



PROVINCIA DI PISTOIA

Dipartimento Infrastrutture di comunicazione e trasporti
Servizio Viabilità

VARIANTE ALLA S.R. 66 PISTOIESE IN LOCALITA' LIMESTRE

COMUNE DI SAN MARCELLO PISTOIESE

PROGETTO ESECUTIVO

Calcoli esecutivi delle strutture

05RE

Data:

MAGGIO 2006

Revisione:

0

Scala:

Progettisti:

ing. Paolo Bellezza

arch. Michela Mochi

Redazione:

ing. Paolo Bellezza

Responsabile del procedimento:

ing. Paolo Mazzoni

Staff progettazione:

geol. Andrea Bartolini

geom. Federico Anzuini

dis. David Barbieri

dis. Ligia Del Pilar Montalvo

PREMESSA

Il calcolo delle strutture viene eseguito con il metodo delle tensioni ammissibili poiché il progetto preliminare è stato redatto prima dell'entrata in vigore del Decreto 8-05-2003, con il quale è stato sancito l'obbligo dell'utilizzo del metodo di calcolo agli stati limite. Nei calcoli delle spinte agenti sulle strutture è stata tenuta in considerazione la forza sismica e quindi si è proceduto al calcolo di verifica ai sensi del D.M. 16-01-1996.

L'intera opera è stata suddivisa in sezioni schematiche di calcolo (numerata da 1 a 7) la cui localizzazione è riportata visivamente negli allegati del paragrafo 3. Le varie strutture sono state calcolate a presso-flessione e a taglio e verificate secondo i metodi canonici della Scienza delle Costruzioni.

I disegni redatti sono stati curati anche in alcuni dettagli costruttivi, rimandando ai particolari specifici del progetto esecutivo.

E' interessante notare che lo scatolare – la struttura più importante di questo progetto – è stato calcolato ipotizzando il terrapieno costituito sia da materiale terroso (del tipo A1-A2-A3-A4 per rilevati stradali), sia da Leca (argilla espansa). Nel primo caso i risultati sono stati negativi, nel senso che la pressione sul terreno è risultata superiore a quella ammissibile. Nel secondo i risultati sono stati oltremodo positivi con una pressione sul terreno pari a 0.13 kN/mm² ben al di sotto del valore limite di 0.15 kN/mm² del terreno attuale.

Per redigere il progetto sono stati utilizzati fogli di calcolo realizzati con Microsoft Excel 2000, il programma di calcolo strutturale SAP2000 (versione 6.11) e il programma EC2 per le verifiche di resistenza.

1. MATERIALI IMPIEGATI

Le varie strutture costituenti l'opera di canalizzazione delle acque, come pure i muri di sostegno del rilevato stradale, saranno realizzate in calcestruzzo armato. Si pone quindi il problema della scelta di un tipo di calcestruzzo ottimale sia per resistenza che per durabilità. A tale scopo non è più sufficiente la scelta del solo R_{ck} in quanto è necessario tenere conto anche dell'influenza delle condizioni ambientali. Lo sviluppo tecnico nella produzione dei calcestruzzi ha permesso di ottenere prodotti nella cui scelta rivestono un ruolo importante i seguenti due parametri; il consueto R_{ck} (per ottenere la resistenza desiderata) e la classe di esposizione (dipendente dall'ambiente in cui l'opera andrà a inserirsi).

Nei casi in esame, trattandosi di lavori in zona di montagna, sarà probabile la presenza di umidità e gelo (con uso conseguente di sali disgelanti lungo la strada); tutto questo suggerisce di far ricorso a un calcestruzzo con classe di esposizione 3. In sintesi, per l'esecuzione delle opere, è previsto l'uso dei materiali seguenti:

CALCESTRUZZO	Classe del calcestruzzo Classe di esposizione	$R_{ck} = 35$ con aria Esp = 3 (ambiente umido con gelo e sali disgelanti)
<i>Caratt. di resistenza:</i>	$\sigma_{co,c} = 7.7$ N/mm ²	compressione semplice
	$\sigma_{co,f} = 11$ N/mm ²	compressione per flessione o pressoflessione su travi
	$\tau_{c0} = 0.67$ N/mm ²	taglio su elementi con armatura minima regolamentare
	$\tau_{c1} = 1.97$ N/mm ²	taglio su elementi con armatura specifica
<i>Prescrizioni normative:</i>	rapporto A/C < 0.50 aria inglobata impermeabilità ISO 7031	
ACCIAIO PER C.A.	FeB44k controllato in stabilimento $\sigma_{ao} = 255$ N/mm ²	

2. CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

2.1. CANALE DI RACCOLTA DELLE ACQUE (SEZIONE 1)

Viene eseguita la verifica del canale aperto in continuità del tombino esistente ubicato al di sotto della SR n.66 (denominato schematicamente SEZIONE 1 –la cui posizione è evidenziata nell'allegato n.1) mediante il quale le acque, provenienti sia da tale tombino che dal fosso in terra ortogonale a tale manufatto, vengono convogliate verso il tombino scatolare. Le verifiche riguardanti le azioni esercitate dai terreni (costituenti i rilevati stradali) e dai sovraccarichi accidentali provenienti dalla strada sono state considerate, a vantaggio di sicurezza, schematizzando la singola parete del canale come un muro di sostegno di altezza pari a 1.4 m a cui compete una fondazione di larghezza pari a 5,00 m; in altre parole si considera, ai fini del calcolo del muro, solo metà della struttura costituente il canale e quindi pari a 2,50 m; lo sviluppo longitudinale è pari a 5.50 m.

Sovraccarichi

Carico accidentale distribuito (Tipo ponte) di 30 kN/m²

Caratteristiche del terreno

Il terrapieno a monte del canale è alto circa 1.5 m e si raccorda con il piano stradale con una pendenza ipotizzata a vantaggio di sicurezza pari a 25°. Oltre al peso proprio del terrapieno viene considerata la presenza, sul terrapieno stesso, del sovraccarico accidentale descritto precedentemente. Noto il peso specifico dei grani e la porosità del terreno è possibile ricavare (mediante formule di tipo geotecnico) il peso di volume del medesimo in condizioni secche e sature, nonché il peso efficace (per il calcolo delle pressioni in presenza di falda). Le caratteristiche del terreno risultano quindi essere le seguenti:

Peso di Specifico dei Grani	$\gamma_s =$	26,5	kN/mc
Porosità	$n =$	35	%
Peso di Volume Secco	$\gamma_d =$	17,23	kN/mc
Peso di Volume Saturo	$\gamma_{sat} =$	20,73	kN/mc
Peso di Volume del Terreno	$\gamma_t =$	20,73	kN/mc
Peso efficace (x calcolo pressioni)	$\gamma' =$	10,73	kN/mc
Inclinazione del Terreno	$i =$	25	°
Angolo di Attrito Interno	$\phi =$	28	°
Angolo di Attrito Terra-Muro	$\delta =$	0	°
Angolo di Attrito Terra-Fondazione	$\delta_f =$	0	°
Pressione Ammissibile del Terreno	$\sigma_t =$	0,15	N/mm ²

La pressione ammissibile del terreno ha un valore risultante dalla relazione geologica e da quella geotecnica. Il peso di volume del terreno è quello effettivamente adoperato nei calcoli; in questo caso coincide con il peso di volume saturo in quanto, a vantaggio di sicurezza, è stata considerata anche la presenza di una falda acquifera con le seguenti proprietà:

Altezza della Falda (se presente)	$y =$	140	cm
Altezza di Calcolo della Falda	$H_w =$	250	cm
Peso di Volume dell'Acqua	$\gamma_w =$	10	kN/mc

Caratteristiche del muro

Il canale di raccolta è costituito da una piastra di fondazione e da due pareti verticali (le quali svolgono la funzione di sostegno del terreno circostante); tutte le parti strutturali sono realizzate in cemento armato. Per eseguire le verifiche a vantaggio di sicurezza si considera, ai fini del calcolo, soltanto metà della struttura con le relative spinte e i sovraccarichi. Lo schema di calcolo adottato sarà quindi quello del singolo muro di sostegno costituito da una sola parete e da metà fondazione. Nella realtà il piede a disposizione dei muri laterali sarà largo quanto tutta la fondazione del canale (pari a 5,00 m) e in più si avrà l'effetto di confinamento dovuto al terreno presente su ambo i lati che vincola gli scorrimenti laterali.

La sezione schematica è riportata nella figura 1. La parte a destra dell'asse evidenzia, nello specifico, lo schema del muro adottato ai fini del calcolo mentre nella parte sinistra sono riportate le dimensioni principali.

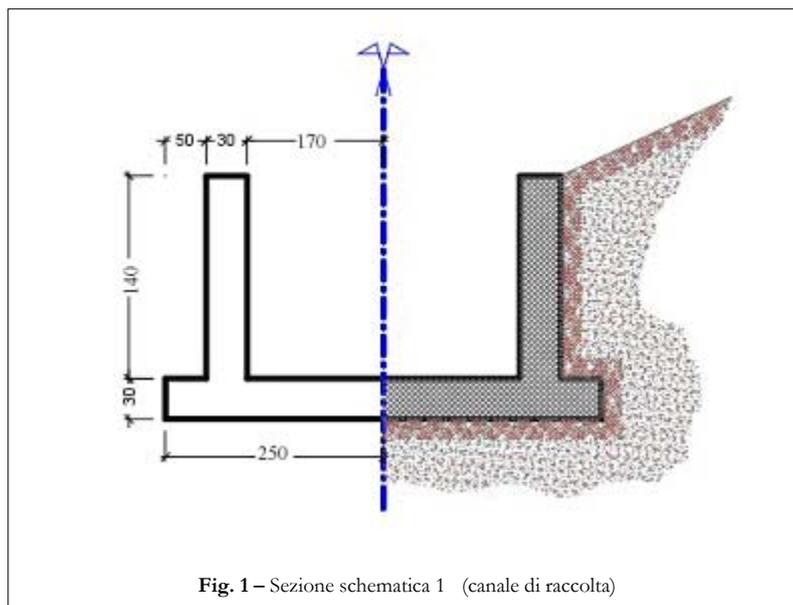


Fig. 1 – Sezione schematica 1 (canale di raccolta)

Le caratteristiche geometriche del muro sono:

Distanza del filo esterno	$D_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro in testa	$S_s =$	30 <i>cm</i>
Distanza del filo interno	$D_i =$	50 <i>cm</i>
Larghezza del Piede esterno	$L_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro al piede	$S_i =$	30 <i>cm</i>
Larghezza del Piede interno	$L_i =$	50 <i>cm</i>
Larghezza della Fondazione	$L_f =$	250 <i>cm</i>
Altezza del Muro	$H =$	140 <i>cm</i>
Altezza della Fondazione	$H_f =$	30 <i>cm</i>
Angolo di Scarpa interno	$\beta =$	0 °
Angolo di Scarpa esterno	$\beta_{est} =$	0 °

A vantaggio di sicurezza, anche se si tratta di un muro con altezza $H < 3m$, viene eseguita la verifica sismica di tale muro in osservanza del D.M. 16 gennaio 1996.

Parametri di calcolo

Dal coefficiente di intensità sismica ($C=0.04$ nel comune di S. Marcello Pistoiese) è possibile ricavare l'angolo fittizio $\theta = \arctg C = 2.3^\circ$; tale angolo servirà per determinare i coefficienti da utilizzare nel calcolo delle forze sismiche (secondo il metodo di verifica pseudo-statico di Mononobe-Okabe).

In funzione di $\theta, i, \beta, \delta, \phi$ si ricavano i seguenti parametri caratteristici del terreno:

Angolo θ	$\theta =$	2.3°
Inclinazione fittizia del Terreno	$i' =$	27.3°
Angolo fittizio di Scarpa	$\beta' =$	2.3°
Coeff. di Spinta Attiva - non sismica	$K_a =$	0.575
Coeff. di Spinta Attiva - sismica	$K_{ae} =$	0.698
Coeff. di Spinta Passiva - non sismica	$K_p =$	6.124
Coeff. di Spinta Passiva - sismica	$K_{pe} =$	6.201
Parametro A (relativo alla spinta sismica)	$A =$	0.999

In particolare si ha:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

che compare nel calcolo della spinta attiva sismica complessiva F_s quale moltiplicatore della spinta attiva F' (quest'ultima viene calcolata come la spinta attiva statica F utilizzando, però, il coefficiente sismico K_{ae} al posto di quello statico K_a).

Il coefficiente di spinta attiva sismica è:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}}{\cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

mentre quello di spinta passiva sismica è:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \beta + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i + \theta)}}{\cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

gli angoli fittizi sono pari a:

$$i' = i + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

In condizioni non sismiche si avrà che $\theta = 0$, pertanto tali formule assumeranno le usuali forme semplificate e i coefficienti di spinta in condizioni sismiche K_{ae} e K_{pe} si trasformeranno nei coefficienti di spinta in condizioni statiche K_a e K_p .

Azioni Spingenti

In base alle caratteristiche del muro e del terreno è possibile calcolare la spinta del terreno in condizioni statiche e gli incrementi dovuti all'effetto sismico (incremento ΔF e forza d'inerzia F_i). La presenza del sovraccarico (equiparabile a un'altezza equivalente di terreno pari a $H_e = 90$ cm) fa sì che il diagramma delle pressioni del terreno sul muro sia di tipo trapezoidale, con un valore minimo $\sigma_{H,\text{sup}}$ in testa e un valore massimo $\sigma_{H,\text{inf}}$ all'incastro del muro. Le azioni esercitate dal terreno sul muro sono:

$$\text{Spinta attiva statica} \quad F = \frac{\sigma_{H,\text{sup}} + \sigma_{H,\text{inf}}}{2} \cdot H \cdot Ka \quad \text{applicata a} \quad Y_F = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3H_e}{H + 2H_e} + Hf$$

$$\text{Spinta attiva sismica} \quad F_s = A \cdot F'$$

$$\text{Incremento di spinta sismica} \quad \Delta F = F_s - F \quad \text{applicata a} \quad Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$$

$$\text{Forza di inerzia} \quad F_i = C \cdot W \quad \text{applicata a} \quad Y_{F_i} = \frac{H}{2} + Hf$$

La presenza della falda, di altezza H_w rispetto al piano di fondazione, causa una spinta idrostatica F_w (con un diagramma di pressioni di tipo triangolare) e un incremento sismico di tale spinta ΔF_w .

$$\text{Spinta idrostatica} \quad F_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H_w^2 \quad \text{applicata a} \quad Y_{F_w} = \frac{H_w}{3}$$

$$\text{Incremento di spinta idrostatica} \quad \Delta F_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C \quad \text{applicata a} \quad Y_{\Delta F_w} = \frac{2H_w}{5}$$

Di seguito sono riportati i valori numerici di tali spinte e l'altezza (misurate rispetto al piano di fondazione) dei relativi punti di applicazione:

Spinta Attiva

Spinta Attiva Sismica del Terreno	$F_s =$	27,7	kN
Spinta Attiva Statica del Terreno	$F =$	22,9	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_F =$	93,8	cm

Incremento di Spinta Sismica

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F =$	4,8	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{\Delta F} =$	130	cm

Forza di Inerzia Orizzontale

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_i =$	2	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{F_i} =$	105	cm

Spinta Idrostatica

Spinta Idrostatica della Falda	$F_w =$	16,2	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{F_w} =$	60	cm

Incremento Sismico della Falda

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F_w =$	0,8	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{\Delta F_w} =$	72	cm

Azioni Resistenti

Sono date dal peso del muro, dal terreno che sovrasta il piede di fondazione interno e dalla percentuale di sovraccarico che grava sul cuneo di spinta:

I valori di tali carichi e la posizione dei relativi punti di applicazione (rispetto alla verticale passante per l'asse di simmetria dell'opera) sono i seguenti:

Peso del Muro	$W_m =$	24.8	kN
	$X_{W_m} =$	101.4	cm
Peso del Terreno	$W_t =$	16.7	kN
	$X_{W_t} =$	155.6	cm
Peso del Sovraccarico	$W_s =$	9.3	kN
	$X_{W_s} =$	155	cm
Carico Verticale in Testa al Muro	$V_m =$	0	kN
	$X_{V_m} =$	115	cm

VERIFICHE ESEGUITE

A) Verifica al ribaltamento

Le azioni precedenti danno le seguenti risultanti e i relativi momenti risultanti (sia stabilizzanti che ribaltanti):

Peso Stabilizzante - Totale	$W =$	50.8	kN
	$X_W =$	128.9	cm
Spinta Ribaltante – Totale	$S =$	51.8	kN
	$Y_S =$	79	cm
Momento Stabilizzante	$MS =$	65.5	kNm
Momento Ribaltante	$MR =$	40.9	kNm
Centro di Pressione	$u =$	48.4	cm
Eccentricità della Risultante	$e =$	41.6	cm
Pressione Minima sul Terreno	$\sigma_{\min} =$	0	N/mm^2
Pressione Massima sul Terreno	$\sigma_{\max} =$	0.07	N/mm^2

Il fattore di sicurezza FS deve risultare superiore al valore limite di 1.5, ed in questo caso abbiamo:

$$FS = \frac{MS}{MR} = 1.60 \geq 1.5$$

che risulta quindi essere verificato.

B) Verifica a scorrimento del muro

Non si esegue tale verifica in quanto il canale, costituito da due pareti laterali incastrate in un'unica platea di fondazione, è confinato nel terreno da ambo le parti. Di conseguenza il canale è impossibilitato a scorrere lateralmente e tale verifica risulterà palesemente soddisfatta.

