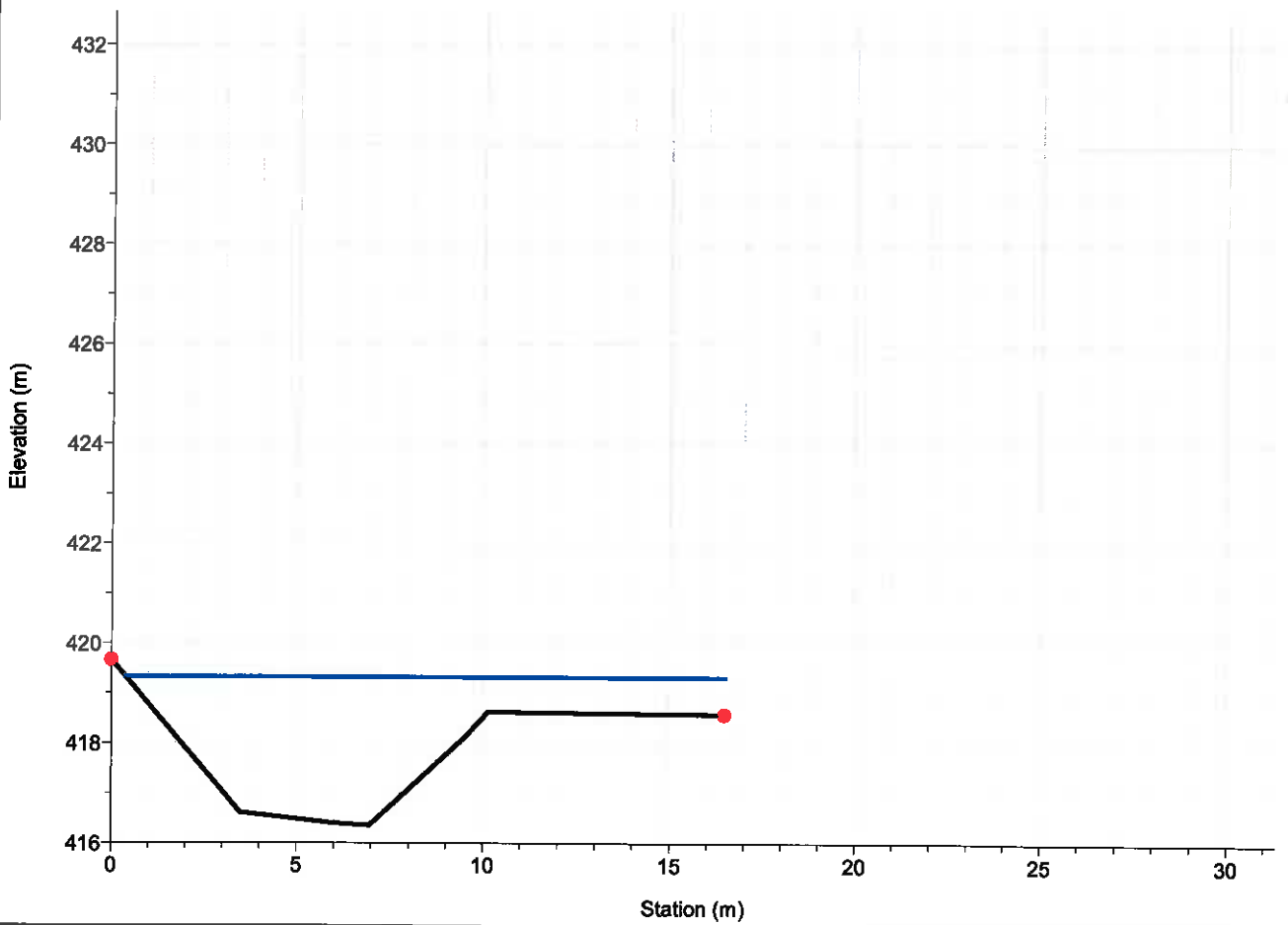
### Rio Traversa

RS = 5.9 Sez. 5.9 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



### Rio Traversa

RS = 5 Sez. 5 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s

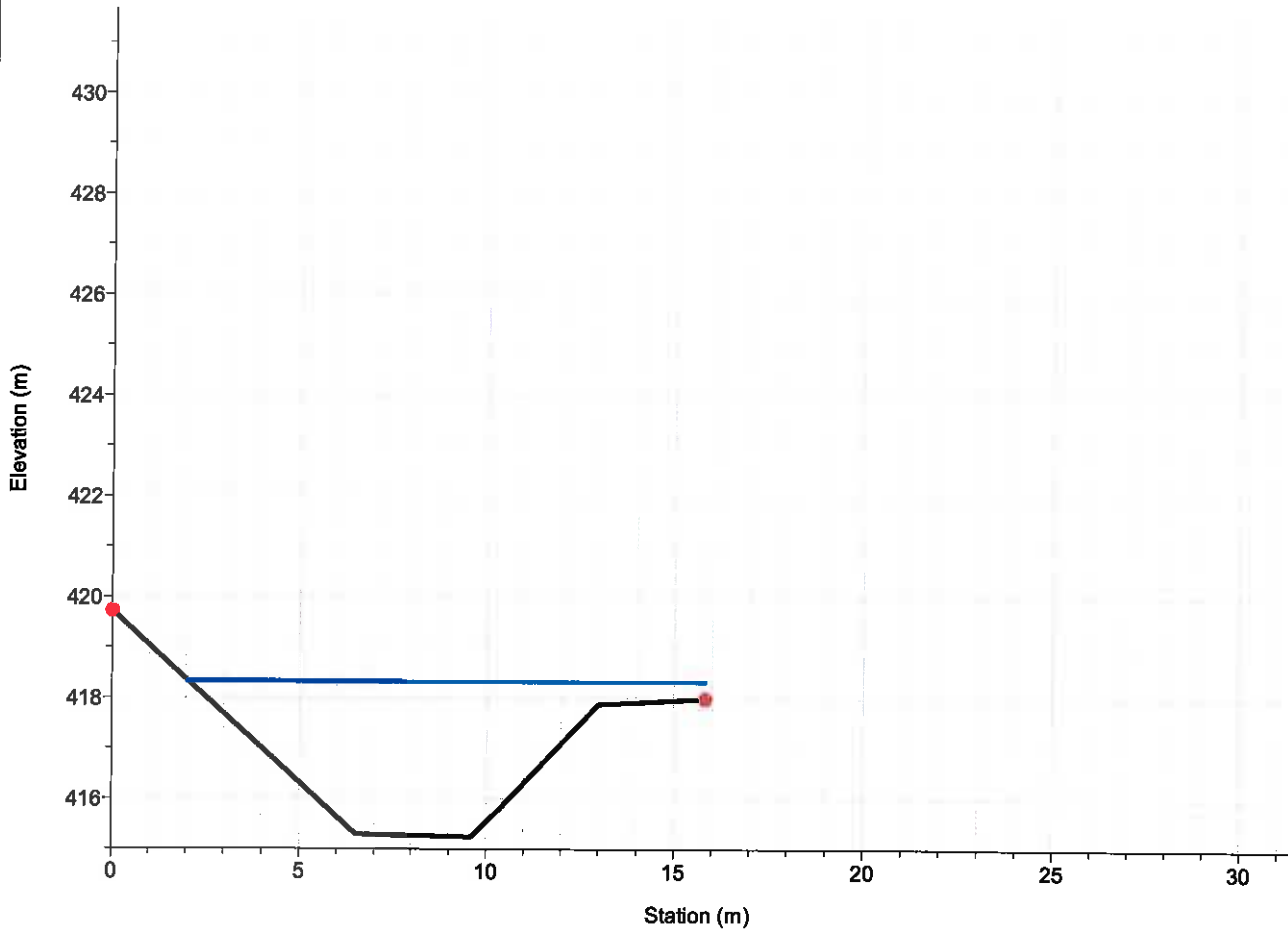


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m



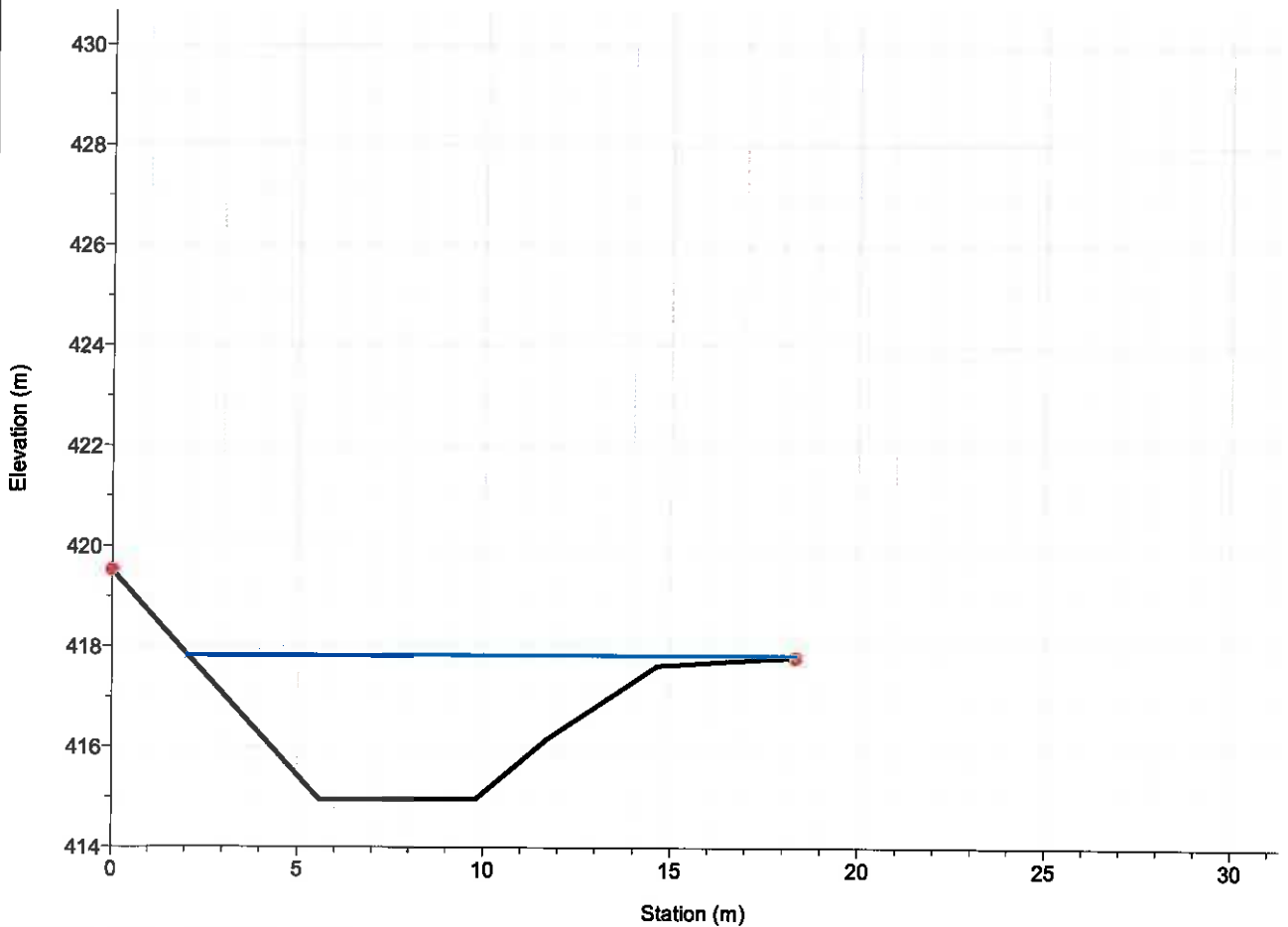
### Rio Traversa

RS = 4 Sez. 4 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



### Rio Traversa

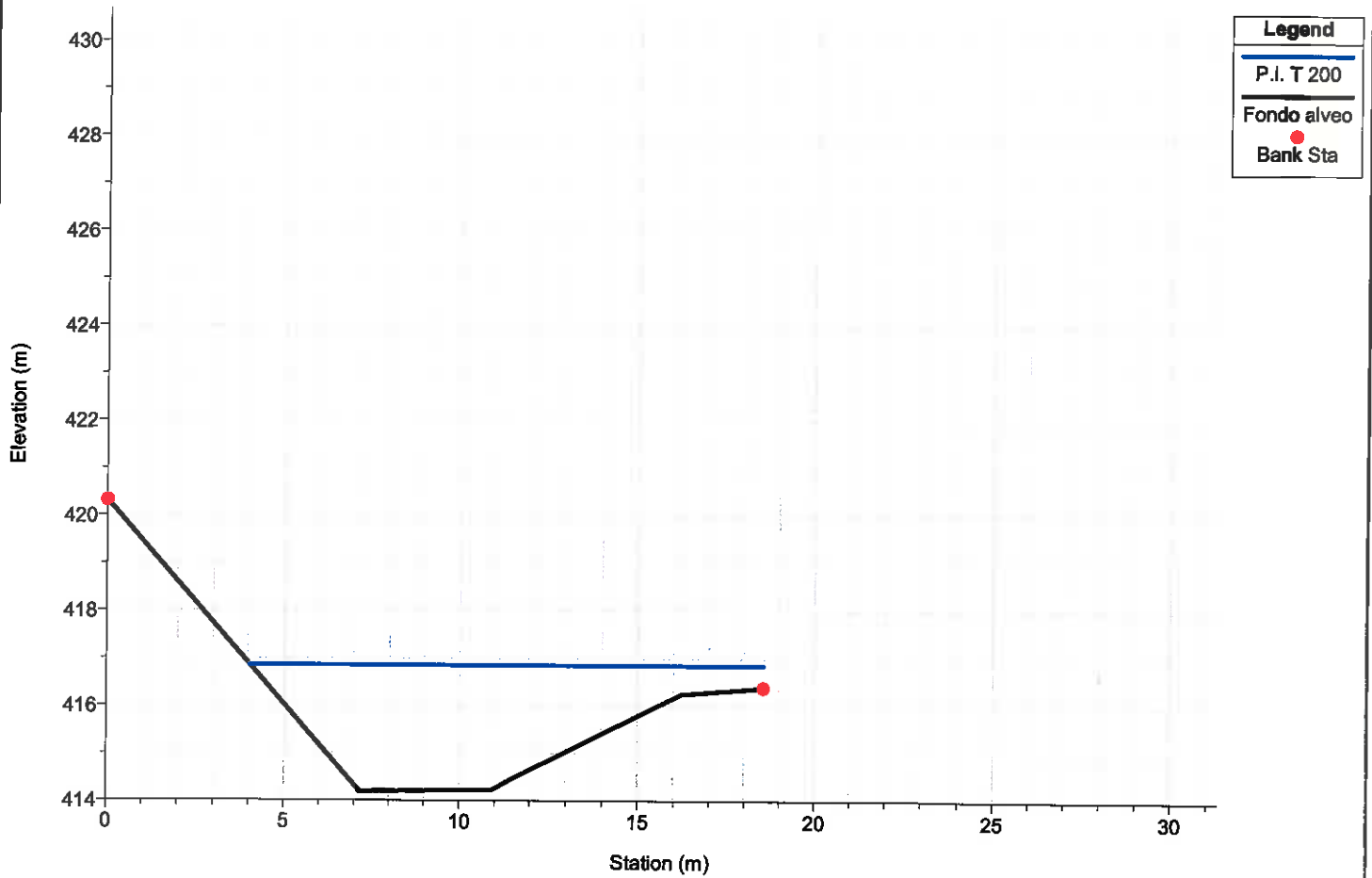
RS = 3 Sez. 3 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

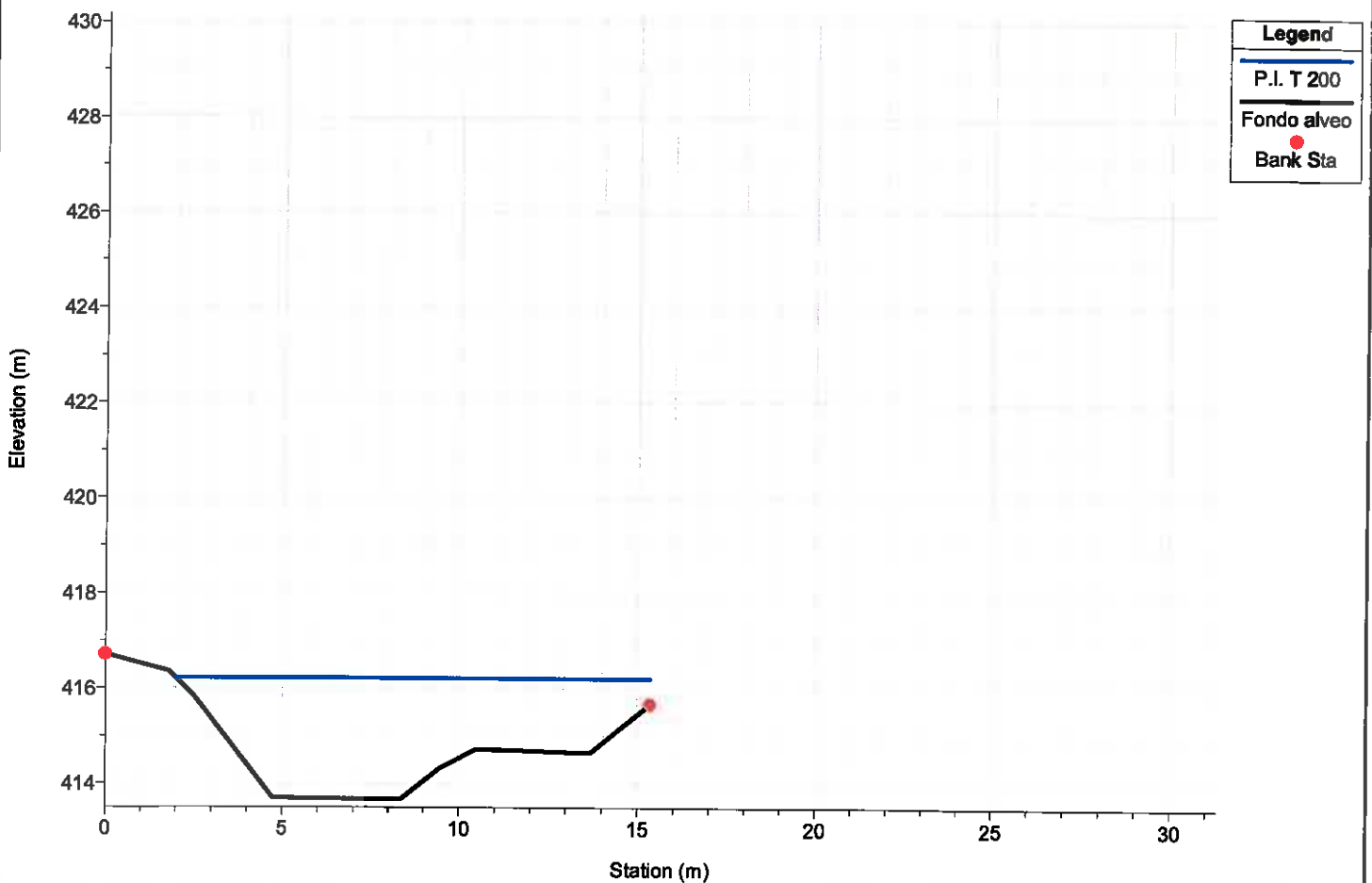
### Rio Traversa

RS = 2 Sez. 2 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



### Rio Traversa

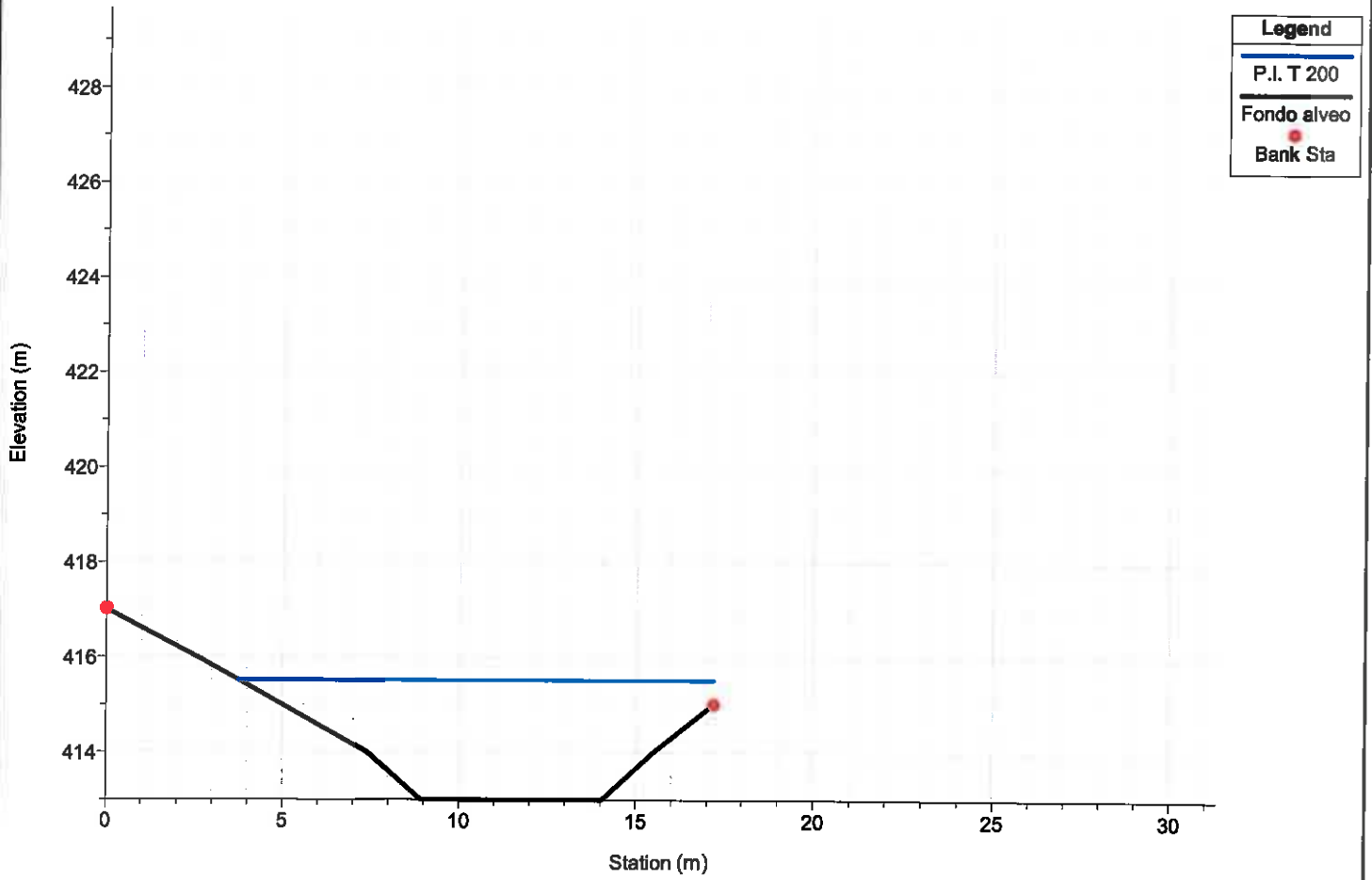
RS = 1 Sez. 1 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

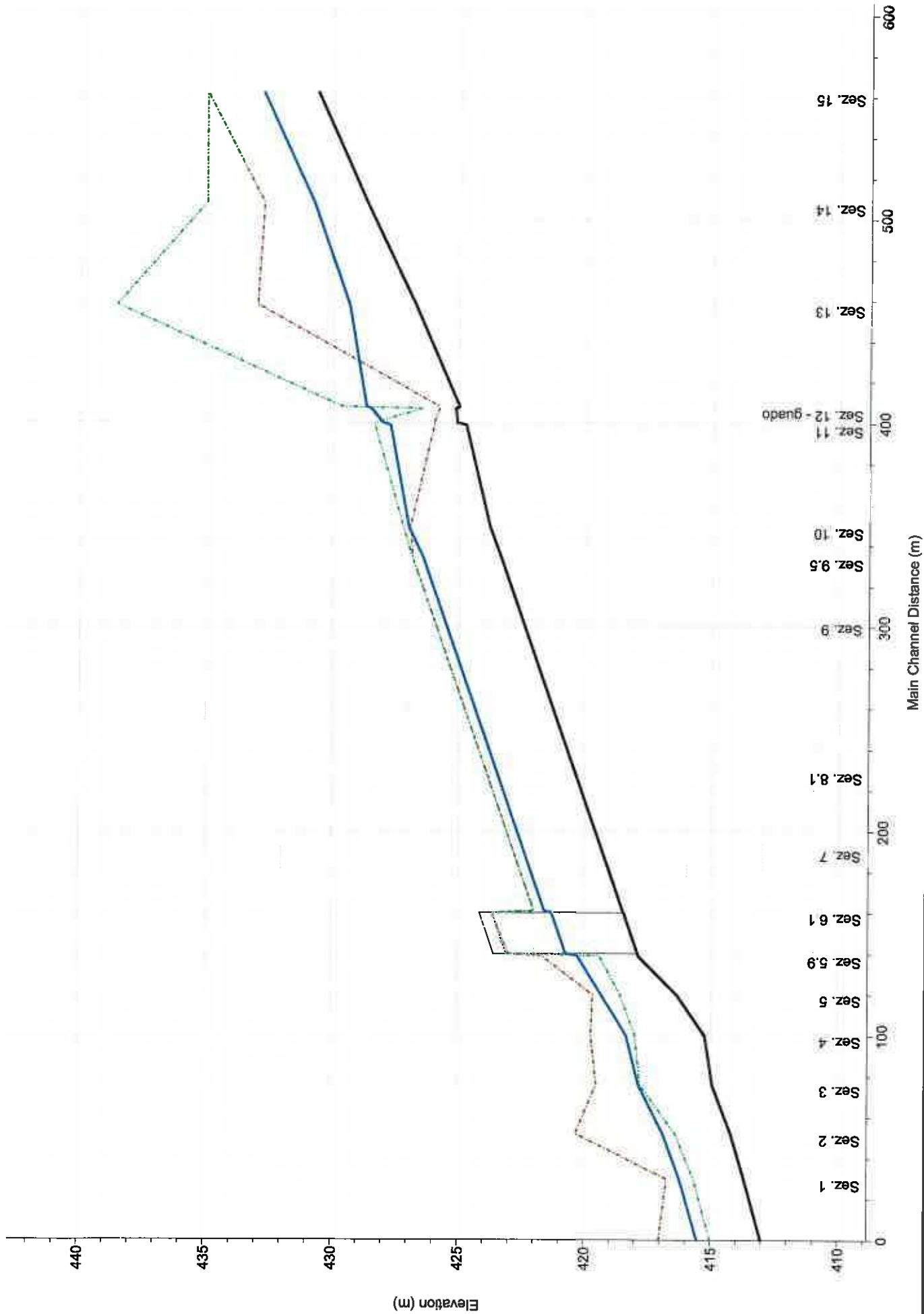
# Rio Traversa

RS = 0 Sez. 0 Stato di progetto provvisorio - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Rio Traversa Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s

Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Argine sinistro
	Argine destro

