PROVINCIA DI GENOVA

DIREZIONE 4 - Lavori pubblici e Manutenzioni

Sezioni Progettazione e Manutenzione Viabilità ed Idraulica

A.T.I. :

SGI — STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI — projenia ENGINEERING & CONSULTING SERVICES — MED INGEGNERIA

LOCALITA':	**COMMESSA:**
Comuni di: Chiavari e Lavagna	*DSU 135-171*

TITOLO:	SCALE
Interventi di mitigazione del rischio idraulico del bacino del Fiume Entella relativamente al tratto terminale **1° lotto dalla foce al P.te Maddalena - 1° stralcio funzionale** **Progetto Definitivo** **Revisione generale a seguito del parere del C.T.B. regionale del 08/03/2012 e delle indicazioni emerse in sede di Conferenza dei Servizi**	

PROGETTISTI	
Massimo Parravicini	SGI Studio Galli Ingegneria
Alberto Galli	SGI Studio Galli Ingegneria
Vincenzo Marsala	SGI Studio Galli Ingegneria
Ugo Majone	Studio Maione Ingg. Assoc.
Denis Cerlini	Studio Maione Ingg. Assoc.
Manuela Sciutto	PROJENIA - Engineering & Consulting Services
Maurizio Spallarossa	PROJENIA - Engineering & Consulting Services
Marco Gonella	MED Ingegneria

OGGETTO:	ELABORATO N°
CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI	*RS01*

Elaborato	*Verificato*	*Regolarità tecnica*	*Data*	*Rev.*
Nicola Pagani	Vincenzo Marsala		Ottobre 2012	5

NOME FILE:	

Relazione di calcolo strutturale

Indice

PREMESSA **2**

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO **3**

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI **4**

3. GIUSTIFICAZIONE DELLE SCELTE STRUTTURALI **5**

4. SEZIONE TIPOLOGICA S1 ..... **8**

5. SEZIONE TIPOLOGICA S2 ..... **11**

6. SEZIONE TIPOLOGICA S3 ..... **15**

7. SEZIONE TIPOLOGICA S4 ..... **21**

8. SEZIONE TIPOLOGICA D1 ..... **27**

9. SEZIONE TIPOLOGICA D2 ..... **30**

10. SEZIONE TIPOLOGICA D3 ..... **33**

PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento e la verifica strutturale delle opere in c.a. previste nell'ambito dei lavori di sistemazione delle opere idrauliche nel tratto terminale del Fiume Entella.

Più in particolare si studiano le seguenti sezioni tipologiche:

- muro con fondazione diretta (sezione S1, D2, D3);
- diaframma di contenimento (sezione S2);
- scatolare con terreno a piano campagna (sezione S3);
- scatolare con rilevato a tergo (sezione S4);
- muro su pali (sezione D1).

Per maggiori dettagli circa la geometria adottata per le differenti situazioni si rimanda alle sezioni tipologiche definite negli elaborati grafici.

Tale intervento verrà realizzato tra il Comune di Chiavari e quello di Lavagna in Provincia di Genova.

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco dei riferimenti normativi:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 14.01.2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n°617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14.01.2008

Per quanto non diversamente specificato dalla presente norma, verranno considerate (seppure in maniera non cogente) le indicazioni fornite dai seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali elaborati dal CEN nella loro forma internazionale EN
- Norme UNI EN armonizzate
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)

Il metodo di calcolo adottato è agli stati limite con analisi di tipo elastica lineare.

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono le seguenti:

Calcestruzzo	R_{ck} = 400 kg/cm^2
Acciaio per armatura	B450 C

3. GIUSTIFICAZIONE DELLE SCELTE STRUTTURALI

Le soluzioni strutturali proposte si ispirano a principi di economicità e propongo opere assolutamente tradizionali. In paricolar modo possiamo distinguere all'interno dell'intervento le seguenti tipologie:

Diaframmi: sono le strutture di maggior impegno statico con quote idrauliche al di sopra dell'alveo che possono raggiungere i 3.00 m; l'elevato valore di spinta idraulica che ne deriva non può essere contrastato mediante fondazione diretta. Ne risulta una soluzione che richiede di approfondire il manufatto fino ad una quota di circa 5.50 m al di sotto del piano campagna. Una soluzione di manufatto monolitico fa preferire questa soluzione rispetto ad una con pali/micropali anche in virtù della maggiore garanzia offerta nei confronti dei fenomeni di filtrazione/sifonamento.

Muro con scatolare: sono le sezioni in cui l'opera di difesa idraulica è stata inglobata all'interno del tombotto sottostante consentendo di ottenere un cospicuo risparmio in termini di materiale. In effetti sempre con riferimento alle verifiche di scorrimento (che in linea generale risultano le più gravose) il manufatto scatolare dà un contributo rispetto alla stabilità mediante il suo peso proprio. Inoltre seppure nel seguito le verifiche sono state sviluppate considerando lo scatolare vuoto, in linea generale nella condizione più gravosa dovrà ritenersi pieno almeno in parte contribuendo in tal modo in maniera sostanziosa alla stabilità del complesso strutturale.

Muri con fondazione diretta: per i tratti di difesa idraulica in cui l'altezza del manufatto risulta più ridotto è stato adottata una soluzione di fondazione diretta. In tal caso la verifica di scorrimento è stata ottenuta semplicemente sfruttando l'attrito tra terreno e fondazione oltre al modesto contributo di resistenza passiva a tergo.

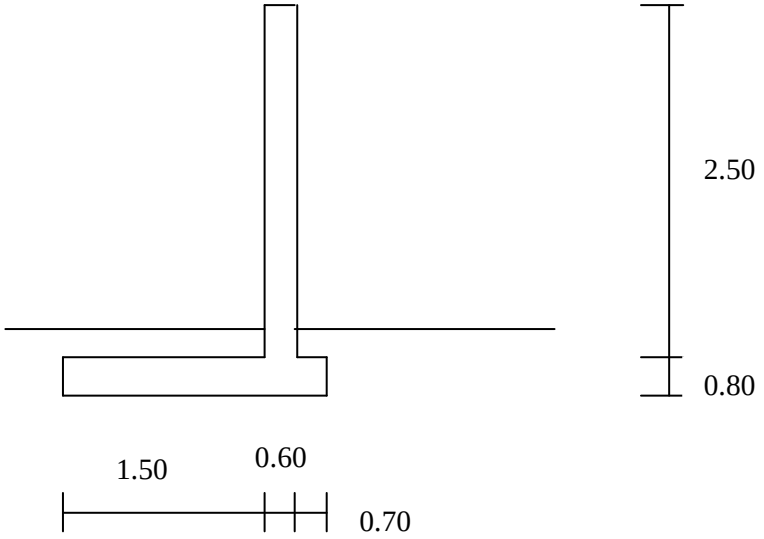
Muro con fondazione diretta lato giardini: per intendersi è il muro lato D3; l'intervento propone un innalzamento della quota del piano viabile/marciapiede a tergo e la conseguente sopraelevazione della sommità del muro. La modifica sostanziale dei carichi a tergo gravanti sulla fondazione oltre a quanto richiesto da normativa in tali situazioni (vale a dire di verificare la struttura dal punto di vista sismico), rendeva improponibile l'ipotesi di intervenire sul muro esistente semplicemente mediante una sopraelevazione della sommità, se non altro per il fatto che non era nota la geometria e l'armatura della zattera di fondazione esistente ed il relativo stato di degrado e pertanto al momento si è preferito proporre l'intervento di sicura relizzazione. In fase di esecuzione (ed in particolar modo là dove la sopraelevazione si riduce in maniera significativa) potranno valutarsi interventi alternativi a questi in seguito a saggi effettuati, intesi ad accertare la situazione in essere. L'esecuzione di indagini preventive in questa fase di progettazione, mediante la realizzazione di varchi profondi prospicienti la sede stradale (con i conseguenti disagi derivanti) al momento si sono ritenuti antieconomici. Pertanto in tal caso si è optato per una soluzione di nuovo muro: addossando tale paramento all'esistente non sono necessarie opere provvisionali di sostegno delle terre. Si riporta nel seguito un'immagine riguardante il muro oggetto di questo intervento, dal quale è possibile vedere che si tratta di un parameto eseguito in materiale incoerente (mattoni sovrapposti) rispetto al quale al momento non è possibile avere alcuna garanzia di resistenza rispetto a possibili interventi di sopraelevazione.