C) Verifica allo sprofondamento o verifica al carico limite dell'insieme fondazione-muro-terreno o verifica di capacità portante

Tale verifica viene eseguita secondo due diverse condizioni di carico: nella prima si considera che il canale, al suo interno, non contenga acqua mentre nella seconda lo si ipotizza riempito completamente. In entrambi i casi la tensione ammissibile del terreno vale $\sigma_{to}=0.15 \text{ N/mm}^2$

1) Assenza di acqua nel canale

In questo caso, a vantaggio di sicurezza, si esegue una verifica di portanza localizzata considerando solo metà della struttura (se ne trascura il comportamento di insieme assimilandola a un semplice muro di sostegno). La posizione del centro di pressione (riferita al lembo esterno della fondazione) e l'eccentricità sono pari a:

$$u = \frac{MS - MR}{W} = 0.48 \text{ m} \qquad e = \frac{Lf}{2} - u = 0.42 \text{ m} > \frac{Lf}{6} = 0.26 \text{ m}$$

Il centro di pressione cade al di fuori del terzo medio della fondazione di larghezza $L_f=250 \text{ cm}$. Il diagramma delle pressioni sul terreno sarà di tipo triangolare, con il seguente valore massimo:

$$\sigma_{MAX} = \frac{2P}{3ub} = 0.070 \text{ N/mm}^2$$

Questo valore rapportato con la pressione ammissibile del terreno $\sigma_{to} = 0.15 \text{ kN/mm}^2$, deve dar luogo ad un fattore di sicurezza maggiore o uguale a 2, risultando così verificato:

$$\frac{\sigma_{to}}{\sigma_{MAX}} = 2.14 \geq 2.$$

2) Presenza di acqua nel canale

La verifica di portanza viene eseguita considerando l'opera nel suo insieme. A vantaggio di sicurezza non si considerano gli effetti dovuti alle spinte (in particolare quelli benefici dovuti alla spinta passiva dell'acqua nel canale) ma si suppone la piastra di fondazione come infinitamente rigida rispetto al terreno e alle azioni trasmesse dalle pareti. La condizione di carico peggiore contempla, pertanto, la contemporanea presenza di tutte le azioni verticali che si scaricano sulla piastra di fondazione, ipotizzando dunque la presenza di acqua nel canale in quantità tale da riempirlo completamente ($H_w=150\text{cm}$). Quindi avremo:

- Peso complessivo del muro Pm=50 kN
- Peso del volume d'acqua nel canale (H di sicurezza ipotizzata 150 cm) Pw=15 kN
- Peso del terreno sui piedi esterni Pt=35 kN
- Peso del sovraccarico Pt=20 kN

Da cui deriva una pressione sul terreno (verificata) pari a

$$\sigma_{max} = \frac{Pw + Pm + Pt + Ps}{Lf \cdot 1} = 0.033 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{to} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

con $L_f =$ Larghezza di fondazione totale pari a 500 cm

ARMATURA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (SEZIONE 1 – CANALE DI RACCOLTA)

Per il calcolo delle armature ciascun muro laterale del canale viene considerato come una mensola incastrata alla base (piastra di fondazione) e avente luce $L=H=1.5$ m. Su di essa agiscono le seguenti azioni:

Spinta attiva statica	F	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3He}{H + 2He} + Hf$
Incremento di spinta sismica	ΔF	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	Fi	applicata a	$Y_{Fi} = \frac{H}{2} + Hf$
Spinta idrostatica	Fw	applicata a	$Y_{Fw} = \frac{Hw}{3}$
Incremento di spinta idrostatica	ΔFw	applicata a	$Y_{\Delta Fw} = \frac{2Hw}{5}$

Si calcolano le sollecitazioni di progetto risolvendo la mensola isostatica incastrata alla base:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	M =	40.1	kNm
Sforzo Normale	N =	-11.3	kN
Taglio Max	T =	46.7	kN

Noti i valori delle sollecitazioni si procede alla verifica della sezione del muro a pressoflessione e a taglio, nonché alla verifica dell'armatura stabilita (ipotizzando di disporre un'armatura doppia simmetrica). La piastra di fondazione viene usualmente verificata, a vantaggio di sicurezza, in base alle stesse sollecitazioni di progetto del muro per cui risulterà avere, di conseguenza, stessa sezione e stessa armatura del muro nella sezione di incastro. Nelle verifiche si considera una sezione resistente di muro lunga 1 m per cui la sezione resistente avrà le seguenti caratteristiche dimensionali:

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	h =	30	cm
Larghezza della sezione	b =	100	cm
Armatura Superiore - Ø12/15cm	Aa' =	7.53	cm ²
Armatura Inferiore - Ø12/15cm	Aa =	7.53	cm ²

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione si articola tramite due metodi, cioè con sezione interamente reagente o con sezione parzializzata, a seconda che il valore dell'eccentricità sia inferiore ad $h/6$ oppure no:

$$e = \frac{M}{N} = 354 \text{ cm} \geq \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$$

In questo caso la sezione si parzializza per cui si otterranno, dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n = 6.5 \text{ cm}$
$\sigma_c = 4.9 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{co} = 11 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta
$\sigma_a = 221.9 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ao} = 255 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta
$M_{AMM} = 47.1 \text{ kNm}$	
$N_{AMM} = -13.8 \text{ kN}$	

Verifica a taglio

Nel nostro caso le τ ricavate sono tutte inferiori alla τ_{c0} sia con sezione interamente reagente che con sezione parzializzata e questo ci porta ad utilizzare un'armatura trasversale minima imposta dalla normativa. Il valore massimo di τ si ricava tramite la seguente formula:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{B \cdot J_x} = 0.20 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

dove: $S_x = \frac{B \cdot x_n^2}{2} + n \cdot A'_A (x_n - h')$

La normativa per setti e pareti soggette soprattutto a compressione assegna alcune limitazioni di armatura minima trasversale. Tali limitazioni risultano verificate con armature trasversali $\varnothing 10$ ogni 20 cm.

La normativa prevede, per tale armatura trasversale, elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: saranno disposti 6 elementi di collegamento ogni m^2 di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

2.2. MURO LATERALE DI IMBOCCO DEL TOMBINO (SEZIONE 2)

Viene eseguita la verifica del canale di imbocco del tombino scatolare; esso effettua la raccolta delle acque provenienti dal canale di raccolta precedentemente dimensionato (paragrafo 2.1) e del tombino che attraversa l'originaria SR n.66. In questo caso viene preso in esame il tratto iniziale denominato SEZIONE 2 (la cui posizione è riportata nell'allegato n.1) avente sviluppo longitudinale pari a 1.50 m.

Il canale di imbocco è costituito da una piastra di fondazione, da due pareti verticali (le quali svolgono la funzione di sostegno del terreno circostante) e compreso un piccolo battente verticale con funzione di salto; tutte le parti strutturali sono realizzate in cemento armato. Le pareti che sostengono il terreno sono a sezione costante con spessore pari a 30 cm ed altezza pari a 280 cm. La fondazione avrà spessore leggermente superiore (40 cm).

Sovraccarichi Non è presente alcun sovraccarico accidentale

Caratteristiche del terreno

Il terrapieno a monte del canale è alto circa 2.90 m. Il riempimento è costituito da Leca (argilla espansa), un inerte granulare con elevate caratteristiche drenanti, le cui caratteristiche geotecniche sono note. Tra di esse spiccano il ridotto peso di volume in condizioni bagnate ($\gamma_b=8 \text{ kN/m}^3$) e l'angolo di attrito interno (viene suggerito il valore $\phi =40^\circ$). Le caratteristiche del terreno risultano essere le seguenti:

Peso di Specifico dei Grani	$\gamma_s =$	8.5	kN/mc
Porosità	$n =$	35.3	%
Peso di Volume Secco	$\gamma_d =$	5.5	kN/mc
Peso di Volume Bagnato	$\gamma_d =$	8	kN/mc
Peso di Volume Saturo	$\gamma_{\text{sat}} =$	9.03	kN/mc
Peso di Volume del Terreno	$\gamma_t =$	8	kN/mc
Inclinazione del Terreno	$i =$	0	°
Angolo di Attrito Interno	$\phi =$	40	°
Angolo di Attrito Terra-Muro	$\delta =$	0	°
Angolo di Attrito Terra-Fondazione	$\delta_f =$	35	°
Pressione Ammissibile del Terreno	$\sigma_t =$	0.15	N/mmq

La pressione ammissibile del terreno ha un valore risultante dalla relazione geologica e da quella geotecnica.

Il peso di volume del terreno è quello effettivamente adoperato nei calcoli; in questo caso coincide, a favore di sicurezza, con il peso di volume in condizioni bagnate. Il terreno infatti non può essere considerato in falda, viste le proprietà drenanti del materiale associate alla realizzazione di un vero e proprio sistema di drenaggi integrato all'opera. Ciò non esclude, tuttavia, che in occasione di eventi pluviometrici intensi il terreno possa presentare un contenuto rilevante di acqua che, pur non raggiungendo il livello di saturazione tipico della falda, finisce per appesantirlo rispetto alla condizione di terreno secco. Per questo motivo è preferibile ipotizzare la condizione di terreno bagnato.

Caratteristiche del muro

Il canale ha una struttura abbastanza articolata per cui, al fine di determinare le azioni dovute al terreno, viene schematizzato considerando solo metà della struttura e trascurando il benefico "effetto-rompitratto" dato dallo scivolo. Lo schema adottato sarà, a vantaggio di sicurezza, quello del singolo muro di sostegno costituito da una sola parete e da metà fondazione. In fase di verifica si terrà conto del fatto che, in realtà, il piede a disposizione dei muri verticali sarà largo quanto tutta la fondazione del canale (in questa sezione pari a 500 cm), dell'effetto di confinamento dovuto al terreno presente su ambo i lati che vincola gli scorrimenti laterali, del funzionamento a piastra rigida della fondazione.

La sezione schematica è riportata nella figura 2. La parte a destra dell'asse evidenzia, nello specifico, lo schema del muro adottato ai fini del calcolo mentre nella parte sinistra sono riportate le dimensioni principali.

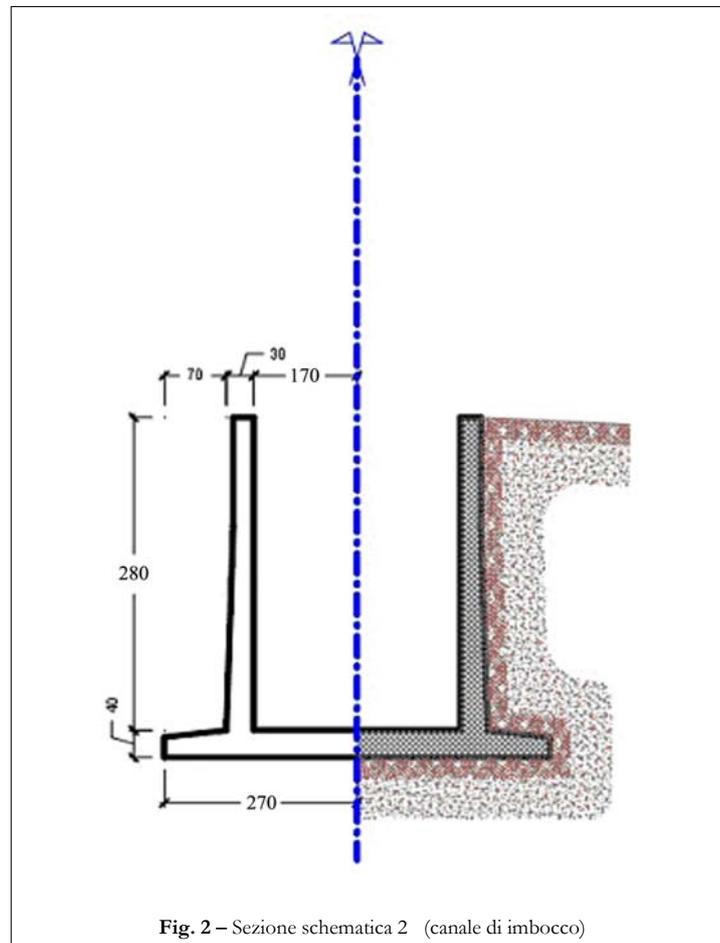


Fig. 2 – Sezione schematica 2 (canale di imbocco)

Le caratteristiche geometriche del muro sono:

Distanza del filo esterno	$D_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro in testa	$S_s =$	30 <i>cm</i>
Distanza del filo interno	$D_i =$	70 <i>cm</i>
Larghezza del Piede esterno	$L_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro al piede	$S_i =$	30 <i>cm</i>
Larghezza del Piede interno	$L_i =$	70 <i>cm</i>
Larghezza della Fondazione	$L_f =$	270 <i>cm</i>
Altezza del Muro	$H =$	280 <i>cm</i>
Altezza della Fondazione	$H_f =$	40 <i>cm</i>
Angolo di Scarpa interno	$\beta =$	0 °
Angolo di Scarpa esterno	$\beta_{est} =$	0 °

Sebbene si tratti di un muro con altezza $H < 3m$ se ne esegue ugualmente, a vantaggio di sicurezza, la verifica sismica in osservanza del D.M. 16 gennaio 1996.

Parametri di calcolo

Dal coefficiente di intensità sismica ($C=0.04$ nel comune di S. Marcello Pistoiese) è possibile ricavare l'angolo fittizio $\theta = \arctg C = 2.3^\circ$; tale angolo servirà per determinare i coefficienti da utilizzare nel calcolo delle forze sismiche (secondo il metodo di verifica pseudo-statico di Mononobe-Okabe).

In funzione di $\theta, i, \beta, \delta, \phi$ si ricavano i seguenti parametri caratteristici del terreno:

Angolo θ	$\theta =$	2.3°
Inclinazione fittizia del Terreno	$i' =$	2.3°
Angolo fittizio di Scarpa	$\beta' =$	2.3°
Coeff. di Spinta Attiva - non sismica	$K_a =$	0.217
Coeff. di Spinta Attiva - sismica	$K_{ae} =$	0.237
Coeff. di Spinta Passiva - non sismica	$K_p =$	4.599
Coeff. di Spinta Passiva - sismica	$K_{pe} =$	4.688
Parametro A (relativo alla spinta sismica)	$A =$	0.999

In particolare si ha:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

che compare nel calcolo della spinta attiva sismica complessiva F_s quale moltiplicatore della spinta attiva F' (quest'ultima viene calcolata come la spinta attiva statica F utilizzando, però, il coefficiente sismico K_{ae} al posto di quello statico K_a).

Il coefficiente di spinta attiva sismica è:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}}{\cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

mentre quello di spinta passiva sismica è:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \beta + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i + \theta)}}{\cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

gli angoli fittizi sono pari a:

$$i' = i + \theta \qquad \beta' = \beta + \theta$$

In condizioni non sismiche si avrà che $\theta = 0$, pertanto tali formule assumeranno le usuali forme semplificate e i coefficienti di spinta in condizioni sismiche K_{ae} e K_{pe} si trasformeranno nei coefficienti di spinta in condizioni statiche K_a e K_p .

Azioni Spingenti

In base alle caratteristiche del muro e del terreno è possibile calcolare la spinta del terreno in condizioni statiche e gli incrementi dovuti all'effetto sismico (incremento ΔF e forza d'inerzia F_i). L'assenza del sovraccarico fa sì che il diagramma delle pressioni del terreno sul muro sia di tipo triangolare, con un valore minimo $\sigma_{H,\text{sup}}$ in testa e un valore massimo $\sigma_{H,\text{inf}}$ all'incastro. Le azioni esercitate dal terreno sul muro sono:

Spinta attiva statica	$F = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Spinta attiva sismica	$F_s = A \cdot F'$		
Incremento di spinta sismica	$\Delta F = F_s - F$	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	$F_i = C \cdot W$	applicata a	$Y_{F_i} = \frac{H}{2} + Hf$

Di seguito sono riportati i valori numerici di tali spinte e l'altezza (misurate rispetto al piano di fondazione) dei relativi punti di applicazione:

Spinta Attiva

Spinta Attiva Sismica del Terreno	$F_s =$	7.2	kN
Spinta Attiva Statica del Terreno	$F =$	6.6	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_F =$	136.7	cm

Incremento di Spinta Sismica

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F =$	0.6	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{\Delta F} =$	233.3	cm

Forza di Inerzia Orizzontale

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_i =$	2.5	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{F_i} =$	185	cm

Azioni Resistenti

Sono date dal peso del muro e dal terreno che sovrasta il piede di fondazione interno.

I valori di tali carichi e la posizione dei relativi punti di applicazione (rispetto alla verticale passante per l'asse di simmetria dell'opera) sono i seguenti:

Peso del Muro	$W_m =$	46.8	kN
	$X_{W_m} =$	143.6	cm
Peso del Terreno	$W_t =$	16.2	kN
	$X_{W_t} =$	215	cm
Peso del Sovraccarico	$W_s =$	0	kN
	$X_{W_s} =$	215	cm
Carico Verticale in Testa al Muro	$V_m =$	0	kN
	$X_{V_m} =$	165	cm

VERIFICHE ESEGUITE

A) Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento è stata condotta, a vantaggio di sicurezza, schematizzando la singola parete del canale come un muro di sostegno di altezza pari a 2.9 m (trascurando il contributo dello scivolo) cui compete una fondazione di larghezza pari a 2.5 m; in altre parole si opera tale verifica considerando solo metà della struttura costituente il canale e ipotizzandola indipendente dall'altra.

Le azioni precedenti danno le seguenti risultanti e i relativi momenti risultanti (sia stabilizzanti che ribaltanti):

Peso Stabilizzante - Totale	W =	63 kN
	X _w =	161.9 cm
Spinta Ribaltante – Totale	S =	12.1 kN
	Y _s =	128.1 cm
Momento Stabilizzante	MS =	102 kNm
Momento Ribaltante	MR =	15.5 kNm
Centro di Pressione	u =	137.3 cm
Eccentricità della Risultante	e =	12.3 cm
Pressione Minima sul Terreno	σ _{min} =	0.018 N/mm ²
Pressione Massima sul Terreno	σ _{max} =	0.033 N/mm ²

Il fattore di sicurezza FS deve risultare superiore al valore limite di 1.5 e in questo caso abbiamo:

$$FS = \frac{MS}{MR} = 6.58 \geq 1.5$$

che risulta quindi essere verificato.

B) Verifica a scorrimento del muro

Non si esegue tale verifica in quanto il canale, costituito da due pareti laterali incastrate in un'unica platea di fondazione, è confinato nel terreno da ambo le parti. Di conseguenza il canale è impossibilitato a scorrere lateralmente e tale verifica risulterà palesemente soddisfatta.

C) Verifica allo sprofondamento o verifica al carico limite dell'insieme fondazione-muro-terreno o verifica di capacità portante

La tensione ammissibile del terreno vale $\sigma_{to} = 0.15 \text{ N/mm}^2$. Si esegue tale verifica considerando la piastra di fondazione come infinitamente rigida rispetto al terreno e alle azioni trasmesse dalle pareti. Si prende in esame la condizione di carico peggiore considerando la contemporanea presenza di tutte le azioni verticali che si scaricano sulla piastra, compresa l'eventuale presenza di acqua nel canale. Quindi avremo:

- Peso complessivo del muro $P_m = 115 \text{ kN}$
- Peso del volume d'acqua nel canale (H di sicurezza ipotizzata 290 cm) $P_w = 90 \text{ kN}$
- Peso del terreno sui piedi esterni $P_t = 35 \text{ kN}$

Da cui deriva una pressione sul terreno pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{P_w + P_m + P_t}{L_f \cdot 1} = 0.047 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{t \text{ amm}} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

con $L_f =$ Larghezza di fondazione pari a 540 cm.

ARMATURA DELLA PARTE INFERIORE DELLE PARETI (SEZIONE 2 – CANALE DI IMBOCCO)

Per il calcolo delle armature ciascun muro laterale del canale viene considerato come una mensola incastrata alla base (piastra di fondazione) e avente luce $L=H=2.9$ m. Su di essa agiscono le seguenti azioni:

Spinta attiva statica	F	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Incremento di spinta sismica	ΔF	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	Fi	applicata a	$Y_{Fi} = \frac{H}{2} + Hf$

Si calcolano le sollecitazioni di progetto risolvendo la mensola isostatica incastrata alla base:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	M =	15	kNm
Sforzo Normale	N =	-21.8	kN
Taglio Max	T =	9.7	kN

Noti i valori delle sollecitazioni si procede alla verifica della sezione del muro a pressoflessione e a taglio, nonché alla verifica dell'armatura stabilita (ipotizzando di disporre un'armatura doppia simmetrica). La piastra di fondazione viene usualmente verificata, a vantaggio di sicurezza, in base alle stesse sollecitazioni di progetto del muro per cui risulterà avere, di conseguenza, stessa sezione e stessa armatura del muro nella sezione di incastro. Nelle verifiche si considera una sezione resistente di muro lunga 1 m per cui la sezione resistente avrà le seguenti caratteristiche dimensionali:

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	h =	30	cm
Larghezza della sezione	b =	100	cm
Armatura Superiore - Ø12/15cm	Aa' =	7.53	cm ²
Armatura Inferiore - Ø12/15cm	Aa =	7.53	cm ²

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione si articola tramite due metodi, cioè con sezione interamente reagente o con sezione parzializzata, a seconda che il valore dell'eccentricità sia inferiore ad $h/6$ oppure no:

$$e = \frac{M}{N} = 132 \text{ cm} \geq \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$$

In questo caso la sezione si parzializza per cui si otterranno, dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n=7.3$ cm
$\sigma_c=1.8$ N/mm ² ≤ $\sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta
$\sigma'_a=69.7$ N/mm ² ≤ $\sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta
$M_{AMM}=54.9$ kNm	
$N_{AMM}=-80.5$ kN	

Verifica a taglio

Nel nostro caso le τ ricavate sono tutte inferiori alla τ_{co} sia con sezione interamente reagente che con sezione parzializzata e questo ci porta ad utilizzare un'armatura trasversale minima imposta dalla normativa. Il valore massimo di τ si ricava tramite la seguente formula:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{B \cdot J_x} = 0.04 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{co} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

dove: $S_x = \frac{B \cdot x_n^2}{2} + n \cdot A'_A (x_n - h')$

La normativa per setti e pareti soggette soprattutto a compressione assegna alcune limitazioni di armatura minima trasversale. Tali limitazioni risultano verificate con armature trasversali $\varnothing 10$ ogni 20 cm.