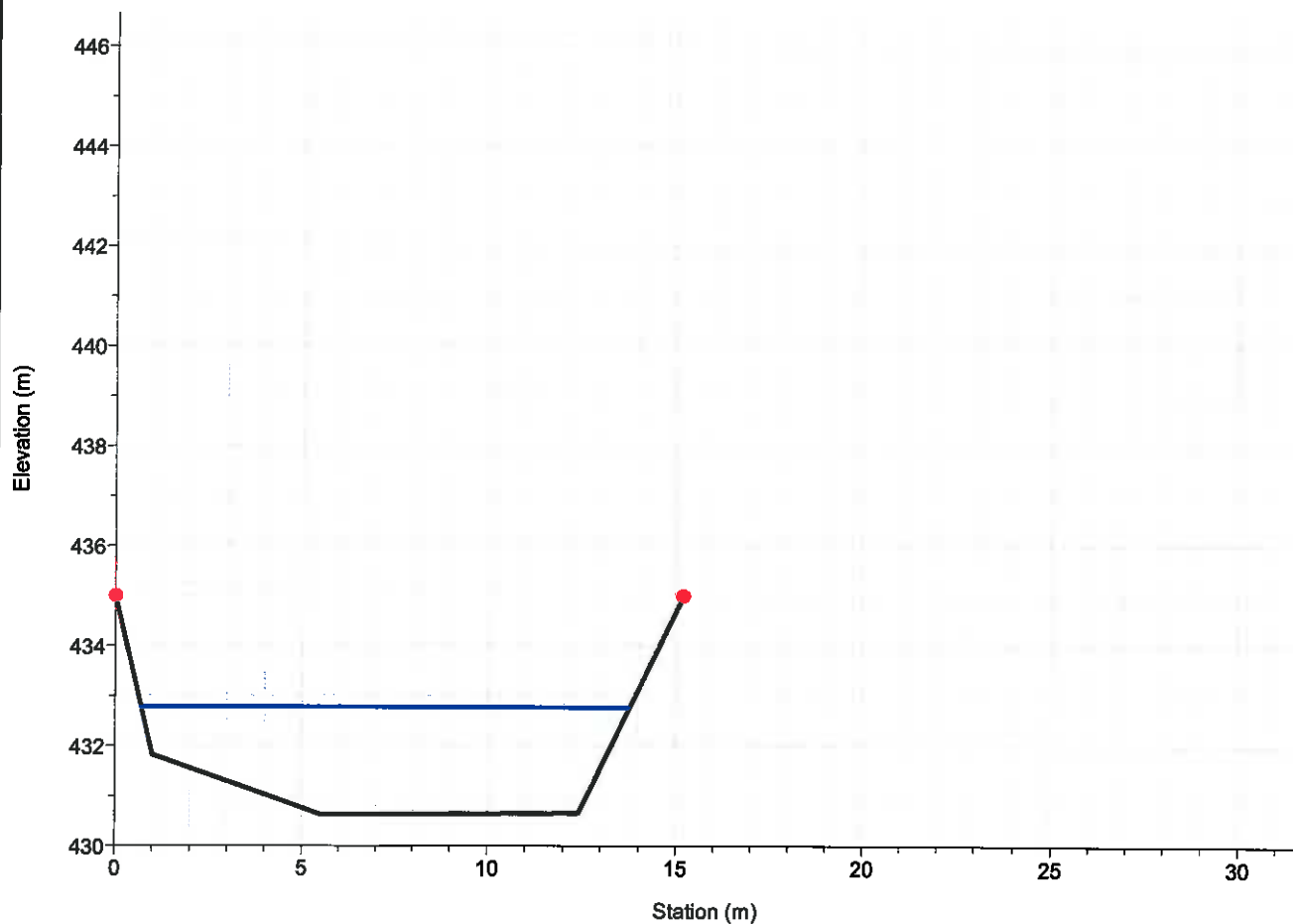


1 cm Horiz. = 25 m 1 cm Vert. = 2 m

Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len (m)	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	LOB Elev (m)	ROB Elev (m)	W S Elev (m)	Hydr Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	E G Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
traversa	15	T 200	562.00	97.00	430.63	435.00	432.77	432.77	1.78	2.14	433.66	4.18	23.21	13.06	1.00
traversa	14	T 200	508.00	97.00	428.70	432.74	430.77	430.77	1.70	2.07	431.82	4.09	23.74	13.97	1.00
traversa	13	T 200	458.00	97.00	426.76	433.00	429.38	429.38	1.88	2.62	430.32	4.31	22.82	11.99	1.00
traversa	12 1	T 200	408.00	97.00	425.00	425.79	428.70	428.70	2.63	3.70	429.20	3.12	31.04	11.80	0.61
traversa	12	T 200	407.00	97.00	425.15	425.79	428.50	428.50	2.99	3.35	429.17	3.64	26.63	8.90	0.67
traversa	11 1	T 200	400.00	97.00	425.09	426.00	428.03	428.03	2.12	2.94	429.09	4.56	21.25	10.03	1.00
traversa	11	T 200	399.00	97.00	424.73	426.00	427.73	427.73	2.18	3.00	428.82	4.63	20.97	9.64	1.00
traversa	10	T 200	349.00	97.00	423.78	426.93	427.20	426.99	2.13	3.21	427.87	4.17	23.28	10.94	0.91
traversa	9 5	T 200	334.00	97.00	423.33	426.83	426.41	426.41	2.56	3.08	427.70	5.02	19.31	7.53	1.00
traversa	9	T 200	302.00	97.00	422.43	425.93	425.51	425.51	2.56	3.08	426.80	5.02	19.31	7.54	1.00
traversa	8 1	T 200	229.00	97.00	420.39	423.89	423.47	423.47	2.56	3.08	424.76	5.02	19.31	7.54	1.00
traversa	7	T 200	191.00	97.00	419.33	422.83	422.41	422.41	2.56	3.08	423.70	5.02	19.32	7.54	1.00
traversa	6 2	T 200	161.00	97.00	418.49	421.99	421.57	421.57	2.56	3.08	422.86	5.02	19.32	7.54	1.00
traversa	6 1	T 200	160.00	97.00	418.45	423.65	421.29	421.29	2.84	2.84	422.70	5.26	18.45	6.50	1.00
traversa	6	T 200	140.00	97.00	417.89	423.09	420.73	420.73	2.84	2.84	422.14	5.26	18.45	6.50	1.00
traversa	5 9	T 200	139.00	97.00	417.87	421.67	419.41	420.28	2.28	2.40	421.42	4.73	20.49	9.00	1.00
traversa	5	T 200	120.00	97.00	416.35	419.66	418.58	419.33	1.54	2.98	420.11	3.91	24.81	16.12	1.01
traversa	4	T 200	100.00	97.00	415.24	419.72	417.98	418.33	1.70	3.09	419.20	4.13	23.48	13.79	1.01
traversa	3	T 200	76.00	97.00	414.94	419.51	417.77	417.83	1.53	2.89	418.60	3.90	24.90	16.29	1.01
traversa	2	T 200	52.00	97.00	414.19	420.32	416.38	416.86	1.65	2.67	417.69	4.04	23.98	14.53	1.01
traversa	1	T 200	30.00	97.00	413.67	416.71	415.66	416.21	1.75	2.54	417.09	4.16	23.32	13.35	1.00
traversa	0	T 200		97.00	413.00	417.00	415.00	415.51	1.74	2.51	416.39	4.15	23.35	13.44	1.01

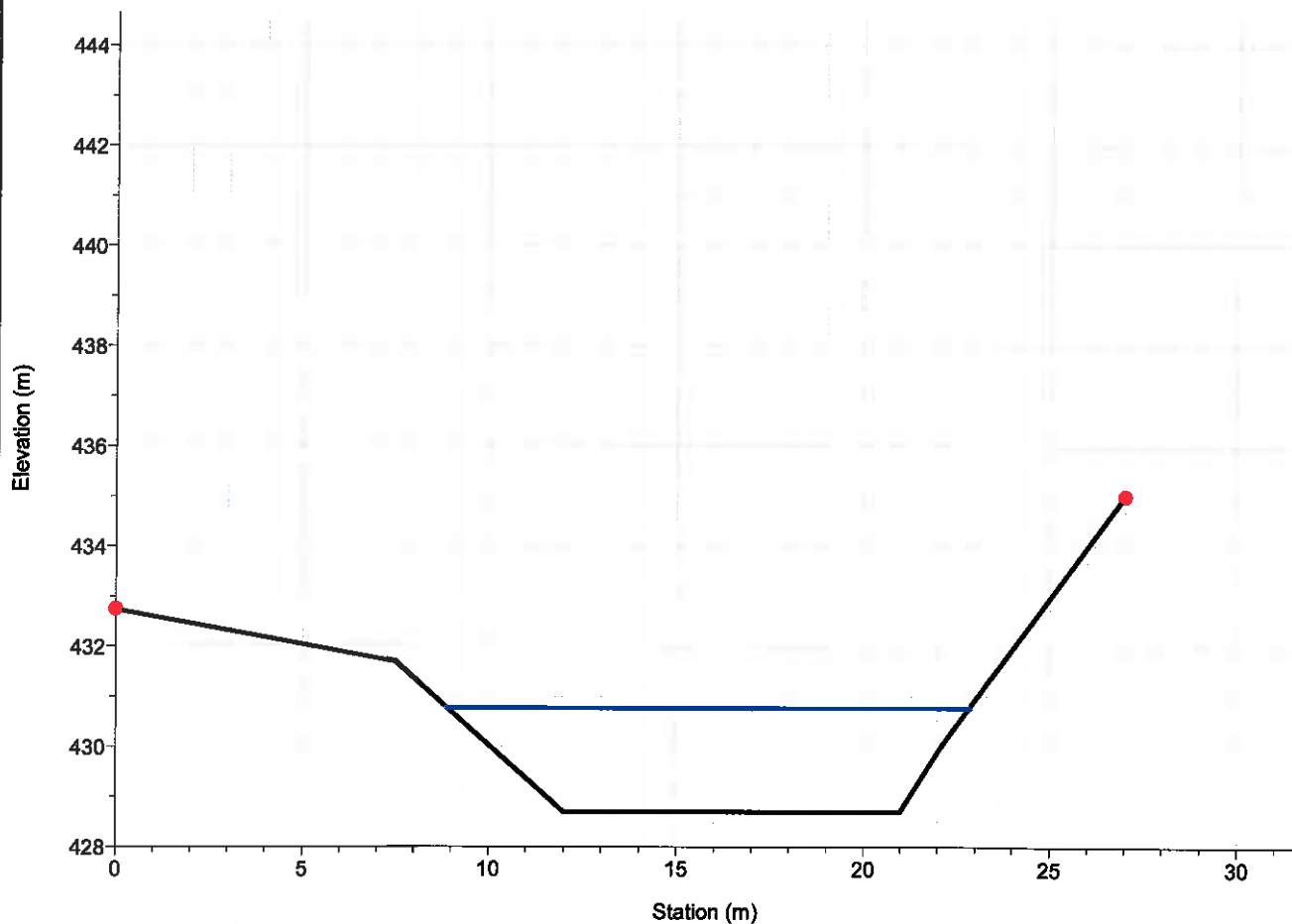
### Rio Traversa

RS = 15 Sez. 15 Stato di progetto definitivo - Q=97 m³/s



### Rio Traversa

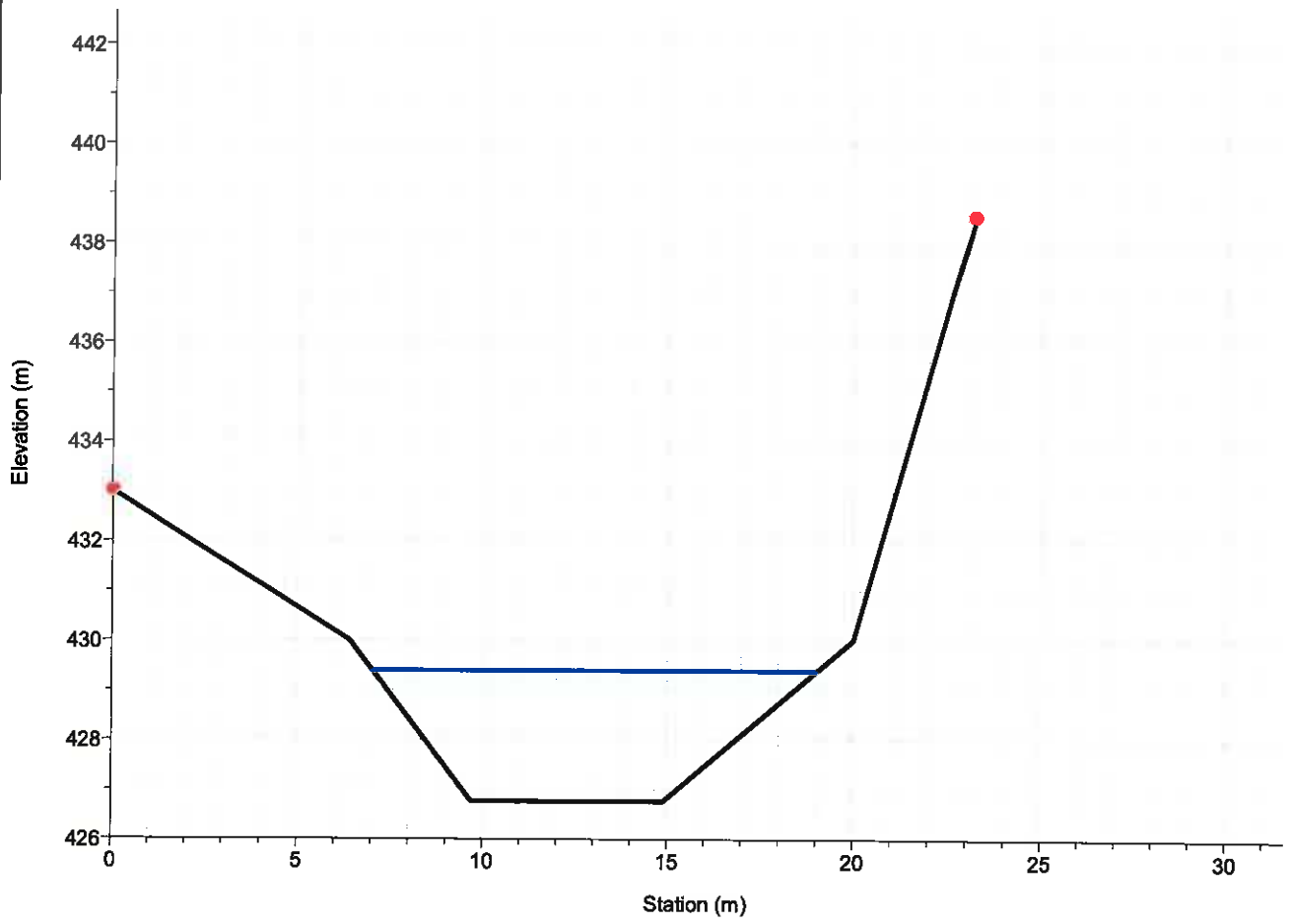
RS = 14 Sez. 14 Stato di progetto definitivo - Q=97 m³/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

### Rio Traversa

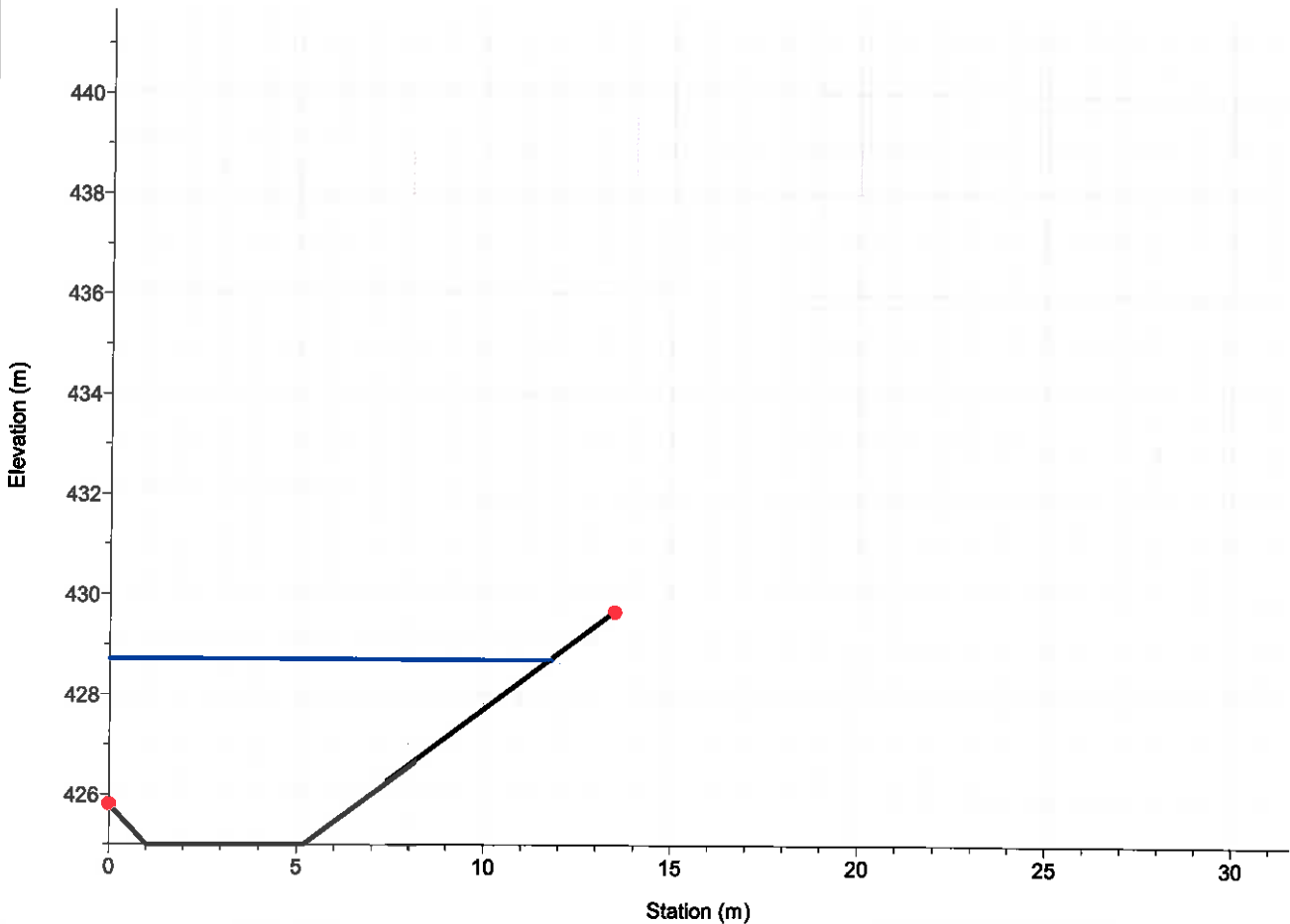
RS = 13 Sez. 13 Stato di progetto definitivo - Q=97 m³/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