Muro su micropali: anche il tal caso l'elevata quota idraulica raggiungibile lato fiume rispetto a quella del terreno a tergo ha reso necessario l'impiego di una soluzione a fondazione profonda. La vicinanza di opere di una certa importanza però quali le spalle dei ponti stradale e ferroviario, ha fatto propendere per una fondazione su micropali che rispetto ad una diaframmatura continua risulta meno invasiva e offre maggiori garanzie rispetto alla conservazione dell'integrità dei manufatti esistenti.

4. SEZIONE TIPOLOGICA S1

Il calcolo fa riferimento alla seguente geometria:



Nel seguito verranno riportate le verifiche più significative che per la struttura in esame sono la verifica di scorrimento e quella delle tensioni del terreno.

Per quanto concerne i contributi di spinta del terreno verranno considerati i seguenti parametri geotecnici:

$\phi = 30°$ angolo di attrito del terreno

$c = 0$ t/m^2 coesione

Verifica di scorrimento

Spinta idrostatica lato fiume

$p_1 = \gamma * h = 3.30$ t/m^2

$F_1 = p_1 * b * h/2 = 5.44$ t

$M_1 = F_1 * d = 5.99$ tm

Spinta idrostatica lato strada

$p_2 = \gamma * h = 1.00$ t/m^2

$F_2 = p_2 * b * h/2 = 0.50$ t

$M_2 = F_2 * d = 0.17$ tm

Spinta delle terre lato strada (resistenza passiva)

$p_3 = k * \gamma * h = 1.72$ t/m^2

$F_3 = p_3 * b * h/2 = 0.86$ t

$M_3 = F * d = 0.29$ tm

Peso proprio strutturale e del terreno sopra la zattera di fondazione

N = 0.80*2.80*1.00*1.50 + 0.60*2.50*1.00*2.50 + 1.00*0.20*1.50*1.15 = 7.46 t

Verifica a scorrimento

$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 1.04 > 1.00$$

Per le verifiche di scorrimento trattandosi di una situazione assolutamente eccezionale la verifica è stata considerata accettata per coefficienti di sicurezza superiori all'unità.

Verifica tensioni litostatiche

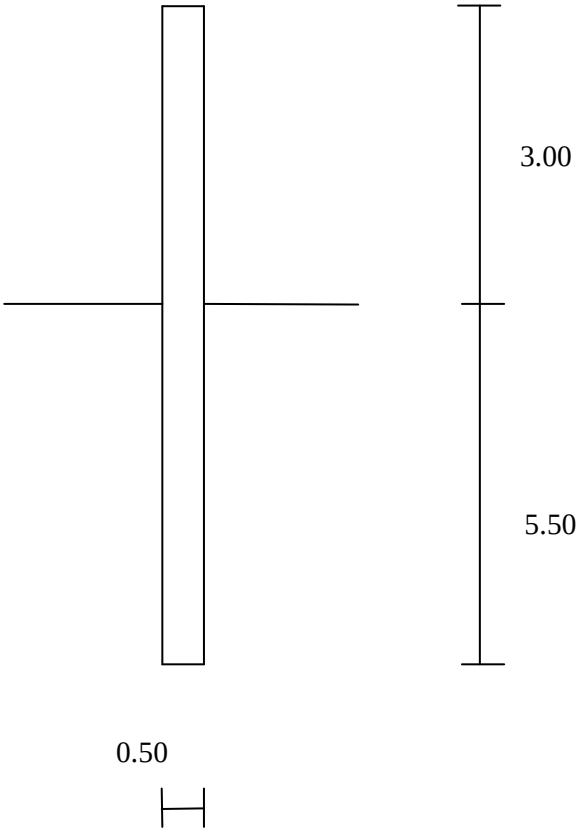
M = 6.97 tm

N = 9.70 t

$$\sigma_t = \frac{2 * N}{B * h} = 9.5 \text{ t/m}^2$$

5. SEZIONE TIPOLOGICA S2

Il calcolo fa riferimento alla seguente geometria:



Nel seguito verranno riportate le verifiche più significative che per la struttura in esame sono la verifica di equilibrio come corpo rigido e tensionale dell'elemento in calcestruzzo.

Le verifiche verranno sviluppate nell'ipotesi livello dell'acqua alla quota di testa diaframma lato fiume e quota piano campagna lato strada.

Per quanto concerne i contributi di spinta del terreno verranno considerati i seguenti parametri geotecnici:

$\phi = 30°$ angolo di attrito del terreno

$c = 0$ t/m^2 coesione

Le verifiche verranno condotte con riferimento ad una generica profondità X rispetto al piano campagna. Verrà verificato l'equilibrio di corpo rigido oltre che strutturale nella sezione di maggior momento massimo.