La normativa prevede, per tale armatura trasversale, elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: saranno disposti 6 elementi di collegamento ogni m^2 di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

2.3. MURO LATERALE DI IMBOCCO DEL TOMBINO (SEZIONE 3)

Viene eseguita la verifica del canale di imbocco del tombino scatolare; esso effettua la raccolta delle acque provenienti dal canale di raccolta precedentemente dimensionato (paragrafo 2.1) e del tombino che attraversa l'originaria SR n.66. In questo caso viene preso in esame il tratto centrale denominato SEZIONE 3 (la cui posizione è riportata nell'allegato n.1) avente sviluppo longitudinale pari a 2.15 m.

Il canale di imbocco è costituito da una piastra di fondazione, da due pareti verticali (le quali svolgono la funzione di sostegno del terreno circostante) e compreso un piccolo battente verticale con funzione di salto; tutte le parti strutturali sono realizzate in cemento armato. Le pareti che sostengono il terreno saranno, in realtà, a sezione rastremata fino ad un'altezza di 1.25 m dalla base (come evidenziato nelle tavole del progetto esecutivo); la parte superiore, di altezza variabile sul lato sinistro da 1.64 a 2.80 m e sul lato destro da 2.20 a 2.97 m, avrà sezione e armatura analoga alla sezione 2 (della quale costituisce il prolungamento ideale).

Sovraccarichi Non è presente alcun sovraccarico accidentale

Caratteristiche del terreno

Il terrapieno a monte del canale ha un'altezza massima di circa 4.45 m. Il riempimento è costituito da Leca (argilla espansa), un inerte granulare con elevate caratteristiche drenanti, le cui caratteristiche geotecniche sono note. Tra di esse spiccano il peso di volume in condizioni bagnate ($\gamma_b=8 \text{ kN/m}^3$) e l'angolo di attrito interno (viene suggerito il valore $\phi =40^\circ$). Le caratteristiche del terreno risultano essere le seguenti:

Peso di Specifico dei Grani	$\gamma_s =$	8.5	kN/mc
Porosità	$n =$	35.3	%
Peso di Volume Secco	$\gamma_d =$	5.5	kN/mc
Peso di Volume Bagnato	$\gamma_d =$	8	kN/mc
Peso di Volume Saturo	$\gamma_{\text{sat}} =$	9.03	kN/mc
Peso di Volume del Terreno	$\gamma_t =$	8	kN/mc
Inclinazione del Terreno	$i =$	0	°
Angolo di Attrito Interno	$\phi =$	40	°
Angolo di Attrito Terra-Muro	$\delta =$	0	°
Angolo di Attrito Terra-Fondazione	$\delta_f =$	35	°
Pressione Ammissibile del Terreno	$\sigma_t =$	0.15	N/mm^2

La pressione ammissibile del terreno ha un valore risultante dalla relazione geologica e da quella geotecnica.

Il peso di volume del terreno è quello effettivamente adoperato nei calcoli; in questo caso coincide, a favore di sicurezza, con il peso di volume in condizioni bagnate. Il terreno infatti non può essere considerato in falda, viste le proprietà drenanti del materiale associate alla realizzazione di un vero e proprio sistema di drenaggi integrato all'opera. Ciò non esclude, tuttavia, che in occasione di eventi pluviometrici intensi il terreno possa presentare un contenuto rilevante di acqua che, pur non raggiungendo il livello di saturazione tipico della falda, finisce per appesantirlo rispetto alla condizione di terreno secco. Per questo motivo è preferibile ipotizzare la condizione di terreno bagnato.

Caratteristiche del muro

Il canale ha una struttura abbastanza articolata per cui, al fine di determinare le azioni dovute al terreno, viene schematizzato considerando solo metà della struttura e trascurando il benefico "effetto-rompitratta" dato dallo scivolo. Lo schema adottato sarà, a vantaggio di sicurezza, quello del singolo muro di sostegno costituito da una sola parete e da metà fondazione. In fase di verifica si terrà conto del fatto che, in realtà, il piede a

disposizione dei muri verticali sarà largo quanto tutta la fondazione del canale (in questa sezione pari a 540 cm), dell'effetto di confinamento dovuto al terreno presente su ambo i lati che vincola gli scorrimenti laterali, del funzionamento a piastra rigida della fondazione.

La sezione schematica è riportata nella figura 3. La parte a destra dell'asse evidenzia, nello specifico, lo schema del muro adottato ai fini del calcolo mentre nella parte sinistra sono riportate le dimensioni principali.

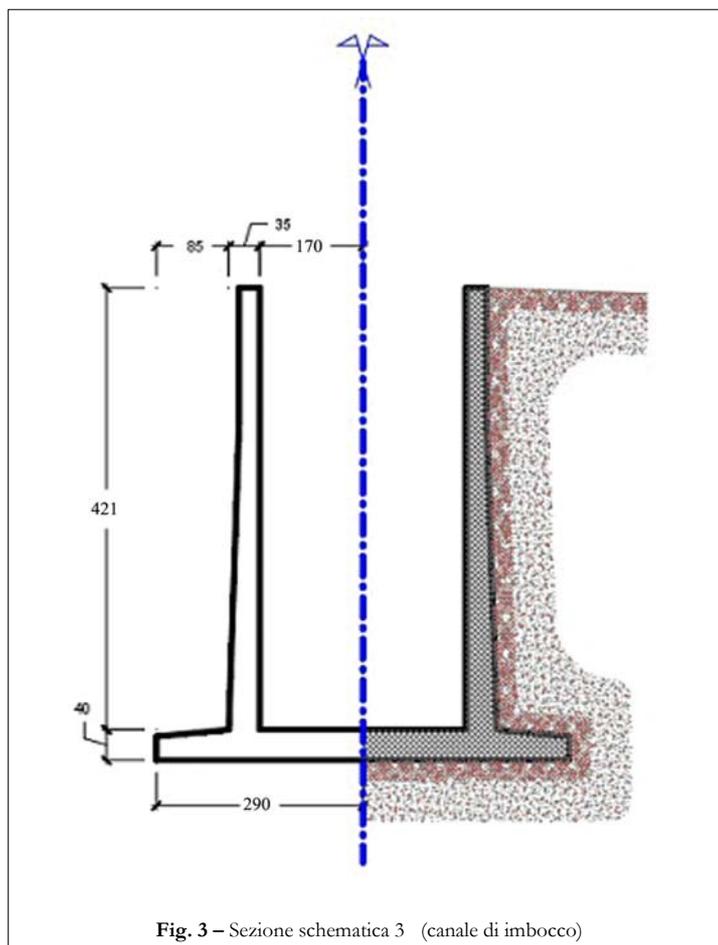


Fig. 3 – Sezione schematica 3 (canale di imbocco)

Le caratteristiche geometriche del muro sono:

Distanza del filo esterno	$D_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro in testa	$S_s =$	30 <i>cm</i>
Distanza del filo interno	$D_i =$	90 <i>cm</i>
Larghezza del Piede esterno	$L_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro al piede	$S_i =$	35 <i>cm</i>
Larghezza del Piede interno	$L_i =$	85 <i>cm</i>
Larghezza della Fondazione	$L_f =$	290 <i>cm</i>
Altezza del Muro	$H =$	421 <i>cm</i>
Altezza della Fondazione	$H_f =$	40 <i>cm</i>
Angolo di Scarpa interno	$\beta =$	0.6 °
Angolo di Scarpa esterno	$\beta_{est} =$	0 °

Trattandosi di un muro con altezza $H > 3m$ si esegue la verifica sismica di tale muro in osservanza del D.M. 16 gennaio 1996.

Parametri di calcolo

Dal coefficiente di intensità sismica ($C=0.04$ nel comune di S. Marcello Pistoiese) è possibile ricavare l'angolo fittizio $\theta = \arctg C = 2.3^\circ$; tale angolo servirà per determinare i coefficienti da utilizzare nel calcolo delle forze sismiche (secondo il metodo di verifica pseudo-statico di Mononobe-Okabe).

In funzione di $\theta, i, \beta, \delta, \phi$ si ricavano i seguenti parametri caratteristici del terreno:

Angolo θ	$\theta =$	2.3°
Inclinazione fittizia del Terreno	$i' =$	2.3°
Angolo fittizio di Scarpa	$\beta' =$	2.9°
Coeff. di Spinta Attiva - non sismica	$K_a =$	0.221
Coeff. di Spinta Attiva - sismica	$K_{ae} =$	0.241
Coeff. di Spinta Passiva - non sismica	$K_p =$	4.52
Coeff. di Spinta Passiva - sismica	$K_{pe} =$	4.61
Parametro A (relativo alla spinta sismica)	$A =$	0.998

In particolare si ha:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

che compare nel calcolo della spinta attiva sismica complessiva F_s quale moltiplicatore della spinta attiva F' (quest'ultima viene calcolata come la spinta attiva statica F utilizzando, però, il coefficiente sismico K_{ae} al posto di quello statico K_a).

Il coefficiente di spinta attiva sismica è:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

mentre quello di spinta passiva sismica è:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \beta + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i + \theta)}{\cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

gli angoli fittizi sono pari a:

$$i' = i + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

In condizioni non sismiche si avrà che $\theta = 0$, pertanto tali formule assumeranno le usuali forme semplificate e i coefficienti di spinta in condizioni sismiche K_{ae} e K_{pe} si trasformeranno nei coefficienti di spinta in condizioni statiche K_a e K_p .

Azioni Spingenti

In base alle caratteristiche del muro e del terreno è possibile calcolare la spinta del terreno in condizioni statiche e gli incrementi dovuti all'effetto sismico (incremento ΔF e forza d'inerzia F_i). L'assenza del sovraccarico fa sì che il diagramma delle pressioni del terreno sul muro sia di tipo triangolare, con un valore minimo $\sigma_{H,\text{sup}}$ in testa e un valore massimo $\sigma_{H,\text{inf}}$ all'incastro. Le azioni esercitate dal terreno sul muro sono:

Spinta attiva statica	$F = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Spinta attiva sismica	$F_s = A \cdot F'$		
Incremento di spinta sismica	$\Delta F = F_s - F$	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	$F_i = C \cdot W$	applicata a	$Y_{F_i} = \frac{H}{2} + Hf$

Di seguito sono riportati i valori numerici di tali spinte e l'altezza (misurate rispetto al piano di fondazione) dei relativi punti di applicazione:

Spinta Attiva

Spinta Attiva Sismica del Terreno	$F_s =$	20	kN
Spinta Attiva Statica del Terreno	$F =$	18.4	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_F =$	188.3	cm

Incremento di Spinta Sismica

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F =$	1.6	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{\Delta F} =$	336.7	cm

Forza di Inerzia Orizzontale

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_i =$	3.7	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{F_i} =$	262.5	cm

Azioni Resistenti

Sono date dal peso del muro e dal terreno che sovrasta il piede di fondazione interno.

I valori di tali carichi e la posizione dei relativi punti di applicazione (rispetto alla verticale passante per l'asse di simmetria dell'opera) sono i seguenti:

Peso del Muro	$W_m =$	63.1	kN
	$X_{W_m} =$	152.9	cm
Peso del Terreno	$W_t =$	30.3	kN
	$X_{W_t} =$	227.5	cm
Peso del Sovraccarico	$W_s =$	0	kN
	$X_{W_s} =$	225	cm
Carico Verticale in Testa al Muro	$V_m =$	0	kN
	$X_{V_m} =$	165	cm

VERIFICHE ESEGUITE

A) Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento è stata condotta, a vantaggio di sicurezza, schematizzando la singola parete del canale come un muro di sostegno di altezza pari a 4.25m (trascurando il contributo dello scivolo) cui compete una fondazione di larghezza pari a 2.70 m; in altre parole si opera tale verifica considerando solo metà della struttura costituente il canale e ipotizzandola indipendente dall'altra.

Le azioni precedenti danno le seguenti risultanti e i relativi momenti risultanti (sia stabilizzanti che ribaltanti):

Peso Stabilizzante - Totale	W =	93.4 kN
	X _w =	177.1 cm
Spinta Ribaltante – Totale	S =	27.8 kN
	Y _s =	182 cm
Momento Stabilizzante	MS =	165.4 kNm
Momento Ribaltante	MR =	50.6 kNm
Centro di Pressione	u =	122.9 cm
Eccentricità della Risultante	e =	12.1 cm
Pressione Minima sul Terreno	σ _{min} =	0.025 N/mm ²
Pressione Massima sul Terreno	σ _{max} =	0.044 N/mm ²

Il fattore di sicurezza FS deve risultare superiore al valore limite di 1.5 e in questo caso abbiamo:

$$FS = \frac{MS}{MR} = 3.27 \geq 1.5$$

che risulta quindi essere verificato.

B) Verifica a scorrimento del muro

Non si esegue tale verifica in quanto il canale, costituito da due pareti laterali incastrate in un'unica platea di fondazione, è confinato nel terreno da ambo le parti. Di conseguenza il canale è impossibilitato a scorrere lateralmente e tale verifica risulterà palesemente soddisfatta.

C) Verifica allo sprofondamento o verifica al carico limite dell'insieme fondazione-muro-terreno o verifica di capacità portante

La tensione ammissibile del terreno vale $\sigma_{to}=0.15$ N/mm². Si esegue tale verifica considerando la piastra di fondazione come infinitamente rigida rispetto al terreno e alle azioni trasmesse dalle pareti. Si prende in esame la condizione di carico peggiore considerando la contemporanea presenza di tutte le azioni verticali che si scaricano sulla piastra, compresa l'eventuale presenza di acqua nel canale. Quindi avremo:

- Peso complessivo del muro P_m=150 kN
- Peso del vol. d'acqua nel canale (H media di sicurezza ipotizzata 415 cm) P_w=125 kN
- Peso del terreno sui piedi esterni P_t=65 kN

Da cui deriva una pressione sul terreno pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{P_w + P_m + P_t}{L_f \cdot 1} = 0.063 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{t \text{ amm}} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

con L_f = Larghezza di fondazione pari a 580 cm.

ARMATURA DELLA PARTE INFERIORE DELLE PARETI (SEZIONE 3 – CANALE DI IMBOCCO)

Per il calcolo delle armature ciascun muro laterale del canale viene considerato come una mensola incastrata alla base (piastra di fondazione) e avente luce $L=H=4.45$ m. Su di essa agiscono le seguenti azioni:

Spinta attiva statica	F	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Incremento di spinta sismica	ΔF	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	Fi	applicata a	$Y_{Fi} = \frac{H}{2} + Hf$

Si calcolano le sollecitazioni di progetto risolvendo la mensola isostatica incastrata alla base:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	M =	50	kNm
Sforzo Normale	N =	-37	kN
Taglio Max	T =	24	kN

Noti i valori delle sollecitazioni si procede alla verifica della sezione del muro a pressoflessione e a taglio, nonché alla verifica dell'armatura stabilita (ipotizzando di disporre un'armatura doppia simmetrica). La piastra di fondazione viene usualmente verificata, a vantaggio di sicurezza, in base alle stesse sollecitazioni di progetto del muro per cui risulterà avere, di conseguenza, stessa sezione e stessa armatura del muro nella sezione di incastro. Nelle verifiche si considera una sezione resistente di muro lunga 1 m per cui la sezione resistente avrà le seguenti caratteristiche dimensionali:

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	h =	35	cm
Larghezza della sezione	b =	100	cm
Armatura Superiore - Ø12/15cm	Aa' =	7.53	cm ²
Armatura Inferiore - Ø12/15cm	Aa =	7.53	cm ²

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione si articola tramite due metodi, cioè con sezione interamente reagente o con sezione parzializzata, a seconda che il valore dell'eccentricità sia inferiore ad $h/6$ oppure no:

$$e = \frac{M}{N} = 139 \text{ cm} \geq \frac{h}{6} = 5.8 \text{ cm}$$

In questo caso la sezione si parzializza per cui si otterranno, dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n=7.6$ cm
$\sigma_c=4.5$ N/mm ² ≤ $\sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta
$\sigma'_a=209.0$ N/mm ² ≤ $\sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

$M_{AMM}=61.0$ kNm
 $N_{AMM}=-45.1$ kN

Verifica a taglio

Nel nostro caso le τ ricavate sono tutte inferiori alla τ_{CO} sia con sezione interamente reagente che con sezione parzializzata e questo ci porta ad utilizzare un'armatura trasversale minima imposta dalla normativa. Il valore massimo di τ si ricava tramite la seguente formula:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{B \cdot J_x} = 0.09 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

dove: $S_x = \frac{B \cdot x_n^2}{2} + n \cdot A'_A (x_n - h')$

La normativa per setti e pareti soggette soprattutto a compressione assegna alcune limitazioni di armatura minima trasversale. Tali limitazioni risultano verificate con armature trasversali $\varnothing 10$ ogni 20 cm.

La normativa prevede, per tale armatura trasversale, elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: saranno disposti 6 elementi di collegamento ogni m^2 di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

ARMATURA DELLA PARTE SUPERIORE DELLE PARETI (SEZIONE 3 – CANALE DI IMBOCCO)

L'armatura della sezione d'incastro viene disposta fino a un'altezza di 125 cm misurata rispetto alla base. A partire da tale quota è sufficiente armare la restante parte superiore, di altezza variabile sul lato sinistro da 1.64 a 2.80 m e sul lato destro da 2.20 a 2.97 m, con la stessa armatura prevista per la sezione 2 del muro (questo tratto ne costituisce il prolungamento ideale) dato che le sollecitazioni presenti sono abbondantemente inferiori ai valori massimi ammissibili per quel tipo di armatura (vedi pag.15-16 e le tavole del progetto definitivo).

Sollecitazioni di progetto nella sezione intermedia

Momento Flettente	M =	21 kNm
Sforzo Normale	N =	-24 kN

2.4. MURO LATERALE DI IMBOCCO DEL TOMBINO (SEZIONE 4)

Viene eseguita la verifica del canale di imbocco del tombino scatolare; esso effettua la raccolta delle acque provenienti dal canale di raccolta precedentemente dimensionato (paragrafo 2.1) e del tombino che attraversa l'originaria SR n.66. In questo caso viene preso in esame il tratto centrale denominato SEZIONE 4 (la cui posizione è riportata nell'allegato n.1) avente sviluppo longitudinale pari a 3.88 m.