RS = 12.1 Sez. 12.1 Stato di progetto definitivo - Q=97 m³/s

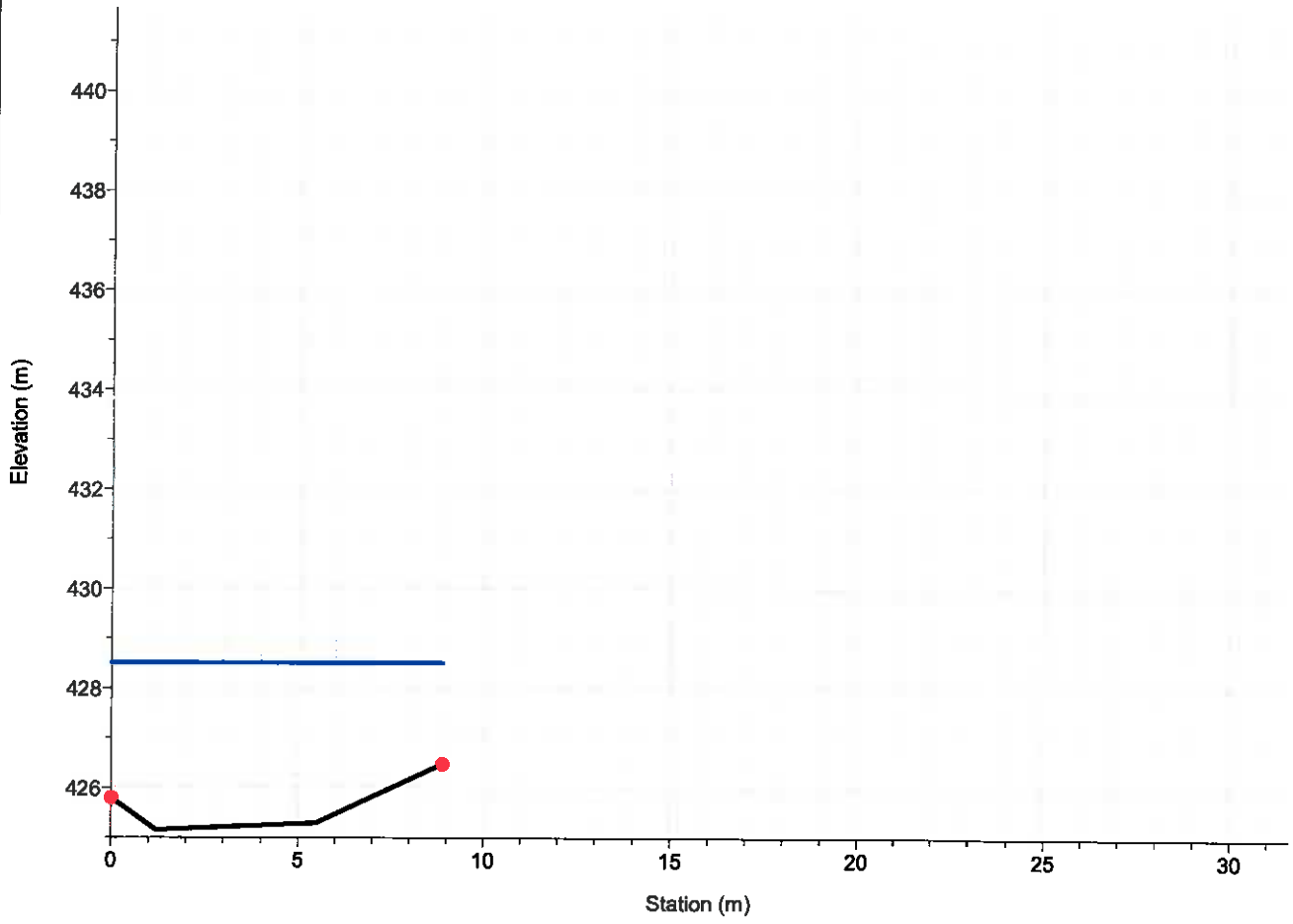


Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

### Rio Traversa

RS = 12 Sez. 12 - guado Stato di progetto definitivo - Q=97 m³/s



#### Legend

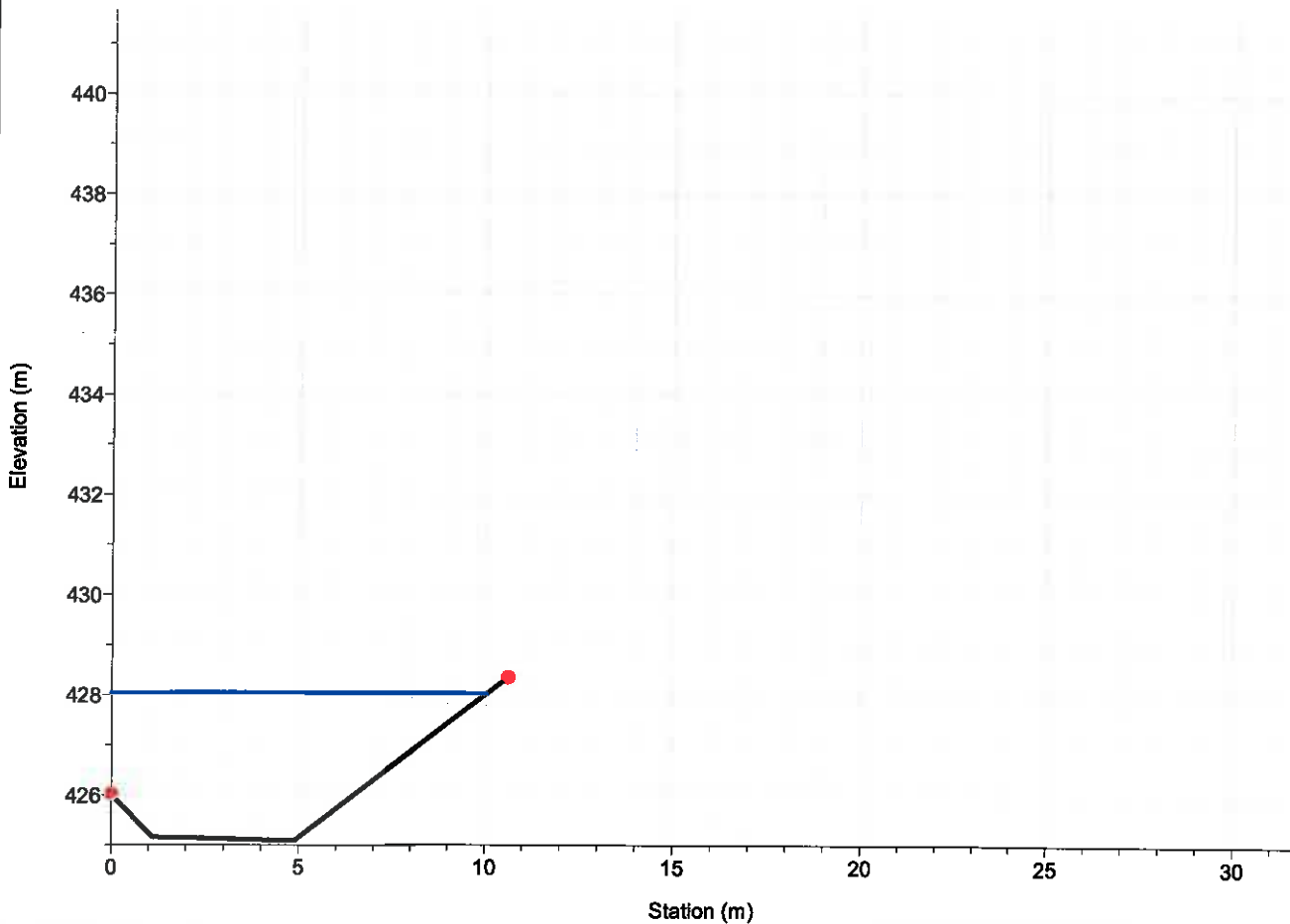
P.I. T 200

Fondo alveo

Bank Sta

### Rio Traversa

RS = 11.1 Sez. 11.1 - guado Stato di progetto definitivo - Q=97 m³/s



#### Legend

P.I. T 200

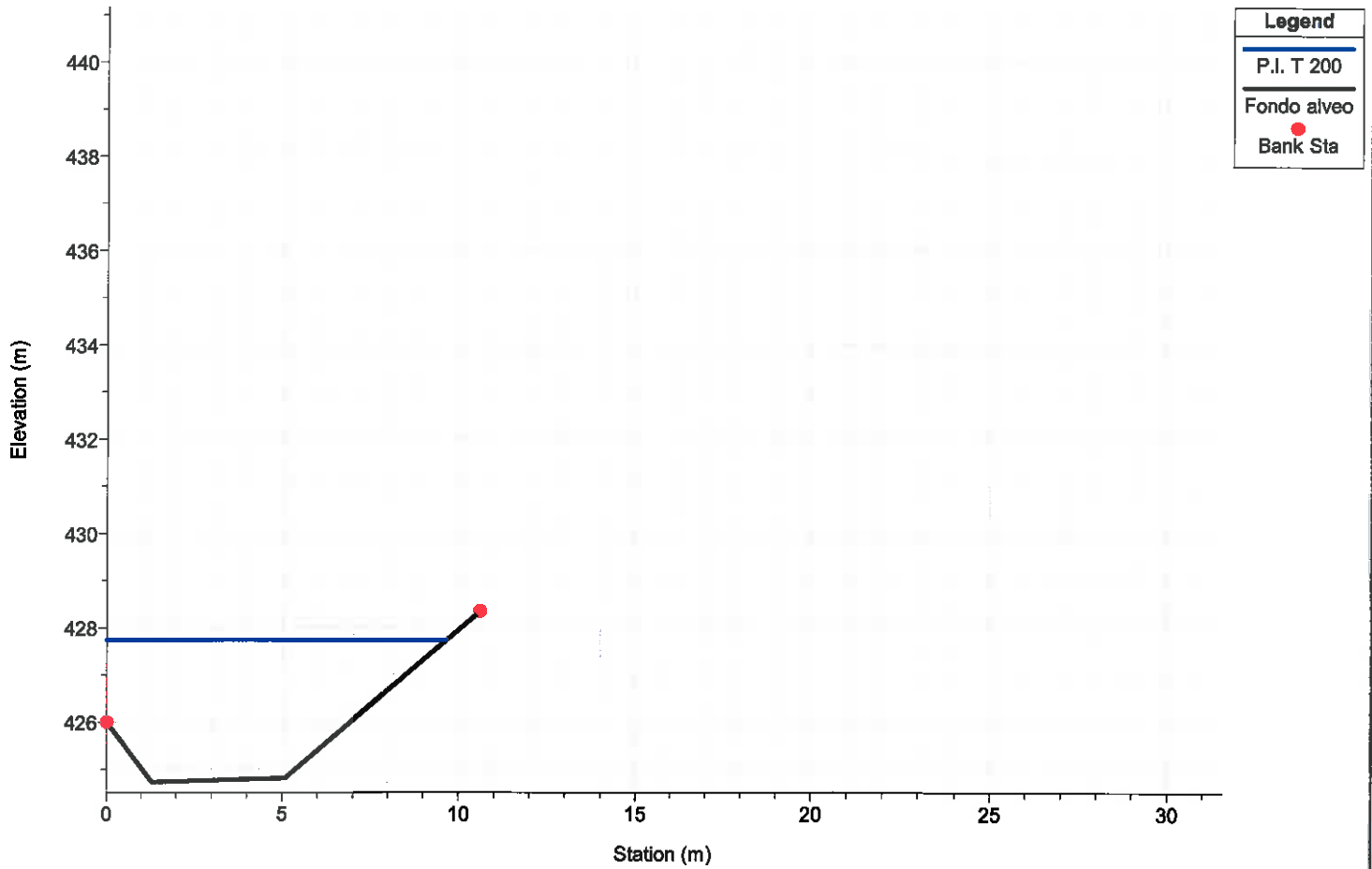
Fondo alveo

Bank Sta



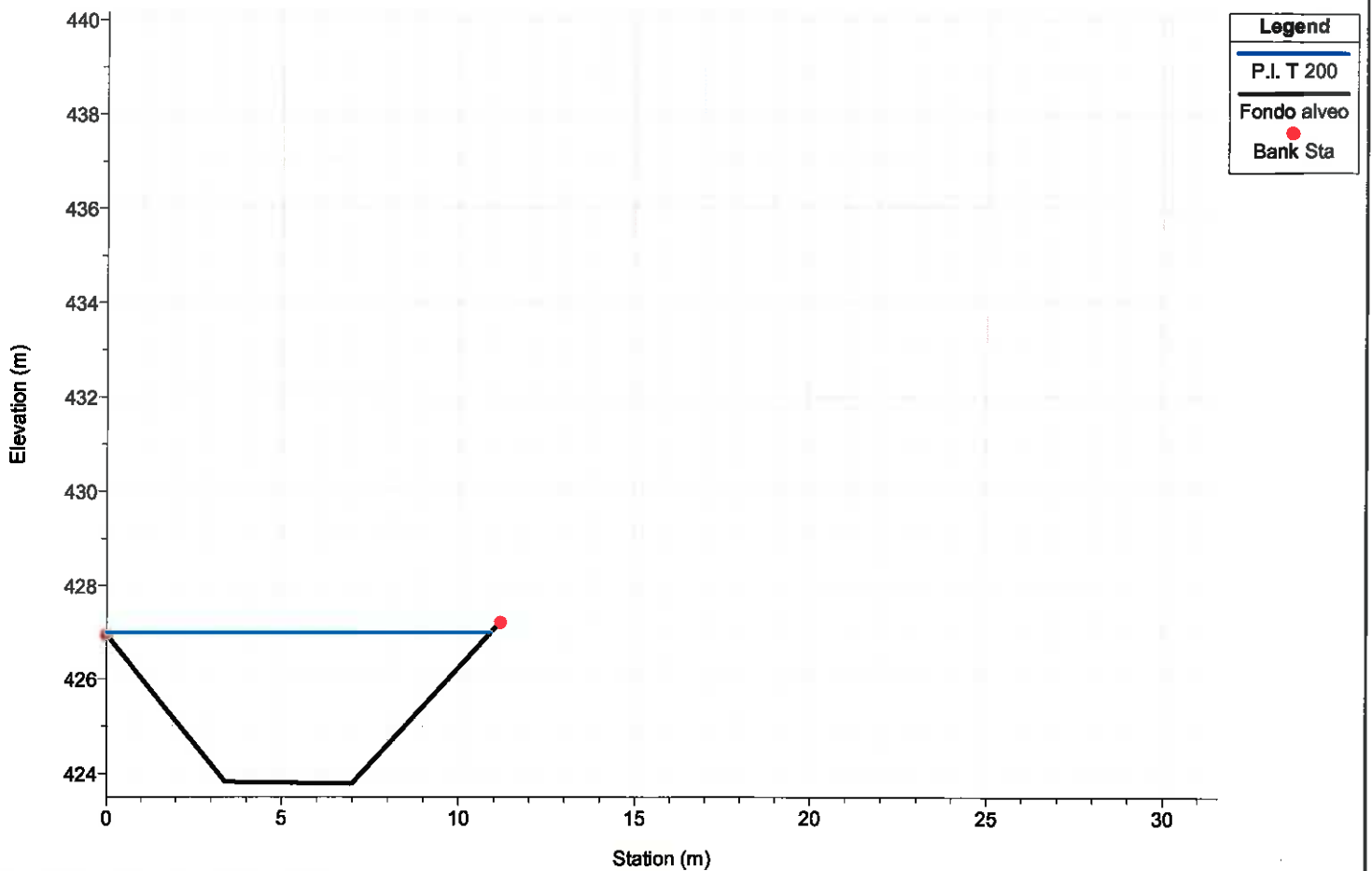
### Rio Traversa

RS = 11 Sez. 11 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



### Rio Traversa

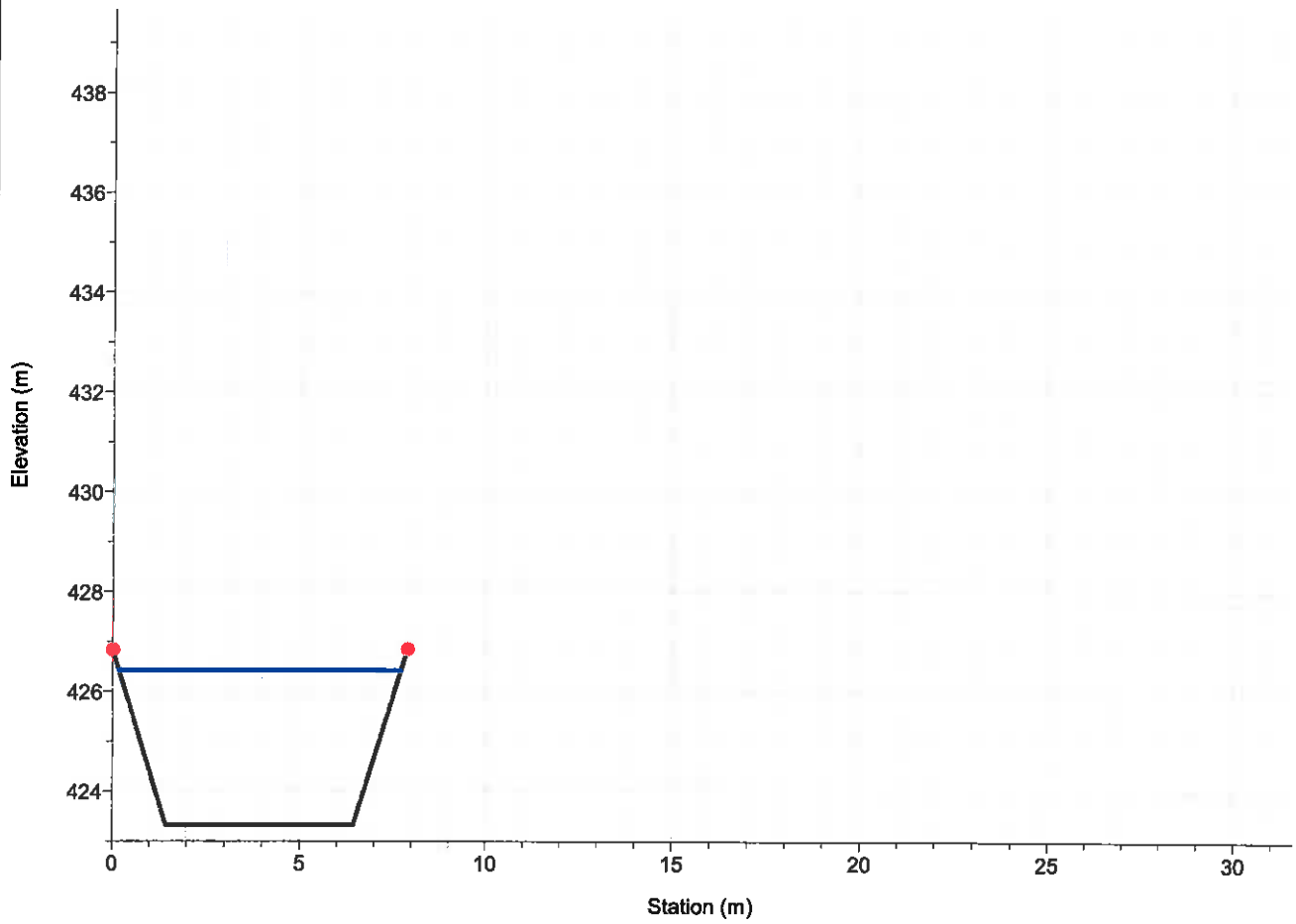
RS = 10 Sez. 10 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

### Rio Traversa

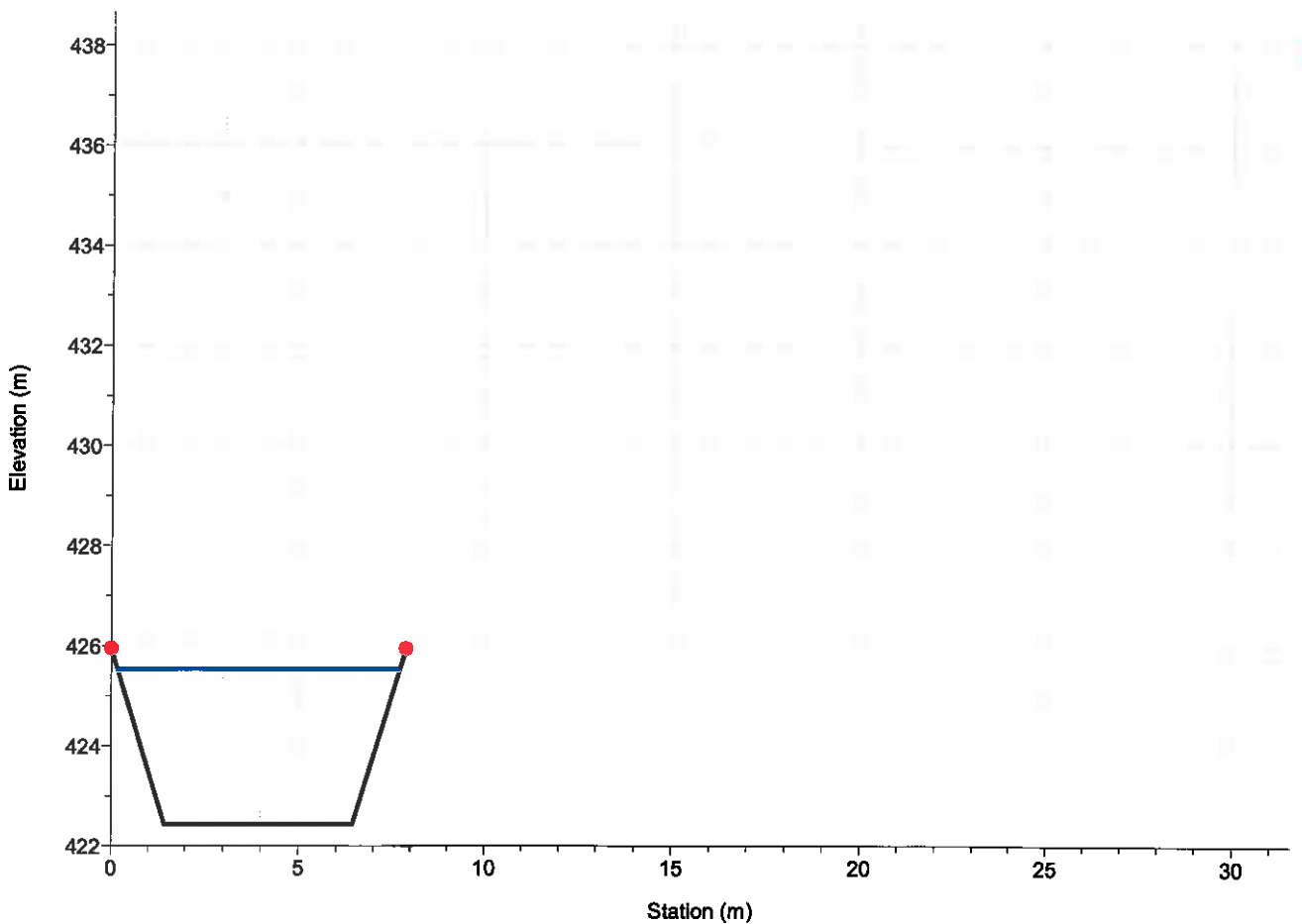
RS = 9.5 Sez. 9.5 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

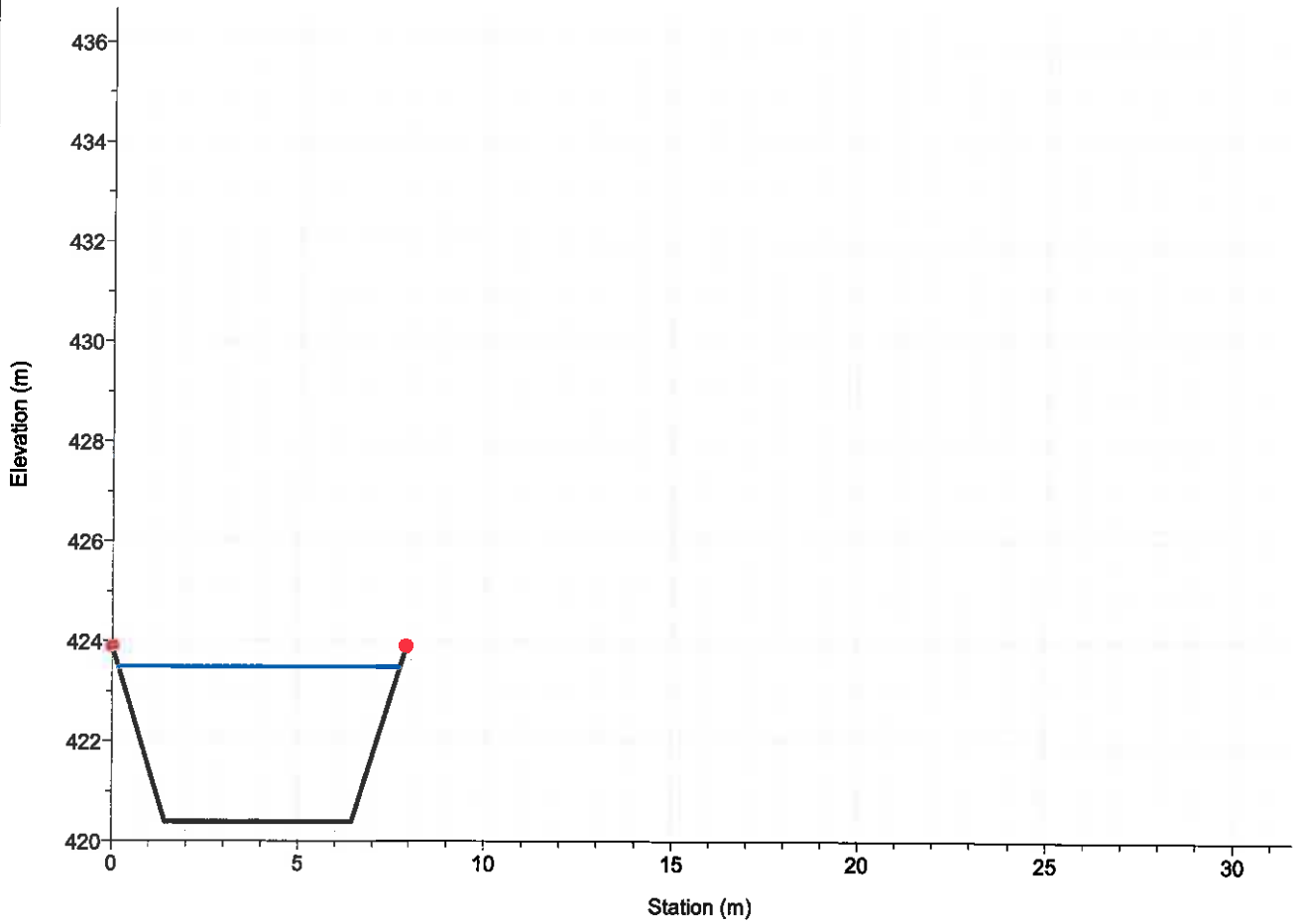
RS = 9 Sez. 9 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

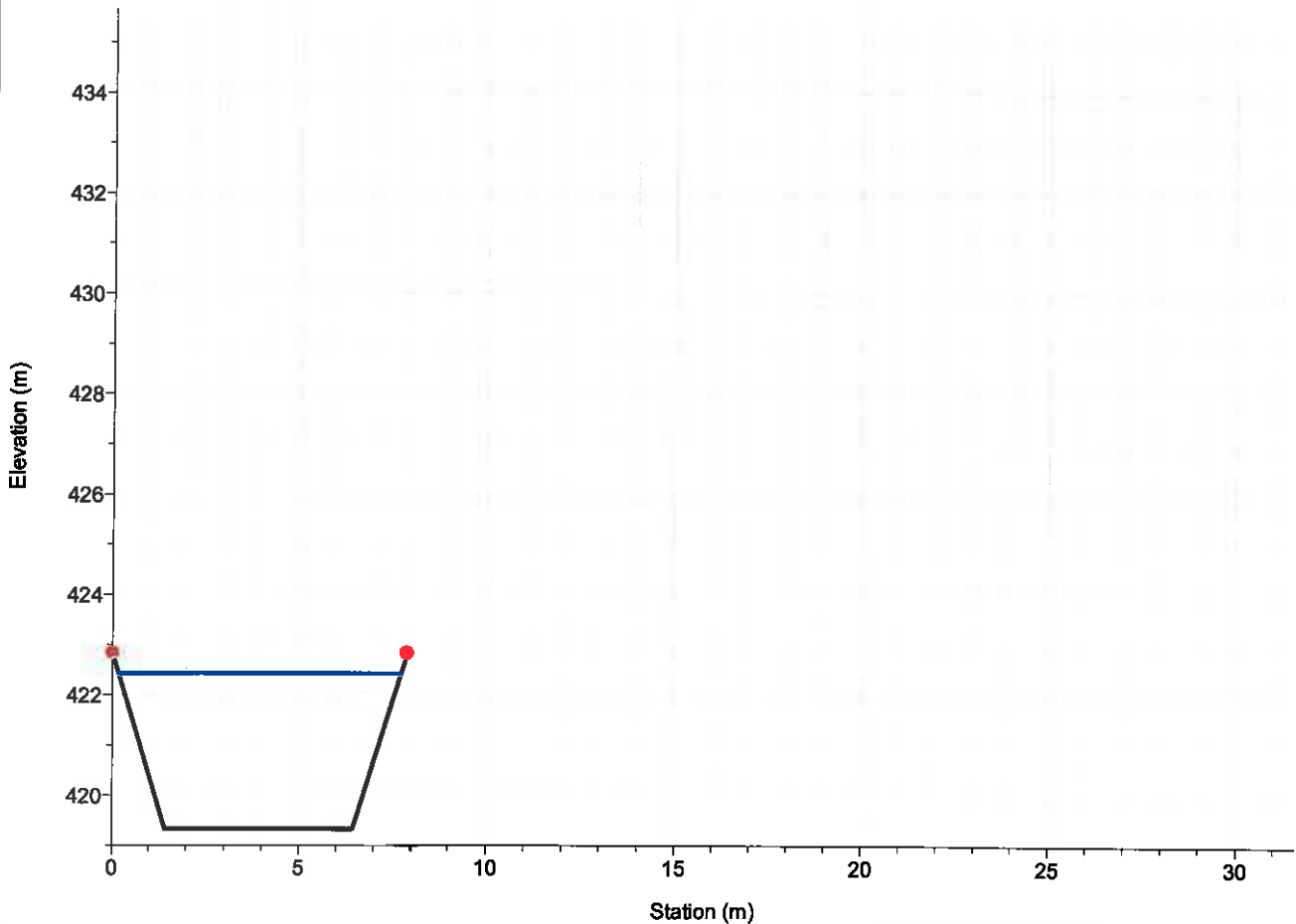
RS = 8.1 Sez. 8.1 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

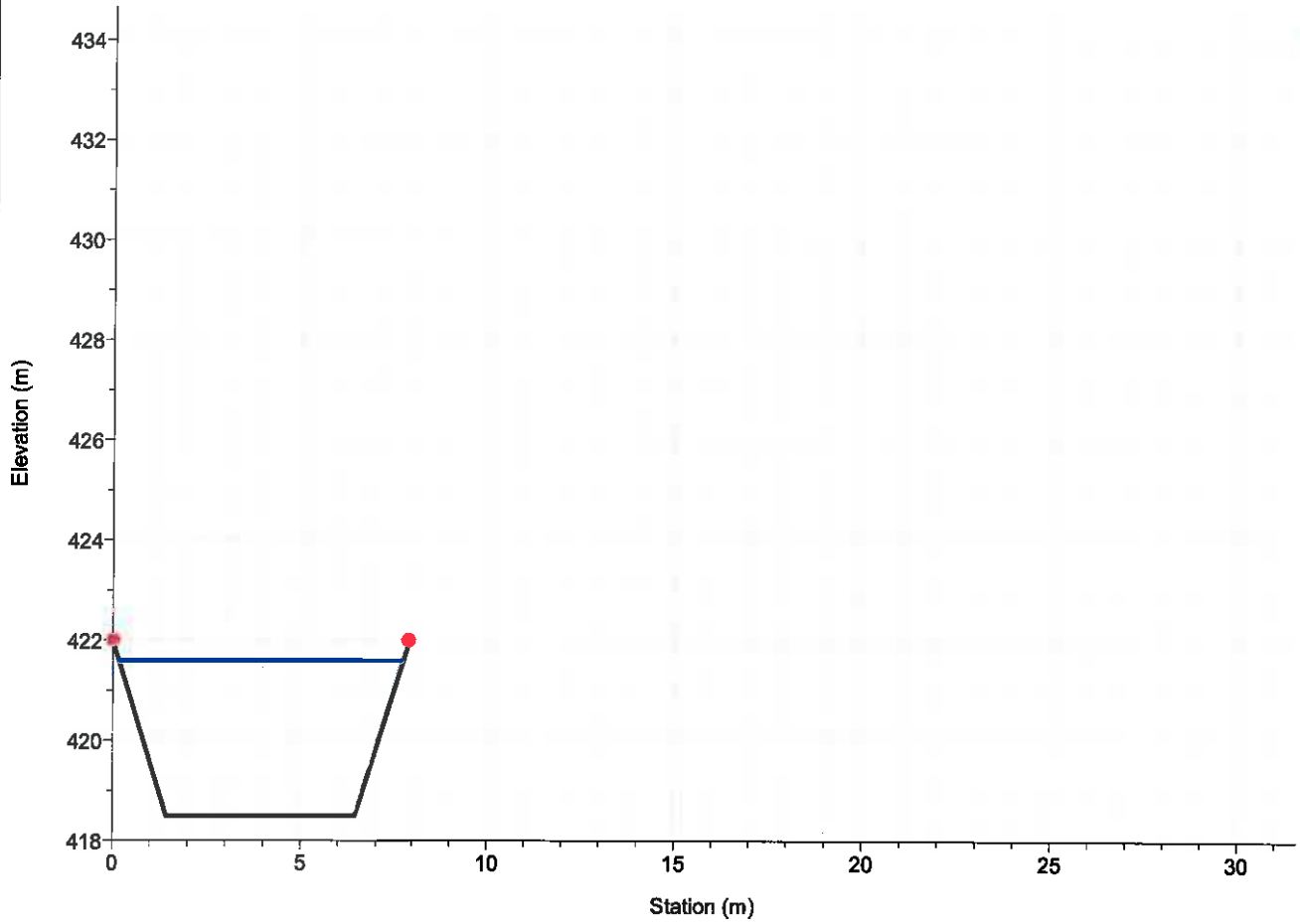
RS = 7 Sez. 7 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

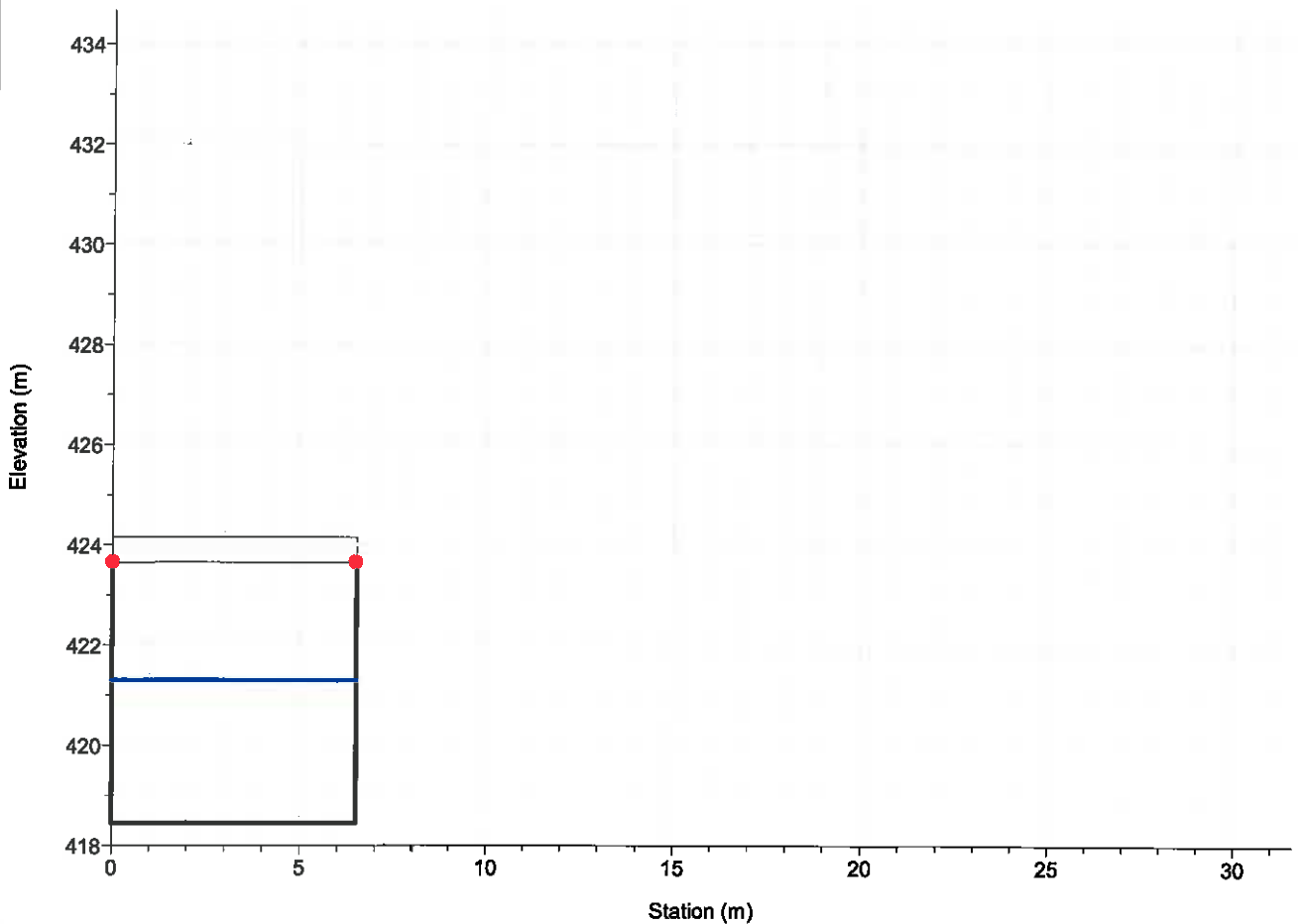
RS = 6.2 Sez. 6.2 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