Spinta idrostatica lato fiume

$p_1 = \gamma * h = (X + 3.00)$ t/m^2

$F_1 = p_1 * b * h/2 = (X + 3.00)^2/2$ t

$M_1 = F * d = (X + 3.00)^3/6$ tm

Spinta delle terre lato fiume (spinta attiva)

$p_2 = k * \gamma * h = (0.383 * X)$ t/m^2

$F_2 = p_2 * b * h = (0.191 * X^2)$ t

$M_2 = F * d = (0.064 * X^3)$ tm

Spinta idrostatica lato strada

$p_3 = k * \gamma * h = X$ t/m^2

$F_3 = p_3 * b * h/2 = X^2/2$ t

$M_3 = F * d = X^3/6$ tm

Spinta delle terre lato strada (resistenza passiva)

$p_4 = k * \gamma * h = (3.45 * X)$ t/m^2

$F_4 = p_4 * b * h/2 = (1.725 * X^2)$ t

$M_4 = F * d = (0.575 * X^3)$ tm

Per una profondità di 5.50 m si ottiene una verifica di quilibrio di corpo rigido pari a:

$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 1.09$$

La sezione di momento massimo è riscontrata alla profondità di 2.95 m; le sollecitazioni valgono:

B = 100 cm

H = 50 cm

M_{max} = 23.02 tm

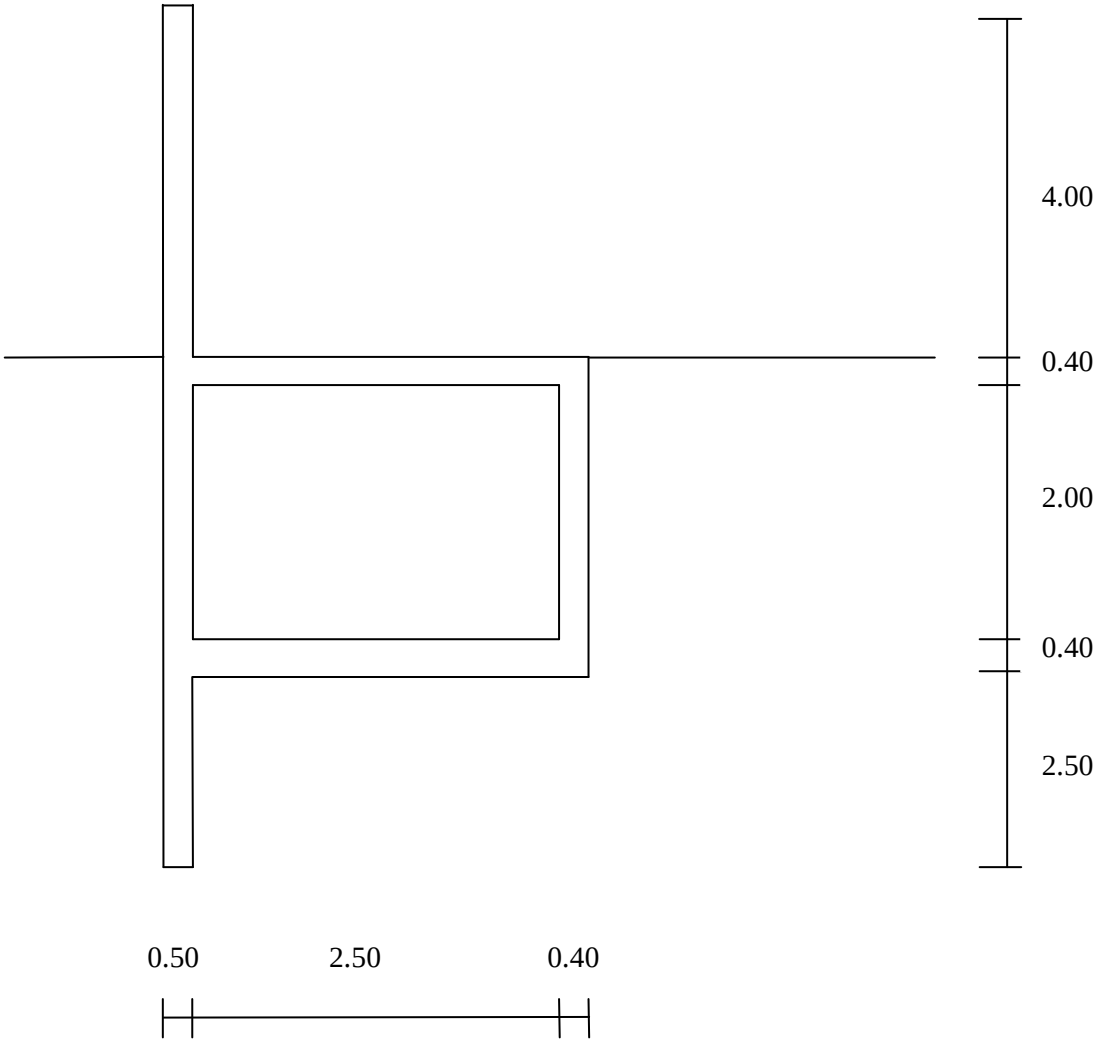
N = 7.75 t

A_f = 1ϕ20/20

η = 1.17

6. SEZIONE TIPOLOGICA S3

Il calcolo fa riferimento alla seguente geometria:



Nel seguito verranno riportate le verifiche più significative che per la struttura in esame sono la verifica di scorrimento, sollevamento, delle tensioni del terreno e delle sezioni in calcestruzzo.

Per quanto concerne i contributi di spinta del terreno verranno considerati i seguenti parametri geotecnici:

$\phi = 30°$ angolo di attrito del terreno

$c = 0$ t/m^2 coesione

<u>Verifica di scorrimento e sollevamento</u>

Spinta idrostatica lato fiume

$p_1 = \gamma * h = 9.30$ t/m^2

$F_1 = p_1 * b * h/2 = 9.30 * 1.00 * 9.30/2 = 43.24$ t

Spinta delle terre lato fiume (spinta attiva)

$p_2 = k * \gamma * h = 0.333 * 1.15 * 5.30 = 2.03$ t/m^2

$F_2 = p_2 * b * h/2 = 2.03 * 1.00 * 5.30/2 = 5.38$ t

Spinta idrostatica lato argine

$p_3 = \gamma * h = 5.30$ t/m^2

$F_3 = p_3 * b * h/2 = 5.30 * 1.00 * 5.30/2 = 14.05$ t

Spinta delle terre lato argine (resistenza passiva)

$p_4 = k * \gamma * h = 3.00 * 1.15 * 5.30 = 18.28$ t/m^2

$F_4 = p_4 * b * h/2 = 18.28 * 1.00 * 5.30/2 = 48.46$ t

Peso proprio strutturale

N = (0.50*4.00*1.00*2.50 + 0.50*2.50*1.00*1.50 + 3.40*0.80*1.00*2.50 + 2.00*0.90*1.00*2.50 = 18.18 t