Il canale di imbocco è costituito da una piastra di fondazione e da due pareti verticali (le quali svolgono la funzione di sostegno del terreno circostante), compreso un piccolo battente verticale con funzione di salto; tutte le parti strutturali sono realizzate in cemento armato. Le pareti che sostengono il terreno saranno, in realtà, a sezione rastremata fino ad un'altezza di 2.48 m dalla base (come evidenziato nelle tavole del progetto esecutivo); la parte superiore di altezza variabile sul lato sinistro da 1.64 a 3.55 m e sul lato destro da 2.97 a 3.86 m; avrà sezione e armatura analoga alla parte superiore delle sezioni 2 e 3 (delle quali costituisce il prolungamento ideale).

Sovraccarichi Non è presente alcun sovraccarico accidentale

Caratteristiche del terreno

Il terrapieno a monte del canale è alto circa 6 m. Il riempimento è costituito da Leca (argilla espansa), un inerte granulare con elevate caratteristiche drenanti, le cui caratteristiche geotecniche sono note. Tra di esse spiccano il peso di volume in condizioni bagnate ($\gamma_b=8 \text{ kN/m}^3$) e l'angolo di attrito interno (viene suggerito il valore $\phi =40^\circ$). Le caratteristiche del terreno risultano essere le seguenti:

Peso di Specifico dei Grani	$\gamma_s =$	8.5	kN/mc
Porosità	$n =$	35.3	%
Peso di Volume Secco	$\gamma_d =$	5.5	kN/mc
Peso di Volume Bagnato	$\gamma_d =$	8	kN/mc
Peso di Volume Saturo	$\gamma_{\text{sat}} =$	9.03	kN/mc
Peso di Volume del Terreno	$\gamma_t =$	8	kN/mc
Inclinazione del Terreno	$i =$	0	°
Angolo di Attrito Interno	$\phi =$	40	°
Angolo di Attrito Terra-Muro	$\delta =$	0	°
Angolo di Attrito Terra-Fondazione	$\delta_f =$	35	°
Pressione Ammissibile del Terreno	$\sigma_t =$	0.15	N/mm^2

La pressione ammissibile del terreno ha un valore risultante dalla relazione geologica e da quella geotecnica.

Il peso di volume del terreno è quello effettivamente adoperato nei calcoli; in questo caso coincide, a favore di sicurezza, con il peso di volume in condizioni bagnate. Il terreno infatti non può essere considerato in falda, viste le proprietà drenanti del materiale associate alla realizzazione di un vero e proprio sistema di drenaggi integrato all'opera. Ciò non esclude, tuttavia, che in occasione di eventi pluviometrici intensi il terreno possa presentare un contenuto rilevante di acqua che, pur non raggiungendo il livello di saturazione tipico della falda, finisce per appesantirlo rispetto alla condizione di terreno secco. Per questo motivo è preferibile ipotizzare la condizione di terreno bagnato.

Caratteristiche del muro

Il canale ha una struttura abbastanza articolata per cui, al fine di determinare le azioni dovute al terreno, viene schematizzato considerando solo metà della struttura e trascurando il benefico "effetto-rompitratte" dato

dallo scivolo. Lo schema adottato sarà, a vantaggio di sicurezza, quello del singolo muro di sostegno costituito da una sola parete e da metà fondazione. In fase di verifica si terrà conto del fatto che, in realtà, il piede a disposizione dei muri verticali sarà largo quanto tutta la fondazione del canale (in questa sezione pari a 580 cm), dell'effetto di confinamento dovuto al terreno presente su ambo i lati che vincola gli scorrimenti laterali, del funzionamento a piastra rigida della fondazione.

La sezione schematica è riportata nella figura 4. La parte a destra dell'asse evidenzia, nello specifico, lo schema del muro adottato ai fini del calcolo mentre nella parte sinistra sono riportate le dimensioni principali.

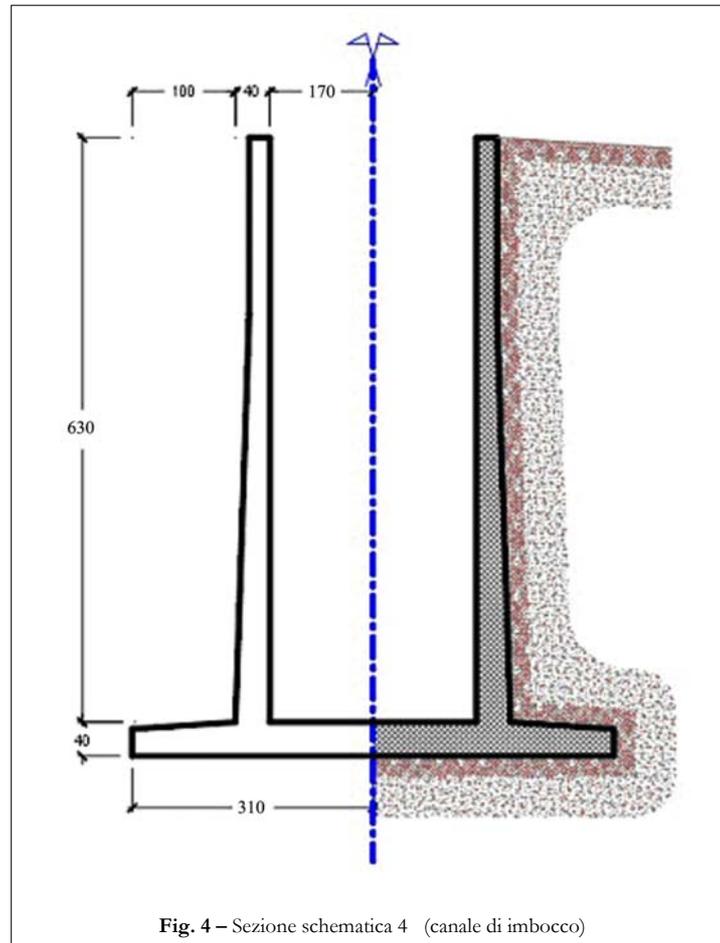


Fig. 4 – Sezione schematica 4 (canale di imbocco)

Le caratteristiche geometriche del muro sono:

Distanza del filo esterno	$D_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro in testa	$S_s =$	30 <i>cm</i>
Distanza del filo interno	$D_i =$	110 <i>cm</i>
Larghezza del Piede esterno	$L_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro al piede	$S_i =$	40 <i>cm</i>
Larghezza del Piede interno	$L_i =$	100 <i>cm</i>
Larghezza della Fondazione	$L_f =$	310 <i>cm</i>
Altezza del Muro	$H =$	630 <i>cm</i>
Altezza della Fondazione	$H_f =$	40 <i>cm</i>
Angolo di Scarpa interno	$\beta =$	1 °
Angolo di Scarpa esterno	$\beta_{est} =$	0 °

Trattandosi di un muro con altezza $H > 3\text{m}$ si esegue la verifica sismica di tale muro in osservanza del D.M. 16 gennaio 1996.

Parametri di calcolo

Dal coefficiente di intensità sismica ($C=0.04$ nel comune di S. Marcello Pistoiese) è possibile ricavare l'angolo fittizio $\theta = \arctg C = 2.3^\circ$; tale angolo servirà per determinare i coefficienti da utilizzare nel calcolo delle forze sismiche (secondo il metodo di verifica pseudo-statico di Mononobe-Okabe).

In funzione di $\theta, i, \beta, \delta, \phi$ si ricavano i seguenti parametri caratteristici del terreno:

Angolo θ	$\theta =$	2.3°
Inclinazione fittizia del Terreno	$i' =$	2.3°
Angolo fittizio di Scarpa	$\beta' =$	3.3°
Coeff. di Spinta Attiva - non sismica	$K_a =$	0.224
Coeff. di Spinta Attiva - sismica	$K_{ae} =$	0.244
Coeff. di Spinta Passiva - non sismica	$K_p =$	4.468
Coeff. di Spinta Passiva - sismica	$K_{pe} =$	4.56
Parametro A (relativo alla spinta sismica)	$A =$	0.998

In particolare si ha:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

che compare nel calcolo della spinta attiva sismica complessiva F_s quale moltiplicatore della spinta attiva F' (quest'ultima viene calcolata come la spinta attiva statica F utilizzando, però, il coefficiente sismico K_{ae} al posto di quello statico K_a).

Il coefficiente di spinta attiva sismica è:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}}{\cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

mentre quello di spinta passiva sismica è:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \beta + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i + \theta)}}{\cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

gli angoli fittizi sono pari a:

$$i' = i + \theta \qquad \beta' = \beta + \theta$$

In condizioni non sismiche si avrà che $\theta = 0$, pertanto tali formule assumeranno le usuali forme semplificate e i coefficienti di spinta in condizioni sismiche K_{ae} e K_{pe} si trasformeranno nei coefficienti di spinta in condizioni statiche K_a e K_p .

Azioni Spingenti

In base alle caratteristiche del muro e del terreno è possibile calcolare la spinta del terreno in condizioni statiche e gli incrementi dovuti all'effetto sismico (incremento ΔF e forza d'inerzia F_i). L'assenza del sovraccarico fa sì che il diagramma delle pressioni del terreno sul muro sia di tipo triangolare, con un valore minimo $\sigma_{H,\text{sup}}$ in testa e un valore massimo $\sigma_{H,\text{inf}}$ all'incastro. Le azioni esercitate dal terreno sul muro sono:

Spinta attiva statica	$F = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Spinta attiva sismica	$F_s = A \cdot F'$		
Incremento di spinta sismica	$\Delta F = F_s - F$	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	$F_i = C \cdot W$	applicata a	$Y_{F_i} = \frac{H}{2} + Hf$

Di seguito sono riportati i valori numerici di tali spinte e l'altezza (misurate rispetto al piano di fondazione) dei relativi punti di applicazione:

Spinta Attiva

Spinta Attiva Sismica del Terreno	$F_s =$	35.9	kN
Spinta Attiva Statica del Terreno	$F =$	33	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_F =$	240	cm

Incremento di Spinta Sismica

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F =$	2.9	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{\Delta F} =$	440	cm

Forza di Inerzia Orizzontale

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_i =$	5.2	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{F_i} =$	340	cm

Azioni Resistenti

Sono date dal peso del muro e dal terreno che sovrasta il piede di fondazione interno.

I valori di tali carichi e la posizione dei relativi punti di applicazione (rispetto alla verticale passante per l'asse di simmetria dell'opera) sono i seguenti:

Peso del Muro	$W_m =$	81.5	kN
	$X_{W_m} =$	159.6	cm
Peso del Terreno	$W_t =$	48	kN
	$X_{W_t} =$	240	cm
Peso del Sovraccarico	$W_s =$	0	kN
	$X_{W_s} =$	235	cm
Carico Verticale in Testa al Muro	$V_m =$	0	kN
	$X_{V_m} =$	165	cm

VERIFICHE ESEGUITE

A) Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento è stata condotta, a vantaggio di sicurezza, schematizzando la singola parete del canale come un muro di sostegno di altezza pari a 6 m (trascurando il contributo dello scivolo) cui compete una fondazione di larghezza pari a 2.9 m; in altre parole si opera tale verifica considerando solo metà della struttura costituente il canale e ipotizzandola indipendente dall'altra.

Le azioni precedenti danno le seguenti risultanti e i relativi momenti risultanti (sia stabilizzanti che ribaltanti):

Peso Stabilizzante - Totale	W =	129.5 kN
	X _w =	189.4 cm
Spinta Ribaltante – Totale	S =	46.5 kN
	Y _s =	238.1 cm
Momento Stabilizzante	MS =	245.3 kNm
Momento Ribaltante	MR =	110.7 kNm
Centro di Pressione	u =	103.9 cm
Eccentricità della Risultante	e =	41.1 cm
Pressione Minima sul Terreno	σ _{min} =	0.007 N/mm ²
Pressione Massima sul Terreno	σ _{max} =	0.083 N/mm ²

Il fattore di sicurezza FS deve risultare superiore al valore limite di 1.5 e in questo caso abbiamo:

$$FS = \frac{MS}{MR} = 2.22 \geq 1.5$$

Pertanto è verificato.

B) Verifica a scorrimento del muro

Non si esegue tale verifica in quanto il canale, costituito da due pareti laterali incastrate in un'unica platea di fondazione, è confinato nel terreno da ambo le parti. Di conseguenza il canale è impossibilitato a scorrere lateralmente e tale verifica risulterà palesemente soddisfatta.

C) Verifica allo sprofondamento o verifica al carico limite dell'insieme fondazione-muro-terreno o verifica di capacità portante

La tensione ammissibile del terreno vale $\sigma_{to}=0.15$ N/mm². Si esegue tale verifica considerando la piastra di fondazione come infinitamente rigida rispetto al terreno e alle azioni trasmesse dalle pareti. Si prende in esame la condizione di carico peggiore considerando la contemporanea presenza di tutte le azioni verticali che si scaricano sulla piastra, compresa l'eventuale presenza di acqua nel canale. Quindi avremo:

- Peso complessivo del muro P_m=190 kN
- Peso del volume d'acqua nel canale (H di sicurezza ipotizzata 630 cm) P_w=160 kN
- Peso del terreno sui piedi esterni P_t=100 kN

Da cui deriva una pressione sul terreno pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{P_w + P_m + P_t}{L_f \cdot 1} = 0.077 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{t_{amm}} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

con L_f = Larghezza di fondazione pari a 620 cm

ARMATURA DELLA PARTE INFERIORE DELLE PARETI (SEZIONE 4 – CANALE DI IMBOCCO)

Per il calcolo delle armature ciascun muro laterale del canale viene considerato come una mensola incastrata alla base (piastra di fondazione) e avente luce $L=H=6$ m. Su di essa agiscono le seguenti azioni:

Spinta attiva statica	F	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Incremento di spinta sismica	ΔF	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	Fi	applicata a	$Y_{Fi} = \frac{H}{2} + Hf$

Si calcolano le sollecitazioni di progetto risolvendo la mensola isostatica incastrata alla base:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	$M =$	110	kNm
Sforzo Normale	$N =$	-53	kN
Taglio Max	$T =$	42	kN

Noti i valori delle sollecitazioni si procede alla verifica della sezione del muro a pressoflessione e a taglio, nonché alla verifica dell'armatura stabilita (ipotizzando di disporre un'armatura doppia simmetrica). La piastra di fondazione viene usualmente verificata, a vantaggio di sicurezza, in base alle stesse sollecitazioni di progetto del muro per cui risulterà avere, di conseguenza, stessa sezione e stessa armatura del muro nella sezione di incastro. Nelle verifiche si considera una sezione resistente di muro lunga 1 m per cui la sezione resistente avrà le seguenti caratteristiche dimensionali:

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	$h =$	40	cm
Larghezza della sezione	$b =$	100	cm
Armatura Superiore - $\text{Ø}16/15\text{cm}$	$A_{a'} =$	13.40	cm^2
Armatura Inferiore - $\text{Ø}16/15\text{cm}$	$A_a =$	13.40	cm^2

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione si articola tramite due metodi, cioè con sezione interamente reagente o con sezione parzializzata, a seconda che il valore dell'eccentricità sia inferiore ad $h/6$ oppure no:

$$e = \frac{M}{N} = 208 \text{ cm} \geq \frac{h}{6} = 6.7 \text{ cm}$$

In questo caso la sezione si parzializza per cui si otterranno, dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n = 9.9 \text{ cm}$
$\sigma_c = 5.9 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{co} = 11 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta
$\sigma'_a = 232.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{a0} = 255 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta

$$M_{AMM}=120.9 \text{ kNm}$$

$$N_{AMM}=-58.2 \text{ kN}$$

Verifica a taglio

Nel nostro caso le τ ricavate sono tutte inferiori alla τ_{c0} sia con sezione interamente reagente che con sezione parzializzata e questo ci porta ad utilizzare un'armatura trasversale minima imposta dalla normativa. Il valore massimo di τ si ricava tramite la seguente formula:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{B \cdot J_x} = 0.13 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dove: } S_x = \frac{B \cdot x_n^2}{2} + n \cdot A'_A (x_n - h')$$

La normativa per setti e pareti soggette soprattutto a compressione assegna alcune limitazioni di armatura minima trasversale. Tali limitazioni risultano verificate con armature trasversali $\varnothing 12$ ogni 20 cm.

La normativa prevede, per tale armatura trasversale, elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: saranno disposti 6 elementi di collegamento ogni m^2 di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

ARMATURA DELLA PARTE SUPERIORE DELLE PARETI (SEZIONE 4 – CANALE DI IMBOCCO)

L'armatura della sezione d'incastro viene disposta fino a un'altezza di 248 cm misurata rispetto alla base. A partire da tale quota è sufficiente armare la restante parte superiore, di lunghezza variabile sul lato sinistro da 1.64 a 3.55 m e sul lato destro da 2.97 a 3.86 m; con la stessa armatura prevista per la sezione 2 del muro (questo tratto ne costituisce il prolungamento ideale) dato che le sollecitazioni presenti sono abbondantemente inferiori ai valori massimi ammissibili per quel tipo di armatura (vedi pag.15-16 e le tavole del progetto definitivo).

Sollecitazioni di progetto nella sezione intermedia

Momento Flettente	M =	28 kNm
Sforzo Normale	N =	-27 kN

2.5. TOMBINO SCATOLARE (SEZIONE 5)

La canalette di raccolta delle acque dimensionate in precedenza confluiscono tutte quante in un unico tombino scatolare (denominato schematicamente SEZIONE 5 - vedere allegato n.1) che attraversa in senso trasversale il rilevato stradale costituente la variante alla SR n.66. Tale tombino risulterà lungo circa 12.65 m con una sezione interna utile dello scatolare larga 3 m ed alta 3.30 m.

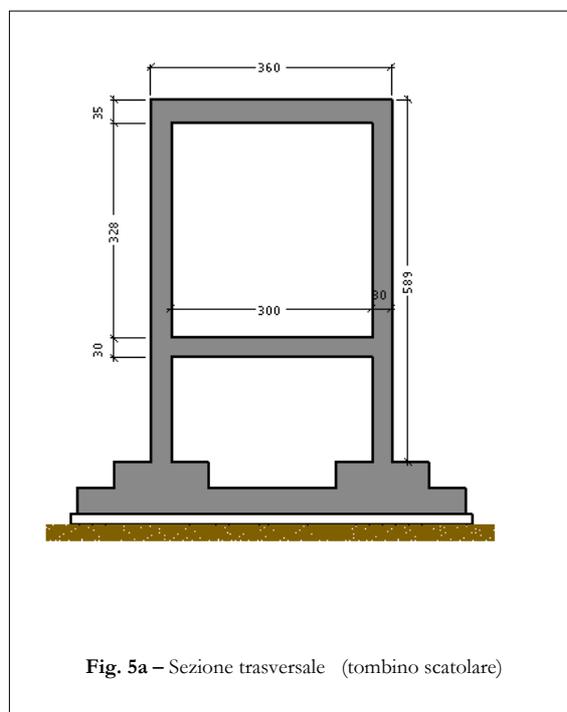
Il manufatto, in calcestruzzo armato gettato in opera, sarà sostenuto da una platea di fondazione (suddivisa in tre gradoni per ottenere un miglior adattamento al dislivello esistente nel terreno). Nella parte superiore delle sezioni di estremità dello scatolare saranno realizzati due paramenti verticali aventi funzione di contenimento del rilevato sovrastante; tali paramenti avranno rispettivamente le seguenti altezze: sul muro a nord 1.81 e 2.67 m, sul muro a sud 2.07 e 2.95 m (tale differenza è causata dalla pendenza trasversale della piattaforma stradale), daranno luogo a continuità strutturale tra la soletta superiore dello scatolare e i muri del canale di imbocco oppure con quelli d'ala allo sbocco (fig. 5a e 5b).