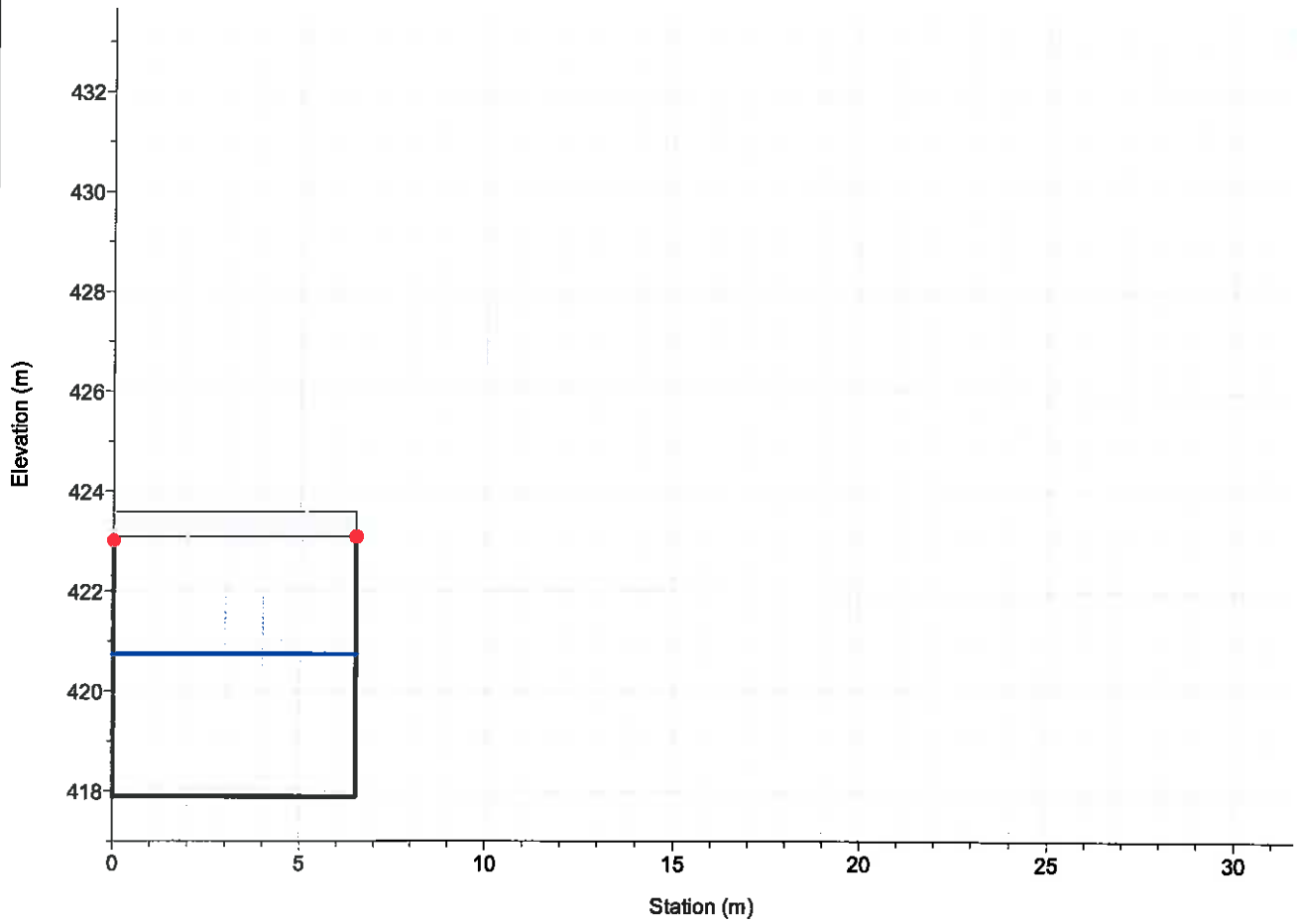
RS = 6.1 Sez. 6.1 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

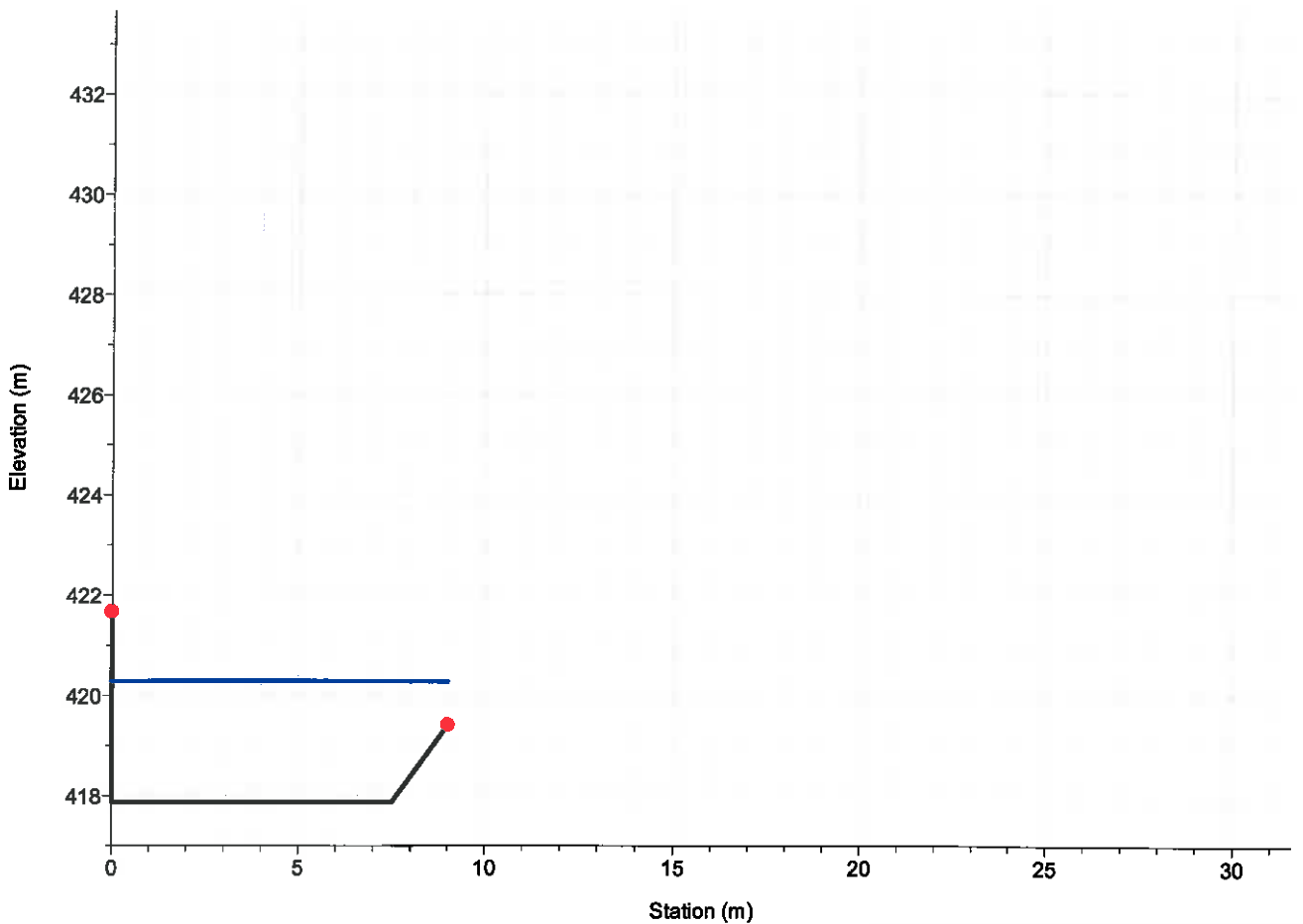
### Rio Traversa

RS = 6 Sez. 6 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



### Rio Traversa

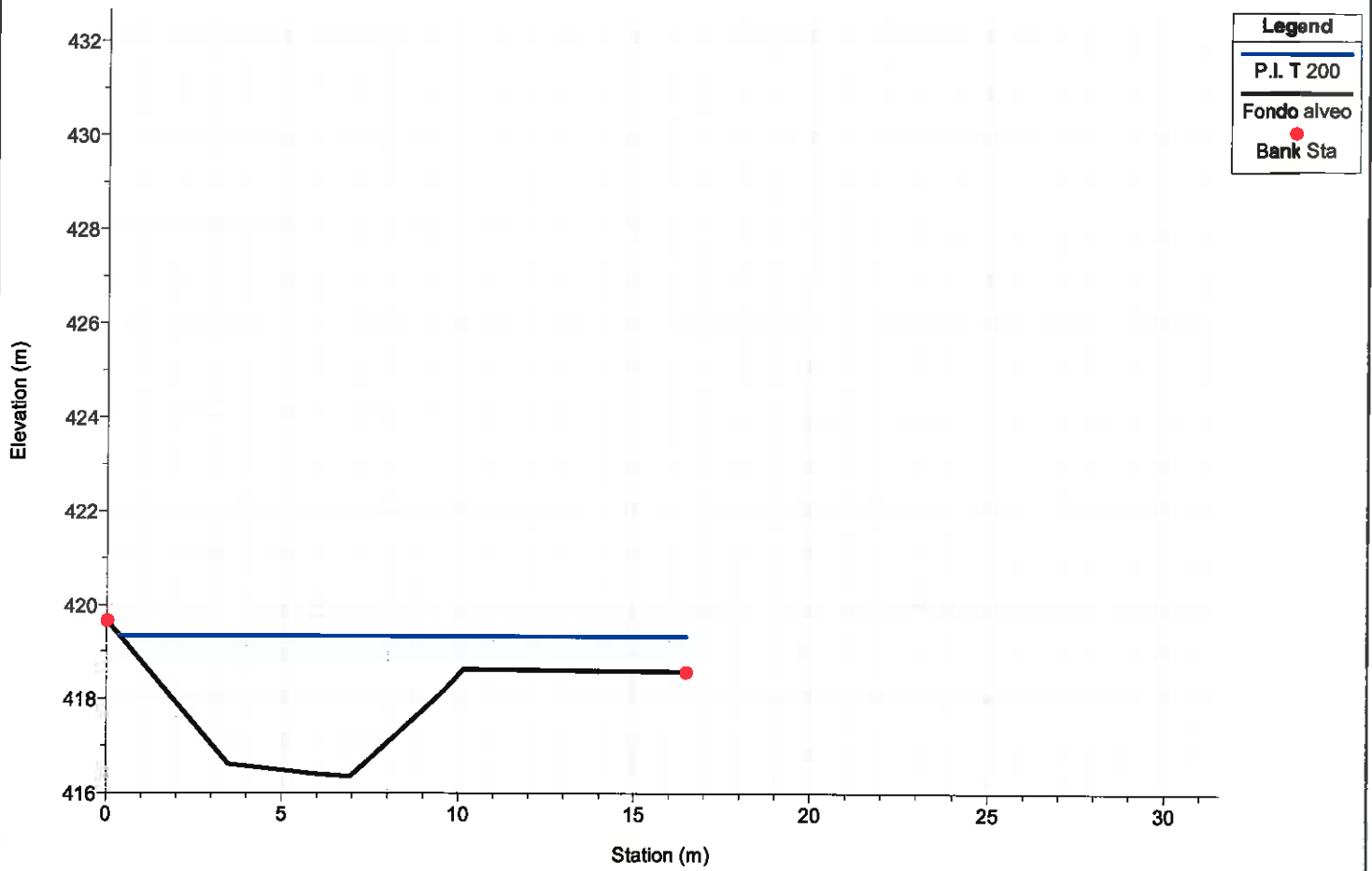
RS = 5.9 Sez. 5.9 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

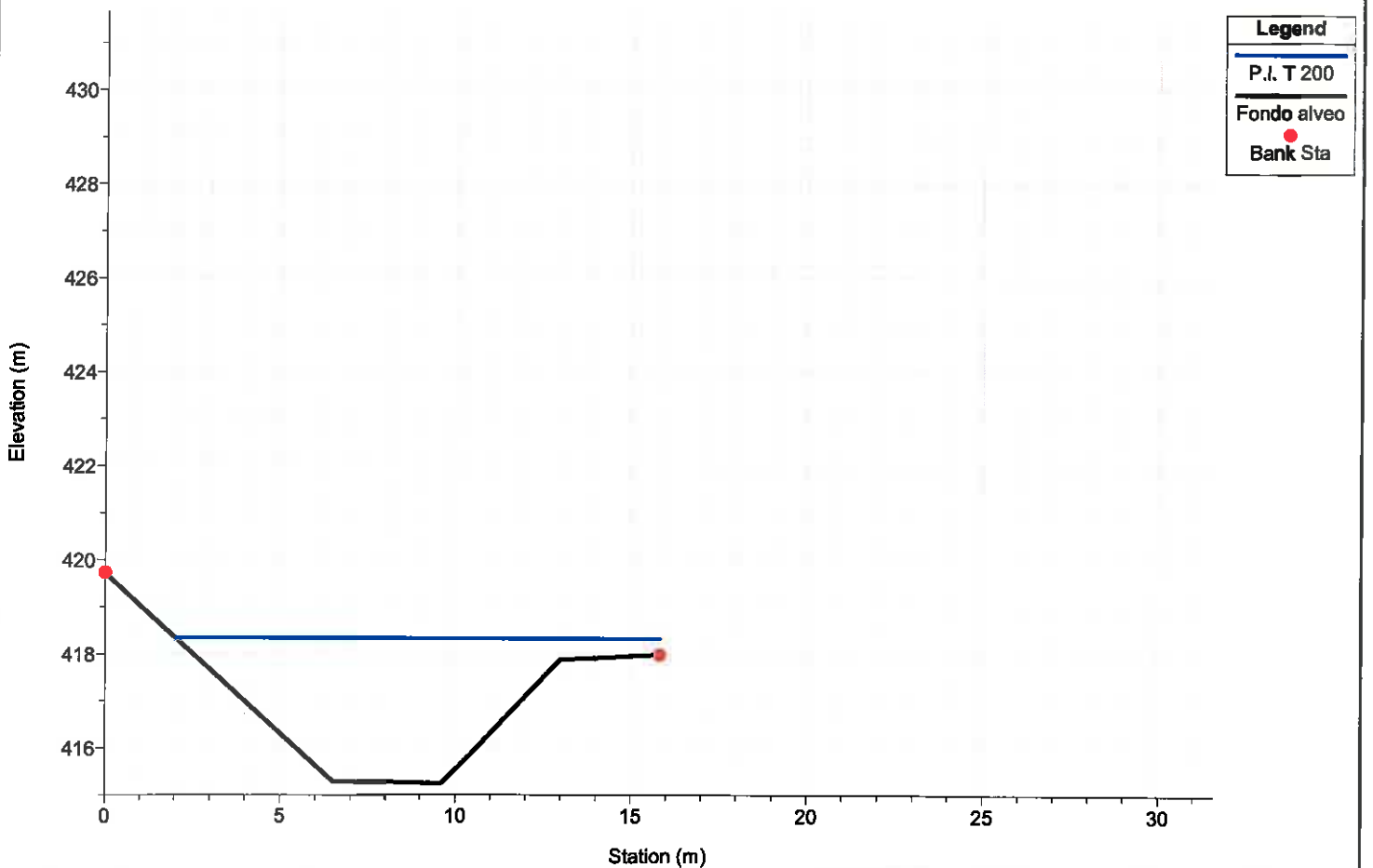
### Rio Traversa

RS = 5 Sez. 5 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



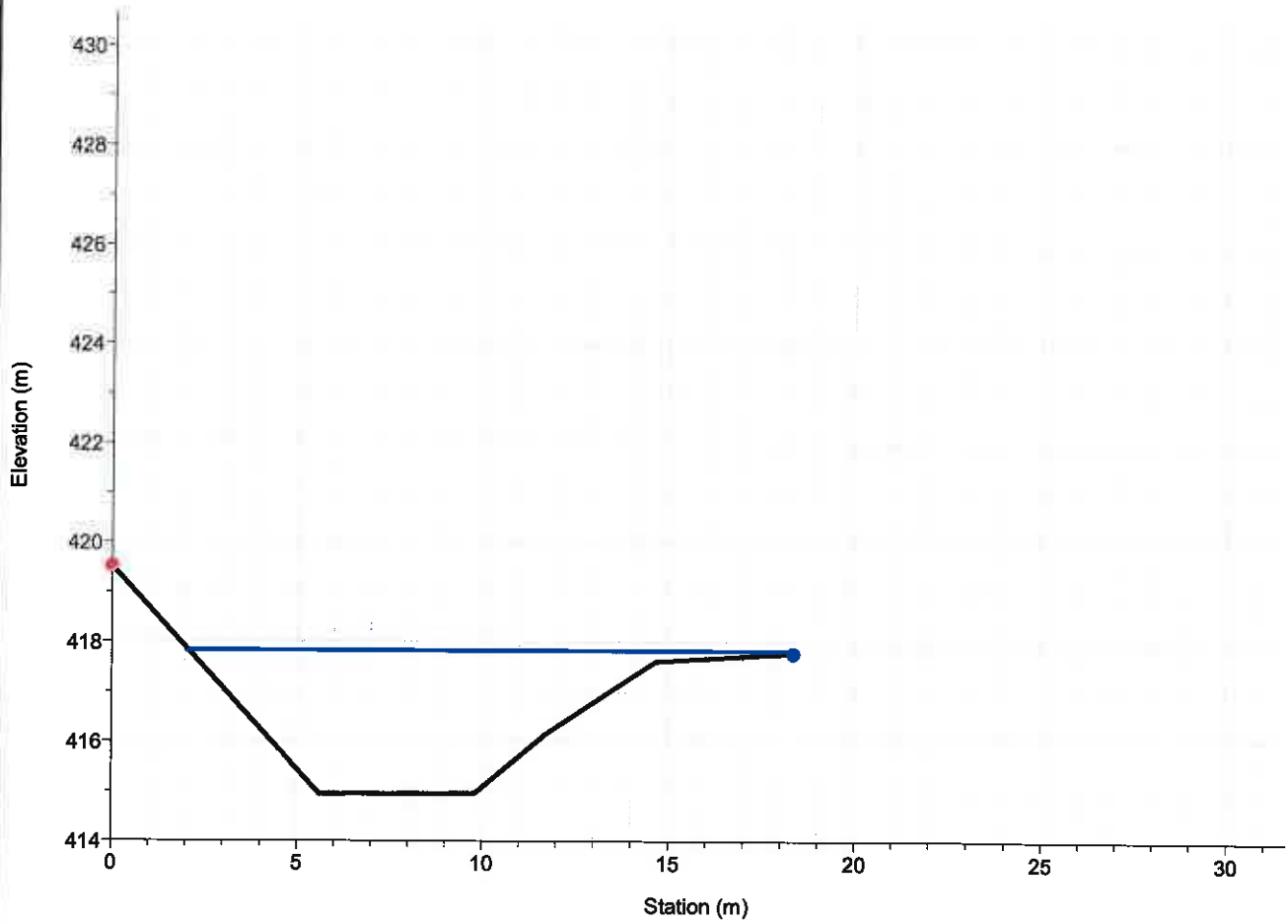
### Rio Traversa

RS = 4 Sez. 4 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



### Rio Traversa

RS = 3 Sez. 3 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



#### Legend

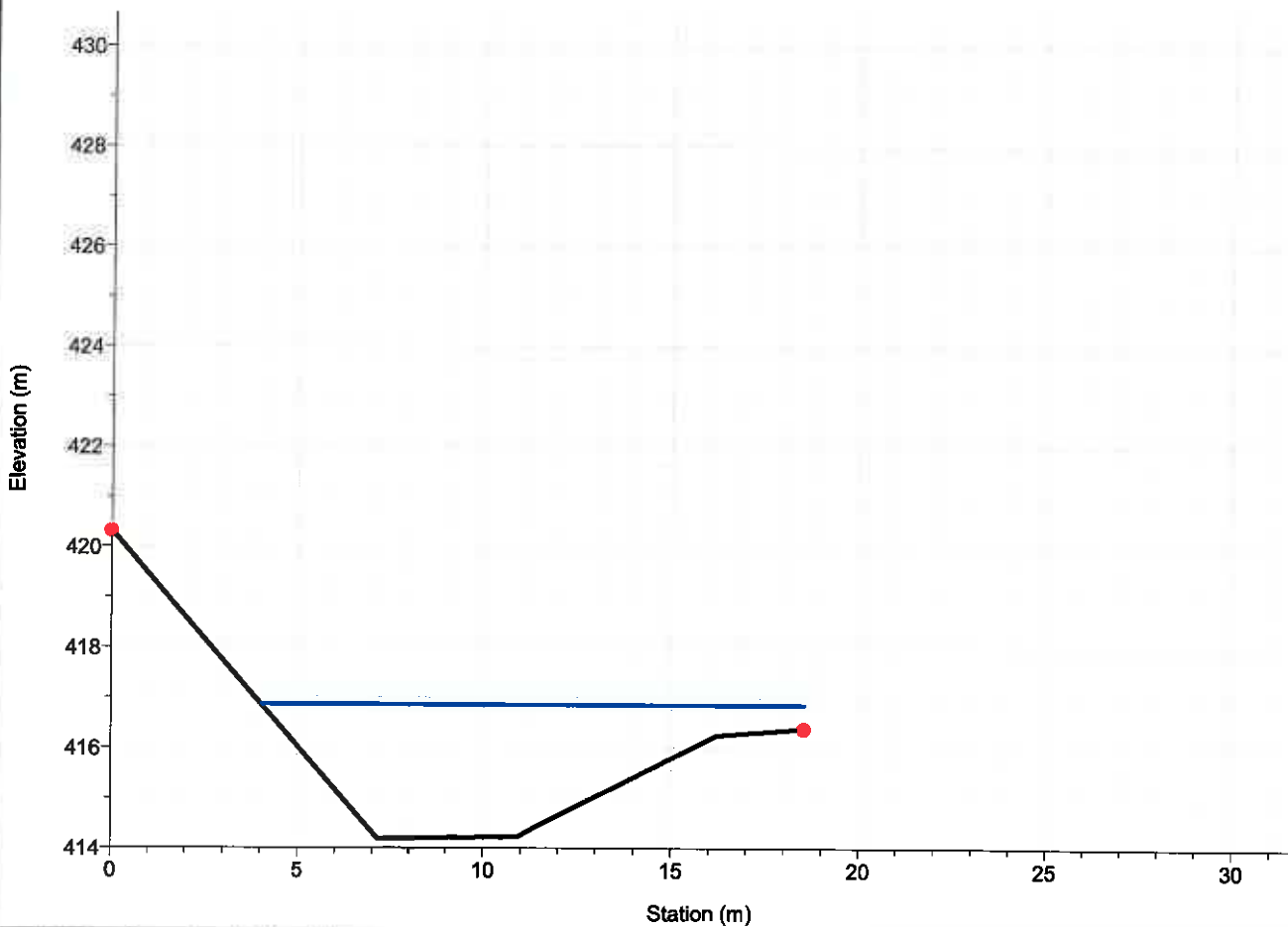
P.I. T 200

Fondo alveo

Bank Sta

### Rio Traversa

RS = 2 Sez. 2 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



#### Legend

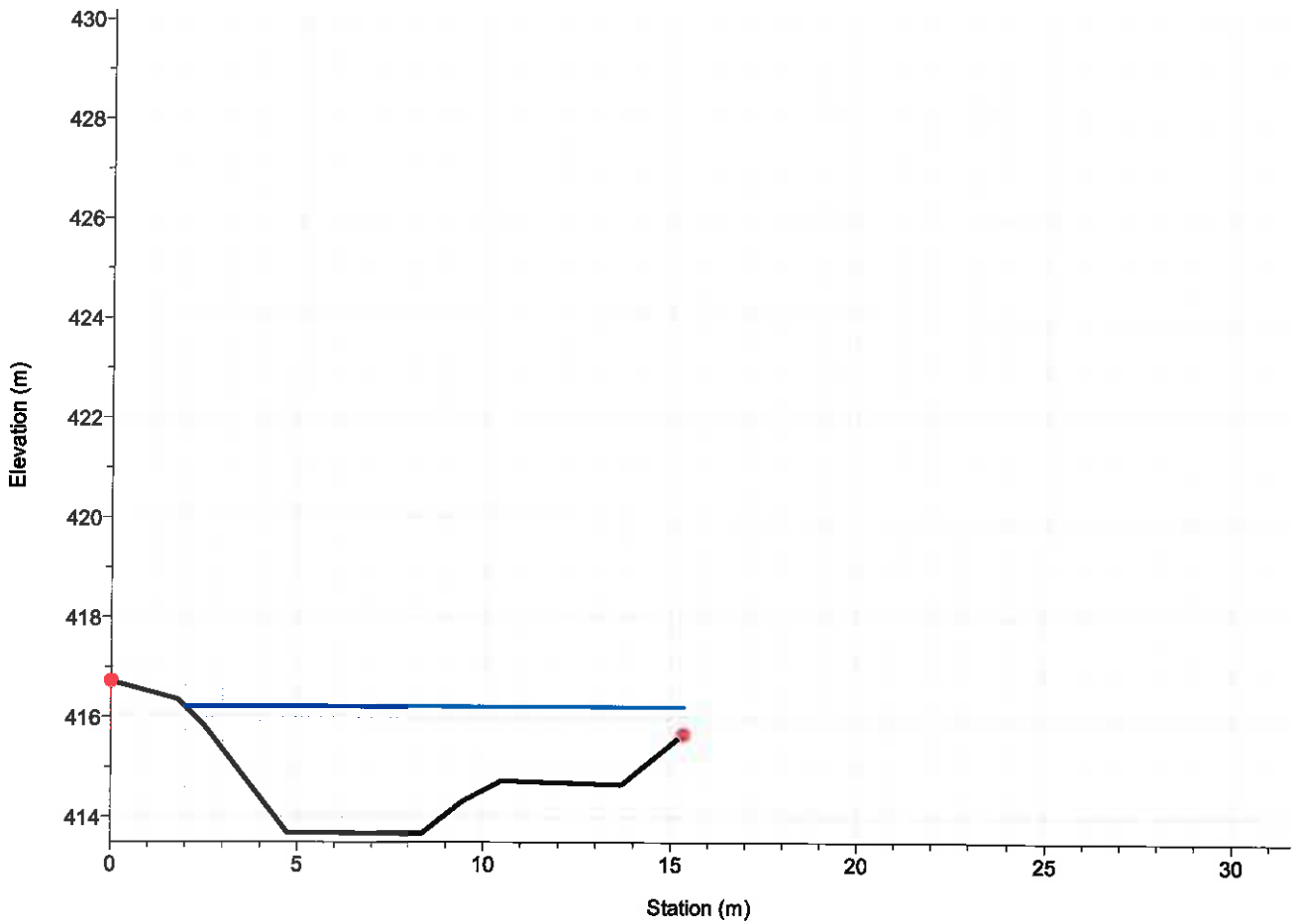
P.I. T 200

Fondo alveo

Bank Sta

### Rio Traversa

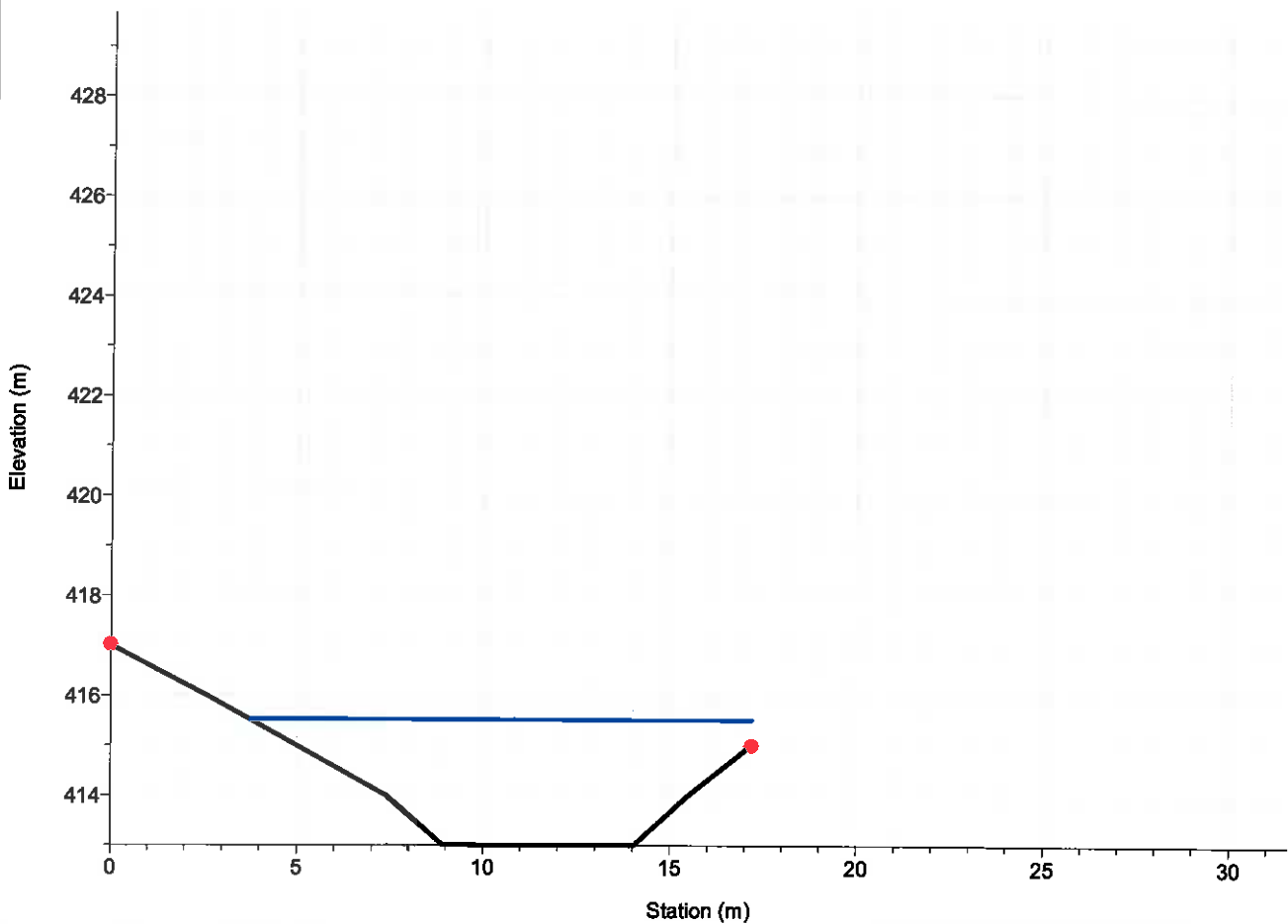
RS = 1 Sez. 1 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