Sottospinta idrostatica

N = 2.80*3.40*1.00 = 9.52 t

Verifica a scorrimento

$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 1.35 > 1.00$$

Verifica a sollevamento

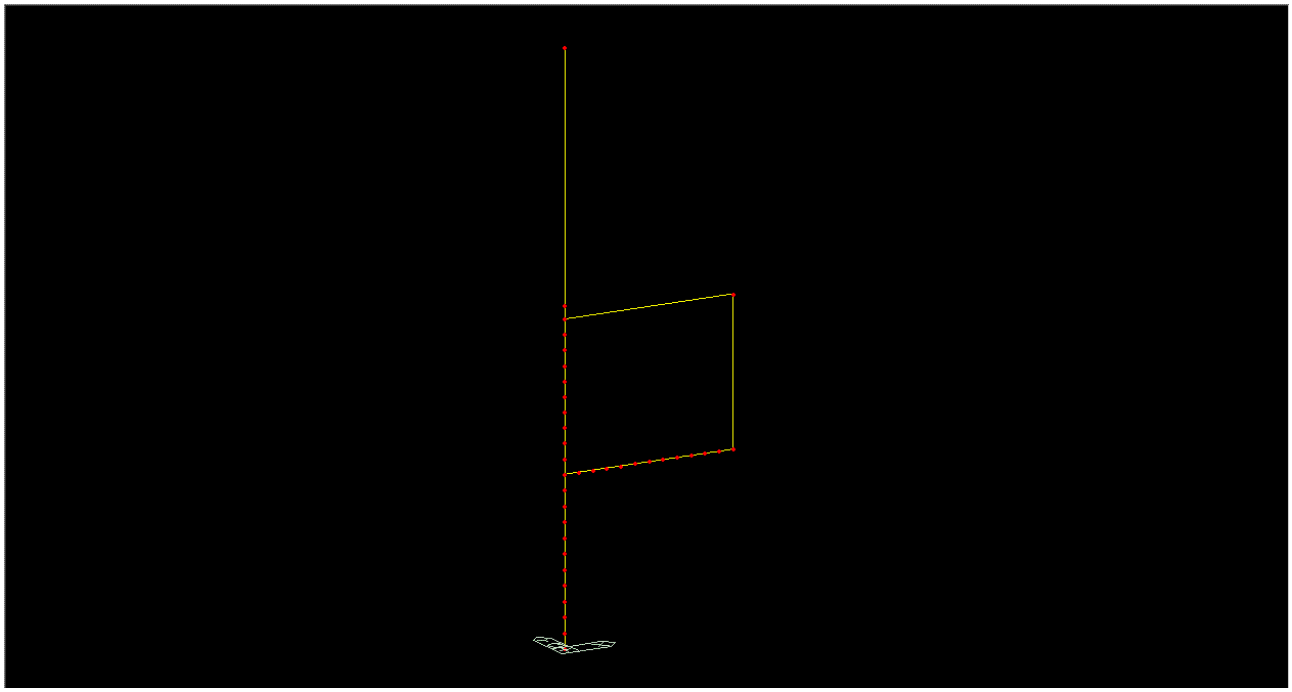
$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 1.91 > 1.00$$

Per le verifiche di scorrimento e sollevamente trattandosi di una situazione assolutamente eccezionale la verifica è stata considerata accettata per coefficienti di sicurezza superiori all'unità.

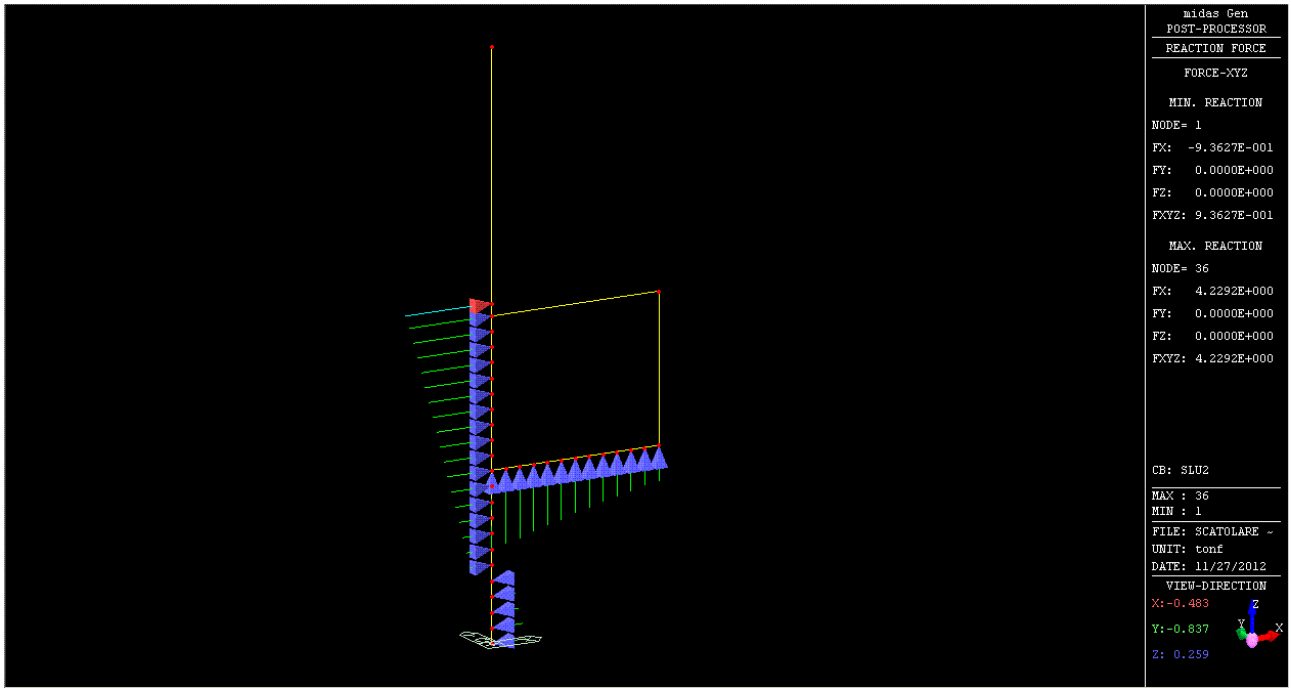
Verifica pressioni di contatto e sollecitazioni paramenti in calcestruzzo