Il progetto dello scatolare sarà eseguito secondo due ipotesi relative al tipo di terrapieno che, agendo da sottofondo per il piano stradale, sovraccaricherà la piastra superiore. Nel primo caso esso sarà costituito da materiali alleggeriti (ad esempio argilla espansa o Leca); nel secondo caso sarà contemplata l'ipotesi di un terrapieno che sia costituito da materiale terroso tradizionale (del tipo A1-A2-A3-A4 da rilevati stradali).

In entrambi i casi si assumerà il peso di volume del materiale in condizioni bagnate (γ_b) in quanto, pur con la presenza di sistemi di drenaggio volti a scongiurare la presenza di falde, sarà cautelativo considerare l'umidità presente nel terreno in caso di eventi di pioggia particolarmente intensi.

Il tombino scatolare è schematizzabile, sia longitudinalmente che trasversalmente, con le seguenti sezioni:

- a) SEZIONE TRASVERSALE (parallela all'asse della strada di progetto):



b) SEZIONE LONGITUDINALE (ortogonale all'asse della strada di progetto):

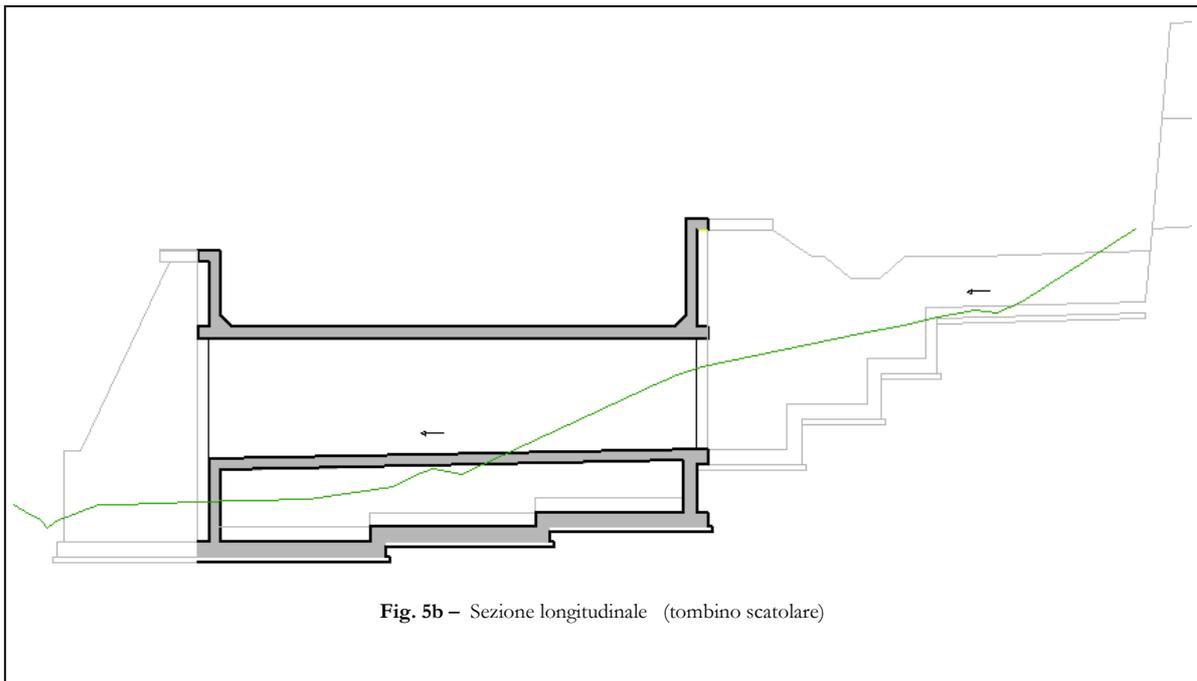


Fig. 5b – Sezione longitudinale (tombino scatolare)

Poiché le pareti del tombino scatolare hanno un'altezza $H > 3\text{m}$, viene eseguita la verifica sismica di tale muro in osservanza del D.M. 16 gennaio 1996.

IPOTESI DI PROGETTO 1 (TERRAPIENO COSTITUITO DA ARGILLA ESPANSA-LECA)

Schema di Calcolo

Il tombino scatolare viene studiato supponendo di estrarre una porzione di esso di lunghezza pari a 1 m e schematizzandola come un telaio costituito da una soletta superiore, una soletta inferiore e due setti verticali prolungati fino alla platea di fondazione, alla quale risultano incastrati. Il calcolo delle sollecitazioni (in base alle azioni riportate di seguito) viene effettuato con l'ausilio del programma di calcolo SAP 2000. L'argilla espansa verrà posizionata a partire dallo spiccatto dei due setti verticali dello scatolare in modo da contenere la spinta laterale entro valori accettabili. I dati geometrici del telaio da usare come input in SAP 2000 (e il relativo schema strutturale) sono:

- Spessore della soletta superiore (sezione) 35 cm
- Spessore della soletta inferiore (sezione) 30 cm
- Spessore dei setti (sezione) 30 cm
- Larghezza della soletta e dei setti (sezione) 100 cm
- Luce di calcolo delle solette L 300 cm
- Altezza di calcolo (totale) dei setti H_s media 545 cm
- Altezza di calcolo del canale H_{c100} 330 cm

Lo spessore delle solette è tale da rispettare il minimo normativo previsto in quanto:

$$H_{sol} = 30 \text{ cm} > H_{min} = L/25 = 13.2 \text{ cm}$$

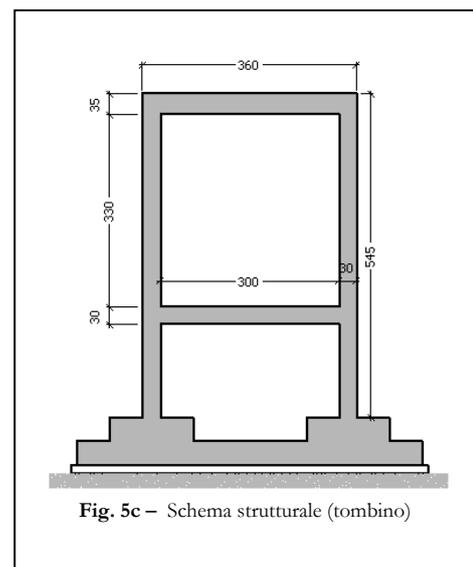


Fig. 5c – Schema strutturale (tombino)

Azioni sulla struttura

Come accennato in precedenza il rilevato è costituito da Leca (argilla espansa), un inerte granulare con elevate caratteristiche drenanti tra le cui caratteristiche geotecniche figurano il peso di volume in condizioni bagnate ($\gamma_b=8 \text{ kN/m}^3$) e l'angolo di attrito interno (suggerito il valore $\phi = 40^\circ$).

La struttura, oltre al peso proprio degli elementi che viene computato automaticamente da SAP 2000, è sollecitata da azioni (dovute alla spinta del terrapieno, ai sovraccarichi, al sisma e alla presenza di acqua) che saranno di seguito esaminate in modo più dettagliato.

1) La soletta superiore è sovrastata dal terrapieno che fa da sottofondo al nastro stradale vero e proprio; perciò i sovraccarichi gravano direttamente su essa e, in particolare, si avranno le seguenti voci:

- Sovraccarico accidentale		30.0 kN/m ²
- Sovrastruttura stradale (strato di collegamento e di usura)		2.4 kN/m ²
- Sovrastruttura stradale (strato di base)		2.0 kN/m ²
- Sovrastruttura stradale (strato di fondazione)		7.5 kN/m ²
- Terrapieno in Leca ($\gamma_b=8 \text{ kN/m}^3$)	h=2.10 cm	16.8 kN/m ²
	<i>Sovraccarico totale</i>	58.7 kN/m ²

A vantaggio di sicurezza si considera applicato, alla soletta superiore, anche l'incremento verticale F_{sv} dovuto al sisma il cui valore, riferito alla luce di calcolo $L=3.3 \text{ m}$, sarà:

$$F_{sv} = \frac{m \cdot I \cdot C \cdot W}{L} = 2 \cdot 1.4 \cdot 0.04 \cdot 37.5 = 4.2 \text{ kN/m}$$

dove $I=1.4$ è il coefficiente di protezione sismica (per opere di importanza primaria ai fini della protezione civile) e W è il peso della soletta e dei carichi permanenti che gravano sopra di essa.

2) Le azioni che interessano i setti verticali sono principalmente dovute alla spinta del materiale costituente il rilevato e agli incrementi (sottoforma di forze) derivanti da un'eventuale azione sismica. La presenza del sovraccarico totale sopra lo scatolare produce complessivamente lo stesso effetto (in termini di pressione) di un terrapieno in Leca avente la seguente altezza equivalente:

$$H_e = \frac{\text{sovraccarico}}{\gamma} = 734 \text{ cm}$$

Di conseguenza il diagramma delle pressioni del terreno sui setti sarà di tipo distribuito trapezoidale:

$$\sigma_m = \gamma \cdot H_e \cdot K_{ae}$$
$$\sigma_p = \sigma_m + (\gamma \cdot H_s \cdot K_{ae})$$

Pressione del terreno in testa (setto)	$\sigma_m =$	0,014 N/mm ²
Pressione del terreno al piede (setto)	$\sigma_p =$	0,024 N/mm ²

Gli incrementi sismici, calcolati in maniera analoga ai casi precedenti, sono invece pari a :

Incremento di Spinta Sismica posto a 2H/3

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F =$	8.4 KN
	$Y_{\Delta F} =$	355 Cm

Forza di Inerzia Orizzontale posta a H/2

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_i =$	7.5 KN
	$Y_{F_i} =$	265 Cm

3) Poiché il rilevato circostante il tombino scatolare è costituito con un materiale granulare a elevata permeabilità (usato spesso nella formazione di strati drenanti) è lecito trascurare la presenza di una falda. Sulla soletta inferiore del tombino grava direttamente il peso dell'acqua che attraversa lo scatolare. Nella verifica strutturale di tale soletta il tombino sarà considerato, a vantaggio di sicurezza, completamente riempito trascurando l'effetto favorevole derivante dalle spinte passive dell'acqua sui setti verticali.

Tale sovraccarico sarà pari a: $Q_w = 10 \cdot 3.3\text{m} = 33 \text{ kN/mq}$

Nella verifica della portanza del terreno appare improbabile il contemporaneo verificarsi delle azioni dovute al sisma, al sovraccarico accidentale e a un evento alluvionale tale da riempire completamente il tombino; si ritiene lecito, pertanto, ipotizzare un riempimento pari al 60% dell'altezza utile. Ne consegue il seguente:

Sovraccarico parziale: $Q_{wp} = 10 \cdot (0.6 \cdot 3.3\text{m}) = 20 \text{ kN/mq}$

A vantaggio di sicurezza si considera applicato, alla soletta inferiore, anche l'incremento verticale F_{sv} dovuto al sisma il cui valore, riferito alla luce di calcolo $L=3.3 \text{ m}$, sarà:

$$F_{sv} = \frac{m \cdot I \cdot C \cdot W}{L} = 2 \cdot 1.4 \cdot 0.04 \cdot 27.5 = 3.1 \text{ kN/m}$$

dove $I=1.4$ è il coefficiente di protezione sismica e W è il peso della soletta e dell'acqua contenuta.

Verifica degli elementi strutturali

Dall'analisi effettuata con SAP2000 sono state ottenute le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali:

	Momento	Sforzo Normale	Taglio
Soletta Superiore	63	-52	149
Soletta Inferiore	54	-56	105
Setti Lateralali	61	-149	52

Le pareti del tombino scatolare saranno realizzate con calcestruzzo di classe $R_{ck}=35$ (tipo 3) con armatura doppia simmetrica di Tipo Feb44k.

Per il calcolo delle tensioni si utilizzano le seguenti relazioni, valide per sezioni a doppia armatura:

$$x = \frac{n(A_a + A_a')}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2b(A_a h + A_a' h')}{n(A_a + A_a')^2}} - 1 \right) \quad \text{Asse neutro della sezione}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_a' \cdot (h - h') \cdot \frac{x - h'}{x}} \quad \text{Tensione agente sul conglomerato cementizio}$$

$$\sigma_a = \frac{n \cdot \sigma_c \cdot (h - x)}{x} \quad \text{Tensione agente sull'acciaio teso}$$

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{b \cdot J} \quad \text{Tensione di taglio}$$

A - VERIFICA DELLA SOLETTA SUPERIORE

Si ipotizza una sezione di spessore $h=35$ cm, larghezza $b=100$ cm con armatura doppia simmetrica costituita da $8\text{Ø}12/m$ ($A_a=A_a'=9.05$ cm²). Dalle verifiche si otterranno i seguenti valori tensionali:

Verifica a pressoflessione	$M=63$ kNm	$N=-52$ kNm
Posizione dell'asse neutro	$x_n=8.2$ cm	
$\sigma_c=5.21$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$\sigma_a=218.1$ N/mm ² $\leq \sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$M_{AMM}=74$ kNm	$N_{AMM}=-61$ kN	

Verifica a taglio	$T=149$ kN
$\tau=0.53$ N/mm ² $< \tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

La sezione risulta pertanto verificata e non risulta necessario disporre armature a taglio.

B - VERIFICA DELLA SOLETTA INFERIORE

Si ipotizza una sezione di spessore $h=30$ cm, larghezza $b=100$ cm con armatura doppia simmetrica costituita da $8\text{Ø}12/m$ ($A_a=A_a'=9.05$ cm²). Dalle verifiche si otterranno i seguenti valori tensionali:

Verifica a pressoflessione	$M=54$ kNm	$N=-56$ kNm
Posizione dell'asse neutro	$x_n=7.4$ cm	
$\sigma_c=5.95$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$\sigma_a=223.4$ N/mm ² $\leq \sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$M_{AMM}=62$ kNm	$N_{AMM}=-64$ kN	

Verifica a taglio	$T=105$ kN
$\tau=0.45$ N/mm ² $< \tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

La sezione risulta pertanto verificata e non risulta necessario disporre armature a taglio.

C - VERIFICA DEI SETTI LATERALI

Si ipotizza una sezione di spessore $h=30$ cm, larghezza $b=100$ cm con armatura doppia simmetrica costituita da $8\text{Ø}12/m$ ($A_a=A_a'=9.05$ cm²). Dalle verifiche si otterranno i seguenti valori tensionali:

Verifica a pressoflessione	$M=61$ kNm	$N=-149$ kNm
Posizione dell'asse neutro	$x_n=8.5$ cm	
$\sigma_c=6.75$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$\sigma_a=207.4$ N/mm ² $\leq \sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$M_{AMM}=-75$ kNm	$N_{AMM}=-183$ kN	

Verifica a taglio	$T=52$ kN
$\tau=0.22$ N/mm ² $< \tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

La sezione risulta pertanto verificata e non risulta necessario disporre armature a taglio.

D - ARMATURE TRASVERSALI E DI COLLEGAMENTO

Per una migliore ripartizione degli sforzi sarà predisposta, sia per i setti che per le solette, un'armatura trasversale costituita da $\text{Ø}12$ ogni 20 cm disposti parallelamente su entrambe le facce. La normativa prevede inoltre elementi di collegamento tra le due armature trasversali, in numero pari a 6 elementi ogni m² di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

E - VERIFICA DELLA PORTANZA DEL TERRENO

La tensione ammissibile del terreno vale $\sigma=0.15 \text{ N/mm}^2$

Si esegue tale verifica supponendo la platea di fondazione infinitamente rigida rispetto al terreno e alle azioni trasmesse dalle pareti. Si esamina la condizione di carico più gravosa considerando la contemporanea presenza del sovraccarico accidentale e delle azioni sismiche (oltre, ovviamente, al peso proprio e ai sovraccarichi permanenti). Come accennato in precedenza si ipotizza che il tombino sia riempito di acqua in misura pari al 60% dell'altezza utile. La platea di fondazione è realizzata in cemento armato con una sezione di larghezza pari a 580 cm e spessore di 40 cm; per una migliore ripartizione del carico viene interposto, tra ciascun setto verticale e la platea, un gradone rettangolare largo 130 cm e spesso 40 cm. Per regolarizzare il piano di appoggio della fondazione viene eseguito un getto in calcestruzzo magro (con spessore di 10 cm).

Quindi, con riferimento a una striscia di larghezza 1 m, avremo i seguenti carichi:

- | | |
|---|-----------|
| • Peso complessivo trasmesso dal tombino | P=435 kN |
| • Peso della fondazione | Pf=85 kN |
| • Peso del sottofondo in CLS magro (h=10÷12 cm) | Pm=10 kN |
| • Peso del terreno sui piedi esterni | Pt=95 kN |
| • Peso del sovraccarico sui piedi esterni | Ps=130 kN |

Considerando una larghezza di fondazione L_f pari a 580 cm, deriva una pressione sul terreno pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{P + P_f + P_m + P_t + P_s}{L_f \cdot 1} = 0.13 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{t \text{ ammi}} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

che risulta essere verificata con un margine di sicurezza sufficientemente ampio.

Dimensionamento dei paramenti superiori

Il tombino scatolare si raccorda, nella sezione di imbocco a monte, con i due muri laterali del canale di raccolta delle acque e, nella sezione di sbocco a valle, con i due muri d'ala di sostegno del rilevato stradale. Tra questi muri e lo scatolare viene realizzata la continuità strutturale mediante dei paramenti di spessore pari a 30 cm i quali avranno anche la funzione di contenimento del rilevato stradale in argilla espansa (Leca).

Si avrà così un paramento in corrispondenza della sezione di imbocco dello scatolare (alto 280 cm) e uno in corrispondenza della sezione di sbocco (alto 190 cm).

A vantaggio di sicurezza viene verificato il paramento più alto, assumendo un'altezza di calcolo $L_z=280 \text{ cm}$ e una larghezza di calcolo $L_x=330 \text{ cm}$. Il paramento sarà schematizzato come una piastra vincolata su tre lati (alla piastra superiore del tombino e ai due muri laterali) e libera al bordo superiore, in maniera da considerare l'effetto della continuità con le altre strutture.

Come si evidenzia nella fig. 5d la piastra presenta, a causa di un aumento di sezione in corrispondenza dell'unione con la soletta dello scatolare (a sua volta elemento più rigido del paramento), un comportamento prevalente a mensola in direzione Z.

I vincoli adottati in direzione X risentono, invece, del fatto che paramento e muri laterali hanno spessori dello stesso ordine e quindi anche le rispettive rigidezze rotazionali saranno simili. Di conseguenza non sarà corretto assimilare tali vincoli ad incastri perfetti per cui uno schema più cautelativo sarà quello di elemento doppiamente semi-incastato in tale direzione.