### Rio Traversa

RS = 0 Sez. 0 Stato di progetto definitivo - Q=97 m<sup>3</sup>/s



Legend	
	P.I. T 200
	Fondo alveo
	Bank Sta

1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	ig51-01-e-cv-ri-nv22-00-001-b00

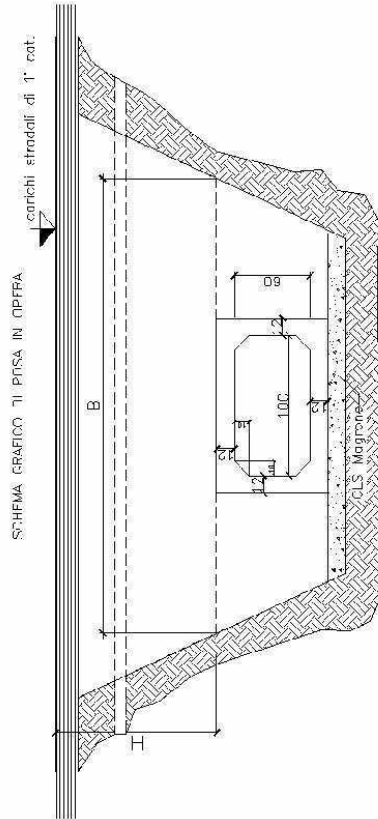
**ALLEGATO A2**  
**RELAZIONE STRUTTURALE – SCATOLARI IN C.A.V.**

**PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI MANUFATTI PREFORMATI IN C.A.V. A SEZIONE SCATOLARE, CON MISURE INTERNE 100x60h cm LUNGHEZZA L=200 cm, SPESSORE 12 cm, PER STRADE DI 1° CATEGORIA DA PORSI IN OPERA INTERRATI ed IN ZONA DI CLASSIFICAZIONE SISMICA 2° (3S).**

**RICOPRIMENTO: 0,05 - 4,00 ml**

**PREFABBRICATORE: PREFABBRICATI LP S.p.A. - DIECIMO (LU)**

SCATOLARE sezione interna 100x60h x L=200  
 $d$  (larghezza di scavo) =  $2,4/l$  m  
 $t$  (altezza ricoprimento) = 0,05 - 4,00 m



## RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Società Prefabbricatrice:

**PREFABBRICATI LP spa**

Loc. Al Poggione  
55020 Diecimo - Borgo a Mozzano (LU)



Il Consulente Strutturale:

**Ing. Massimiliano Del Bino**

Altopascio (LU), 02 Aprile 2012

## SOMMARIO:

<b>A</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>B</b>	<b>DESCRIZIONE</b> .....	<b>3</b>
	B.1 VITA NOMINALE.....	3
	B.2 CLASSE D'USO.....	4
	B.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER LAZIONE SISMICA.....	4
<b>C</b>	<b>PIANO DI MANUTENZIONE E COPRIFERRI MINIMI</b> .....	<b>4</b>
<b>D</b>	<b>CLASSI DI ESPOSIZIONE</b> .....	<b>5</b>
	D.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE.....	5
	D.2 PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO.....	5
	D.3 TABELLA TIPI CALCESTRUZZO.....	6
	D.4 PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITA'.....	7
<b>E</b>	<b>MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE</b> .....	<b>7</b>
	E.1 CALCESTRUZZO.....	7
	E.2 ACCIAIO PER C.A.....	8
	E.3 RELAZIONE SUI MATERIALI.....	9
<b>F</b>	<b>CRITERI GENERALI DI ANALISI</b> .....	<b>12</b>
	F.1 MODELLO DI CALCOLO.....	12
	F.2 TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	13
	F.3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	13
	F.4 AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI.....	14
	F.5 VALIDAZIONE DEI CODICI.....	14
	F.6 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	14
	F.7 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	15
	F.8 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI.....	15
	F.9 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.....	15
	F.10 NON LINEARITA' GEOMETRICHE.....	16
	F.11 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI.....	16
	F.12 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	16
	F.13 METODI DI VERIFICA.....	17
<b>G</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>17</b>
<b>H</b>	<b>AZIONI SULLA STRUTTURA</b> .....	<b>17</b>
	H.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI.....	17
	H.2 PESO PROPRIO STRUTTURALE - G1A.....	18
	H.3 PESO DEL RINTERRO - G1B.....	18
	H.4 SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO - G1C.....	18
	H.5 SOVRACCARICHI MOBILI (PONTI DI 1° CATEGORIA) - Q.....	19
	H.6 INGREGGIMENTO DI SPINTA ORIZZONTALE LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE - Q.....	20
	H.7 AZIONE SISMICA - E.....	20
	H.8 SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO - G1D.....	22
	H.9 EFFETTO DELLA FALDA - G1D.....	22
	H.10 SOTTOSPINTA IDRAULICA - G1D.....	23
<b>I</b>	<b>CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI</b> .....	<b>23</b>
	I.1 PREMESSA.....	23
	I.2 TIPOLOGIA COMBINAZIONI.....	23
	I.3 COEFFICIENTI PARZIALI PER CARICHI MOBILI - Q.....	24
	I.4 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CCE).....	25
	I.5 COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CC).....	25
<b>J</b>	<b>VERIFICHE</b> .....	<b>25</b>
	J.1 VERIFICHE TRAVERSO SUPERIORE.....	26
	J.2 VERIFICHE PIEDRITTI.....	28
	J.3 VERIFICHE TRAVERSO INFERIORE.....	32
	J.4 VERIFICHE SLU PER TAGLIO.....	35



J.5	VERIFICHE TENSIONI NEI NODI RIGIDI DELLO SCATOLARE	36
J.6	VERIFICHE TENSIONI SUL TERRENO DI APPOGGIO	36
J.7	VERIFICHE SLE	36
J.8	VERIFICHE APERTURA FESSURE	37
K	VERIFICHE LOCALI	38
K.1	VERIFICA ARMATURE PARETI INTERNE	38
K.2	VERIFICHE DI PUNZONAMENTO	38
K.3	VERIFICHE TERMINALI (GIUNTO)	39
K.4	STABILITA'	39
K.5	CARICHI SUPERFICIALI ORIZZONTALI	39
K.6	DEFORMAZIONE DELLA SOLETTA SUPERIORE	39
K.7	CEDEMENTO DIFFERENZIALE	40
L	METODO COSTRUTTIVO	40
M	MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO	41
N	INSTALLAZIONE	41
N.1	PREPARAZIONE DEL SITO	41
N.2	SPIANATURA	41
N.3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO	41
N.4	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO	42
O	AZIONI TRASVERSALI E LONGITUDINALI SULLA CONDOTTA DOVUTI A VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO SISMICO	42
P	CONCLUSIONI	42



## A PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo strutturale e alla verifica di un elemento prefabbricato scatolare, prefabbricato in c.a.v., prodotto dalla società PREFABBRICATI LP spa di Diecimo - Borgo a Mozzano (LU).

La forma è quella di un parallelepipedo avente le seguenti dimensioni utili interne:

- Base B: B = 100 cm.
- Altezza H: H = 60 cm.
- Lunghezza L: L = 200 cm.
- Spessore t: t = 12 cm.
- Lunghezza smussi interni a 45° s: s = 10x10 cm.

La posa è prevista sotto strada di 1° categoria ed il manufatto risulta sottoposto all'azione dei carichi mobili (mezzo convenzionale Qik e qik), con ricoprimento "R" di terreno compreso tra:

$$R = 5 - 400 \text{ cm}$$

## B DESCRIZIONE

Trattasi di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare/quadrata di tipo scatolare di profondità (lunghezza longitudinale del singolo pezzo) pari a 200 cm, di dimensioni interne pari a 100 x 60h cm. Ogni elemento sarà realizzato presso stabilimento specializzato mediante procedimento automatizzato; lo spessore delle pareti (traverso superiore, traverso inferiore e piedritti) è pari a 12 cm ed è presente uno smusso interno di lunghezza pari a 10x10 cm. Per la geometria dell'elemento si veda schema grafico allegato.

La quota tra l'estradosso dell'elemento e la sede stradale sarà considerata costante pari a 5 - 400 cm.

Gli scatolari dovranno essere autoportanti ed idonei:

- a sopportare con idoneo grado di sicurezza i carichi permanenti dovuti al riempimento del terreno sovrastante;
- a sopportare con idoneo grado di sicurezza i carichi massimi rappresentati carichi da ponte tipici di 1° categoria;
- allo smaltimento delle acque ed a sopportare le spinte dell'acqua interna;
- a sopportare la spinta laterale dovuta al terreno e ai sovraccarichi suddetti;
- a sopportare le azioni orizzontali e verticali per zone sismiche di 2° cig (3S).

### B.1 VITA NOMINALE



La vita nominale (VN) dei manufatti in oggetto, cioè il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata è stata considerata, in mancanza di richieste specifiche, pari a:

$VN \geq 50$  anni

## **B.2 CLASSE D'USO**

In merito alla classe d'uso, cioè in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della presente struttura in presenza di azioni sismiche, la struttura oggetto della presente relazione può essere considerata di classe II.

CLASSE D'USO: II.

## **B.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER LAZIONE SISMICA**

Le azioni sismiche su questa costruzione sono state valutate in relazione ad un periodo di riferimento (VR) dedotto dal prodotto della vita nominale (VN) per un coefficiente d'uso (CU).

Il coefficiente d'uso (CU) è dedotto, al variare della "classe d'uso", dalla tab.2.4.II del D.M. 14.01.2008.

Nel caso in esame (CU) risulta pari a 1.0. Quindi:  $VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 1,0 = 50$  anni. VR = 50 anni.

## **C PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA**

Trattandosi di elementi prefabbricati da porre interrati non risulta possibile un piano di manutenzione che prenda in considerazione un controllo periodico completo di tali elementi. In ogni caso anche l'ispezione interna, in relazione alle dimensioni interne dello scatolare, può non essere fisicamente possibile (si potrà in ogni caso affidarsi a strumentazione idonea).

Le strutture interrate in oggetto saranno realizzate in calcestruzzo di buona qualità (il tutto secondo il piano di qualità aziendale della ditta produttrice) e per loro natura non potranno essere soggette ad alcuna manutenzione esterna; in particolare si porrà particolarmente attenzione alla classe del calcestruzzo e al copriferro minimo da considerare, secondo quanto meglio specificato nella relazione tecnica di calcolo e negli elaborati grafici strutturali allegati.

Internamente, viste le dimensioni degli elementi, è di fatto possibile un'accesso di personale qualificato e un controllo delle superficie interne dello scatolare (per questo è necessario un pozzetto di ispezione dotato di passo d'uomo di idonee dimensioni).

Tutte le strutture in cemento armato presenti (superficie interna dei traversi e piedritti degli scatolari), potranno e saranno soggette ai seguenti controlli/interventi di manutenzione; tali strutture dovranno essere



realizzate con calcestruzzo di idonea classe di resistenza e con copriferro idoneo secondo quanto meglio indicato nella relazione tecnica di calcolo e negli elaborati grafici strutturali allegati.

- Controllo visivo delle superfici interne dello scatolare con verifica di presenza di lesioni, o distacchi del copriferro (carbonatazione o fenomeni di ossidazione a carico delle armature metalliche) con cadenza quinquennale.

Dovranno essere rispettate le indicazioni di realizzazione (in stabilimento), movimentazione, trasporto, varo, reinterro (compattazione del terreno con mezzi meccanici) e utilizzo in esercizio, indicati nella relazione di calcolo e nei punti seguenti.

## **D CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI MINIMI**

Le strutture in oggetto possono essere classificate come:

- strutture interrate e strutture idrauliche in acqua dolce: sono opere queste ultime che hanno contatto diretto con acqua dolce, ovvero non di mare, sia pura che proveniente da scarichi industriali (ambiente non gelivo e non esposte a cloruri o altre sostanze aggressive).

### **D.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE**

Secondo la normativa vigente la classe di esposizione più idonea per strutture interrate risulta la XC2 (cls bagnato, raramente asciutto) o XC4 (calcestruzzo ciclicamente asciutto e bagnato). A favore di sicurezza si è considerata la classe XC4 alla quale va abbinato la sigla XA1 per calcestruzzo in ambiente chimicamente debolmente aggressivo (secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1).

Combinazione di Classi di Esposizione: XC4 + XA1.

### **D.2 PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO**

Nel seguito si riportano i dati necessari alla valutazione dei copriferri idonei per i manufatti in oggetto.

Le Norme tecniche del 2008[N3] nel paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono, a proposito dei dettagli costruttivi degli elementi monodimensionali, che "al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature". Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1[N4] per dimensionare



correttamente i copriferrì. Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferrò:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}]$$

Anche ipotizzando una classe strutturale pari a S4 (vita utile pari a 50 anni), e portandola (a favore di sicurezza) a S6 per effetto del passaggio ad un vita utile pari a 100 anni, ma decurtando 3 classi per effetto della maggior resistenza, della forma dell'elemento tipo soletta e del fatto che risulta assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo, si ottiene un valore di classe di resistenza pari a S3:

$$c_{min,dur} (S3) = 25 \text{ mm.}$$

$$c_{min,b} = \text{diametro della barra singola d'armatura (pari al massimo a 16 mm).}$$

$$c_{min,b} = 16 \text{ mm.}$$

$5 \text{ mm} \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$  se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferrì, in più:

$0 \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$  se è possibile assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. negli elementi prefabbricati).

Per cui risulta:

$$c_{min} = 25 \text{ mm} \text{ e } \Delta c_{dev} = 5 \text{ mm} \rightarrow c_{nom} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

Si tenga presente che per vita utile pari a 50 anni, partendo da una classe S4 e togliendo 2 classi per effetto del controllo qualità e della classe di resistenza del cls, si ottiene una classe strutturale pari a S2, per la quale sarebbe sufficiente un  $c_{min,dur}$  pari a 20 mm, al quale aggiungere un valore minimo di 0 mm di  $\Delta c_{dev}$  arrivando ad un valore di copriferrò nominale pari a 20 mm o 25 mm con  $\Delta c_{dev}$  pari a 5 mm (il valore massimo di  $c_{nom}$  sarebbe comunque pari a 30 mm nel caso di valore massimo attribuito a  $\Delta c_{dev}$  pari a 10 mm).

#### D.3 TABELLA TIPI CALCESTRUZZO

Tipo cls:

I.

Campo di impiego: Scatolari interrati per condotte idrauliche.

UNI 11104 (prospetto I)

Combinazione classi di esposizione:

UNI 11104 (prospetto 4) e UNI EN 206-I

Classe di resistenza (resistenza caratteristica):

Rck 550.

Classe di contenuto in cloruri:

Cl 0,20.

Contenuto d'aria:

No.



Diametro massimo dell'aggregato:  $D_{max} = 20 \text{ mm.}$

Classe di consistenza: S5.

Prestazioni aggiuntive: Nessuna.

UNI EN 1992-1-1

Copriferrò nominale:  $c = 30 \text{ mm.}$

#### D.4 PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITÀ

- Nelle strutture interrate o comunque esposte all'acqua vengono trascurate le guaine e altri dispositivi impermeabilizzanti, anche se considerati indispensabili, in quanto è sufficiente una parziale rottura di questi per far penetrare l'acqua di falda nella struttura.
- È da evitare il ristagno e il percolamento dell'acqua ove possibile con opportune pendenze.
- Sono da prevedere le analisi del terreno o dell'acqua in esso contenuta: in assenza di tali valutazioni (necessarie alla corretta progettazione della durabilità dei manufatti) si considererà la non presenza di sostanze aggressive.
- Si considera che le opere inserite nel sottosuolo non siano soggette a cicli di gelo e disgelo.
- Si trascurano gli effetti erosivi delle strutture immerse in acqua corrente.
- È consigliato l'utilizzo di cls con moderata resistenza al dilavamento (MRD).

#### E MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE

- Calcestruzzo con classe minima Rck 550 (kg/cmq): Rbk 550 (\*).
- Acciò da cemento armato: B450C (\*\*).
- Copriferrò:  $c = 3 \text{ cm.}$

(\*) I prelievi di calcestruzzo effettuati periodicamente, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente, consentono di assumere una resistenza caratteristica non inferiore a Rck = 55 Mpa.

(\*\*) L'acciò utilizzato per le armature risulta controllato in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente.

#### E.1 CALCESTRUZZO

Si riportano nel seguito le caratteristiche salienti del cls Rck 550 utilizzato nella realizzazione degli elementi in oggetto.



Tipo di calcestruzzo: C45/55.

Rbk calcestruzzo: Rbk = 550 kg/cmq.

Modulo elastico: Ec = 422723 kg/cmq.

Resistenza caratteristica cilindrica (Fck): Fck = 456,5 kg/cmq.

Resistenza caratteristica a trazione (Fctk): Fctk = 27,334 kg/cmq.

Coefficiente di Poisson: v = 0,1

Coefficiente di dilatazione termica: α = 10x10<sup>-6</sup> °C<sup>-1</sup>

Modulo elastico trasversale: G = E/[2(1+v)]

## E.2 ACCIAIO PER C.A.

Si prevede l'utilizzo di acciaio tipo: B450C, saldabile, dotato di Attestato di Qualificazione e caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura utilizzate nei calcoli:

$f_{y, nom}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t, nom}$	540 N/mm <sup>2</sup>

con:

$f_{y, nom}$  Tensione nominale di snervamento

$f_{t, nom}$  Tensione nominale di rottura

con il rispetto dei requisiti indicati in tabella 11.3.1b D.M. 14.01.2008:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATILITE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y, nom}$ (N/mm <sup>2</sup> )	5,0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t, nom}$ (N/mm <sup>2</sup> )	5,0
$(f_{tk}/f_{yk})$	$\geq 1,15$ e $\leq 1,35$	10,0
$(f_{tk}/f_{yk})$	$\leq 1,25$	10,0
Allungamento ( $A_{gk}$ )	$\geq 7,5\%$	10,0
Dimensioni del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza difetti:		
per $\phi \leq 12$ mm	4 $\phi$	4 $\phi$
per $12 < \phi \leq 16$ mm	5 $\phi$	5 $\phi$
per $16 < \phi \leq 25$ mm	8 $\phi$	8 $\phi$
per $25 < \phi \leq 40$ mm	10 $\phi$	10 $\phi$

resistenza di calcolo dell'acciaio

$f_{yk}/\gamma_s = 450/1,15 = 391,3$  N/mm<sup>2</sup>

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$f_{bd} = f_{yk}/\gamma_c$

con:



$\gamma_c = 1,50$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$f_{yk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ck}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza, in cui:

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$ mm;

$\eta = (132 - \phi)/100 = 1,875$  per barre di diametro  $\phi > 32$ mm.

Nel caso in esame, si è utilizzato di barre di diametro ovunque minore di 32mm, quindi:

$f_{yk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,79 = 4,03$  N/mm<sup>2</sup>

⇒ quindi la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo seguente:

$f_{bd} = 4,03/1,50 = 2,68$  N/mm<sup>2</sup> (valida ad esclusione del caso successivo);

$f_{bd} = (4,03/1,50)/1,5 = 1,79$  N/mm<sup>2</sup> per armature molto addensate o in zone di c.i.s. teso.

## E.3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Nel seguito si riporta la relazione sui materiali conforme a quanto prescritto dalle Norme tecniche e dalle norme europee.

### Normative di riferimento

- D.M. 2008: Norme tecniche per le costruzioni.
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture in c.a..
- UNI EN 206-1: Calcestruzzo, specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- UNI 8520 Parte 1 e 2: Aggregati per calcestruzzo-Istruzioni complementari per l'applicazione in Itali della norma UNI-EN 12620 – Requisiti.
- UNI 7122: Calcestruzzo fresco. Determinazione della quantità di acqua d'impasto essudata.
- EN 10080:2005: Acciaio per cemento armato.
- UNI EN ISO 15360-1/2: Acciai per cemento armato: Metodi di prova.
- EN 13760:2008: Execution of concrete structures.

### Acciaio

L'acciaio utilizzato comprende: barre d'acciaio tipo B450C (6 mm  $\leq \phi \leq 50$  mm), rotoli tipo B450C (6 mm  $\leq \phi \leq 16$  mm), prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli con:

- diametri  $\leq 16$  mm per il tipo B450C
- reti elettrosaldate (6 mm  $\leq \phi \leq 12$  mm) tipo B450C;
- tralicci elettrosaldati (6 mm  $\leq \phi \leq 12$  mm) tipo B450C;



Ognuno di questi prodotti deve essere conforme alle Norme tecniche: queste specificano le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi e le condizioni delle prove di accettazione e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

#### Calcestruzzo

##### *- Controlli*

Il calcestruzzo, secondo quanto previsto dalle Norme tecniche vigenti, deve essere prodotto da impianti dotati di un sistema di controllo permanente della produzione, certificato da un organismo terzo indipendente riconosciuto. È compito della DL/Direttore di stabilimento accertarsi che i documenti di trasporto indicino gli estremi della certificazione. Nel caso in cui il calcestruzzo sia prodotto in cantiere/stabilimento occorre che, sotto la sorveglianza della DL, vengano prequalificate le miscele da parte di un laboratorio ufficiale (di cui all'art. 59 del DPR 380/2001). Sul calcestruzzo dovrà essere eseguito il controllo di accettazione di tipo A secondo quanto previsto dal capitolo 11 delle Norme tecniche.

##### *- Tipi di calcestruzzo*

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 206-1 e UNI 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nel seguente:

Tipo cls:	1.
Campo di impiego:	Struttura interrata con funzioni idrauliche (acqua dolce).
Classe di esposizione:	XC4+XA1.
Classe di resistenza (resistenza caratteristica):	Rck550 (C45/55).
Classe di contenuto in cloruri:	Cl 0,20.
Contenuto aria:	No.
Dmax aggregato (mm):	Dmax = 20 mm.
Classe di consistenza:	S5.
Copriferro nominale:	c,nom = 30 mm.

##### *- Classe di resistenza*

La classe di resistenza è stata definita in conformità alle Norme tecniche e alla norma UNI EN 206-1: il primo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cilindrica (fck per le Norme tecniche e fck, cyl per le norme europee) mentre il secondo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cubica (Rck per le Norme tecniche e fck, cube per le norme europee). Le resistenze soddisfano i valori minimi previsti dalla norma UNI 11104 per l'ambiente in cui è previsto che debbano lavorare i vari elementi strutturali.

##### *- Classe di esposizione ambientale*

Le classi di esposizione ambientale prevista per le strutture in oggetto (manufatti prefabbricati interrati a per opere idrauliche in acqua dolce), tengono conto delle eventuali analisi effettuate sul terreno (in mancanza



dei quali la presente relazione farà riferimento a condizioni non aggressive è contraddistinta dalla non presenza di agenti chimici aggressivi/allegata (è da considerarsi quindi trascurabile la presenza di altre sostanze aggressive previste dalla UNI EN 206-1). Le classi di esposizione ambientale hanno determinato la scelta delle caratteristiche minime dei calcestruzzi, la dimensione dei copriferri e la verifica dello stato limite di deformazione riportata nei punti specifici della presente relazione di calcolo a cui si rimanda per ogni dettaglio.

##### *- Classe di consistenza*

La classe di consistenza del calcestruzzo utilizzato dovrà essere conforme a quanto necessario per il corretto svolgimento delle operazioni di getto tipiche del processo industrializzato in stabilimento e secondo quanto indicato nei manuali operativi e di qualità aziendali del prefabbricatore.

##### *- Aggregati*

Gli aggregati devono essere marcati CE secondo la norma UNI EN 12620[N16] con un sistema di attestazione 2+ e devono essere conformi alla norma UNI 8520-2[N15]. Il diametro massimo dell'aggregato grosso prescritto tiene conto degli spessori, delle geometrie e dei copriferri e interferri degli elementi strutturali. In funzione della disponibilità sono accettabili solo diametri massimi minori o uguali a quelli prescritti.

##### *- Classe di contenuto in cloruri*

Tra quelle previste dalla norma UNI EN 206-1, è stata prescritta la classe che prevede una presenza non significativa di cloruri.

##### *- Copriferro*

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo la norma UNI EN 1992-1-1 (sezione 4), in funzione delle classi di esposizione ambientali. Si ricorda che il valore del copriferro è misurato dal filo esterno delle barre più esterne posizionate nel getto. Le tolleranze di esecuzione dei copriferri sono quelle previste dalla norma EN 13670:2008: è stato considerata una tolleranza  $\Delta c_{dev}$  di 0-10 mm, come proposto dalla norma UNI EN 1992-1-1.

##### *- Messa in opera*

L'esecuzione dell'opera deve essere conforme alla norma prEN 13670:2008[N12]. A tal fine è stata prevista la classe di esecuzione 1 e la classe di tolleranza 1. In particolare si raccomanda di utilizzare casseforme di resistenza, rigidità, tenuta e pulizia adeguate per ottenere superfici regolari e prive di difetti superficiali che possano incidere pesantemente sulla capacità del copriferro di proteggere le armature. Per quello che riguarda la messa in opera (tolleranze, giunzioni, assemblaggio) e piegatura (temperatura minima, diametro dei mandrini, ecc.) delle armature, occorre attenersi alle prescrizioni riportate nel capitolo 6 della norma prEN 13670:2008[N12]. I lavori di preparazione ai getti dovranno essere completati, ispezionati e documentati come richiesto dalla classe di esecuzione. Le superfici che vengono a contatto con il calcestruzzo fresco non devono avere una temperatura inferiore a 0°C finché questo abbia superato la resistenza a compressione di 5MPa. Il calcestruzzo deve essere idoneamente vibro-compattato in modo che le armature

vengano adeguatamente incorporate nella matrice cementizia, l'elemento strutturale assuma la forma imposta dalle casseforme e la superficie del getto sia priva di difetti superficiali. Per la scelta effettuata delle classi di consistenza, la durata della vibrazione dovrà essere ad essa commisurata, il tutto secondo il procedimento di stabilimento tecnicamente consolidato.