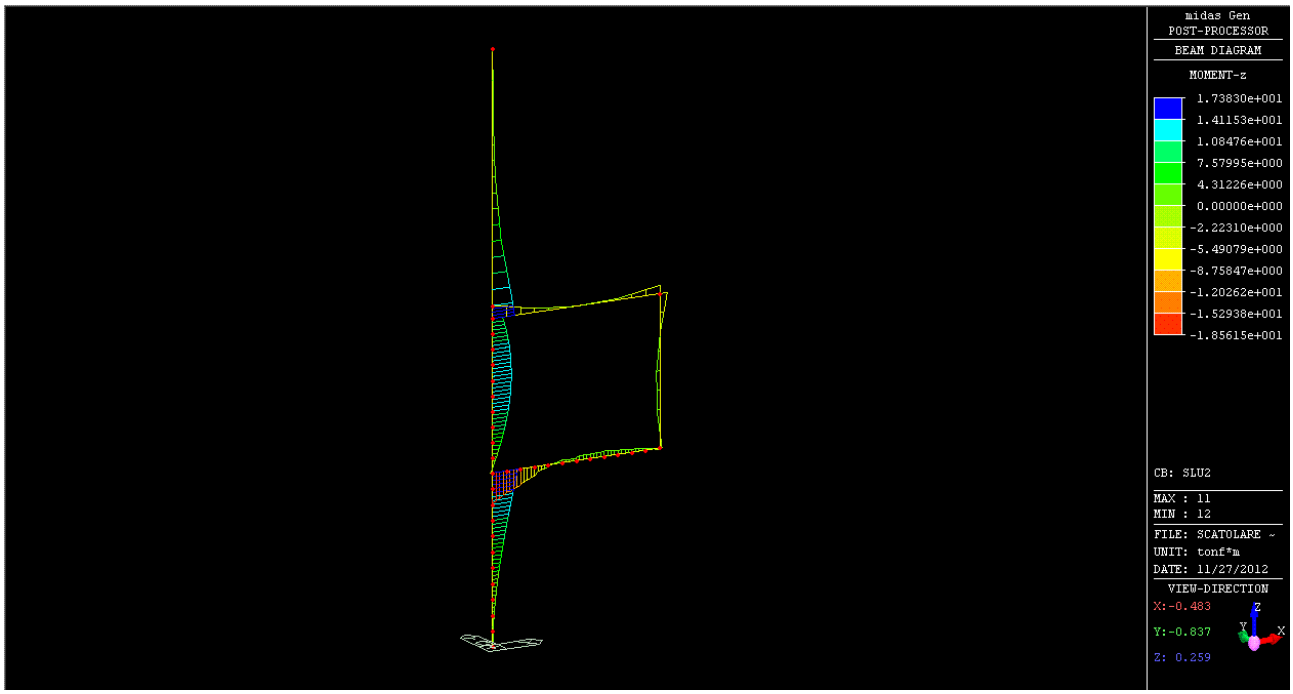
Per lo scatolare verrà considerata anche la condizione di carico che prevede una pressione interna di 1.00 bar.

La verifica verrà condotta con l'impiego di un modello ad elementi finiti nel seguito riportato.



Si riportano nel seguito il diagramma delle tensioni litostatiche e delle sollecitazioni flessionali dei paramenti in calcestruzzo.





Il massimo valore delle pressioni del terreno viene riscontrato in corrispondenza della suola di fondazione e risulta pari a 3.30 t.

La corrispondente pressione massima del terreno risulta:

p_{max} = 3.82/(1.00*0.25) = 13.2 t/m^2

valore che si considera accettabile in virtù della capacità portante del terreno.

Il massimo momento riscontrato sui paramenti in calcestruzzo risulta:

M = 16.22 tm

B = 100 cm

H = 50 cm

N = 8.71 t

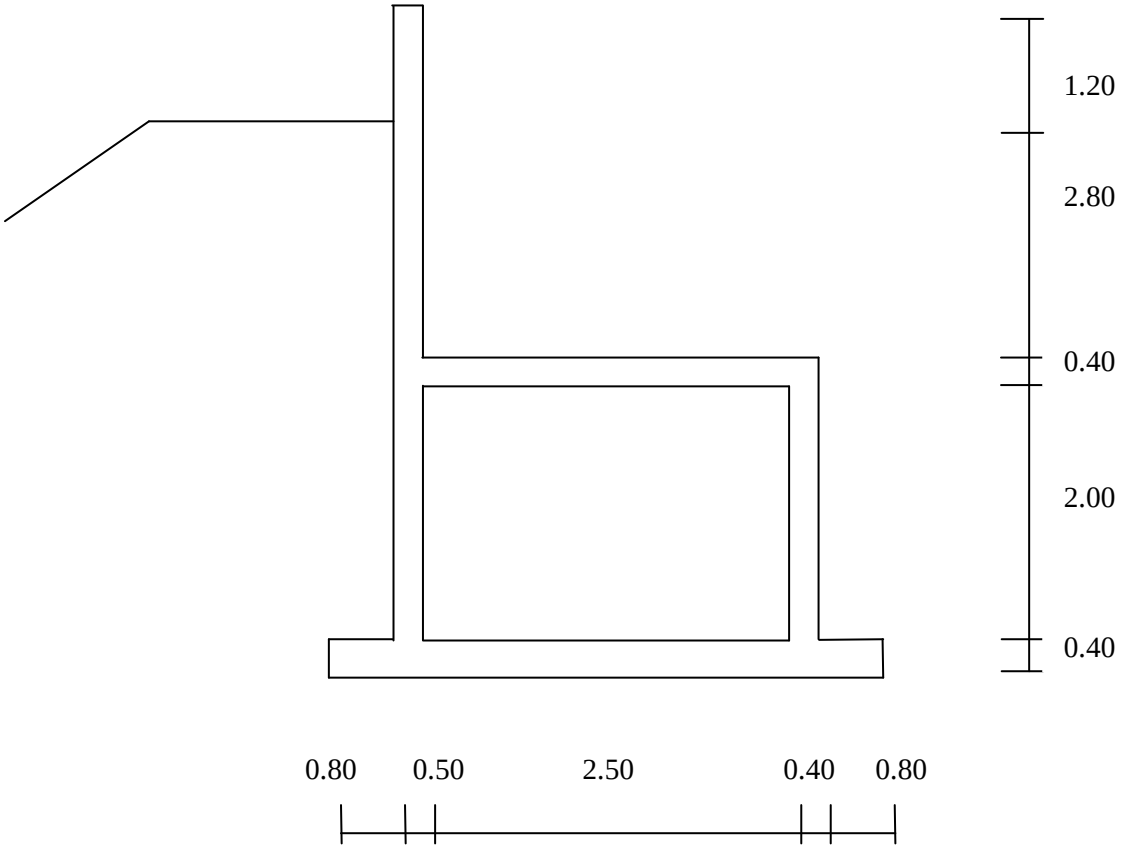
M = 16.22 tm

A_t = 1ϕ20/20

η = 1.73

7. SEZIONE TIPOLOGICA S4

Il calcolo fa riferimento alla seguente geometria:



Nel seguito verranno riportate le verifiche più significative che per la struttura in esame sono la verifica di scorrimento, sollevamento, delle tensioni del terreno e delle sezioni in calcestruzzo.

Per quanto concerne i contributi di spinta del terreno verranno considerati i seguenti parametri geotecnici:

$\phi = 30°$ angolo di attrito del terreno

$c = 0$ t/m^2 coesione

<u>Verifica di scorrimento e sollevamento</u>

Spinta idrostatica lato fiume

$p_1 = \gamma * h = 6.80$ t/m^2

$F_1 = p_1 * b * h/2 = 6.80 * 1.00 * 6.80/2 = 23.12$ t

Spinta delle terre lato fiume (spinta attiva)

$p_2 = k * \gamma * h = 0.333 * 1.15 * 2.80 = 1.07$ t/m^2

$F_2 = p_2 * b * h/2 = 1.07 * 1.00 * 2.80/2 = 1.50$ t

Spinta idrostatica lato argine

$p_3 = \gamma * h = 2.80$ t/m^2

$F_3 = p_3 * b * h/2 = 2.80 * 1.00 * 2.80/2 = 3.92$ t

Spinta delle terre lato argine (resistenza passiva)