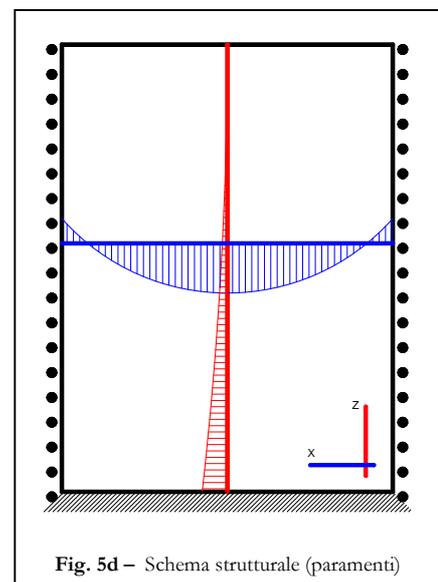


Fig. 5d – Schema strutturale (paramenti)

La struttura è risolvibile, con sufficiente approssimazione, attraverso il metodo di Grashov; tale metodo consente di ripartire il carico complessivo secondo le due direzioni X e Z. Dopodiché vengono calcolate le sollecitazioni, lungo le due direzioni, in base ai corrispondenti schemi di vincolo. In questo caso il coefficiente di ripartizione del carico è:

$$K=0.177$$

Il carico sul paramento si ottiene considerando, anzitutto, l'effetto dovuto alla spinta del rilevato stradale in Leca e al sovraccarico stradale (30 kN/m²). La presenza del sovraccarico stradale sopra lo scatolare produce complessivamente lo stesso effetto (in termini di pressione) di un terrapieno in Leca avente la seguente altezza equivalente:

$$He = \frac{\text{sovraccarico}}{\gamma} = 524 \text{ cm}$$

Di conseguenza il diagramma delle pressioni del terreno sui setti sarebbe di tipo distribuito trapezoidale:

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \gamma \cdot He \cdot Kae \\ \sigma_p &= \sigma_m + (\gamma \cdot L_z \cdot Kae) \end{aligned}$$

Pressione del terreno in testa (setto)	σ _m = 0,010 N/mm ²
Pressione del terreno al piede (setto)	σ _p = 0,015 N/mm ²

A vantaggio di sicurezza si può assumere che il diagramma delle pressioni sia di tipo uniforme e pari al valore massimo σ_p=0,015 N/mm². A tale valore si deve poi aggiungere l'incremento di pressione derivante dagli effetti del sisma (ΔF ≈ 3 kN e Fi ≈ 16 kN) ipotizzando, per queste azioni, la loro ripartizione su tutta la superficie della piastra. La pressione massima di calcolo sarà dunque pari a:

$$p = \sigma_p + \frac{\Delta F + Fi}{L_z \cdot L_x} = 17.1 \text{ kN/m}^2$$

da ripartire nelle due direzioni con le formule di Grashov:

$$p_x = p \cdot \frac{L_z^4}{KL_x^4 + L_z^4} = 12.7 \text{ kN/m}^2 \qquad p_z = p - p_x = 4.4 \text{ kN/m}^2$$

Questi valori indicano un comportamento della piastra più prossimo allo schema con doppio semi-incastro anziché a mensola. Le sollecitazioni che derivano (relative a strisce di paramento larghe 1 m) sono le seguenti:

	M	N	T
Schema a mensola (direzione Z – L _Z =280 cm)	18	33	13
Schema con doppio semi-incastro (direzione X – L _X =330 cm)	23	0	21

I paramenti saranno realizzati con calcestruzzo di classe Rck=35 (tipo 3) con un'armatura doppia simmetrica di tipo Feb44k. Lo spessore di calcolo della sezione del paramento è 30 cm; in realtà si prevede una rastremazione in fase costruttiva, con aumento dello spessore in prossimità dell'incastro con la soletta superiore del tombino scatolare, per meglio realizzare lo scopo predisposto a tale vincolo.

Per il calcolo delle tensioni si utilizzano le relazioni per sezioni ad armatura doppia viste in precedenza.

VERIFICA DEL PARAMENTO

Le sollecitazioni più gravose si hanno sullo schema a doppio semi-incastro, lungo la direzione X. Si ipotizza una sezione di spessore $h=30$ cm, larghezza $b=100$ cm con armatura doppia simmetrica costituita da $5\text{Ø}12/\text{m}$ ($A_a=A_a'=5.65$ cm²). Dalle verifiche si otterranno i seguenti valori tensionali:

Verifica a pressoflessione	$M=23$ kNm	$N=0$ kNm
Posizione dell'asse neutro	$x_n=5.6$ cm	
$\sigma_c=3.13$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$\sigma_a=169.9$ N/mm ² $\leq \sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$M_{AMM}=34.5$ kNm	$N_{AMM}=0$ kN	
Verifica a taglio	$T=21$ kN	
$\tau=0.09$ N/mm ² $< \tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	

La sezione risulta pertanto verificata e non risulta necessario disporre armature a taglio.

Per una migliore ripartizione degli sforzi sarà predisposta un'armatura trasversale costituita da $5\text{Ø}12/\text{m}$, disposti parallelamente su entrambe le facce del paramento, e collegati da 6 elementi ogni m² di parete, come è riscontrabile sulla tavola di progetto.

IPOTESI DI PROGETTO 2 (TERRAPIENO COSTITUITO DA MATERIALE TERROSO)

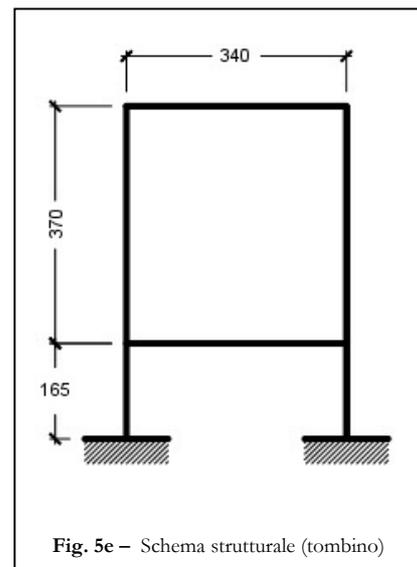
Schema di Calcolo

Il tombino scatolare viene studiato supponendo di estrarre una porzione di esso di lunghezza pari a 1 m e schematizzandola come un telaio costituito da una soletta superiore, una soletta inferiore e due setti verticali prolungati fino alla platea di fondazione, alla quale risultano incastrati. Il calcolo delle sollecitazioni (in base alle azioni riportate di seguito) viene effettuato con l'ausilio del programma di calcolo SAP 2000. I dati geometrici del telaio da usare come input in SAP 2000 (e il relativo schema strutturale) sono:

- Spessore della soletta superiore (sezione)	45 cm
- Spessore della soletta inferiore (sezione)	40 cm
- Spessore dei setti (sezione)	40 cm
- Larghezza della soletta e dei setti (sezione)	100 cm
- Luce di calcolo delle solette L	340 cm
- Altezza di calcolo (totale) dei setti Hs	535 cm
- Altezza di calcolo del canale Hc	370 cm

Lo spessore delle solette è tale da rispettare il minimo normativo previsto in quanto:

$$H_{sol}=30 \text{ cm} > H_{min}=L/25=13.2 \text{ cm}$$



Azioni sulla struttura

Il rilevato è realizzato con il classico materiale terroso (del tipo A1-A2-A3-A4), utilizzato solitamente per la costruzione di rilevati stradali, tra le cui caratteristiche geotecniche figurano il peso di volume in condizioni bagnate ($\gamma_b=19.5 \text{ kN/m}^3$, valore più che raddoppiato rispetto al relativo caratteristico della Leca) e l'angolo di attrito interno (valore adottato $\phi = 28^\circ$). La struttura, oltre al peso proprio degli elementi che viene computato automaticamente da SAP 2000, è sollecitata da azioni (dovute alla spinta del terrapieno, ai sovraccarichi, al sisma e alla presenza di acqua) che saranno di seguito esaminate in modo più dettagliato.

1) La soletta superiore è sovrastata dal terrapieno che fa da sottofondo al nastro stradale vero e proprio; perciò i sovraccarichi gravano direttamente su essa e, in particolare, si avranno le seguenti voci:

- Sovraccarico accidentale	30.0 kN/m ²
- Sovrastruttura stradale (strato di collegamento e di usura)	2.4 kN/m ²
- Sovrastruttura stradale (strato di base)	2.0 kN/m ²
- Sovrastruttura stradale (strato di fondazione)	7.5 kN/m ²
- Terrapieno in materiale terroso ($\gamma_b=19.5 \text{ kN/m}^3$) h=370 cm	41.0 kN/m ²
<i>Sovraccarico totale</i>	82.9 kN/m ²

A vantaggio di sicurezza si considera applicato, alla soletta superiore, anche l'incremento verticale F_{sv} dovuto al sisma il cui valore, riferito alla luce di calcolo $L=3.3 \text{ m}$, sarà:

$$F_{sv} = \frac{m \cdot I \cdot C \cdot W}{L} = 2 \cdot 1.4 \cdot 0.04 \cdot 64.2 = 7.2 \text{ kN/m}$$

dove $I=1.4$ è il coefficiente di protezione sismica (per opere di importanza primaria ai fini della protezione civile) e W è il peso della soletta e dei carichi permanenti che gravano sopra di essa.

2) Le azioni che interessano i setti verticali sono principalmente dovute alla spinta del materiale costituente il rilevato e agli incrementi (sottoforma di forze) derivanti da un'eventuale azione sismica. La presenza del sovraccarico totale sopra lo scatolare produce complessivamente lo stesso effetto (in termini di pressione) di un terrapieno in Leca avente la seguente altezza equivalente:

$$H_e = \frac{\text{sovraccarico}}{\gamma} = 425 \text{ cm}$$

Di conseguenza il diagramma delle pressioni del terreno sui setti sarà di tipo distribuito trapezoidale:

$$\sigma_m = \gamma \cdot H_e \cdot K_{ae}$$

$$\sigma_p = \sigma_m + (\gamma \cdot H_s \cdot K_{ae})$$

Pressione del terreno in testa (setto)	$\sigma_m =$	0,020 N/mm ²
Pressione del terreno al piede (setto)	$\sigma_p =$	0,045 N/mm ²

Gli incrementi sismici, calcolati in maniera analoga ai casi precedenti, sono invece pari a :

Incremento di Spinta Sismica posto a 2H/3

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F =$	14.5 KN
	$Y_{\Delta F} =$	355 Cm

Forza di Inerzia Orizzontale posta a H/2

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_i =$	11.1 KN
	$Y_{F_i} =$	270 Cm

3) Poiché il rilevato circostante il tombino scatolare è costituito con un materiale granulare a elevata permeabilità (usato spesso nella formazione di strati drenanti) è lecito trascurare la presenza di una falda.

Sulla soletta inferiore del tombino grava direttamente il peso dell'acqua che attraversa lo scatolare. Nella verifica strutturale di tale soletta il tombino sarà considerato, a vantaggio di sicurezza, completamente riempito trascurando l'effetto favorevole derivante dalle spinte passive dell'acqua sui setti verticali.

Tale sovraccarico sarà pari a: $Q_w = 10 \cdot 3.3\text{m} = 33 \text{ kN/mq}$

Nella verifica della portanza del terreno appare improbabile il contemporaneo verificarsi delle azioni dovute al sisma, al sovraccarico accidentale e a un evento alluvionale tale da riempire completamente il tombino; si ritiene lecito, pertanto, ipotizzare un riempimento pari al 60% dell'altezza utile. Ne consegue il seguente:

Sovraccarico parziale: $Q_{wp} = 10 \cdot (0.6 \cdot 3.3\text{m}) = 20 \text{ kN/mq}$

A vantaggio di sicurezza si considera applicato, alla soletta inferiore, anche l'incremento verticale F_{sv} dovuto al sisma il cui valore, riferito alla luce di calcolo $L=3.3 \text{ m}$, sarà:

$$F_{sv} = \frac{m \cdot I \cdot C \cdot W}{L} = 2 \cdot 1.4 \cdot 0.04 \cdot 30 = 3.4 \text{ kN/m}$$

dove $I=1.4$ è il coefficiente di protezione sismica e W è il peso della soletta e dell'acqua contenuta.

Verifica degli elementi strutturali

Dall'analisi effettuata con SAP2000 sono state ottenute le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali:

	Momento	Sforzo Normale	Taglio
Soletta Superiore	96	-82	214
Soletta Inferiore	67	-95	124
Setti Lateralali	96	-214	82

Le pareti del tombino scatolare saranno realizzate con calcestruzzo di classe $R_{ck}=35$ (tipo 3) con armatura doppia simmetrica di Tipo Feb44k.

Per il calcolo delle tensioni si utilizzano le seguenti relazioni, valide per sezioni a doppia armatura:

$$x = \frac{n(A_a + A_a')}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2b(A_a h + A_a' h')}{n(A_a + A_a')^2}} - 1 \right) \quad \text{Asse neutro della sezione}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_a' \cdot (h - h') \cdot \frac{x - h'}{x}} \quad \text{Tensione agente sul conglomerato cementizio}$$

$$\sigma_a = \frac{n \cdot \sigma_c \cdot (h - x)}{x} \quad \text{Tensione agente sull'acciaio teso}$$

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{b \cdot J} \quad \text{Tensione di taglio}$$

A - VERIFICA DELLA SOLETTA SUPERIORE

Si ipotizza una sezione di spessore $h=45$ cm, larghezza $b=100$ cm con armatura doppia simmetrica costituita da $8\text{Ø}12/m$ ($A_a=A_a'=9.05$ cm²). Dalle verifiche si otterranno i seguenti valori tensionali:

Verifica a pressoflessione	$M=96$ kNm	$N=-82$ kNm
Posizione dell'asse neutro	$x_n=10.0$ cm	
$\sigma_c=5.09$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$\sigma_a=236.4$ N/mm ² $\leq \sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$M_{AMM}=104$ kNm	$N_{AMM}=-89$ kN	

Verifica a taglio	$T=214$ kN
$\tau=0.58$ N/mm ² $< \tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

La sezione risulta pertanto verificata e non risulta necessario disporre armature a taglio.

B - VERIFICA DELLA SOLETTA INFERIORE

Si ipotizza una sezione di spessore $h=40$ cm, larghezza $b=100$ cm con armatura doppia simmetrica costituita da $8\text{Ø}12/m$ ($A_a=A_a'=9.05$ cm²). Dalle verifiche si otterranno i seguenti valori tensionali:

Verifica a pressoflessione	$M=67$ kNm	$N=-95$ kNm
Posizione dell'asse neutro	$x_n=9.9$ cm	
$\sigma_c=4.38$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$\sigma_a=173.7$ N/mm ² $\leq \sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$M_{AMM}=98$ kNm	$N_{AMM}=-140$ kN	

Verifica a taglio	$T=124$ kN
$\tau=0.38$ N/mm ² $< \tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

La sezione risulta pertanto verificata e non risulta necessario disporre armature a taglio.

C - VERIFICA DEI SETTI LATERALI

Si ipotizza una sezione di spessore $h=40$ cm, larghezza $b=100$ cm con armatura doppia simmetrica costituita da $8\text{Ø}12/m$ ($A_a=A_a'=9.05$ cm²). Dalle verifiche si otterranno i seguenti valori tensionali:

Verifica a pressoflessione	$M=96$ kNm	$N=-214$ kNm
Posizione dell'asse neutro	$x_n=11.1$ cm	
$\sigma_c=6.27$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$\sigma_a=209.9$ N/mm ² $\leq \sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta	
$M_{AMM}=-117$ kNm	$N_{AMM}=-260$ kN	

Verifica a taglio	$T=82$ kN
$\tau=0.25$ N/mm ² $< \tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

La sezione risulta pertanto verificata e non risulta necessario disporre armature a taglio.

D - ARMATURE TRASVERSALI E DI COLLEGAMENTO

Per una migliore ripartizione degli sforzi sarà predisposta, sia per i setti che per le solette, un'armatura trasversale costituita da $\text{Ø}12$ ogni 20 cm disposti parallelamente su entrambe le facce. La normativa prevede inoltre elementi di collegamento tra le due armature trasversali, in numero pari a 6 elementi ogni m² di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

E - VERIFICA DELLA PORTANZA DEL TERRENO

La tensione ammissibile del terreno vale $\sigma=0.15 \text{ N/mm}^2$

Si esegue tale verifica supponendo la platea di fondazione infinitamente rigida rispetto al terreno e alle azioni trasmesse dalle pareti. Si esamina la condizione di carico più gravosa considerando la contemporanea presenza del sovraccarico accidentale e delle azioni sismiche (oltre, ovviamente, al peso proprio e ai sovraccarichi permanenti). Come accennato in precedenza si ipotizza che il tombino sia riempito di acqua in misura pari al 60% dell'altezza utile. La platea di fondazione è realizzata in cemento armato con una sezione di larghezza pari a 580 cm e spessore di 40 cm; per una migliore ripartizione del carico viene interposto, tra ciascun setto verticale e la platea, un gradone rettangolare largo 140 cm e spesso 40 cm. Per regolarizzare il piano di appoggio della fondazione viene eseguito un getto in calcestruzzo magro (con spessore di 10 cm).

Quindi, con riferimento a una striscia di larghezza 1 m, avremo i seguenti carichi:

- | | |
|---|-----------|
| • Peso complessivo trasmesso dal tombino | P=595 kN |
| • Peso della fondazione | Pf=90 kN |
| • Peso del sottofondo in CLS magro (h=10÷12 cm) | Pm=10 kN |
| • Peso del terreno sui piedi esterni | Pt=210 kN |
| • Peso del sovraccarico sui piedi esterni | Ps=165 kN |

Considerando una larghezza di fondazione L_f pari a 580 cm, deriva una pressione sul terreno pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{P + P_f + P_m + P_t + P_s}{L_f \cdot 1} = 0.185 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{t \text{ amm}} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

per cui la portanza del terreno, in caso di rilevato costruito con terreno tradizionale, non viene verificata.

OSSERVAZIONI

L'utilizzo della Leca, nella costruzione del rilevato stradale intorno al tombino scatolare, permette di ottenere una struttura in calcestruzzo armato tale da verificare, con dimensioni e armatura ordinarie, le pur pesanti condizioni di carico ipotizzate; sono sufficienti spessori di 30 cm per i setti e la soletta inferiore, di 35 cm per la soletta superiore e una doppia armatura resistente di $8\text{Ø}12/\text{m}$ di tutti gli elementi per ottenere valori degli sforzi sufficientemente lontani dai limiti di normativa.

Ed è un fatto da non considerare secondario che la portanza del terreno risulti essere altrettanto verificata.

Il rilevato costituito con materiali terrosi tradizionali, invece, ha un peso di volume (in condizioni bagnate) più che raddoppiato rispetto a quello della Leca; questo fatto è causa di un eccessivo sovraccarico permanente sulla struttura e sul terreno circostante che, di conseguenza, aumenterà la sua spinta sul manufatto.

Il primo riflesso evidente si ha nell'aumento delle dimensioni dei vari elementi che costituiscono il tombino scatolare; per far fronte alle maggiori sollecitazioni si dovrebbe portare da 30 a 40 cm la sezione di setti e soletta inferiore, da 35 a 45 cm quella della soletta superiore.

La conseguenza è un maggior peso proprio del tombino che va ad aggiungersi ad una situazione già aggravata dal maggiore peso del terreno utilizzato per il rilevato.

Supponendo di realizzare una fondazione concettualmente identica a quella prevista per l'ipotesi con Leca (cioè una platea larga quanto il tombino più 1 m di sbalzo da ciascun lato, come si può riscontrare dalle tavole del progetto definitivo) si ottiene una pressione sul terreno che non verifica il valore limite previsto.

Il problema non è però risolvibile neppure allargando la fondazione, nel tentativo di aumentare la superficie di ripartizione del carico, in quanto si aumenta la quantità di terreno e di sovraccarico accidentale presente finendo così per aumentare, paradossalmente, la pressione sul terreno.

2.6. MURO D'ALA IN USCITA DAL TOMBINO SCATOLARE (SEZIONI 6 E 6')

Viene eseguita la verifica del muro d'ala in uscita dal tombino scatolare; si tratta di un muro a struttura in cemento armato e rivestito con muratura di conci in pietra. Il canale di uscita è costituito, in realtà, da una piastra di fondazione e da due muri verticali (i quali svolgono la funzione di sostegno del terreno circostante); tali muri saranno a sezione rastremata per altezze variabili tra 7.96 m e 2.50 m dalla base. In questo caso viene preso in esame il tratto iniziale denominato SEZIONI 6 e 6' avente sviluppo longitudinale complessivo per le due sezioni pari a 4.40 m ed altezza massima di 7.96 m, come si vede in dettaglio sulla tavola strutturale.