Durata minima della stagionatura per le classi di stagionatura 2 (con l'eccezione di cui è trattata la tabella sottostante), in condizioni ambientali (previsti)

Temperatura ambiente (media) di calcolo (0 °C)	Tempo minimo della stagionatura, giorni <sup>a</sup>		
	Sofferenza della resistenza alla compressione <sup>b</sup>		
f <sub>c</sub> (MPa)	Materie		
	Materie		
	Medio	Legno	
	0,25 > f <sub>c</sub> ≤ 0,50	0,20 > f <sub>c</sub> ≤ 0,45	
f <sub>c</sub> ≤ 25	1,0	1,5	2,5
25 > f <sub>c</sub> ≤ 15	1,0	2,5	5
15 > f <sub>c</sub> ≤ 10	1,5	4	8
10 > f <sub>c</sub> ≤ 5	2,0	5	11

Durata minima della stagionatura per le classi di stagionatura 3 (con l'eccezione di cui è trattata la tabella sottostante), in condizioni ambientali (previsti)

f <sub>c</sub> ≤ 25	1,5	2,5	3,5
25 > f <sub>c</sub> ≤ 15	2,0	4	7
15 > f <sub>c</sub> ≤ 10	2,5	7	12
10 > f <sub>c</sub> ≤ 5	3,5	9	18

Durata minima della stagionatura per le classi di stagionatura 4 (con l'eccezione di cui è trattata la tabella sottostante), in condizioni ambientali (previsti)

f <sub>c</sub> ≤ 25	3	5	6
25 > f <sub>c</sub> ≤ 15	5	9	12
15 > f <sub>c</sub> ≤ 10	7	13	21
10 > f <sub>c</sub> ≤ 5	9	18	30

1) In tutti i casi, la temperatura ambiente deve essere superiore a 5 °C.  
2) In alternativa, può essere adottata la stagionatura in umidità, in presenza di acqua di cura.  
3) In alternativa, può essere adottata la stagionatura in umidità, in presenza di acqua di cura, con un tasso di umidità superiore al 90% e con un tasso di umidità superiore al 95%.  
4) In alternativa, può essere adottata la stagionatura in umidità, in presenza di acqua di cura, con un tasso di umidità superiore al 90% e con un tasso di umidità superiore al 95%.  
5) In alternativa, può essere adottata la stagionatura in umidità, in presenza di acqua di cura, con un tasso di umidità superiore al 90% e con un tasso di umidità superiore al 95%.

## F CRITERI GENERALI DI ANALISI

Per il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni sono stati utilizzati i metodi usuali tipici della Scienza delle Costruzioni.

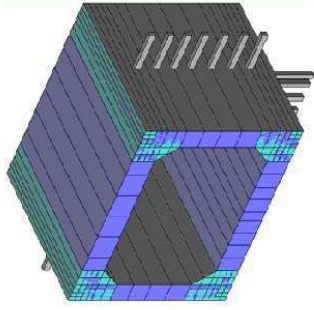
Per il calcolo della sezione ci è basati sulle ipotesi di elasticità lineare.

Lo scrivente dichiara di aver completamente ottemperato a quanto riportato nel punto 10.2 delle norme tecniche, secondo quanto meglio specificato nei punti seguenti.

### F.1 MODELLO DI CALCOLO

Lo scatolare in oggetto è stato modellato, per semplicità, con una serie di aste (elementi BEAM) e con alcune porzioni di nodo costituite da elementi SHELL per simulare la reale conformazione geometrica degli angoli del manufatto; questo elemento presenta infatti l'importante particolarità di essere dotato di smussi a 45° degli angoli interni: fatto che conferisce alla struttura una considerevole diminuzione della luce effettiva

di calcolo delle azioni flettenti sugli elementi (soprattutto sul traverso superiore); per cui non risulta idoneo - nell'ottica di una ottimizzazione strutturale - andare a considerare il telaio con luce pari alla distanza tra gli assi degli elementi correnti poiché ciò comporta una luce effettiva di calcolo pari a 112 cm, mentre nella realtà il comportamento è molto prossimo ad una serie di elementi con luce effettiva che tende a 80 cm: tale aspetto consente di cogliere l'effettivo comportamento statico e di ottimizzare la progettazione dell'armatura a flessione.



Viste del modello di calcolo.

Le aste visibili sui piedritti e sul traverso inferiore sono bicelle reagenti solo a compressione che simulano la presenza del terreno.

Il modello rappresenta un elemento scatolare effettivo, per cui tutte le azioni e i valori di armatura sono riferiti alla sezione di larghezza pari a quanto indicato nel fascicolo di calcolo allegato. Si tenga presente che eventuali situazioni di carico non simmetriche sono state analizzate a priori e da tali analisi risultano ricoperte dalle sollecitazioni indotte dal comportamento statico delle membrature in configurazione di carico simmetriche.

Per la numerazione dei nodi, delle aste, per la tipologia delle sezione aste e degli elementi bidimensionali, nonché per ogni dato non espressamente riportato nella presente relazione, si rimanda a quanto indicato negli allegati.

### F.2 TIPO DI ANALISI SVOLTA

Vista la consistenza e geometria del fabbricato in oggetto, il tipo di analisi svolta è un'analisi statica non lineare, vista la presenza di elementi bicelle resistenti solo a compressione a modellazione dell'appoggio sul terreno delle membrature.

### F.3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Nel seguito vengono indicate le caratteristiche principali del codice di calcolo utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni nella struttura in oggetto.





#### Codici utilizzati:

- Solutore XFINEST ver 8.2 Non Lineare (Marzo 2008). Solutore FEM non lineare prodotto da CEAS - Centro di Analisi Strutturale, Viale Giustiniano, 10 - Milano.
- Pre e Post processore - MODEST ver. 7.22-SP2 - aprile 2010 - Produttore e Distributore: Tecnisoft sas (Prato). Versione: 7.22-SP2 - aprile 2010. Codice Utente: 6158, concesso in uso a Ing. Massimiliano Del Bino. Tale software non è di fatto il solutore ma semplicemente un pre e post-processore con il quale definire la geometria e rileggere i risultati del calcolo FEM eseguito dal solutore.

#### F.4 AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI

Il sottoscritto progettista ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software XFINEST per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico (si veda "Manuale di Validazione" - Marzo 2008 distribuito dalla società CEAS). Tale documentazione, fornita dal produttore e distributore del software in oggetto, comprendente il "Manuale Teorico", il "Manuale di Validazione": tali documentazioni contengono esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono stati forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Stesse considerazioni possono essere ripercorse anche per quanto attiene invece al modulo software Modest.

#### F.5 VALIDAZIONE DEI CODICI

Vista la natura del modello di calcolo, caratterizzato da una certa semplicità, non è stato considerato necessario eseguire una validazione mediante utilizzo di altro codice di calcolo; si fa notare che il telaio considerato è improntato alla massima semplicità per cui i valori si sollecitazioni sono facilmente riscontrabili con procedure di calcolo manuali e tabellari, che sono state puntualmente condotte dallo scrivente, trovando buona corrispondenza con i valori riscontrati nel modello in oggetto.

#### F.6 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

L'esito delle elaborazioni ritenute più significative per il caso in esame è stato sintetizzato nelle figure riportate nella presente e negli allegati (si veda fascicolo di calcolo); di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici eventualmente riportati nel seguito, sono stati evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza nei punti o nelle sezioni significative, ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura.



#### F.7 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel semplice confronto dei risultati prodotti con il calcolo automatico, con i risultati di semplici calcoli, di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di primo dimensionamento della struttura. Per brevità non si riportano tali valutazioni.

#### F.8 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di telaio chiuso simmetrico con appoggio (traverso inferiore) su suolo elastico continuo alla Winkler con costante di sottofondo idonea; si veda punti seguenti.

Sui piedritti si è considerato un vincolo orizzontale (fornito dal terreno di rinfianco) schematizzato con molle di opportuna costante elastica, reagenti solo a compressione, con costante elastica valutata in base alle considerazioni riportate nei punti seguenti.

Le suddette molle sono state schematizzate con aste tipo biella reagente a sola compressione con sezione, modulo e lunghezza idonea a restituire il valore opportuno di costante elastica.

Alla luce di tali elementi molle non lineari, l'analisi statica è stata condotta con combinazioni di tipo non lineare.

La struttura risulta soggetta alle seguenti condizioni di carico elementari (solo alcune sono state considerate rilevanti ai fini strutturali):

- Peso proprio delle strutture in genere.
- Carichi verticali permanenti dovuti al terreno nelle varie condizioni di ricoprimento.
- Carichi verticali mobili, valutati nelle varie condizioni di ricoprimento.
- Spinta orizzontale laterale del terreno.
- Spinta orizzontale laterale del sovraccarico sul terreno.
- Azione sismica.
- Spinta orizzontale della falda e del terreno considerato immerso (in mancanza di diverse indicazioni, tale azione è stata trascurata).
- Spinta orizzontale dell'acqua interna (alla luce dell'intensità e della geometria degli elementi, tale azione è stata trascurata poiché poco rilevante).

#### F.9 INFORMAZIONE GENERALE SULL'ELABORAZIONE

A valle dell'esposizione dei risultati sono state riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati, nonché una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del



corretto comportamento del modello, così come sintetizzato nel seguito. Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi è stato eseguito dal calcolatore con controlli di tipo manuale.

#### F.10 NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Non sono state considerate, vista la natura dell'opera, effetti dovuti alle non linearità geometriche.

#### F.11 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

Per valutare gli effetti delle deformazioni è stata effettuata un'analisi del primo ordine; gli effetti del secondo ordine sono stati trascurati poiché non significativi.

#### F.12 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per valutare le interazioni tra terreno-struttura si sono utilizzate delle aste tipo biella resistente alla sola compressione di sezione opportuna e modulo elastico fittizio in modo da riprodurre il vincolo offerto dal terreno adiacente allo scatolare. In mancanza di dati geologico-geotecnici forniti si adottano le valutazioni semplificate introdotte nel seguito.

#### Costante elastica su traverso inferiore

In ogni caso il coefficiente di sottofondo è stato stimato facendo ad un terreno medio con piano di posa standard (si veda condizioni di installazione del manufatto), ed è stato posto pari a quanto indicato nel fascicolo di calcolo allegato.

#### Costante elastica su piedritti

kh valutato con trattazione alla Bowles:

$$v = 0,40$$

Coefficiente di poisson ipotizzato:

$$E = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Modulo elastico del terreno ipotizzato:

$$\gamma = 1900 \text{ kg/mc} (*)$$

Peso specifico del terreno:

$$\Phi = 30^\circ (*)$$

Angolo d'attrito del terreno:

(\*) I valori sono stati volutamente decurtati a favore di sicurezza.

Costante elastica orizzontale (massima):  $kh = E/((1-v^2)^2) \cdot 3/100 = 1,78 \text{ kg/cm}^3$

Altro approccio è quello che permette di valutare kh in funzione della profondità z.

$$kh = As + Bs \cdot z \quad \text{con} \quad As = 40 \cdot (c \cdot Nc + 0,50 \cdot \gamma \cdot N\gamma) / 100 \quad \text{e} \quad Bs = 40 \cdot \gamma \cdot Nq$$

Coefficienti di Hansen:  $Nq = e^{(\pi \cdot \gamma \cdot \Phi)} \cdot [\gamma(45^\circ + \Phi/2)]^2 = 10,65$

$$Nc = (Nq - 1) \cdot \cot \Phi = 20,70$$



$$N\gamma = 1,50 \cdot (Nq - 1) \cdot \gamma \cdot \Phi = 6,75$$

$$As = 0,00243 \text{ kg/cm}^3$$

$$Bs = 0,00767 \text{ kg/cm}^3$$

Per cui a titolo esemplificativo la costante elastica orizzontale risulta:

$$\text{per } z=0 \rightarrow kh(z=0) = 0,00 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{per } z=250 \rightarrow kh(z=250) = 1,92 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{per } z=500 \rightarrow kh(z=500) = 3,84 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{per } z=750 \rightarrow kh(z=750) = 5,75 \text{ kg/cm}^3$$

Per il caso in esame si veda quanto riportato nel fascicolo di calcolo.

#### F.13 METODI DI VERIFICA

Per il progetto e la verifica delle strutture oggetto della presente relazione si è utilizzato il metodo di verifica degli stati limite, secondo le indicazioni fornite dal D.M. 14 Gennaio 2008; agli effetti pratici è possibile limitare le verifiche allo SLV e SLD (vista la natura dell'opera le verifiche allo SLD sono state omesse).

## G NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il progetto strutturale, la determinazione delle azioni, delle sollecitazioni e la procedura di verifica, si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- D.M. del 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni.

- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche

per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

- UNI EN 13369 - 2004 - "Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo"

- UNI EN 14844 - 2006 - "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo. Elementi scatolari"

Sono state inoltre consultate le seguenti norme:

- Eurocodici.

- UNI EN 206-1:2006 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

## H AZIONI SULLA STRUTTURA

### H.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

- Peso proprio strutture: G1a
- Peso proprio del terreno: G1b
- Pressioni indotte dal terreno (escluso effetti dei carichi variabili): G1c
- Pressione dell'acqua: G1d
- Permanenti non strutturali in genere: G2
- Carichi variabili (carichi mobili da ponte): Qi
- Azioni sismiche: E

#### H.2 PESO PROPRIO STRUTTURALE - G1A

Il peso proprio di ciascun elemento appartenente al modello di calcolo considerato, è stato calcolato in automatico dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione del materiale utilizzato, considerando quindi un  $\gamma_c = 2500 \text{ kg/mc}$ .

#### H.3 PESO DEL RINTERRO - G1B

Il calcolo della pressione in calotta può essere valutato con diversi metodi di cui si riportano i più significativi:

- Metodo della pressione geostatica (valore massimo).

#### Metodo della pressione geostatica

Le azioni dovute ai carichi permanenti sono costituite dal peso del terrapieno sovrastante il manufatto; sulla soletta superiore del manufatto agisce, quindi, il peso del terreno sovrastante; viene considerato tutto il peso della massa di terreno gravante sul traverso.

- Peso del terreno:  $\gamma t = 1900 \text{ kg/mc}$
- Peso del manto stradale:  $\gamma_{ms} = 1900 \text{ kg/mc}$
- Altezza minima del ricoprimento:  $h_{r,\min} = 0,10 \text{ ml}$
- Altezza massima del ricoprimento:  $h_{r,\max} = 4,00 \text{ ml}$
- $p_{t,v,H} = \gamma t \cdot H \cdot I \text{ (t/m)} \rightarrow p_{t,v,5} = (1,90 \cdot 0,05) \cdot 1,00 = \mathbf{0,095 \text{ t/m}}$
- $p_{t,v,H} = \gamma t \cdot H \cdot I \text{ (t/m)} \rightarrow p_{t,v,400} = (1,90 \cdot 4,00) \cdot 1,00 = \mathbf{7,60 \text{ t/m}}$

#### H.4 SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO - G1C

Sulle pareti laterali del manufatto la spinta orizzontale del terreno varia con la profondità "z" secondo la formula:

Angolo di attrito interno del terreno:  $\Phi = 30^\circ$ .

K0 = coefficiente di spinta a riposo = 0,50.  
 $st,0,z = K0 \cdot \gamma t \cdot z \cdot 1,00 = 0,50 \cdot 1,90 \cdot z \cdot 1,00 = \mathbf{0,95 \cdot z}$

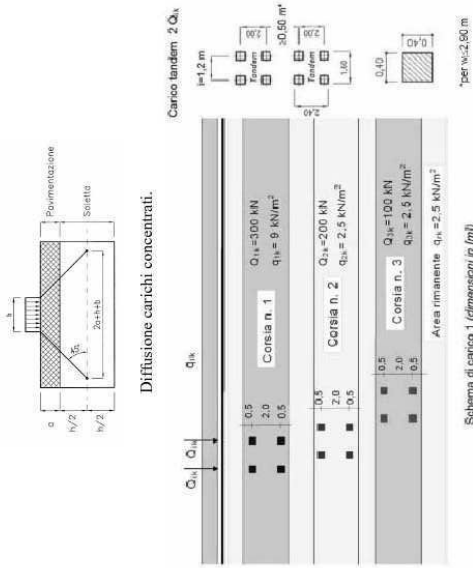
#### H.5 SOVRACCARICHI MOBILI (PONTI DI 1° CATEGORIA) - Q

##### Carico qL

I sovraccarichi mobili tipici dei ponti di 1° categoria sono indicati nel seguito.

Larghezza convenzionale di una corsia:  $wl = 3,00 \text{ m}$ .

I carichi di 1° categoria sono quelli indicati nella figura seguente, senza alcuna decurtazione nel loro valore. I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli schemi di carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di  $45^\circ$ , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.



#### Incremento dinamico q2

L'incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali, q2, è già incluso nei valori riportati al punto precedente; in particolari tali valori contengono già l'effetto di amplificazione dinamica per pavimentazioni di media rugosità. Non sono stati considerati casi particolari contraddistinti da interruzioni della continuità strutturale della pavimentazione.

#### Azione di frenamento o accelerazione q3

La forza di frenamento - qualora debba essere messa in conto (\*) - risulta funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale principale:



$$q_3 = 0,60 \cdot (2 \cdot Q_{ik}) + 0,10 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L \quad \text{con} \quad 180 \text{ kN} \leq q_3 \leq 900 \text{ kN.}$$

Nel caso che la pavimentazione stradale sia passante e continua al di sopra dello scatolare o in alternativa lo scatolare sia caratterizzato da ricoprimento, l'azione di frenamento si considera non agire sulla struttura prefabbricata in esame.

\*\*\*

Valutando gli schemi di carico e le relative aree di diffusione si è valutata la pressione più gravosa derivante dalla stessa dei carichi mobili di normativa.

Per ricoprimento pari a 5 cm:

$$q_{v,5}(Q_{ik}) = [1 \cdot 15 / (0,72 \cdot 0,72)] \cdot 0,72 = \mathbf{20,834 \text{ t/m}}$$

$$q_{v,5}(q_{ik}) = (0,9 \cdot 3 / 3,20) \cdot 1,00 = \mathbf{0,844 \text{ t/m}};$$

Per ricoprimento pari a 400 cm:

$$q_{v,400}(Q_{ik}) = [2 \cdot 30 / (8,58 \cdot 8,58) + 2 \cdot 20 / (8,58 \cdot 8,58) + 2 \cdot 10 / (8,58 \cdot 8,58)] \cdot 1,00 = \mathbf{1,64 \text{ t/m}}$$

$$q_{v,400}(q_{ik}) = (0,9 \cdot 3 / 11,18 + 3 \cdot 0,25 \cdot 3 / 11,18) \cdot 1,00 = \mathbf{0,45 \text{ t/m}}$$

#### H.6 INCREMENTO DI SPINTA ORIZZONTALE LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE - Q

Il sovraccarico mobile dà luogo ad una spinta orizzontale sulle pareti considerata (per semplicità) costante e dipendente dallo spessore del terreno.

$$s_{q,0,H} = K_0 \cdot q_v \cdot H \text{ (t/m)}$$

Pressione laterale concomitante con l'azione massima sul traverso superiore:

Per H = 5 cm

$$s_{q,0,5}(Q_{ik}) = 0,50 \cdot 20,834 \cdot 1,00 = \mathbf{10,42 \text{ t/m}}$$

$$s_{q,0,5}(q_{ik}) = 0,50 \cdot 0,844 \cdot 1,00 = \mathbf{0,422 \text{ t/m}}$$

Per H = 400 cm

$$s_{q,0,400}(Q_{ik}) = 0,50 \cdot 1,64 \cdot 1,00 = \mathbf{0,82 \text{ t/m}}$$

$$s_{q,0,400}(q_{ik}) = 0,50 \cdot 0,45 \cdot 1,00 = \mathbf{0,23 \text{ t/m}}$$

#### H.7 AZIONE SISMICA - E

Nonostante che l'elemento in oggetto sia completamente immerso nel terreno e sia quindi soggetto agli stessi spostamenti dovuti al sisma e trasmessi al terreno – a meno ovviamente di disaccoppiamenti dinamici –



nel seguito si riportano i dati necessari alla valutazione delle azioni sismiche orizzontali ed eventualmente verticali; si fa notare che tali valori risultano a favore di sicurezza abbondantemente sovrastimati.

Ubicazione opera: non specificata.

Zona sismica: 2 (3S)

Categoria suolo di fondazione: non rilevante nel caso di analisi pseudo-statica e struttura scatolare interrata (nodi impediti).

Condizioni topografiche: T1 → vedi tab. 3.2.iv §3.2.2 del d.m. 14.01.2008

Classe di duttilità → classe: B

E' ammesso l'uso dei metodi pseudo-statici.

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici. Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale kh e verticale kv possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g \quad \text{dove:} \quad k_v = \pm 0,50 \cdot k_h$$

a<sub>max</sub> = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_g = 0,20 \quad F_0 = 2,40$$

$$S_s = 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g = 1,68$$

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1,68 \cdot 1,00 \cdot 0,20 = 0,336$$

S<sub>s</sub> = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplif. stratigrafica → S<sub>s</sub> = 1,68;

S<sub>t</sub> = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione topografica = 1,00;

T<sub>r</sub> = Tempo di ritorno = 475 anni (SLV);

a<sub>g</sub> = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido = 0,20 (SLV);

β<sub>m</sub> = 1,00 per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno indipendentemente dal tipo di terreno; nel caso in oggetto l'azione sismica sui predritti si assume agente a metà altezza degli stessi.

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 1,00 \cdot 0,336 = \mathbf{0,336}$$

$$k_v = \pm 0,50 \cdot k_h = \pm \mathbf{0,168}$$

A meno che non venga eseguita un'analisi statica o dinamica tali valori saranno utilizzati per la valutazione delle azioni pseudo-statiche.

Azione sismica sul Traverso superiore dovuta al peso proprio



$$P, trav, sup = 300 \text{ kg/m}$$

$$F_h, trav, sup = kh \cdot P, trav, sup = 100,8 \text{ kg/m}$$

$$F_v, trav, sup = kv \cdot P, trav, sup = 50,4 \text{ kg/m}$$

Azione sismica sul traverso superiore dovuta al terreno gravante su di esso

$$p, v, 400 = 7600 \text{ kg/m}$$

$$\text{Effetto sovraccarichi mobili: } 0,20 \cdot (Q + q) = 0,20 \cdot 2090 = 418 \text{ kg/m}$$

$$F_h, trav, sup = kh \cdot (p, v, 400 + 418) = 2694,0 \text{ kg/m}$$

$$F_v, trav, sup = kv \cdot (p, v, 400 + 418) = 1347,0 \text{ kg/m}$$

Azione sismica sul traverso inferiore

$$P, trav, inf = 300 \text{ kg/m}$$

$$F_h, trav, inf = kh \cdot P, trav, inf = 100,8 \text{ kg/m}$$

$$F_v, trav, inf = kv \cdot P, trav, inf = 50,4 \text{ kg/m}$$

Azione sismica sui piedritti

$$P, piedr = 300 \text{ kg/m}$$

$$F_h, piedr = kh \cdot P, piedr, inf = 100,8 \text{ kg/m}$$

$$F_v, piedr = kv \cdot P, piedr, inf = 50,4 \text{ kg/m}$$

Azione sismica sui piedritti dovuta al cuneo di terreno mobilitato

$$\text{Area del cuneo di terreno: } A_c = 0,924 \text{ mq}$$

$$\text{Peso specifico del terreno: } \gamma = 1900 \text{ kg/mc}$$

$$F_h, terr = kh \cdot p, terr = 702,3 \text{ kg/m (agente su un piedritto)}$$

#### **H.8 SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO – G1D**

Si è valutata l'incidenza della spinta del liquido sulle pareti interne verticali dello scatolare, considerando il livello massimo del liquido non in pressione, oltre all'incidenza del peso del liquido sul fondo.

Altezza massima del liquido interno:  $hw = h$  interna dello scatolare.

Peso specifico liquido interno (con particelle in sospensione):  $\gamma_w = 1200 \text{ kg/mc}$ .

L'azione suddette, comunque, possono essere non considerate per la verifiche degli elementi strutturali del manufatto poiché la loro incidenza è del tutto irrilevante.

#### **H.9 EFFETTO DELLA FALDA – G1D**



Non avendo a disposizione dati relativamente alla posizione della falda e alla struttura del terreno, non è stata considerata la presenza di una falda; quindi le pressioni statiche e dinamiche dovute a tale presenza non sono state prese in considerazione nel calcolo delle sollecitazioni.

#### **H.10 SOTTOSPINTA IDRAULICA – G1D**

Non essendo considerata la presenza di falda anche l'effetto della sottospinta non è stata calcolata; in ogni caso si fa notare che anche qualora si considerasse un terreno praticamente saturo d'acqua, si dovrebbe considerare (visto che lo scatolare non risulta in pressione e non è ovviamente stagno) la spinta interna dell'acqua (praticamente al livello massimo), per il manufatto in opera non viene ad essere interessato da problematiche di galleggiamento.

### **I CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI**

#### **I.1 PREMESSA**

Le combinazioni allo SLU significative da considerarsi nel caso in esame sono quelle indicate nella norma con la sigla STR (stato limite di resistenza della struttura), possono essere non considerate, poiché non significative o applicabili, le verifiche nei confronti di EQU (stato limite di equilibrio come corpo rigido) e GEO (stato limite di resistenza del terreno).

#### **I.2 TIPOLOGIA COMBINAZIONI**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono utilizzate le combinazioni delle azioni seguenti secondo le indicazioni del punto 2.5.3 della norma 14 gennaio 2008:

Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) (SLE)

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

Combinazione frequente (SLE)

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

Combinazione quasi permanente (SLE)

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



### Combinazione sismica

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

C'è da considerare che il valore di  $\psi_2$  deve essere posto, nel caso di ponti, pari a 0,20, quando tale contributo lo si ritenga rilevante, cioè quanto il ponte è tale da presumere una certa concomitanza tra i carichi mobili massimi e le azioni sismiche di progetto; tale aspetto non risulta riportato nella tabella Tab.5.1.VI nella quale si evidenziano valori di  $\psi_2$  pari a 0,00, ma appare poco probabile che possa essere considerato applicabile o rilevante nei casi in esame (elementi scatolare con luce inferiore a circa 4,00 ml). In ogni caso l'azione sismica applicata allo scatolare risulta essere del tutto abbondantemente sovrastimata (rispetto ad un'analisi dinamica non lineare che tenga conto del movimento del terreno e dell'interazione scatolare-terreno dal quale si possono evincere delle pressioni sullo stesso molto inferiori a quelle considerate), per cui le semplificazioni ivi riportate risultano del tutto accettabili.

Per le verifiche allo SLU per muri di sostegno e fondazioni superficiali e strutture interrate in genere (stato limite STR) si è utilizzato l'Approccio I e la combinazione I  $\rightarrow A1+M1+R1$ , dove i coefficienti  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici del terreno sono tutti unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate con coefficienti parziali tipici del gruppo A1.

Nelle combinazioni per SLE si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche.

	Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti $G_i$	favorevoli	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	1,1	1,35	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2$	favorevoli	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	1,5	1,50 (1,35)*	1,3
Carichi variabili Q	favorevoli	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	1,5	1,35	1,3

(\*) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti, cioè si considera  $\gamma_{G2}$  pari a 1,35.

### 1.3 COEFFICIENTI PARZIALI PER CARICHI MOBILI - Q

Le azioni sismiche relative ai carichi dovuti al q1 non devono essere considerate (per cui il valore delle masse da mettere in conto per la valutazione delle azioni sismiche sulle strutture sono costituite dai soli carichi permanenti).

Per la valutazione delle sollecitazioni di progetto allo SLU i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti strutturali:  $\gamma_{G1} = 1.35$  (1.00).



Il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi perm. non strutturali:  $\gamma_{G2} = 1.35$  (0.00) (\*).

Il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi variabili dovuti al traffico:  $\gamma_{Q1} = 1.35$  (0.00).

(\*) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. Si considera il peso del terreno alla stessa stregua di un carico permanente portati compiutamente definito per cui si applica un coefficiente parziale  $\gamma_{G2}$  pari a 1,35; si tenga altresì conto che il valore di  $\gamma_T$  è stato posto pari (cautelativamente) pari a 1900 kg/mc in luogo di 1800 kg/mc (valore medio maggiormente utilizzato).