$p_4 = k * \gamma * h = 3.00 * 1.15 * 2.80 = 9.66$ t/m^2

$F_4 = p_4 * b * h/2 = 9.66 * 1.00 * 2.80/2 = 13.52$ t

Peso proprio strutturale

N = 0.50*4.00*1.00*2.50 + 0.90*2.80*1.00*2.50 + 0.40*2.50*1.00*2.50 + 1.60*0.40*1.00*1.50 + 1.60*2.40*1.00*1.15 + 0.80*2.80*1.00*1.80 = 23.21 t

Peso del rilevato a tergo

N = 3.60*2.70*1.00*1.80 + 2.70*4.70/2*1.00*1.80 = 28.92 t

Sottospinta idrostatica

N = 2.80*3.40*1.00 = 9.52 t

Verifica a scorrimento

$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 1.43 > 1.00$$

Verifica a sollevamento

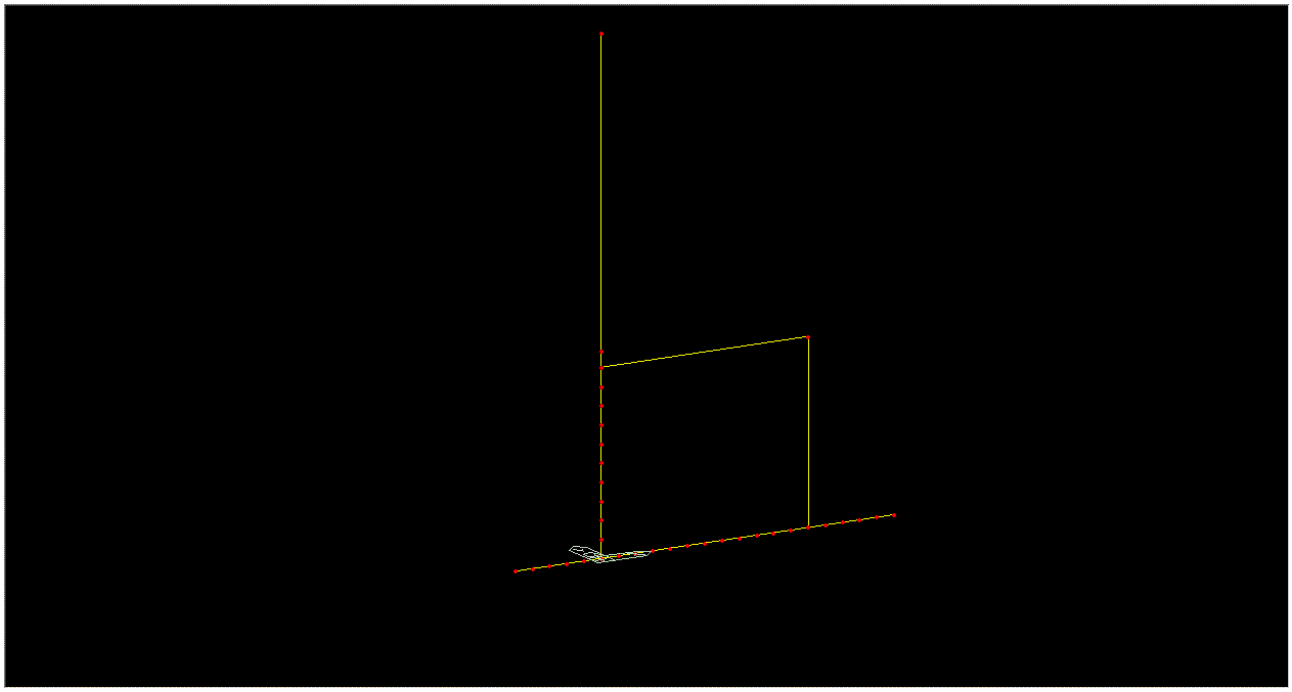
$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 2.44 > 1.00$$

Per le verifiche di scorrimento e sollevamento trattandosi di una situazione assolutamente eccezionale la verifica è stata considerata accettata per coefficienti di sicurezza superiori all'unità.

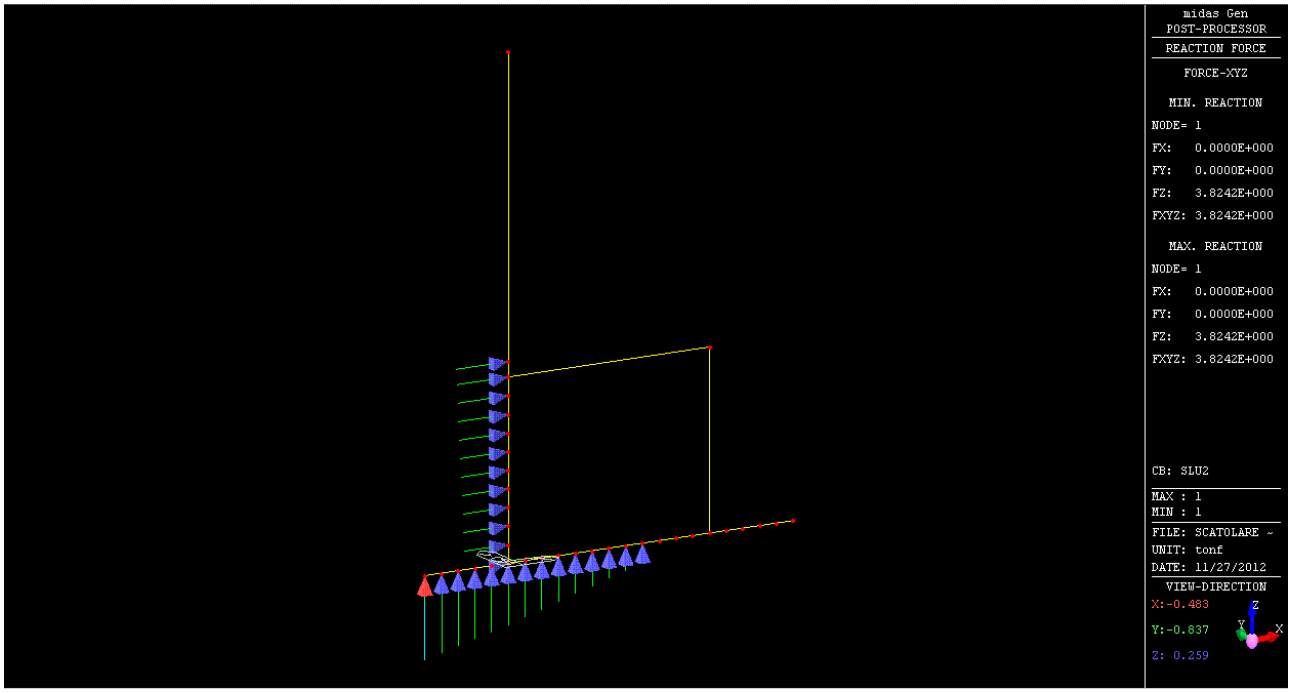
Verifica pressioni di contatto e sollecitazioni paramenti in calcestruzzo