Sovraccarichi

Non sono presenti sovraccarichi accidentali tuttavia, a favore di sicurezza, si considera come non collaborante la muratura di rivestimento esterno del muro d'ala (muratura in conci di pietrame). Ciò viene computato applicando in testa al muro, sottoforma di carico concentrato ($V_m=64$ kN) e coppia ($M_m=18$ kNm), gli effetti dovuti al peso della muratura. Al solo fine della portanza del terreno si considera anche il peso dello scivolo per il convogliamento delle acque in uscita dal tombino realizzato in pietrame e malta ($\gamma_p=22$ kN/m³).

Caratteristiche del terreno

Il rilevato adiacente lo sbocco del tombino scatolare ha un'altezza massima, rispetto allo spiccatto di fondazione, di circa 8.00 m e verrà realizzato impiegando terra armata (detta anche terra rinforzata); con tale soluzione sarà possibile ottenere un elevato angolo di attrito interno del terreno ($\phi=65^\circ$) e formare un rilevato con una pronunciata inclinazione della scarpata.

N.B. E' da tenere presente che l'armatura del terreno dovrà avvenire sia in direzione ortogonale all'asse stradale (per quella che sarà l'ordinaria costruzione del rilevato stradale) sia in direzione ortogonale al muro d'ala chiamato a sostenerlo (per non avere una struttura eccessivamente sovradimensionata, in considerazione dell'altezza e della geometria del rilevato)

In base al peso specifico dei grani e alla porosità del terreno è possibile ricavare (mediante formule di tipo geotecnico) il peso di volume del medesimo in condizioni secche e sature, nonché il peso efficace (per il calcolo delle pressioni in presenza di falda). Le caratteristiche del terreno risultano quindi essere le seguenti:

Peso di Specifico dei Grani	$\gamma_s =$	26.5	kN/mc
Porosità	$n =$	35	%
Peso di Volume Secco	$\gamma_d =$	17.23	kN/mc
Peso di Volume Bagnato	$\gamma_b =$	19	kN/mc
Peso di Volume Saturo	$\gamma_{sat} =$	20.73	kN/mc
Peso di Volume del Terreno	$\gamma_t =$	19	kN/mc
Inclinazione del Terreno	$i =$	0	°
Angolo di Attrito Interno	$\phi =$	65	°
Angolo di Attrito Terra-Muro	$\delta =$	0	°
Angolo di Attrito Terra-Fondazione	$\delta_f =$	35	°
Pressione Ammissibile del Terreno	$\sigma_t =$	0.15	N/mm ^q

La pressione ammissibile del terreno ha un valore risultante dalla relazione geologica e da quella geotecnica.

Anche in questo caso, analogamente a quanto visto nei punti precedenti, il peso di volume del terreno adoperato nei calcoli coincide a favore di sicurezza con il peso di volume in condizioni bagnate.

Caratteristiche del muro

Lo schema di calcolo adottato sarà, a vantaggio di sicurezza, quello del singolo muro di sostegno costituito da una sola parete e da metà fondazione. In fase di verifica si terrà conto del fatto che, in realtà, il piede a disposizione dei muri verticali sarà largo quanto tutta la fondazione del canale (in questa sezione pari a 580 cm), dell'effetto di confinamento dovuto al terreno presente su ambo i lati che vincola gli scorrimenti laterali, del funzionamento a piastra rigida della fondazione.

La sezione schematica è riportata nella figura 6. La parte a destra dell'asse evidenzia, nello specifico, lo schema del muro adottato ai fini del calcolo mentre nella parte sinistra sono riportate le dimensioni principali.

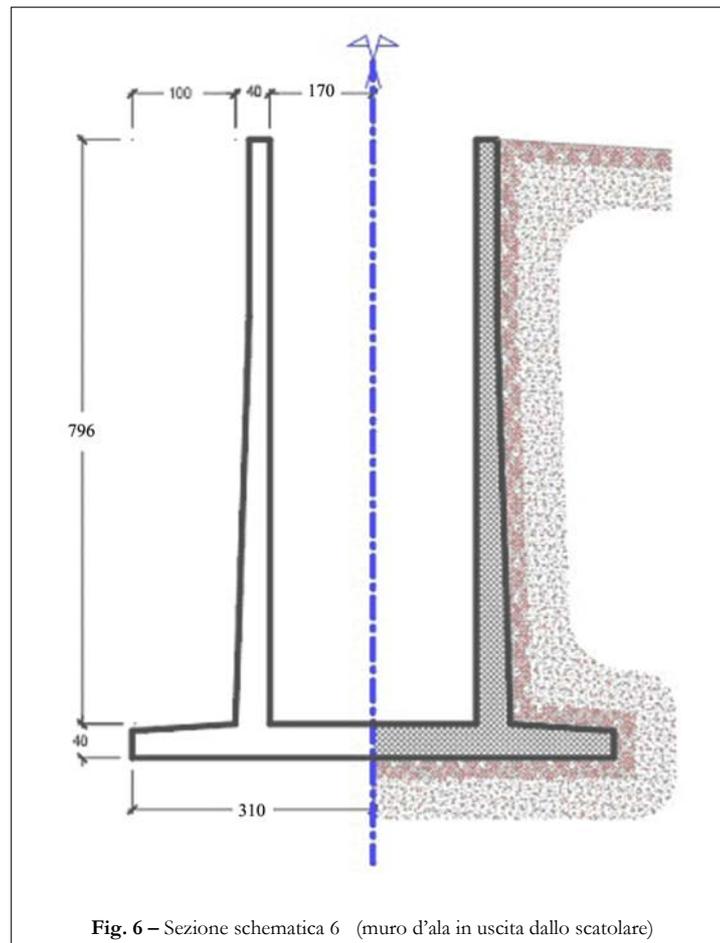


Fig. 6 – Sezione schematica 6 (muro d'ala in uscita dallo scatolare)

Le caratteristiche geometriche del muro sono:

Distanza del filo esterno	$D_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro in testa	$S_s =$	30 <i>cm</i>
Distanza del filo interno	$D_i =$	110 <i>cm</i>
Larghezza del Piede esterno	$L_e =$	170 <i>cm</i>
Spessore del Muro al piede	$S_i =$	40 <i>cm</i>
Larghezza del Piede interno	$L_i =$	100 <i>cm</i>
Larghezza della Fondazione	$L_f =$	310 <i>cm</i>
Altezza del Muro	$H =$	796 <i>cm</i>
Altezza della Fondazione	$H_f =$	40 <i>cm</i>
Angolo di Scarpa interno	$\beta =$	0.7 °
Angolo di Scarpa esterno	$\beta_{est} =$	0 °

Trattandosi di un muro con altezza $H > 3\text{m}$ si esegue la verifica sismica di tale muro in osservanza del D.M. 16 gennaio 1996.

Parametri di calcolo

Dal coefficiente di intensità sismica ($C=0.04$ nel comune di S. Marcello Pistoiese) è possibile ricavare l'angolo fittizio $\theta = \arctg C = 2.3^\circ$; tale angolo servirà per determinare i coefficienti da utilizzare nel calcolo delle forze sismiche (secondo il metodo di verifica pseudo-statico di Mononobe-Okabe).

In funzione di $\theta, i, \beta, \delta, \phi$ si ricavano i seguenti parametri caratteristici del terreno:

Angolo θ	$\theta =$	2.3°
Inclinazione fittizia del Terreno	$i' =$	2.3°
Angolo fittizio di Scarpa	$\beta' =$	3°
Coeff. di Spinta Attiva - non sismica	$K_a =$	0.052
Coeff. di Spinta Attiva – sismica	$K_{ae} =$	0.061
Coeff. di Spinta Passiva - non sismica	$K_p =$	19.324
Coeff. di Spinta Passiva – sismica	$K_{pe} =$	19.525
Parametro A (relativo alla spinta sismica)	$A =$	0.998

In particolare si ha:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

che compare nel calcolo della spinta attiva sismica complessiva F_s quale moltiplicatore della spinta attiva F' (quest'ultima viene calcolata come la spinta attiva statica F utilizzando, però, il coefficiente sismico K_{ae} al posto di quello statico K_a).

Il coefficiente di spinta attiva sismica è:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

mentre quello di spinta passiva sismica è:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \beta + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i + \theta)}{\cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

gli angoli fittizi sono pari a: $i' = i + \theta$ $\beta' = \beta + \theta$

In condizioni non sismiche si avrà che $\theta = 0$, pertanto tali formule assumeranno le usuali forme semplificate e i coefficienti di spinta in condizioni sismiche K_{ae} e K_{pe} si trasformeranno nei coefficienti di spinta in condizioni statiche K_a e K_p .

Azioni Spingenti

In base alle caratteristiche del muro e del terreno è possibile calcolare la spinta del terreno in condizioni statiche e gli incrementi dovuti all'effetto sismico (incremento ΔF e forza d'inerzia F_i). L'assenza del sovraccarico fa sì che il diagramma delle pressioni del terreno sul muro sia di tipo triangolare, con un valore minimo $\sigma_{H,\text{sup}}$ in testa e un valore massimo $\sigma_{H,\text{inf}}$ all'incastro. Le azioni esercitate dal terreno sul muro sono:

Spinta attiva statica	$F = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Spinta attiva sismica	$F_s = A \cdot F'$		
Incremento di spinta sismica	$\Delta F = F_s - F$	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	$F_i = C \cdot W$	applicata a	$Y_{F_i} = \frac{H}{2} + Hf$

Di seguito sono riportati i valori numerici di tali spinte e l'altezza (misurate rispetto al piano di fondazione) dei relativi punti di applicazione:

Spinta Attiva

Spinta Attiva Sismica del Terreno	$F_s =$	35.9	kN
Spinta Attiva Statica del Terreno	$F =$	30.7	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_F =$	306.7	cm

Incremento di Spinta Sismica

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F =$	5.2	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{\Delta F} =$	573.3	cm

Forza di Inerzia Orizzontale

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_i =$	12.6	kN
<i>Punto di applicazione</i>	$Y_{F_i} =$	440	cm

Azioni Resistenti

Sono date dal peso del muro e dal terreno che sovrasta il piede di fondazione interno.

I valori di tali carichi e la posizione dei relativi punti di applicazione (rispetto alla verticale passante per l'asse di simmetria dell'opera) sono i seguenti:

Peso del Muro	$W_m =$	99	KN
	$X_{W_m} =$	161	Cm
Peso del Terreno	$W_t =$	152	KN
	$X_{W_t} =$	240	Cm
Peso del Sovraccarico	$W_s =$	0	KN
	$X_{W_s} =$	235	Cm
Carico Verticale in Testa al Muro	$V_m =$	64	KN
	$X_{V_m} =$	165	Cm

VERIFICHE ESEGUITE

A) Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento è stata condotta, a vantaggio di sicurezza, schematizzando la singola parete del canale di sbocco come un muro di sostegno di altezza pari a 8.00 m cui compete una fondazione di larghezza pari a 2.90 m; in altre parole si opera tale verifica considerando solo metà della struttura costituente il canale e ipotizzandola indipendente dall'altra.

Le azioni precedenti danno le seguenti risultanti e i relativi momenti risultanti (sia stabilizzanti che ribaltanti):

Peso Stabilizzante – Totale	W =	315 kN
	X _w =	199.9 cm
Spinta Ribaltante – Totale	S =	52.6 kN
	Y _s =	377 cm
Momento Stabilizzante	MS =	629.8 kNm
Momento Ribaltante	MR =	198.3 kNm
Centro di Pressione	u =	137 cm
Eccentricità della Risultante	e =	8 cm
Pressione Minima sul Terreno	σ _{min} =	0.091 N/mm ²
Pressione Massima sul Terreno	σ _{max} =	0.127 N/mm ²

Il fattore di sicurezza FS deve risultare superiore al valore limite di 1.5, ed in questo caso abbiamo:

$$FS = \frac{MS}{MR} = 3.18 \geq 1.5$$

che pertanto risulta essere verificato.

B) Verifica a scorrimento del muro

Non si esegue tale verifica in quanto il canale di sbocco, costituito da due pareti laterali incastrate in un'unica platea di fondazione, è confinato nel terreno da ambo le parti. Di conseguenza il canale è impossibilitato a scorrere lateralmente e tale verifica risulterà palesemente soddisfatta.

C) Verifica allo sprofondamento o verifica al carico limite dell'insieme fondazione-muro-terreno o verifica di capacità portante

La tensione ammissibile del terreno vale $\sigma_{to}=0.15$ N/mm². Si esegue tale verifica considerando la piastra di fondazione come infinitamente rigida rispetto al terreno e alle azioni trasmesse dalle pareti. Si prende in esame la condizione di carico peggiore considerando la contemporanea presenza di tutte le azioni verticali che si scaricano sulla piastra, compresa l'eventuale presenza di acqua nel canale. Quindi avremo:

- Peso complessivo del muro + scivolo (H media 175 cm) + Rivestimento P_m=370 kN
- Peso del volume d'acqua nel canale (H di sicurezza ipotizzata 300 cm) P_w=90 kN
- Peso del terreno sui piedi esterni P_t=305 kN

Da cui deriva una pressione sul terreno pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{P_w + P_m + P_t}{L_f \cdot 1} = 0.132 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{t \text{ amm}} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

con L_f = Larghezza di fondazione pari a 620 cm

ARMATURA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (SEZIONE DI INCASTRO)

Per il calcolo delle armature, il muro di sostegno viene considerato come una mensola incastrata alla base (piastra di fondazione) e avente luce $L=H=8.00$ m. Su di essa agiscono le seguenti azioni:

Spinta attiva statica	F	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Incremento di spinta sismica	ΔF	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	Fi	applicata a	$Y_{Fi} = \frac{H}{2} + Hf$

Si calcolano le sollecitazioni di progetto risolvendo la mensola isostatica incastrata alla base:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	M =	198	KNm
Sforzo Normale	N =	-134	KN
Taglio Max	T =	49	KN

Noti i valori delle sollecitazioni si procede alla verifica della sezione del muro a pressoflessione e a taglio, nonché alla verifica dell'armatura stabilita (ipotizzando di disporre un'armatura doppia simmetrica). La piastra di fondazione viene usualmente verificata, a vantaggio di sicurezza, in base alle stesse sollecitazioni di progetto del muro per cui risulterà avere, di conseguenza, stessa sezione e stessa armatura del muro nella sezione di incastro. Nelle verifiche si considera una sezione resistente di muro lunga 1 m per cui la sezione resistente avrà le seguenti caratteristiche dimensionali:

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	h =	40	Cm
Larghezza della sezione	b =	100	Cm
Armatura Superiore - 8Ø20/m	Aa' =	25.13	cm ²
Armatura Inferiore - 8Ø20/m	Aa =	25.13	cm ²

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione si articola tramite due metodi, cioè con sezione interamente reagente o con sezione parzializzata, a seconda che il valore dell'eccentricità sia inferiore ad $h/6$ oppure no:

$$e = \frac{M}{N} = 148 \text{ cm} \geq \frac{h}{6} = 6.7 \text{ cm}$$

In questo caso la sezione si parzializza per cui si otterranno, dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n=12.5$ cm
$\sigma_c=7.8$ N/mm ² $\leq \sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta
$\sigma'_a=220.5$ N/mm ² $\leq \sigma_{a0}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta
$M_{AMM}=228.9$ kNm	
$N_{AMM}=-154.9$ kN	

Verifica a taglio

Nel nostro caso le τ ricavate sono tutte inferiori alla τ_{CO} sia con sezione interamente reagente che con sezione parzializzata e questo ci porta ad utilizzare un'armatura trasversale minima imposta dalla normativa. Il valore massimo di τ si ricava tramite la seguente formula:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{B \cdot J_x} = 0.15 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

dove: $S_x = \frac{B \cdot x_n^2}{2} + n \cdot A'_A (x_n - h')$

La normativa per setti e pareti soggette soprattutto a compressione assegna alcune limitazioni di armatura minima trasversale. Tali limitazioni risultano verificate con armature trasversali $\varnothing 12$ ogni 20 cm.

La normativa prevede, per tale armatura trasversale, elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: saranno disposti 6 elementi di collegamento ogni m^2 di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

ARMATURA DELLE ALTRE PARTI STRUTTURALI DEL MURO D'ALA

Quella appena dimensionata è in realtà la sezione di incastro della porzione del muro d'ala maggiormente sollecitata, posta all'uscita del tombino scatolare nel punto in cui il muro raggiunge la sua altezza massima (8.00 m). Con opportune e semplici considerazioni è però possibile operare una calibrazione dell'armatura adeguandola all'effettiva geometria del muro.

- Per la porzione di muro adiacente all'uscita del tombino è possibile rastremare la sezione da 40 cm (all'incastro) a 30 cm (a partire da 2.50 m sullo spiccatto di fondazione fino agli 8.00 m della sommità). Ciò è consentito grazie all'impiego di terra rinforzata che, con il suo elevato angolo di attrito interno, non è causa di spinte eccessive sul manufatto. Considerando le pressioni del terreno sul muro (già note) le sollecitazioni nella sezione inferiore del tratto a sezione costante da 30 cm sono le seguenti:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	M =	96 KNm
Sforzo Normale	N =	-107 KN
Taglio Max	T =	27 KN

che sono verificate adottando la seguente armatura (ridotta rispetto alla sezione di incastro):

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	h =	30 Cm
Larghezza della sezione	b =	100 Cm
Armatura Superiore - 8Ø16/m	Aa' =	16.08 cm ²
Armatura Inferiore - 8Ø16/m	Aa =	16.08 cm ²

ottenendo dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n=9.0$ cm
$\sigma_c=8.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{c0}=11 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta
$\sigma'_a=227.8 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{a0}=255 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta
$\tau=0.12 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{c0}=0.67 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta

In realtà è preferibile prolungare l'armatura della sezione di incastro (8Ø20/m) fino ad un'altezza di 4.00 m dallo spiccato di fondazione e da qui effettuare la ripresa dei ferri con gli 8Ø16/m (vedasi disegni esecutivi allegati); questo per garantire la continuità dell'armatura al termine della rastremazione (punto di discontinuità).

- Quanto calcolato finora vale per la porzione di muro adiacente all'uscita del tombino (avente sviluppo longitudinale pari a 2.30 m). Tuttavia si può notare che il muro, seguendo la pendenza del rilevato in terra armata, presenta una brusca diminuzione della propria altezza; nella porzione finale del muro d'ala (avente sviluppo longitudinale pari a 2.10 m) tale altezza varia fra un massimo di 5.90 m e un minimo di 2.25 m. Considerando, a vantaggio di sicurezza, un'altezza di calcolo pari a 5.90 m e mantenendo, nella parte inferiore, la stessa sezione rastremata vista al punto precedente si ottengono, nella sezione di incastro con la fondazione, le seguenti sollecitazioni:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	M =	108 <i>KNm</i>
Sforzo Normale	N =	-116 <i>KN</i>
Taglio Max	T =	31 <i>KN</i>

che sono verificate adottando la seguente armatura (distribuita per praticità costruttiva su tutta l'altezza):

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	h =	40 <i>Cm</i>
Larghezza della sezione	b =	100 <i>Cm</i>
Armatura Superiore - Ø16/15cm	Aa' =	13.4 <i>cm²</i>
Armatura Inferiore - Ø16/15cm	Aa =	13.4 <i>cm²</i>

ottenendo dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n=10.8$ cm
$\sigma_c=5.9$ N/mm ² ≤ $\sigma_{co}=11$ N/mm ²	Verifica soddisfatta
$\sigma'_a=205.6$ N/mm ² ≤ $\sigma_{ao}=255$ N/mm ²	Verifica soddisfatta
$\tau =0.10$ N/mm ² ≤ $\tau_{co}=0.67$ N/mm ²	Verifica soddisfatta

2.7. MURO DI SOSTEGNO IN TRINCEA

(SEZIONE 7)

Viene eseguito il calcolo del generico muro di sostegno della trincea stradale della variante alla SR n.66. Tali muri sono presenti con altezze variabili e pertanto, a vantaggio di sicurezza, sarà studiata la sezione corrispondente a quello con altezza maggiore (denominata SEZIONE 7).