Coefficiente  $\psi$  per Schema di carico 1 (carico tandem)  $\rightarrow \psi_0=0.75 \quad \psi_1=0.75 \quad \psi_2=0.00$

Coefficiente  $\psi$  per Schema di carico 1 (carico distribuito)  $\rightarrow \psi_0=0.40 \quad \psi_1=0.40 \quad \psi_2=0.00$

Coefficiente  $\psi$  per Schema di carico 3 e 4 (carico conc.)  $\rightarrow \psi_0=0.40 \quad \psi_1=0.40 \quad \psi_2=0.00$

Coefficiente  $\psi$  per Schema di carico 2 (carico distribuito)  $\rightarrow \psi_0=0.00 \quad \psi_1=0.75 \quad \psi_2=0.00$

$\psi_1 \rightarrow$  valori frequenti;  $\psi_2 \rightarrow$  valori quasi-permanenti.

### 1.4 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CCE)

Le condizioni di carico elementari – più significative - considerate sono quelle indicate nel fascicolo di calcolo allegato alla presente.

### 1.5 COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CC)

Le combinazioni delle condizioni di carico elementari – più significative - considerate sono quelle indicate nel fascicolo di calcolo allegato alla presente.

## J VERIFICHE

Nel seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative sezioni in mezzzeria e all'incastro degli elementi orizzontali (traversi) e verticali (piedritti); tali verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

Tutte le sezioni significative appartenenti alle aste che costituiscono il modello di calcolo utilizzato, sono state verificate nei confronti delle sollecitazioni più gravose, il tutto secondo il metodo indicato nelle norme tecniche, andando a progettare il quantitativo idoneo di armatura in base al rispetto delle verifiche nei confronti degli SLU che degli SLE.

Il dimensionamento degli spessori è stato fatto in modo che non debbano essere previste armature specifiche a taglio (sforzi di taglio assorbiti interamente dal conglomerato).

**J.1 VERIFICHE TRAVERSO SUPERIORE**

**Sezione di mezzaria**

Sezione I (Sezione 100x12h cm.) - SOLL. aut. Aste 701 (-283 -259) 701 (-259 -264)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione  
Base <math>b</math> = 100  
Altezza <math>h</math> = 0.12

**Simbologia**

- Caso = Caso di verifica
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
- Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AET = Area di ferro tesa
- AFC = Area di ferro compressa
- Gc = Tensione nel calcestruzzo
- Gf = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza minima tra le barre
- K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
- Str m = Distanza media tra le fessure
- Ø = Diametro della barra
- Aa = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- Ae f f = Area di calcestruzzo efficace
- Gg = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
- Gg F = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo (\*1000)
- Es m = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)
- Wk = Apertura delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- Vadu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vadu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
- SLU S = Stato limite ultimo
- SLU R = Stato limite ultimo (azione sismica)
- SLR R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- SLR F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- SLR Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- SLD = Stato limite di danno
- SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
- SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
- SLC = Stato limite di operatività
- X = Coefficiente di aggregazione rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuato

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 701 (-263 -259)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
<math>\langle kg \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>
2	-2664.82	-565.54	0.00	-12726.10	-2664.92	0.00	3.318
46	-7439.52	-1808.59	0.00	-10795.10	-2598.03	0.00	1.003

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 701 (-263 -259)

Caso	Ty	Tz	Vadu	Vadu
<math>\langle kg \rangle</math>	<math>\langle kg \rangle</math>	<math>\langle kg \rangle</math>	<math>\langle kg \rangle</math>	<math>\langle kg \rangle</math>
2	0.00	636.53	636.53	7094.35
46	0.00	1.70	1.70	7605.66

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 701 (-263 -259)

Caso	N	My	AET	AFC	Gc	Gf
------	---	----	-----	-----	----	----

<math>\langle kg \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>
113	-4112.57	0.00	0.00	6.94	3.47	45.69	
115	-1935.28	0.00	0.00	6.94	3.68	22.16	
118	-126.94	0.00	0.00	6.94	0.00	1670.97	
128	-126.94	0.00	0.00	6.94	0.00	1670.97	
131	-1697.15	0.00	0.00	6.94	3.43		
136	-1697.15	-564.30	6.94	0.00	47.83		

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 701 (-263 -259)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.	Aa	Ae f f	Gg	Gg F	Es m	Wk	
<math>\langle kg \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	<math>\langle kNm \rangle</math>	
136	-1697.15	-564.30	0.00	30.00	196.00	0.13	194.05	14.00	1.54	208.59	967.86	2189.18	0.19	0.06
154	-4041.48	-967.20	0.00	30.00	196.00	0.13	194.05	14.00	1.54	208.59	1561.01	2106.45	0.30	0.10

Verifiche effettuate - Asta n. 701 (-263 -259)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X	Tipo
------	------	----	----	----	-----	---	------

**Sezione incastro**

Sezione I (Sezione 100x12h cm.) - SOLL. aut. Aste 701 (-269 -260) 701 (701 -269) (nome del file: TRAV-SUP-APP)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione  
Base <math>b</math> = 1.00  
Altezza <math>h</math> = 0.12

**Simbologia**

- Caso = Caso di verifica
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
- Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AET = Area di ferro tesa
- AFC = Area di ferro compressa
- Gc = Tensione nel calcestruzzo
- Gf = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza minima tra le barre
- K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
- Str m = Distanza media tra le fessure
- Ø = Diametro della barra
- Aa = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- Ae f f = Area di calcestruzzo efficace
- Gg = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
- Gg F = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo (\*1000)
- Es m = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)
- Wk = Apertura delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- Vadu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vadu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
- SLU S = Stato limite ultimo
- SLU R = Stato limite ultimo (azione sismica)
- SLR R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- SLR F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- SLR Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- SLD = Stato limite di danno
- SLV = Stato limite di salvaguardia della vita



K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 s r m = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_c$  e  $f_c$  = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_s F$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\sigma_s R$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Mk = Apertura delle fessure  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 Vadu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 Vadu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 CC = Tipo di carico  
 TCC = Tipo di combinazione delle condizioni di carico elementari  
 SLE S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazioni frequenti  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazioni quasi permanenti  
 SLO = Stato limite di danno  
 SILV = Stato limite di vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (-265 501)

Caso	Ty	Tz	Vadu	Vadu	Vadu	My	Mz	c	s	R3	s r m	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_s F$	$\sigma_s R$	Mk	
	<kg>	<kg>	<kg>	<kg>	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>	<mm>	
2	0.00	289.51	289.51	6375.61		46.00	4064.23	4064.23	7055.98											
Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 1 (-265 501)																				
Caso	N	My	Mz	c	s	R3	s r m	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_s F$	$\sigma_s R$	Mk					
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>	<mm>					
57	-6257.87	0.00	0.00	4.52	5.27	72.18														
63	-6229.97	815.02	4.52	0.00	4.98	1573.61														
67	-5064.52	0.00	0.00	4.52	4.26	68.18														
69	-383.40	0.00	0.00	4.52	0.32															
72	-5036.62	495.44	4.52	0.00	45.04															
Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 1 (-265 501)																				

Caso	N	My	Mz	c	s	R3	s r m	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_s F$	$\sigma_s R$	Mk					
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>	<mm>					
72	-5036.62	495.44	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	800.49	2358.66	0.16	0.05						
82	-6020.64	793.87	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	1538.86	2671.93	0.30	0.09						
Verifiche effettuate - Asta n. 1 (-265 501)																				

Caso	N1	N2	CC	TCC	X
2	1-265 501	1 SLE U	0.00	SLE Taglio - min sic. c.a.	
46	1-265 501	9 SLE U	9.30	SLE Mc cost - min sic.	
57	1-265 501	15 SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)	
62	1-265 501	15 SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)	
63	1-265 501	16 SLE R	9.30	C.Rare - Sf min (max compr.)	
67	1-265 501	22 SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)	
69	1-265 501	21 SLE Q	9.30	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)	
72	1-265 501	22 SLE Q	9.30	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)	
82	1-265 501	17 SLE F	9.30	C.Freq - Wk Max	

**Sezione di mezzeria**  
 Sezione 1 (Sezione 100x12h cm.) - Soll. aut. Asta 1 (-102-106) 1 (-106-265) (nome del file: PIEDR-MEZ)



SLE = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 701 (-269 -260)

Caso	N	My	Mz	c	s	R3	s r m	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_s F$	$\sigma_s R$	Mk					
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>	<mm>					
2	-1961.84	-135.68	0.00	-25533.20	-1761.72	0.00	9.049													
86	-2238.20	-370.39	0.00	-4095.85	-657.99	0.00	1.225													
82	0.00	2012.82	2812.92	5963.07																
Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 701 (-269 -260)																				

Caso	N	My	Mz	c	s	R3	s r m	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_s F$	$\sigma_s R$	Mk					
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<mm>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>	<mm>					
144	-1696.56	-205.16	0.00	30.00	52.00	0.13	111.69	8.00	1.01	103.77	282.60	1753.85	0.05	0.01						
132	-1696.45	87.81	0.00	30.00	112.00	0.13	138.88	8.00	0.50	70.97	30.05	1005.50	0.01	0.00						
146	-4039.41	302.83	0.00	30.00	52.00	0.13	111.69	8.00	1.01	103.77	1225.68	6301.59	0.24	0.05						
Verifiche effettuate - Asta n. 701 (-269)																				

Caso	N1	N2	CC	TCC	X
2	701	-269	1 SLE U	0.00	SLE Taglio - min sic. c.a.
86	701	-269	1 SLE U	5.93	SLE Mc cost - min sic.
114	701	-269	15 SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
118	701	-269	15 SLE R	3.92	C.Rare - Sf max (min compr.)
122	701	-269	16 SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
128	701	-269	16 SLE R	5.93	C.Rare - Sf max (max compr.)
130	701	-269	21 SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (min compr.)
132	701	-269	22 SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
144	701	-269	17 SLE F	5.93	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
146	701	-269	17 SLE F	0.00	C.Freq - Wk Max

**J.2 VERIFICHE PIEDRITTI**  
**Sezione incastro superiore**  
 Sezione 1 (Sezione 100x12h cm.) - Soll. aut. Asta 1 (-285 501) (nome del file: PIEDR-APP-SUP)  
 Sezione Rettangolare - Dati geometrici della sezione  
 Base cm = 1.00  
 Altezza cm = 0.12

**Simbologia**  
 Caso = Caso di verifica  
 N = Sforzo normale  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Nu = Sforzo normale ultimo  
 Nu = Momento ultimo intorno all'asse Y  
 Mu = Momento ultimo intorno all'asse Z  
 SLC = Sicurezza a rottura  
 AFT = Area di ferro tesa  
 AFC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 s = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre



Sezione Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <math>b</math> = 1.00  
Altezza <math>h</math> = 0.12

Simbologia

Caso

N1	M2	CC	TCC	X	Tipo
----	----	----	-----	---	------

102 1-102-106 1 SUU 0.00 SUU Taglio - min sic. c.a.

113 1-102-265 9 SUD 9.30 SUD Mz Csf min (max compr.)

126 1-106-265 15 SLE R 9.30 C.Rare - S min (max compr.), C.Rare - SF max (max traz.)

127 1-106-265 16 SLE R 9.30 C.Rare - S min (max compr.), C.Rare - SF max (max traz.)

131 1-102-106 22 SLE Q 0.00 C.O.Perc. - SF min (max compr.)

132 1-102-106 22 SLE Q 0.00 C.O.Perc. - SF min (max compr.)

141 1-106-265 21 SLE Q 9.30 C.O.Perc. - S min (max compr.), C.Q.Perc. - SF max (max traz.), C.O.Perc. - Wk Max

170 1-106-265 17 SLE F 9.30 C.Freq. - Wk Max

Sezione incastrata inferiore

Sezione I (Sezione 100X12H cm.) - Soli. aut. Asta I (401-102) (nome del file: PIEDR-RPP-INF)

Sezione Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <math>b</math> = 1.00  
Altezza <math>h</math> = 0.12

Simbologia

- Caseo = Caso di verifica
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
- Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AFC = Area di ferro tesa
- AFC = Area di ferro compressa
- Gc = Tensione nel calcestruzzo
- Gf = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza minima tra le barre
- K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
- Sr m = Distanza media tra le fessure
- Phi = Diametro della barra
- A\_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- A\_s f f = Area di calcestruzzo efficace
- G\_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata

- G\_s r = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
- E\_s m = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)
- Wk = Apertura delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- Vadu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- N1 = Numero dell'asta
- CC = Nodo iniziale
- CC = Nodo finale
- TCC = Tipo di combinazione di carico
- SLE S = Stato limite ultimo (azione sismica)
- SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- SLE V = Stato limite di danno
- SLE V = Stato limite di salvaguardia della vita
- SLE C = Stato limite di prevenzione del collasso
- SLE C = Stato limite di operatività
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (401-102)

Caso N My Mz Nu Muu Mzu Sic.

<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>
2	-4994.73	863.54	0.00	-10492.50	1387.45
18	-11533.70	1097.21	0.00	-19851.10	1861.54

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 1 (401-102)

Caso Ty Tz Vadu Vrdu

<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>
2	0.00	1888.79	1888.79
18	0.00	2093.27	2093.27

Sezione Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <math>b</math> = 1.00  
Altezza <math>h</math> = 0.12

Simbologia

Caso

N1	M2	CC	TCC	X	Tipo
----	----	----	-----	---	------

102 1-102-106 1 SUU 0.00 SUU Taglio - min sic. c.a.

113 1-102-265 9 SUD 9.30 SUD Mz Csf min (max compr.)

126 1-106-265 15 SLE R 9.30 C.Rare - S min (max compr.), C.Rare - SF max (max traz.)

127 1-106-265 16 SLE R 9.30 C.Rare - S min (max compr.), C.Rare - SF max (max traz.)

131 1-102-106 22 SLE Q 0.00 C.O.Perc. - SF min (max compr.)

132 1-102-106 22 SLE Q 0.00 C.O.Perc. - SF min (max compr.)

141 1-106-265 21 SLE Q 9.30 C.O.Perc. - S min (max compr.), C.Q.Perc. - SF max (max traz.), C.O.Perc. - Wk Max

170 1-106-265 17 SLE F 9.30 C.Freq. - Wk Max

Sezione incastrata superiore

Sezione II (Sezione 100X12H cm.) - Soli. aut. Asta II (106-265)

Sezione Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <math>b</math> = 1.00  
Altezza <math>h</math> = 0.12

Simbologia

- Caseo = Caso di verifica
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
- Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AFC = Area di ferro tesa
- AFC = Area di ferro compressa
- Gc = Tensione nel calcestruzzo
- Gf = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza minima tra le barre
- K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
- Sr m = Distanza media tra le fessure
- Phi = Diametro della barra
- A\_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- A\_s f f = Area di calcestruzzo efficace
- G\_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata

- G\_s r = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
- E\_s m = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)
- Wk = Apertura delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- Vadu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- N1 = Numero dell'asta
- CC = Nodo iniziale
- CC = Nodo finale
- TCC = Tipo di combinazione di carico
- SLE S = Stato limite ultimo (azione sismica)
- SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- SLE V = Stato limite di danno
- SLE V = Stato limite di salvaguardia della vita
- SLE C = Stato limite di prevenzione del collasso
- SLE C = Stato limite di operatività
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (-106-265)

Caso N My Mz Nu Muu Mzu Sic.

<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>
2	-4962.10	491.28	0.00	-18003.70	1778.41
102	-11408.60	1179.20	0.00	-17051.90	1735.58

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 1 (-106-265)

Caso Ty Tz Vadu Vrdu

<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>	<math>\langle\text{kg}\rangle</math>
2	0.00	1331.48	1331.48
102	0.00	2629.59	2629.59



**J.4 VERIFICHE SLU PER TAGLIO**

Il dimensionamento degli spessori è stato fatto in modo che non debbano essere previste armature specifiche a taglio (sforzi di taglio assorbiti interamente dal conglomerato). La verifica è stata condotta considerando le formule tipiche per la valutazione del taglio resistente delle membrature non armate a taglio. Si tenga presente che le azioni taglianti effettive risultano, in alcuni casi, significativamente inferiori a quelle indicate negli allegati, sia per il valore sottostimato di costanti elastiche del terreno a contatto dei piedritti e del traverso inferiore, sia per i valori effettivi di pressione agenti sulla struttura in esame, sicuramente inferiori a quelli indicati nella presente, come mostrano gli studi specifici condotti su scatolari similari costituiti da un modello realizzato con mesh di elementi in cls immersi in una matrice non lineare di materiale (a simulare il terreno), che comporta una più veritiera applicazione delle reali pressioni all'involucro esterno del manufatto. Nelle zone di appoggio dei traversi l'azione di taglio risulta superiore al valore di resistenza della sola sezione in cls, per cui sono state inserite delle armature aggiuntive specifiche a taglio; per le verifiche sono state considerate attive tutte le armature sagomate presenti nel tratto in prossimità degli appoggi dei traversi, sia quelle aggiuntive (non necessarie ad assorbire momenti flettenti) che quelle sagomate "a farfalla" si riporta nel seguito la verifica a taglio del tratto in oggetto.

$$V_{rzd} = \text{valore resistente del taglio (lato acciaio)} = 0,90 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$d = \text{altezza utile sezione in c.a.} = 12 \cdot 3 = 9 \text{ cm.}$$

$$A_{sw} = \text{armatura a taglio (ferri piegati)} = 2 \text{ D.14 (riferito a due metri di scatolare).}$$

$$s = \text{passo armature a taglio} = 10 \text{ cm.}$$

$$f_{yd} = \text{tensione acciaio per c.a.} = 3913 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\alpha = \text{angolo di inclinazione delle armature a taglio} = 45^\circ$$

$$\theta = \text{angolo di inclinazione delle bielle compresse}$$

$$\text{ctg}(\theta) = \text{cotangente angolo di inclinazione delle bielle compresse} = 2,50$$

$$V_{rzd} = \text{valore resistente del taglio (lato acciaio)} = 0,90 \cdot 9 \cdot (1,54 \cdot 2) / 10 \cdot 3913 \cdot (1 + 2,5) \cdot 0,707 = 24156 \text{ kg}$$

$V_{rzd} = 17725 > V_{sd, \max} = 21642$  (la verifica risulta soddisfatta e le armature correnti sagomate principali ed aggiuntive sono sufficienti ad assorbire l'azione tagliante in oggetto).

$$V_{rzd} = \text{valore resistente del taglio (lato cls)} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg }^2 \theta)$$

$$d = \text{altezza utile sezione in c.a.} = 12 \cdot 3 = 9 \text{ cm.}$$

$$b_w = \text{larghezza della sezione} = 100 \text{ cm.}$$

$$f_{cd} = \text{tensione acciaio per c.a.} = 316,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_{cd} = 158,35 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\alpha = \text{angolo di inclinazione delle armature a taglio} = 45^\circ$$

- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza minima tra le barre
- K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
- z = Distanza media tra le fessure
- Φ = Diametro della barra
- A<sub>s</sub> = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- A<sub>c</sub> = Area di calcestruzzo efficace
- e = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
- σ<sub>b</sub> = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
- σ<sub>s</sub> = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)
- W<sub>k</sub> = Apertura delle fessure
- T<sub>y</sub> = Taglio in dir. Y
- T<sub>z</sub> = Taglio in dir. Z
- V<sub>edu</sub> = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- V<sub>edu</sub> = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- N = Numero dell'asta
- N<sub>i</sub> = Modo iniziale
- N<sub>u</sub> = Modo ultimo
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
- SLU = Stato limite ultimo
- SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
- SLU R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- SLU F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- SLU Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- SLD = Stato limite di danno
- SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
- SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
- SLO = Stato limite di operatività
- X = Tipo di verifiche effettive rispetto al modo iniziale
- Tipo = Tipo di verifiche effettive rispetto al modo iniziale
- Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 201 (203-248)

Caso	N	My	Nz	Nu	Mx	Mz	Sic
<kg>	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kgm>
2	-3017,61	-335,67	0,00	-7899,60	-866,65	0,00	1,785
4	-3010,63	-335,51	0,00	-7899,60	-866,65	0,00	1,783

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 201 (203-248)

Caso	Ty	Tz	Vedu	Vedu	Vzdu	Vzdu
<kg>	<kg>	<kg>	<kg>	<kg>	<kg>	<kg>
2	0,00	-3509,98	3509,98	6076,56		
4	0,00	-3203,83	3203,83	6075,82		

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 201 (203-248)

Caso	N	My	AFT	AFC	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>
<kg>	<kgm>	<kgm>	<cm>	<cm>	<kg/cm>	<kg/cm>
58	-3056,40	-101,00	1,01	1,01	7,42	64,48
59	-2169,18	0,00	0,00	2,01	1,76	26,45
64	-2169,18	227,59	2,01	0,00	33,05	1366,11
65	-292,39	0,00	0,00	2,01	0,24	
68	-1869,77	-86,07	1,01	1,01	7,65	
72	-1869,77	194,03	2,01	0,00	28,09	

Verifiche stato limite di Formazione delle fessure - Asta n. 201 (203-248)

Caso	N	My	Mz	c	b	K3	σ <sub>f,m</sub>	φ	A <sub>s</sub>	A <sub>c</sub>	e	E	σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	r	ε <sub>s</sub>	m	w <sub>k</sub>
<kg>	<kgm>	<kgm>	<kgm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<kg/cm>	<kg/cm>	<kg/cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>
72	-1869,77	194,03	0,00	30,00	52,00	0,13	111,69	8,00	1,01	103,77	1153,71	8419,96	0,22	0,04				
86	-1869,77	231,94	0,00	30,00	52,00	0,13	118,88	8,00	0,50	70,57	82,31	1922,30	0,02	0,00				

Verifiche effettuate - Asta n. 201 (203-248)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X	Tipo
<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>
2	201	203-248	1	SLU	0,00	SLU	Taglio - min sic. c.a.
4	201	203-248	2	SLU	0,00	SLU	Mz cost - min sic.
58	201	203-248	15	SLR	0,00	C-Rare	- Sf min (max compr.)
59	201	203-248	16	SLR	0,00	C-Rare	- Sf max (min compr.)
64	201	203-248	16	SLR	0,00	C-Rare	- Sc min (max compr.)
65	201	203-248	21	SLR	0,00	C-Q-Per.	- Sc max (min compr.)
68	201	203-248	21	SLR	0,00	C-Q-Per.	- Sf min (max compr.)
72	201	203-248	22	SLR	0,00	C-Q-Per.	- Sf min (max compr.)
86	201	203-248	19	SLR	0,00	C-Freq	- Sf min (max compr.)

Verifiche effettuate - Asta n. 201 (203-248)



$\theta$  = angolo di inclinazione delle bielle compresse

$\cotg(\theta)$  = cotangente angolo di inclinazione delle bielle compresse = 2,50

$V_{red} =$  valore resistente del taglio (lato els) =  $0,90 \cdot 9 \cdot 100 \cdot 1,00 \cdot 158,35 \cdot (1 + 2,5) / (1 + 6,25) = 61920$  kg  
 $V_{red} \gg V_{rtd}$ .

#### J.5 VERIFICHE TENSIONI NEI NODI RIGIDI DELLO SCATOLARE

Le tensioni nei nodi dello scatolare risultano accettabili. L'integrità dei nodi risulta confermata anche da prove dirette di carico eseguite su geometrie scatoleari similari a quella in oggetto, dalle quali si evince che i nodi dello scatolare risulta integro e contraddistinto da un comportamento completamente rigido, come ipotizzato nel calcolo ivi descritto.

#### J.6 VERIFICHE TENSIONI SUL TERRENO DI APPOGGIO

La pressione sul terreno al di sotto dello scatolare in oggetto, risulta essere pari  $1750 / (10 \cdot 100) = 1,75$  kg/cmq (valutata in corrispondenza di uno SLU). In assenza di specifiche indicazioni in merito alle tensioni ammissibili del terreno di fondazione si ritiene tale valore del tutto accettabile, unitamente ai cedimenti del terreno. In ogni caso, per valutazioni più specifiche in merito a problematica di portanza e di cedimento del terreno a breve e a lungo termine si rimanda eventualmente ad analisi geologico-geotecnica specifica a sostegno della bontà dell'installazione in oggetto.

#### J.7 VERIFICHE SLE

Le opere interrate devono essere verificati anche nei confronti degli stati limite di esercizio.

Vista la natura dell'opera (struttura scatolare) gli spostamenti dei nodi sono da ritenersi del tutto accettabili.

Oltre alla verifica tensionale nelle sezioni delle membrature e la verifica delle aperture delle fessure (si veda punti relativi), si devono considerare gli spostamenti compatibili del sistema manufatto-terreno.

Si devono effettuare le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità; per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.
- verifiche di fessurazione; per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso,



con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

- verifiche delle tensioni di esercizio; valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati. Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio: la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:  $\sigma_c < 0,60$  fck per combinazione caratteristica (rara) e  $\sigma_c < 0,45$  fck per combinazione quasi permanente. Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%. Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 della norma NTC2008, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:  $\sigma_s < 0,8$  fyk.

#### Verifiche di deformabilità

Vista la geometria e l'utilizzo degli elementi in oggetto si può ritenere che le verifiche relative agli spostamenti siano poco significative e quindi automaticamente soddisfatte.

#### Verifiche delle tensioni di esercizio

Per tali verifiche tensioni in esercizio si veda verifica di ogni elemento strutturale appartenente alla struttura in esame.

#### J.8 VERIFICHE APERTURA FESSURE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione

#### Definizione degli stati limite di fessurazione

In merito ai manufatti in oggetto si è considerato il seguente stato limite:



- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:  $w_1 = 0,2$  mm,  $w_2 = 0,3$  mm,  $w_3 = 0,4$  mm.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto ai punti specifici della presente.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni quasi permanenti e frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive. A favore di sicurezza si è considerata una condizione ambientale di tipo aggressivo con classe di esposizione del cls pari a XC4+XA1.

A seguito di tale scelta risulta, come evidenziato nella tabella seguente che per il gruppo di esigenze "b", in condizioni ambientali aggressive ed armature ordinarie quindi poco sensibili, si ottiene:

- Combinazione frequente  $\rightarrow$  Stato Limite di apertura delle fessure  $\rightarrow w_d \leq w_2$ .
- Combinazione quasi permanente  $\rightarrow$  Stato Limite di apertura delle fessure  $\rightarrow w_d \leq w_1$ .

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura	
			Sensibile	Poco sensibile
a	Ordinarie	frequente quasi permanente	Stato limite	Stato limite
			ap. fessure ap. fessure	ap. fessure ap. fessure
b	Aggressive	frequente quasi permanente	Stato limite	Stato limite
			ap. fessure ap. fessure	ap. fessure ap. fessure
c	Molto aggressive	frequente quasi permanente	Stato limite	Stato limite
			ap. fessure ap. fessure	ap. fessure ap. fessure

Per le verifiche si veda quanto riportato nei punti specifici contenuti nella presente relazione tecnica.

## K VERIFICHE LOCALI

La normativa UNI EN 14844 richiede ulteriori verifiche per la progettazione degli elementi scotolari, come meglio descritte ai sotto-punti seguenti.

### K.1 VERIFICA ARMATURE PARETI INTERNE

All'appendice A.2 della norma suddetta, inerente l'armatura minima prevista in parete, allo SLU deve essere in grado di resistere ad un momento minimo indicato dalla normativa precedente (agente sulle pareti dello scotolare) pari a. Tale valore risulta molto inferiore al valore di progetto per cui l'armatura effettiva è molto superiore al valore minimi indicato dalla norma.

### K.2 VERIFICHE DI PUNZONAMENTO



Vista l'entità delle ricoprimento non sono necessarie particolari verifiche aggiuntive a punzonamento oltre a quelle a taglio di cui ai punti precedenti.

### K.3 VERIFICHE TERMINALI/GIUNTO

Si ritiene del tutto superfluo esporre particolari verifiche di resistenza dei terminali che visto la conformazione strutturali possono essere ritenuti strutturalmente del tutto idonei.

### K.4 STABILITA'

Le considerazioni sulla stabilità come la pressione e la resistenza di mantenimento consentita per il rivestimento e lo scorrimento non influiscono sulla presente progettazione delle resistenza della condotta. Si presume che se si ritengono necessarie tali indagini, queste saranno intraprese dalla Committenza.

### K.5 CARICHI SUPERFICIALI/ORIZZONTALI

Come già indicato in altri punti, si ritiene che qualsiasi carico orizzontale dovuto ai carichi superficiali può essere efficacemente disperso da una soletta stradale e da qualsiasi altra superficie che non influisca sulla condotta sotterranea.