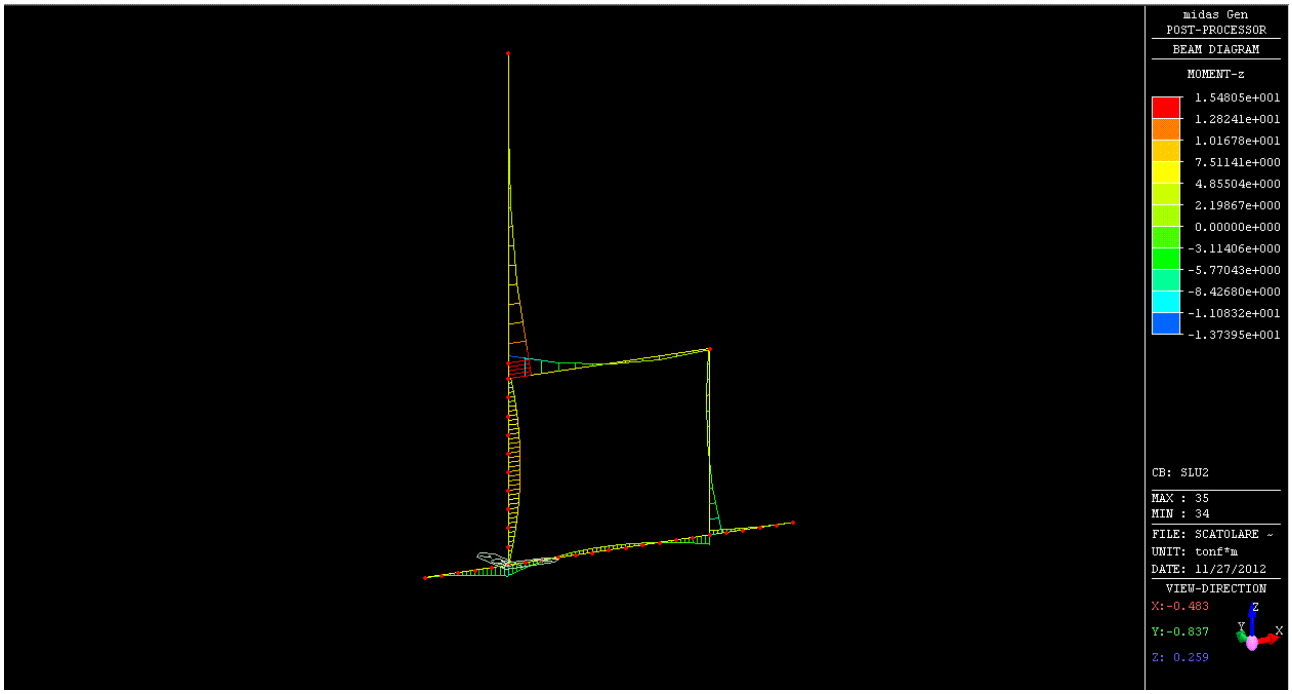
Per lo scatolare verrà considerata anche la condizione di carico che prevede una pressione interna di 1.00 bar.

La verifica verrà condotta con l'impiego di un modello ad elementi finiti nel seguito riportato.



Si riportano nel seguito il diagramma delle tensioni litostatiche e delle sollecitazioni flessionali dei paramenti in calcestruzzo.





Il massimo valore delle pressioni del terreno viene riscontrato in corrispondenza della suola di fondazione e risulta pari a 3.34 t.

La corrispondente pressione massima del terreno risulta:

p_{max} = 3.34/(1.00*0.25) = 13.4 t/m^2

valore che si considera accettabile in virtù della capacità portante del terreno.

Il massimo momento riscontrato sui paramenti in calcestruzzo risulta:

M = 15.48 tm

B = 100 cm

H = 50 cm

N = 6.66 t

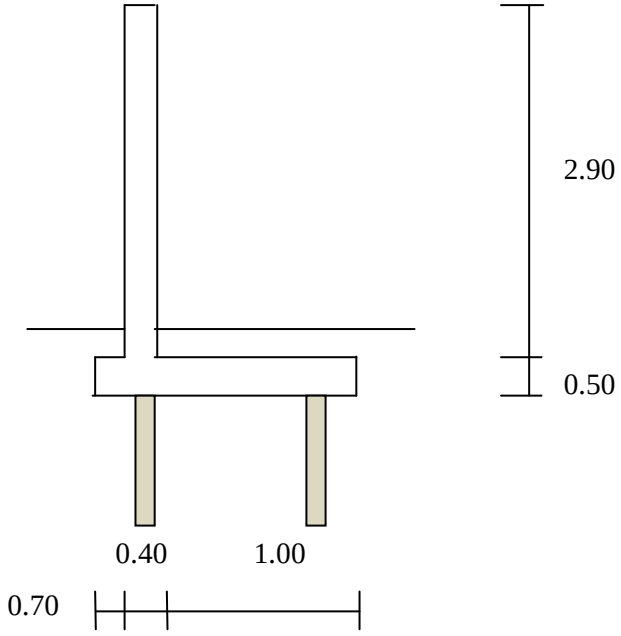
M = 15.48 tm

A_t = 1ϕ20/20

η = 1.78

8. SEZIONE TIPOLOGICA D1

Il calcolo fa riferimento alla seguente geometria:



Nel seguito verranno riportate le verifiche più significative che per la struttura in esame si risolvono nella verifica del massimo sforzo assiale nei pali e nella verifica della capacità portante: si tratta di micropali ϕ300 L = 8.00 m.

Per quanto concerne il calcolo della capacità portante verranno considerati i seguenti parametri geotecnici:

ϕ = 30° angolo di attrito del terreno

c = 0 t/m^2 coesione

Verifica pali di fondazione

Spinta idrostatica lato fiume

$p_1 = \gamma * h = 3.40$ t/m^2

$F_1 = p_1 * b * h/2 = 5.78$ t

$M_1 = F_1 * d = 6.55$ tm

Peso proprio strutturale e del terreno sopra la zattera di fondazione

N = 0.40*2.60*1.00*2.50 + 0.40*0.30*1.00*1.50 + 0.50*2.10*1.00*1.50 = 4.35 t

$N_{palo,max} = 10.31$ t

Il calcolo della capacità portante dei pali viene valutata con riferimento all'approccio 2, impiegando i seguenti coefficienti:

per le combinazioni: 1.35*PP + 1.50*PERM + 1.35*ACC

per il terreno: $\gamma_\phi = 1.00$

per la capacità portante di base: $\gamma_R = 1.35$

per la capacità portante di base: $\gamma_R = 1.15$

Il calcolo del carico limite di base viene sviluppato attraverso la formula di Terzaghi, adattata alle fondazioni circolari:

$p_u = 1.30*c*Nc + 1.20*\gamma'*t*N_q + 0.6*½*D*\gamma'*N_\gamma$

c = 0

$\gamma' = 1.15$ t/m^3

t = 8.00 m

$N_q = 17.5$

D = 0.30 m

$N_\gamma = 17.5$

$p_u = 195$ t/m^2

$P_u = p_u * A = 13.75$ t

$P_R = 13.75/1.35 = 10.21$ t

Il calcolo del carico limite di base viene sviluppato attraverso la formula di Terzaghi, adattata alle fondazioni circolari:

$p_u = K_f * \gamma' * L/2$

$\gamma' = 1.15\ t/m^3$

$L = 8.00$

$K_f = 0.16$

$p_u = 0.74\ t/m^2$

$P_u = p_u * A = 5.55\ t$

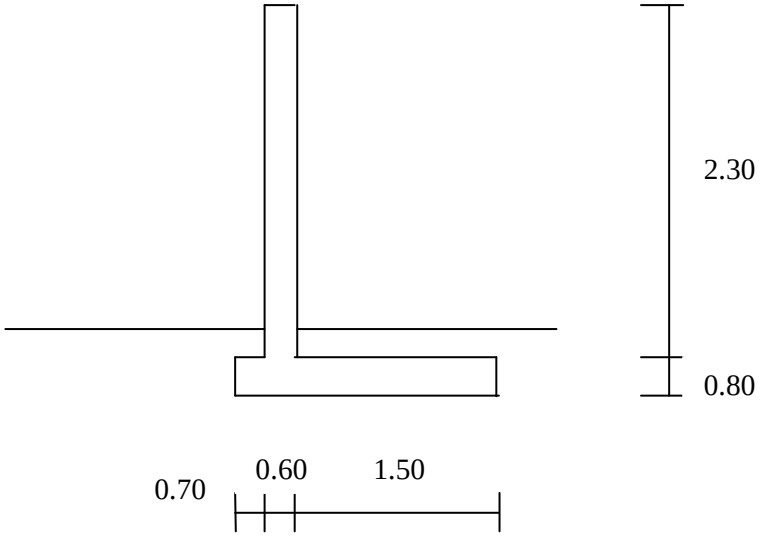
$P_R = 5.55/1.15 = 4.83\ t$

Con seguentemente la portata risultante ultima, viene stimata in:

$P_u = 10.21 + 4.83 = 15.04\ t$

9. SEZIONE TIPOLOGICA D2

Il calcolo fa riferimento alla seguente geometria:



Nel seguito verranno riportate le verifiche più significative che per la struttura in esame sono la verifica di scorrimento e quella delle tensioni del terreno.

Per quanto concerne i contributi di spinta del terreno verranno considerati i seguenti parametri geotecnici:

$\phi = 30°$ angolo di attrito del terreno

$c = 0$ t/m^2 coesione

Verifica di scorrimento

Spinta idrostatica lato fiume

$p_1 = \gamma * h = 3.10$ t/m^2

$F_1 = p_1 * b * h/2 = 4.81$ t

$M_1 = F_1 * d = 4.97$ tm

Spinta idrostatica lato strada

$p_2 = \gamma * h = 1.00$ t/m^2

$F_2 = p_2 * b * h/2 = 0.50$ t

$M_2 = F_2 * d = 0.17$ tm

Spinta delle terre lato strada (resistenza passiva)

$p_3 = k * \gamma * h = 1.72$ t/m^2

$F_3 = p_3 * b * h/2 = 0.86$ t

$M_3 = F * d = 0.29$ tm

Peso proprio strutturale e del terreno sopra la zattera di fondazione

N = 0.80*2.80*1.00*1.50 + 0.60*2.30*1.00*2.50 + 1.00*0.20*1.50*1.15 = 7.16 t

Verifica a scorrimento

$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 1.14 > 1.00$$

Verifica tensioni litostatiche

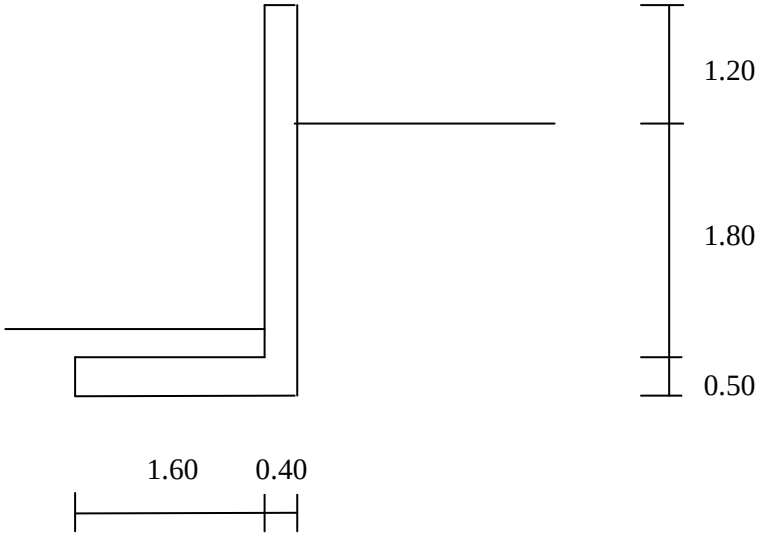
M = 5.86 tm

N = 9.31 t

$$\sigma_t = \frac{2 * N}{B * h} = 8.1 \text{ t/m}^2$$

10. SEZIONE TIPOLOGICA D3

Il calcolo fa riferimento alla seguente geometria:



Nel seguito verranno riportate le verifiche più significative che per la struttura in esame sono la verifica di scorrimento e quella delle tensioni del terreno. Per tale tipologia di muro la verifica più gravosa è quella in esercizio: infatti in consizioni di piena la pressione esercitata dall'acqua è contrastata dalla resistenza passiva del terreno a tergo del manufatto. Trattandosi di una condizione di esercizio non di carattere eccezionale verranno adottati i coefficienti di sicurezza minimi richiesti da Normativa.

Per quanto concerne i contributi di spinta del terreno verranno considerati i seguenti parametri geotecnici:

$\phi = 30°$ angolo di attrito del terreno

$c = 0$ t/m^2 coesione

Verifica di scorrimento

Spinta delle terre lato strada (spinta attiva)

$p_1 = k*\gamma*h = 1.38$ t/m^2

$F_1 = p_1*b*h/2 = 1.59$ t

$M_1 = F_1*d = 1.22$ tm

Spinta delle terre lato strada (incremento dovuto a carichi mobili)

$p_3 = k*q = 0.17$ t/m^2

$F_3 = p_3*b*h = 0.38$ t

$M_3 = F*d = 0.44$ tm

Peso proprio strutturale e del terreno sopra la zattera di fondazione

N = 0.40*3.50*1.00*2.50 + 0.50*1.60*1.00*2.50 + 0.20*1.60*1.00*1.80 = 6.08 t

Verifica a scorrimento

$$\eta = \frac{F_{stab}}{F_{inst}} = 1.12 > 1.10$$

Verifica tensioni litostatiche

M = 2.16 tm

N = 7.90 t

$$\sigma_t = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \begin{matrix} 4.5 \text{ t/m}^2 \\ 1.2 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$