### K.6 DEFORMAZIONE DELLA SOLETTA SUPERIORE

Non è necessario controllare la deflessione della soletta superiore. Se tuttavia la profondità di riempimento è inferiore a 200 mm o ad 1/15 della larghezza interna della condotta, è richiesta una valutazione della deflessione da carico dinamico, valutata con sufficiente accuratezza con la relazione sotto riportata:

$$f_{lim} = \text{deflessione centro della campata} = 20 \cdot M \cdot (W_e)^{0.2} / (L \cdot t_r^{0.3})$$

$$f_0 < f_{lim} \quad f_0 = \text{deformazione massima effettiva della sezione di mezzzeria}$$

M = momento massimo sulla luce libero dovuto ai carichi mobili e su schema di traverso semplicemente appoggiato sui piedritti

$$W_e = \text{luce effettiva della soletta}$$

$$L = \text{lunghezza dell'elemento}$$

$$t_r = \text{spessore soletta}$$

Non è significativo verificare l'entità della deformazione della soletta. In ogni caso lo spostamento effettivo della mezzzeria dei traversi, rispetto agli appoggi sui piedritti, risulta praticamente trascurabile.

Nel caso in esame la verifica non risulta necessaria e comunque risulta automaticamente verificata.



#### K.7 CEDIMENTO DIFFERENZIALE

Le condotte sotterranee possono essere soggette a cedimento differenziale, sia per carichi mobili che per azioni sismiche, tramite relativo spostamento ai giunti; tale cedimento non deve essere considerato causa di variazioni ai carichi di progettazione o all'analisi strutturale di cui alla presente.

#### L. METODO COSTRUTTIVO

I manufatti in oggetto saranno prodotti con processo di prefabbricazione automatico, con vibrocompressione ad alimentazione ponderata.

I manufatti saranno prodotti per mezzo di opportuni getti di calcestruzzo entro speciali casseri muniti di sistema di vibrazione, utilizzando il metodo, quindi, della vibrocompressione.

Il ciclo consiste nel riempire con calcestruzzo una cassaforma metallica, specificatamente sagomata per la formazione del manufatto in oggetto, comprensiva dei relativi giunti; durante la produzione, al fine di ottenere un prodotto finale qualitativamente omogeneo, l'entità della vibrocompressione è controllata da dispositivi idraulici ed elettronici che garantiscono una compattazione omogenea della miscela lungo tutte le pareti del manufatto stesso.

Dopo la formazione del manufatto, una adeguata apparecchiatura provvede al trasporto e alla sformatura in zona di stoccaggio all'interno dello stabilimento.

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio. La curva granulometrica degli inerti dovrà essere realizzata in conformità a quanto previsto dalle norme UNI vigenti ed in particolare le dimensioni degli inerti dovranno essere variati in funzione degli spessori adottati.

Il calcestruzzo (di consistenza plastica) sarà prodotto con centrale di betonaggio, presente nel cantiere di prefabbricazione (stabilimento), tenendo conto di tutti i fattori (ad esempio: rapporto acqua/cemento, umidità degli inerti etc.) per garantire i livelli di resistenza previsti. La quantità dei componenti dell'impasto saranno predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, devono risultare privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche.

La composizione granulometrica degli inerti, di dimensione massima variabile in funzione dello spessore delle strutture, è interna al fuso granulometrico in conformità a quanto prescritto dalle norme UNI vigenti.

L'acqua di impasto deve essere esente da solfati in percentuali superiori ai minimi di norma ed aggiunta in quantità tale da garantire un rapporto  $a/c \leq 0.40$ .



#### M. MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO

Le modalità di movimentazione e stoccaggio degli elementi prefabbricati deve essere eseguito con mezzi idonei tali da garantire la stabilità alla movimentazione e al ribaltamento, tenute presenti le eventuali azioni esterne meccaniche o atmosferiche.

Per la movimentazione e lo stoccaggio del manufatto attenersi alla istruzione di lavoro n° 7 inserita nel Manuale Qualità aziendale della Prefabbricati LP spa.

#### N. INSTALLAZIONE

I vari elementi devono essere controllati alla consegna per assicurarsi che corrispondano a quelle specificate nel contratto di fornitura, siano in perfette condizioni, prive di danni.

##### N.1 PREPARAZIONE DEL SITO

Le trincee devono essere abbastanza larghe (si veda allegato grafico alla presente) da consentire e garantire un'installazione sicura e un compattamento del riempimento ai lati delle condotte idoneo.

##### N.2 SPIANATURA

Il fondo dello scavo deve essere privo di irregolarità o con superfici locali o troppo dure o troppo morbide, che devono essere rimosse o livellate con materiale granulare ben compattato. La spianatura deve essere realizzata con materiale granulare (spessore da 150 a 200 mm circa) o calcestruzzo (magrone) con spessore adeguato (da 70 a 100 mm circa) e buon livellamento.

##### N.3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO

A meno di informazioni generali sulla natura dei terreni di posa del manufatto o desumibili da indagini e/o relazioni geologico-geotecniche a supporto della progettazione in oggetto, è stato considerata una pressione ultima media adeguata allo stato di tensione massimo trasmesso dallo scatolare al terreno e una costante elastica di sottofondo come meglio specificato nei punti precedenti.

In fase di realizzazione dello scavo dovranno essere, comunque, confermati i dati di progetto assunti nella presente; si tenga presente che la relazione in oggetto non prende in considerazione alcuna verifica di carattere geotecnico, per le quali di rimanda a eventuali relazioni specifiche.



In ogni caso la posa del manufatto dovrà essere effettuata su di un cuscinetto di magrone (Rck150) o su un adeguato supporto di sabbia, tale da assicurare il livellamento del fondo e la necessaria ripartizione dei carichi.

Il terreno di riempimento potrà essere quello di risulta dello scavo, oppure terreno incoerente di pezzatura contenuta, idoneamente compattato.

Il manufatto dovrà essere posato secondo quanto descritto nei elaborati grafici allegati alla presente. Le operazioni di sollevamento e posa in opera dovranno essere eseguite con mezzi e sistemi di aggancio idonei.

La formazione delle livellette dovrà essere eseguita con attrezzatura di precisione, mentre la giunzione tra gli elementi dovrà avvenire mediante utilizzo di apparecchiatura idraulica o manuale.

#### N.4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

La colmatatura deve essere avviata subito dopo il posizionamento delle condotte sotterranee; la trincea deve essere riempita, a strati di idoneo spessore (20-30 cm circa), sino al livello della sommità delle condotte, lavorando alternativamente su entrambi i lati, utilizzando materiali granulari selezionati (anche presenti in cantiere se ritenuti idonei) scevri da sostanze organiche.

Nelle valutazioni di calcolo si è tenuto conto delle seguenti caratteristiche tecniche medie relative al terreno di riempimento:  $\gamma_t = 1900 \text{ kg/mc}$ ,  $\Phi = 30^\circ$ .

La quota di falda, in assenza di specifiche istruzioni, è stata assunta al di sotto del piano di appoggio dello scatolare, per cui le azioni del terreno e la capacità portante del fondo non sono state considerate influenza dalla presenza d'acqua (tale assunto dovrà essere direttamente confutato in fase di realizzazione).

#### **O AZIONI TRASVERSALI E LONGITUDINALI SULLA CONDOTTA DOVUTI A VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO SISMICO**

Le presente relazione non entra in merito alle verifiche relative alle azioni orizzontali longitudinali e trasversali, rispetto all'asse della condotta, derivanti da un'azione sismica che comporti una variabilità spaziale del moto sismico.

#### **P CONCLUSIONI**

I risultati del calcolo e delle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate e più significative, confermano che sotto le ipotesi ivi riportate, il manufatto è in grado di sostenere i carichi imposti e considerati con idoneo coefficiente di sicurezza.



Nella posa dello scatolare dovranno essere rispettate tutte le norme del buon costruire e le prescrizioni indicate per confermare in fase esecutiva i parametri utilizzati nel calcolo di cui alla presente.

Per ogni altro dato non espressamente riportato nella presenti si rimanda agli allegati elencati nel seguito.

Note finali:

- Si fa notare che è comunque consigliabile, anche se eventualmente diversamente indicato nella presente, che la profondità minima di riempimento non sia inferiore a 200 mm o ad un quindicesimo della larghezza interna della condotta sotterranea, se più grande.
- Le condotte sotterranee possono essere soggette a cedimento differenziale che verrà sistemato tramite relativo spostamento nelle giunzioni; tale cedimento non deve essere considerato causa di variazioni ai carichi di progettazione e all'analisi strutturale in genere.

- Il manufatto risulta armato con armature disposte nel senso trasversale alla tubazioni, collegate per il calo nelle casseforme, con catene. Tale configurazione non prevede di inserire armature di ripartizione in direzione longitudinale; tali armature, nelle quantità indicate ad esempio dalle norme previgenti, risultano strutturalmente non necessarie e addirittura peggiorative delle prestazioni strutturali e di durabilità del manufatto inducendo una perdita di prestazioni per il peggior posizionamento delle armature principali di forza. La presenza di armature longitudinali induce una rottura anticipata a compressione del cls che si trova perturbato dalla presenza di fondini nelle zone di maggior concentrazione di tensioni di compressione se tali barre vengono disposte all'esterno dell'armatura principale (esempio tipico dell'inserimento delle r.e.s. all'esterno della gabbia di armatura principale). A supporto di tale teoria, basta confrontare i risultati delle prove di carico a rottura eseguiti su due scatolari delle medesime dimensioni e armature: ove sono state omesse le armature di ripartizione la prova porta ad individuare un carico di rottura paragonabile a quello calcolabile con la teoria; mentre nel caso di presenza di tale armatura si nota un peggioramento delle prestazioni strutturali sino a portare ad un valore di carico di rottura pari quasi alla metà del precedente (questo per rottura anticipata a compressione delle zone di concentrazione di tensione, ed una insorgenza anticipata delle cerniere plastiche in mezzzeria del travaso superiore e in sommità dei due piedritti). Inoltre si fa notare che in fase di sfomatura dal cassero dei manufatti, in presenza di armature di ripartizione e per effetto del naturale ritiro del cls, si producono tutta una serie di microfessure (visibili anche ad occhio nudo) che compromettono la durabilità degli elementi. Per cui per tutte queste ragioni si ritiene idoneo adottare l'armatura indicati negli elaborati grafici allegati che permette le migliori prestazioni strutturali e di durabilità nel tempo. Ovviamente il corretto posizionamento delle armature a mezzo di catene non deve in alcun modo inficiare il corretto posizionamento delle armature sia trasversalmente che longitudinalmente, mediante ad esempio inserimento (all'interno della gabbia principale di barre di posizionamento negli angoli e all'interno dei lati) di armatura longitudinale

di posizionamento (da fissare per legatura o saldatura alle barre principali) e elementi distanziatori per garantire il copriferro prescritto. Tali accorgimenti dovranno essere tassativamente impiegati in modo da non inficiare quanto indicato nella presente relazione.

- Nelle operazioni di posa si dovrà tenere in conto dei carichi massimi indicati nella presente, agenti sullo scatolare in oggetto, avendo cura di non mettere i manufatti in condizioni per le quali i carichi massimi siano superiori o particolarmente concentrati, poiché potrebbero indurre fessurazioni e/o rotture dei materiali non compatibili con la resistenza in esercizio dello scatolare o inficanti la durabilità dello stesso. Si dovrà ad esempio evitare di imporre sul traverso superiore carichi concentrati dovuti ai mezzi cingolati o altri veicoli che comportino carichi superiori a quelle indicati nella presente; stesse avvertenze dovranno essere osservate nella fase di ritombamento.

Allegati:

- Allegato A: Tolleranze costruttive scatolari – norma UNI EN 14844.
- Allegato B: Fascicolo di calcolo.
- Allegato C: Distinte ferro d'armatura.
- Allegato D: Schema grafico per carpenterie e armature scatolare.

Altopascio (LU), 02 Aprile 2012

Il tecnico

Dott. Ing. Massimiliano Del Bino



**Allegato A: Tolleranze costruttive scatolari da norma UNI EN 14844.**

	<b>TOLLERANZE COSTRUTTIVE SCATOLARI</b> Norma UNI EN 14844	<b>da</b>
--	---	-----------

TOLLERANZE GIUNTI		Indicazioni di Progetto	
	Indicazioni	Dimensioni Reali	Dimensioni Reali
	$a + b \geq 45 \text{ mm}$	$d \geq 45 \text{ mm}$	$\geq 120 \text{ mm}$
TOLLERANZE DIMENSIONALI SCATOLARE			
Vista Laterale		Vista Frontale	
Indicazioni		Indicazioni di Progetto	
Spessore Tr e Tw $\geq 100 \text{ mm}$		Dimensioni Reali	
Lunghezza Unità L $\geq 1000 \text{ m}$		$\geq 120 \text{ mm}$	
		$\geq 1000 \text{ m}$	

Controllo	Tolleranze
Spessore Tr	$\pm 10 \text{ mm}$
Spessore Tw	$\pm 10 \text{ mm}$
Larghezza Interna W	$\pm 1\% \text{ (min. } -10 \text{ mm max } 15 \text{ mm)}$
Altezza Interna H	$\pm 1\% \text{ (min. } -10 \text{ mm max } 15 \text{ mm)}$
Lunghezza Unità Lb-Lt	$\pm 1\% \text{ (min. } \pm 15 \text{ mm)}$
Lunghezza Unità Ldx-Lsx	$\pm 1\% \text{ (min. } \pm 15 \text{ mm)}$
Giunti a, b, c, d, e, f, g	$\pm 10 \text{ mm}$
Quadratura dim $\leq 2 \text{ m b}$	$\pm 10 \text{ mm}$
Quadratura dim $2 \text{ m} - 4 \text{ m b}$	$\pm 15 \text{ mm}$
Quadratura dim $\geq 4 \text{ m b}$	$\pm 20 \text{ mm}$
Quadratura dim $\leq 2 \text{ m t}$	$\pm 10 \text{ mm}$
Quadratura dim $2 \text{ m} - 4 \text{ m t}$	$\pm 15 \text{ mm}$
Quadratura dim $\geq 4 \text{ m t}$	$\pm 20 \text{ mm}$
Quadratura dim $\leq 2 \text{ m sx}$	$\pm 10 \text{ mm}$
Quadratura dim $2 \text{ m} - 4 \text{ m sx}$	$\pm 15 \text{ mm}$
Quadratura dim $\geq 4 \text{ m sx}$	$\pm 20 \text{ mm}$
Quadratura dim $\leq 2 \text{ m dx}$	$\pm 10 \text{ mm}$
Quadratura dim $2 \text{ m} - 4 \text{ m dx}$	$\pm 15 \text{ mm}$
Quadratura dim $\geq 4 \text{ m dx}$	$\pm 20 \text{ mm}$
Quadratura dim $\leq 2 \text{ m f-r}$	$\pm 10 \text{ mm}$
Quadratura dim $2 \text{ m} - 4 \text{ m f-r}$	$\pm 15 \text{ mm}$
Quadratura dim $\geq 4 \text{ m f-r}$	$\pm 20 \text{ mm}$
Planarità	$\leq 10 \text{ mm}$
Fessurazione	$\leq 0,15 \text{ mm}$







Mat.	Comm.	E	F	G	n	a
-13	3.450	2.00	2.20	0	6	-10
-5	2.940	2.00	2.20	0	6	-2
-4	2.335	2.00	2.20	0	6	-2
-1	2.250	2.00	2.20	0	6	4
1	2.250	2.00	2.26	0	6	4
5	2.871	2.00	2.26	0	6	16
15	3.46	2.00	2.26	0	2	102
101	2.25	2.00	1.96	0	2	302
117	3.31	2.00	1.96	0	2	319
217	3.31	2.00	2.32	0	2	302
419	3.46	2.00	2.42	0	6	421
519	3.46	2.00	2.82	0	6	501
709	3.16	2.00	2.92	0	2	701

BIENCO MATERIALI

Mat. = Numero del materiale  
Comm. = Commento  
E = Modulo elastico  
F = Modulo elastico tangenziale  
G = Coeff. di Poisson  
n = Coeff. di dilatazione termica

Mat. Comm. E (kg/cm<sup>2</sup>) F (kg/cm<sup>2</sup>) G (kg/cm<sup>2</sup>) n a

7 Materiale fittizio x molle. 0.00000004000 10000.00 1000.00 0.1 1.0000000E-005

BIENCO SEZIONI AZTE

Simbologia  
Sp. = Numero della sezione  
Comm. = Commento  
Tipo = Tipologia

ZC = Doppia C lato labbri  
ZCk = Doppia C lato costola  
ZL = Doppia L lato labbri  
ZLk = Doppia L lato costola  
C = C  
Ck = C destra  
CkL = C sinistra  
Cikr = Circolare cavo

I = I  
L = L  
Ld = L destra  
Lk = L sinistra  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono irregolare cavo  
PrcL = Poligono irregolare cavo  
Ia = Incastrato  
R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cavo  
T = T  
U = U  
Uz = U rovescio  
V = V  
Vr = V rovescia  
Z = Z  
Zk = Z destra  
Zs = Z sinistra  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Lst = L stondata  
Din = D stondata  
Me = Membratura  
G = Generica  
T = Trova  
F = Freno  
Ver. = Verifiche provate

N = Nessuna  
C = Cemento armato  
A = Acciaio  
B = Bagn  
H = Altezza  
Ma = Numero del materiale  
L Cool = Numero del criterio di progetto  
L Cool = Numero del criterio di progetto collegamento

Sp.	Comm.	Tipologia	Me	H	Ma	Cool	
1	Sezione 100x12h cm	R	P	C	100.00	12.00	1
3	Molla piedritti max. 3x3 cm.	R	G	N	3.00	3.00	7

BIENCO VINCOLI AZTE

Simbologia



Mat.	Comm.	E	F	G	n	a	
1	Sezione 100x12h cm	R	P	C	100.00	12.00	1
3	Molla piedritti max. 3x3 cm.	R	G	N	3.00	3.00	7

BIENCO MATERIALI

Mat. = Numero del materiale  
Comm. = Commento  
E = Modulo elastico  
F = Modulo elastico tangenziale  
G = Coeff. di Poisson  
n = Coeff. di dilatazione termica

Mat. Comm. E (kg/cm<sup>2</sup>) F (kg/cm<sup>2</sup>) G (kg/cm<sup>2</sup>) n a

7 Materiale fittizio x molle. 0.00000004000 10000.00 1000.00 0.1 1.0000000E-005

BIENCO SEZIONI AZTE

Simbologia  
Sp. = Numero della sezione  
Comm. = Commento  
Tipo = Tipologia

ZC = Doppia C lato labbri  
ZCk = Doppia C lato costola  
ZL = Doppia L lato labbri  
ZLk = Doppia L lato costola  
C = C  
Ck = C destra  
CkL = C sinistra  
Cikr = Circolare cavo

I = I  
L = L  
Ld = L destra  
Lk = L sinistra  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono irregolare cavo  
PrcL = Poligono irregolare cavo  
Ia = Incastrato  
R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cavo  
T = T  
U = U  
Uz = U rovescio  
V = V  
Vr = V rovescia  
Z = Z  
Zk = Z destra  
Zs = Z sinistra  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Lst = L stondata  
Din = D stondata  
Me = Membratura  
G = Generica  
T = Trova  
F = Freno  
Ver. = Verifiche provate

N = Nessuna  
C = Cemento armato  
A = Acciaio  
B = Bagn  
H = Altezza  
Ma = Numero del materiale  
L Cool = Numero del criterio di progetto  
L Cool = Numero del criterio di progetto collegamento

Sp.	Comm.	Tipologia	Me	H	Ma	Cool	
1	Sezione 100x12h cm	R	P	C	100.00	12.00	1
3	Molla piedritti max. 3x3 cm.	R	G	N	3.00	3.00	7

BIENCO VINCOLI AZTE

Simbologia





ELenco CARICHI ASSE

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>3</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	844,00	0,03	844,00		

CONDIZIONE DI CARICO 8; Effetto carichi mobili Q1k su traverso sup. rs=800 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>2</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		

ELenco CARICHI ASSE

CONDIZIONE DI CARICO 9; Effetto carichi mobili Q1k su traverso sup. rs=400 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>2</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	450,00	0,03	450,00		

ELenco CARICHI ASSE

CONDIZIONE DI CARICO 10; Incremento spinta su piedritti per effetto carichi mobili Q1k rs=5 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>2</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	10420,00	0,03	10420,00		

ELenco CARICHI ASSE

CONDIZIONE DI CARICO 11; Incremento spinta su piedritti per effetto carichi mobili Q1k rs=5 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>2</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	422,00	0,03	422,00		

ELenco CARICHI ASSE

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>3</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	820,00	0,03	820,00		

CONDIZIONE DI CARICO 12; Incremento spinta su piedritti per effetto carichi mobili Q1k rs=400 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>2</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	1640,00	0,03	1640,00		

ELenco CARICHI ASSE

CONDIZIONE DI CARICO 13a; Incremento spinta su piedritti per effetto carichi mobili Q1k rs=400 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>2</sup>			cm		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	230,00	0,03	230,00		

ELenco CARICHI ASSE

CONDIZIONE DI CARICO 14; Azione sismica in dir. X.

CARICHI DISTRIBUITI

Asse	N1	N2	S	T	DC	X1	Q1	XE	QF		
			cm			kg/m <sup>2</sup>			cm		
0	-29	-30	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-197	-198	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-211	-212	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-199	-200	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-198	-199	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-201	-202	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-203	-204	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-205	-206	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-207	-208	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		
0	-209	-210	--	M	XS	0,00	100,80	0,03	100,80		

701 -207 -208 -- M XG 0.00 -2794.80 0.05 -2794.80  
 701 -209 -210 -- M XG 0.00 -2794.80 0.03 -2794.80

CONDIZIONE DI CARICO 1st Azione sismica in dir. Z.

ELENCO CARICHI AZE

CARICHI DISTRIBUITI

Area	N1	N2	S	T	IC	XL	QL	XE	QE		
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
0	-3	-17	--	M	2G	0.00	50	40	0.03		
0	-17	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40	
0	-197	-198	--	M	2G	0.00	1397	40	0.03	1397	40
0	-236	-237	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
0	-36	-35	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
0	-210	-211	--	M	2G	0.00	1397	40	0.03	1397	40
0	-224	-228	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
1	-157	-170	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
1	-27	-40	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
1	-102	-105	--	M	2G	0.00	50	40	0.11	50	40
1	-265	-265	--	M	2G	0.00	50	40	0.09	50	40
1	-157	-170	--	M	2G	0.00	50	40	0.05	50	40
1	-157	-170	--	M	2G	0.00	50	40	0.05	50	40
3	-148	-62	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
3	-74	-419	--	M	2G	0.00	50	40	0.05	50	40
3	-103	-107	--	M	2G	0.00	50	40	0.11	50	40
3	-265	-265	--	M	2G	0.00	50	40	0.09	50	40
3	-228	-231	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
3	-133	-210	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
201	-31	2	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
201	2	-32	--	M	2G	0.00	50	40	0.05	50	40
201	-248	-249	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
201	15	15	--	M	2G	0.00	50	40	0.09	50	40
201	-251	-252	--	M	2G	0.00	50	40	0.10	50	40
201	-33	21	--	M	2G	0.00	50	40	0.05	50	40
201	-252	-252	--	M	2G	0.00	50	40	0.03	50	40
201	-198	-139	--	M	2G	0.00	1397	40	0.03	1397	40
701	-209	-201	--	M	2G	0.00	1397	40	0.05	1397	40
701	-201	-209	--	M	2G	0.00	1397	40	0.04	1397	40
701	-269	-263	--	M	2G	0.00	1397	40	0.15	1397	40
701	-261	-270	--	M	2G	0.00	1397	40	0.06	1397	40
701	-261	-261	--	M	2G	0.00	1397	40	0.05	1397	40
701	-207	-207	--	M	2G	0.00	1397	40	0.05	1397	40
701	-209	-209	--	M	2G	0.00	1397	40	0.03	1397	40
701	-209	-210	--	M	2G	0.00	1397	40	0.03	1397	40

ELENCO CARICHI ELEMENTI BIDIMENSIONALI

CONDIZIONE DI CARICO 1: Peso proprio strutture.

CARICHI UNIFORMI

Simbologia  
 N1 = Nudo1  
 N2 = Nudo2  
 N3 = Nudo3  
 T = Tipo di carico  
 PP = Peso proprio  
 N = Manuale  
 DC = Direzione del carico  
 U = Uniforme  
 G = secondo gli assi Globali  
 L = secondo gli assi Locali  
 Qx = Carico in dir. X  
 Qy = Carico in dir. Y  
 Qz = Carico in dir. Z

Bld.	N1	N2	N3	H1	H2	H3	H4	T	DC	Qx	Qy	Qz
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
701	-21	-26	-26	-26	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
701	-13	-14	-28	-27	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
701	-13	-14	-28	-27	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
701	-24	-25	-34	18	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
701	-8	-9	-21	21	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
701	-21	-23	-27	-27	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
202	-6	-7	-20	-14	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
202	-6	-7	-20	-14	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
202	-1	-2	-16	-15	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
202	-1	-2	-16	-15	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
202	-1	-2	-16	-15	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
202	-1	-2	-16	-15	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
202	-1	-2	-16	-15	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
301	-16	-4	-18	-11	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
301	-16	-4	-18	-11	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
301	-16	-4	-18	-11	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
301	-16	-4	-18	-11	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
301	-16	-4	-18	-11	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
301	-16	-4	-18	-11	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
301	-16	-4	-18	-11	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-10	-11	-55	-54	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-3	-21	-40	-39	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-3	-21	-40	-39	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-3	-21	-40	-39	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00
302	-3	-21	-40	-39	PP	G	0.00	0.00	2500.00	0.00	0.00	2500.00









-----  
T0 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00  
T1 0,00 0,00 0,00 0,50 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00  
T2 1,00 0,00 1,00 0,00 0,50 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00  
T3 1,00 0,00 1,00 0,00 1,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00  
T4 1,00 0,00 1,00 0,00 1,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00

**STEP DI CARICO CC16 F**

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T1	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	1,00	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T4	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**STEP DI CARICO CC17 F**

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T1	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	1,00	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T4	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**STEP DI CARICO CC18 F**

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T1	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	1,00	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T4	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**STEP DI CARICO CC19 F**

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T1	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	1,00	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T4	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**STEP DI CARICO CC20 F**

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T1	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	1,00	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T4	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**STEP DI CARICO CC21 F**

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T1	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	1,00	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T4	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



**STEP DI CARICO CC22 F**

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T1	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**SPORTEGGI DEI NODI ALLO SUD:**

Simbologia

Nodo = Numero del nodo

Sx = Rotazione in dir. X

Sy = Rotazione in dir. Y

Sz = Spostamento in dir. Z

Rx = Rotazione intorno all'asse X

Ry = Rotazione intorno all'asse Y

Rz = Rotazione intorno all'asse Z

Nodo	Sx	Cx	Sy	Cy	Cz	Sz	Cz	Rx	Cx	Ry	Cy	Rz	Cz
-270 Max	0,10	1,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0020	2,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-270 Min.	-0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,59	9,00000	1,00000	-0,0024	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-269 Max	0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,59	9,00000	1,00000	-0,0024	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-269 Min.	-0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,59	9,00000	1,00000	-0,0024	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-268 Max	0,25	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0022	2,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-268 Min.	-0,24	4,00	0,00	1,00	0,00	-0,58	9,00000	1,00000	-0,0023	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-265 Max	0,24	2,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0023	1,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-265 Min.	-0,24	2,00	0,00	1,00	0,00	-0,58	9,00000	1,00000	-0,0023	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-264 Max	0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0020	2,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-264 Min.	-0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,51	9,00000	1,00000	-0,0022	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-263 Max	0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0022	1,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-263 Min.	-0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,51	9,00000	1,00000	-0,0022	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-262 Max	0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,59	9,00000	1,00000	-0,0024	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-262 Min.	-0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0024	1,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-260 Max	0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,59	9,00000	1,00000	-0,0019	4,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-260 Min.	-0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0019	4,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-259 Max	0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,59	9,00000	1,00000	-0,0021	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-259 Min.	-0,10	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,00000	0,0021	3,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-258 Max	0,14	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,56	9,00000	1,00000	-0,0023	1,00000	1,00000	0,0000	1,00000
-258 Min.	-0,14	3,00	0,00	1,00	0,00	-0,04	21,00000	1,0000					



