Sovraccarichi

Nessun tipo di sovraccarico accidentale previsto

Caratteristiche del terreno

Nota il peso specifico dei grani e la porosità del terreno è possibile ricavare (mediante formule di tipo geotecnico) il peso di volume del medesimo in condizioni secche e sature, nonché il peso efficace (per il calcolo delle pressioni in presenza di falda). Le caratteristiche del terreno risultano quindi essere le seguenti:

Peso di Specifico dei Grani	$\gamma_s =$	26.5	kN/mc
Porosità	$n =$	35	%
Peso di Volume Secco	$\gamma_d =$	17.23	kN/mc
Peso di Volume Saturo	$\gamma_{\text{sat}} =$	20.73	kN/mc
Peso di Volume del Terreno	$\gamma_t =$	20.73	kN/mc
Peso efficace (x calcolo pressioni)	$\gamma' =$	10.73	kN/mc
Inclinazione del Terreno	$i =$	0	°
Angolo di Attrito Interno	$\phi =$	28	°
Angolo di Attrito Terra-Muro	$\delta =$	0	°
Angolo di Attrito Terra-Fondazione	$\delta_f =$	35	°
Pressione Ammissibile del Terreno	$\sigma_t =$	0.15	N/mmq

La pressione ammissibile del terreno ha un valore risultante dalla relazione geologica e da quella geotecnica. Il peso di volume del terreno è quello effettivamente adoperato nei calcoli; in questo caso coincide con il peso di volume saturo in quanto, a vantaggio di sicurezza, è stata considerata anche la presenza di una falda acquifera con le seguenti proprietà:

Altezza della Falda (se presente)	$y =$	200	cm
Altezza di Calcolo della Falda	$H_w =$	275	cm
Peso di Volume dell'Acqua	$\gamma_w =$	10	kN/mc

Caratteristiche del muro

Il muro di sostegno della trincea stradale è costituito da una piastra di fondazione, da una parete verticale (che svolge la funzione di sostegno del terreno circostante) e da un dente di fondazione, atto a contrastare lo scorrimento laterale dell'opera; tutte le parti strutturali sono realizzate in cemento armato.

Le caratteristiche geometriche del muro sono:

Distanza del filo esterno	$D_e =$	100	cm
Spessore del Muro in testa	$S_s =$	30	cm
Distanza del filo interno	$D_i =$	80	cm
Larghezza del Piede esterno	$L_e =$	100	cm
Spessore del Muro al piede	$S_i =$	30	cm
Larghezza del Piede interno	$L_i =$	80	cm

Larghezza della Fondazione	$L_f =$	210 <i>cm</i>
Altezza del Muro	$H =$	230 <i>cm</i>
Altezza della Fondazione	$H_f =$	30 <i>cm</i>
Angolo di Scarpa interno	$\beta =$	0 °
Angolo di Scarpa esterno	$\beta_{est} =$	0 °
Larghezza del Dente	$L_d =$	30 <i>cm</i>
Altezza del Dente	$H_d =$	45 <i>cm</i>

A vantaggio di sicurezza, anche se si tratta di un muro con altezza $H < 3m$, viene eseguita la verifica sismica di tale muro in osservanza del D.M. 16 gennaio 1996.

La sezione schematica di calcolo del muro di sostegno in trincea è riportata nella figura 6.

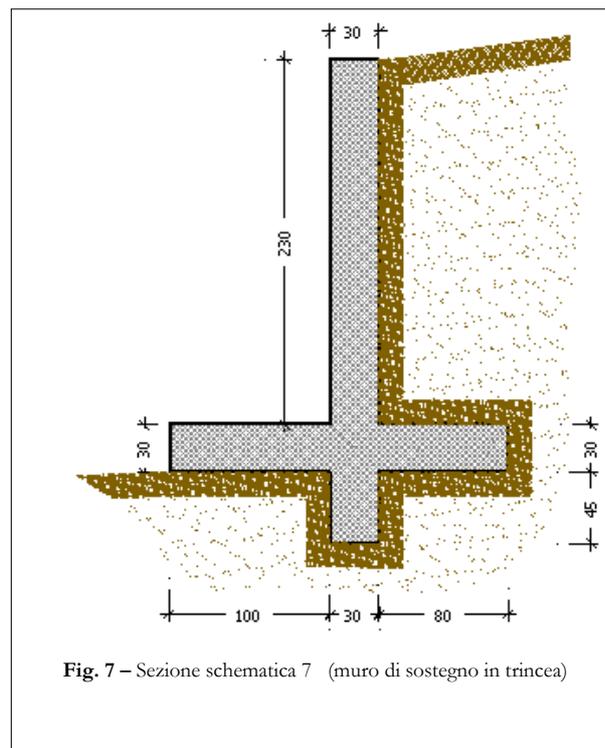


Fig. 7 - Sezione schematica 7 (muro di sostegno in trincea)

Parametri di calcolo

Dal coefficiente di intensità sismica ($C=0.04$ nel comune di S. Marcello Pistoiese) è possibile ricavare l'angolo fittizio $\theta = \arctg C = 2.3^\circ$; tale angolo servirà per determinare i coefficienti da utilizzare nel calcolo delle forze sismiche (secondo il metodo di verifica pseudo-statico di Mononobe-Okabe).

In funzione di $\theta, i, \beta, \delta, \phi$ si ricavano i seguenti parametri caratteristici del terreno:

Angolo θ	$\theta =$	2.3 °
Inclinazione fittizia del Terreno	$i' =$	2.3 °
Angolo fittizio di Scarpa	$\beta' =$	2.3 °
Coeff. di Spinta Attiva - non sismica	$K_a =$	0.361
Coeff. di Spinta Attiva - sismica	$K_{ae} =$	0.386
Coeff. di Spinta Passiva - non sismica	$K_p =$	2.77
Coeff. di Spinta Passiva - sismica	$K_{pe} =$	2.838
Parametro A (relativo alla spinta sismica)	$A =$	0.999

In particolare si ha:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

che compare nel calcolo della spinta attiva sismica complessiva F_s quale moltiplicatore della spinta attiva F' (quest'ultima viene calcolata come la spinta attiva statica F utilizzando, però, il coefficiente sismico K_{ae} al posto di quello statico K_a).

Il coefficiente di spinta attiva sismica è:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\beta + \theta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

mentre quello di spinta passiva sismica è:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \beta + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i + \theta)}{\cos(\beta + \theta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

gli angoli fittizi sono pari a: $i' = i + \theta$ $\beta' = \beta + \theta$

In condizioni non sismiche si avrà che $\theta = 0$, pertanto tali formule assumeranno le usuali forme semplificate e i coefficienti di spinta in condizioni sismiche K_{ae} e K_{pe} si trasformeranno nei coefficienti di spinta in condizioni statiche K_a e K_p .

Azioni Spingenti

In base alle caratteristiche del muro e del terreno è possibile calcolare la spinta del terreno in condizioni statiche e gli incrementi dovuti all'effetto sismico (incremento ΔF e forza d'inerzia F_i). L'assenza del sovraccarico fa sì che il diagramma delle pressioni del terreno sul muro sia di tipo triangolare, con un valore minimo $\sigma_{H,sup}$ in testa e un valore massimo $\sigma_{H,inf}$ all'incastro. Le azioni esercitate dal terreno sul muro sono:

Spinta attiva statica	$F = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Spinta attiva sismica	$F_s = A \cdot F'$		
Incremento di spinta sismica	$\Delta F = F_s - F$	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	$F_i = C \cdot W$	applicata a	$Y_{F_i} = \frac{H}{2} + Hf$

La presenza della falda, di altezza H_w rispetto al piano di fondazione, causa una spinta idrostatica F_w (con un diagramma di pressioni di tipo triangolare) e un incremento sismico di tale spinta ΔF_w .

Spinta idrostatica	$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H_w^2$	applicata a	$Y_{F_w} = \frac{H_w}{3}$
Incremento di spinta idrostatica	$\Delta F_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$	applicata a	$Y_{\Delta F_w} = \frac{2H_w}{5}$

Di seguito sono riportati i valori numerici di tali spinte e l'altezza (misurate rispetto al piano di fondazione) dei relativi punti di applicazione:

Spinta Attiva

Spinta Attiva Sismica del Terreno	F _s =	15	kN
Spinta Attiva Statica del Terreno	F =	14	kN
<i>Punto di applicazione</i>	Y _F =	113,3	cm

Incremento di Spinta Sismica

Incremento x Effetto Sismico	ΔF =	1	kN
<i>Punto di applicazione</i>	Y _{ΔF} =	196,7	cm

Forza di Inerzia Orizzontale

Forza di Inerzia Orizzontale	F _i =	3,6	kN
<i>Punto di applicazione</i>	Y _{F_i} =	155	cm

Spinta Idrostatica

Spinta Idrostatica della Falda	F _w =	37,8	kN
<i>Punto di applicazione</i>	Y _{F_w} =	46,7	cm

Incremento Sismico della Falda

Incremento x Effetto Sismico	ΔF _w =	1,8	kN
<i>Punto di applicazione</i>	Y _{ΔF_w} =	65	cm

Azioni Resistenti

Sono date dal peso del muro e dal terreno che sovrasta il piede di fondazione interno.

I valori di tali carichi e la posizione dei relativi punti di applicazione (rispetto alla verticale passante per l'asse di simmetria dell'opera) sono i seguenti:

Peso del Muro	W _m =	38	kN
	X _{W_m} =	108,1	cm
Peso del Terreno	W _t =	51,8	kN
	X _{W_t} =	160	cm
Peso del Sovraccarico	W _s =	0	kN
	X _{W_s} =	160	cm
Carico Verticale in Testa al Muro	V _m =	0	kN
	X _{V_m} =	95	cm

Un'ulteriore azione resistente nei confronti dello scorrimento laterale del muro è data dalla spinta passiva che il terreno di sottofondo esercita nei confronti del dente di fondazione. Per il calcolo di tale spinta sono state fatte alcune ipotesi a vantaggio di sicurezza, in particolare è stato considerato che:

- Il dente di fondazione sia posizionato sul prolungamento del paramento verticale, in modo da avere un diagramma di pressioni passive o triangolare (nel caso che il centro di pressione cada al di fuori del nocciolo centrale di inerzia) o trapezoidale con il valore minimo di pressione passiva (nel caso che il centro di pressione sia interno al nocciolo). Questa ipotesi va a vantaggio di sicurezza perché in realtà il dente sarà posizionato, per esigenze costruttive, in corrispondenza del muro (vedere tavole allegate) e quindi in una zona in cui le pressioni passive sul terreno saranno, se presenti, senz'altro superiori.
- Il terreno sotto la fondazione sia in condizioni secche, in modo da trascurare la spinta passiva idrostatica (che sarebbe favorevole al contenimento).

Essendo il centro di pressione globale del muro interno al terzo medio della piastra di fondazione il terreno risulta essere interamente compresso con le seguenti pressioni verticali:

Pressione Minima sul Terreno	$\sigma_{\min} = 0.027 \text{ N/mm}^2$
Pressione Massima sul Terreno	$\sigma_{\max} = 0.059 \text{ N/mm}^2$

Da cui deriva un diagramma di pressioni trapezoidali passive sul dente. Le pressioni orizzontali attive (A) e passive (P) che agiscono sul dente sono le seguenti:

Prex Terreno in testa al dente (A)	$\sigma_{dt} = 0.012 \text{ N/mm}^2$
Prex Terreno in piede al dente (A)	$\sigma_{dp} = 0.015 \text{ N/mm}^2$
Prex Terreno in testa al dente (P)	$\sigma_{pt} = 0.077 \text{ N/mm}^2$
Prex Terreno in piede al dente (P)	$\sigma_{pp} = 0.09 \text{ N/mm}^2$

Che si traducono nelle spinte attive e passive (con la posizione, dei relativi punti di applicazione, misurata rispetto al piano di fondazione):

Spinta Attiva

Spinta Attiva Statica del Terreno	$F_d = 9,5 \text{ kN}$
Spinta Attiva Sismica del Terreno	$F_{sd} = 10,1 \text{ kN}$
	$Y_{Fd} = -9,1 \text{ cm}$

Incremento di Spinta Sismica

Incremento x Effetto Sismico	$\Delta F_d = 0,6 \text{ kN}$
	$Y_{\Delta F_d} = 5 \text{ cm}$

Forza di Inerzia Orizzontale

Forza di Inerzia Orizzontale	$F_{id} = 0,9 \text{ kN}$
	$Y_{F_{id}} = -7,5 \text{ cm}$

Spinta Passiva (solo effetto anti-scorrimento)

Spinta Passiva della Falda	$SP = 37.5 \text{ kN}$
----------------------------	------------------------

VERIFICHE ESEGUITE

A) Verifica al ribaltamento

Le azioni precedenti danno le seguenti risultanti e i relativi momenti risultanti (sia stabilizzanti che ribaltanti):

Peso Stabilizzante - Totale	$W =$	89.8	kN
	$X_w =$	138.1	cm
Spinta Ribaltante – Totale	$S =$	69.2	kN
	$Y_s =$	59.7	cm
Momento Stabilizzante	$MS =$	124	kNm
Momento Ribaltante	$MR =$	41.3	kNm
Centro di Pressione	$u =$	92.1	cm
Eccentricità della Risultante	$e =$	12.9	cm
Pressione Minima sul Terreno	$\sigma_{min} =$	0.027	N/mm^2
Pressione Massima sul Terreno	$\sigma_{max} =$	0.059	N/mm^2

Il fattore di sicurezza FS deve risultare superiore al valore limite di 1.5, ed in questo caso abbiamo:

$$FS = \frac{MS}{MR} = 3 \geq 1.5$$

Pertanto è verificato.

B) Verifica a scorrimento del muro

Si esegue tale verifica in cui l'azione spingente complessiva è contrastata dall'attrito del muro sul piano di fondazione e dalla spinta passiva del terreno sul dente pari a 37.5 kN. Il fattore di sicurezza sarà:

$$FS = \frac{SP + [(W_m + W_t) \cdot \tan \delta_f]}{S} = 1.45 \geq 1.3 \quad \text{Verificato}$$

C) Verifica allo sprofondamento o verifica al carico limite dell'insieme fondazione-muro-terreno o verifica di capacità portante

La tensione ammissibile del terreno vale $\sigma_{to}=0.15 \text{ N/mm}^2$

La posizione del centro di pressione (riferita al lembo esterno della fondazione) è pari a:

$$u = \frac{MS - MR}{W} = 0.92 \text{ m}$$

Da cui:

$$e = \frac{Lf}{2} - u = 0.13 \text{ m} < \frac{Lf}{6} = 0.35 \text{ m}$$

Il centro di pressione cade all'interno del terzo medio della fondazione di larghezza $L_f=210 \text{ cm}$. Il diagramma delle pressioni sul terreno sarà di tipo trapezoidale, con il seguente valore massimo:

$$\sigma_{MAX} = 0.059 \text{ N/mm}^2$$

Questo valore rapportato con la pressione ammissibile del terreno $\sigma_t = 0.15 \text{ kN/mm}^2$, deve dar luogo ad un fattore di sicurezza maggiore o uguale a 2, risultando così verificato:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{MAX}} = 2.54 \geq 2.$$

ARMATURA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (SEZIONE 6 – MURO DI SOSTEGNO IN TRINCEA)

Per il calcolo delle armature, il muro di sostegno viene considerato come una mensola incastrata alla base (piastra di fondazione) e avente luce $L=H=2.50 \text{ m}$. Su di essa agiscono le seguenti azioni:

Spinta attiva statica	F	applicata a	$Y_F = \frac{H}{3} + Hf$
Incremento di spinta sismica	ΔF	applicata a	$Y_{\Delta F} = \frac{2H}{3} + Hf$
Forza di inerzia	Fi	applicata a	$Y_{Fi} = \frac{H}{2} + Hf$
Spinta idrostatica	Fw	applicata a	$Y_{Fw} = \frac{Hw}{3}$
Incremento di spinta idrostatica	ΔFw	applicata a	$Y_{\Delta Fw} = \frac{2Hw}{5}$

Si calcolano le sollecitazioni di progetto risolvendo la mensola isostatica incastrata alla base:

Sollecitazioni di progetto all'incastro del muro

Momento Flettente	M =	43	kNm
Sforzo Normale	N =	19	kN
Taglio Max	T =	60	kN

Noti i valori delle sollecitazioni si procede alla verifica della sezione del muro a pressoflessione e a taglio, nonché alla verifica dell'armatura stabilita (ipotizzando di disporre un'armatura doppia simmetrica). La piastra di fondazione viene usualmente verificata, a vantaggio di sicurezza, in base alle stesse sollecitazioni di progetto del muro per cui risulterà avere, di conseguenza, stessa sezione e stessa armatura del muro nella sezione di incastro. Analogo discorso può essere fatto per le dimensioni e l'armatura del dente di fondazione. Nelle verifiche si considera una sezione resistente di muro lunga 1 m per cui la sezione resistente avrà le seguenti caratteristiche dimensionali:

Caratteristiche della sezione resistente

Altezza della sezione	h =	30	cm
Larghezza della sezione	b =	100	cm
Armatura Superiore - Ø12/15cm	Aa' =	7.53	cm^2
Armatura Inferiore - Ø12/15cm	Aa =	7.53	cm^2

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione si articola tramite due metodi, cioè con sezione interamente reagente o con sezione parzializzata, a seconda che il valore dell'eccentricità sia inferiore ad $h/6$ oppure no:

$$e = \frac{M}{N} = 226 \text{ cm} \geq \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$$

In questo caso la sezione si parzializza per cui si otterranno, dalla verifica, i seguenti valori tensionali:

Posizione dell'asse neutro	$x_n=6.6 \text{ cm}$
$\sigma_c=5.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{co}=11 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta
$\sigma'_a=228.5 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ao}=255 \text{ N/mm}^2$	Verifica soddisfatta
$M_{AMM}=48 \text{ kNm}$	
$N_{AMM}=21 \text{ kN}$	

Verifica a taglio

Nel nostro caso le τ ricavate sono tutte inferiori alla τ_{c0} sia con sezione interamente reagente che con sezione parzializzata e questo ci porta ad utilizzare un'armatura trasversale minima imposta dalla normativa. Il valore massimo di τ si ricava tramite la seguente formula:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{B \cdot J_x} = 0.26 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

dove: $S_x = \frac{B \cdot x_n^2}{2} + n \cdot A'_A (x_n - h')$

La normativa per setti e pareti soggette soprattutto a compressione assegna alcune limitazioni di armatura minima trasversale. Tali limitazioni risultano verificate con armature trasversali $\varnothing 12$ ogni 20 cm.

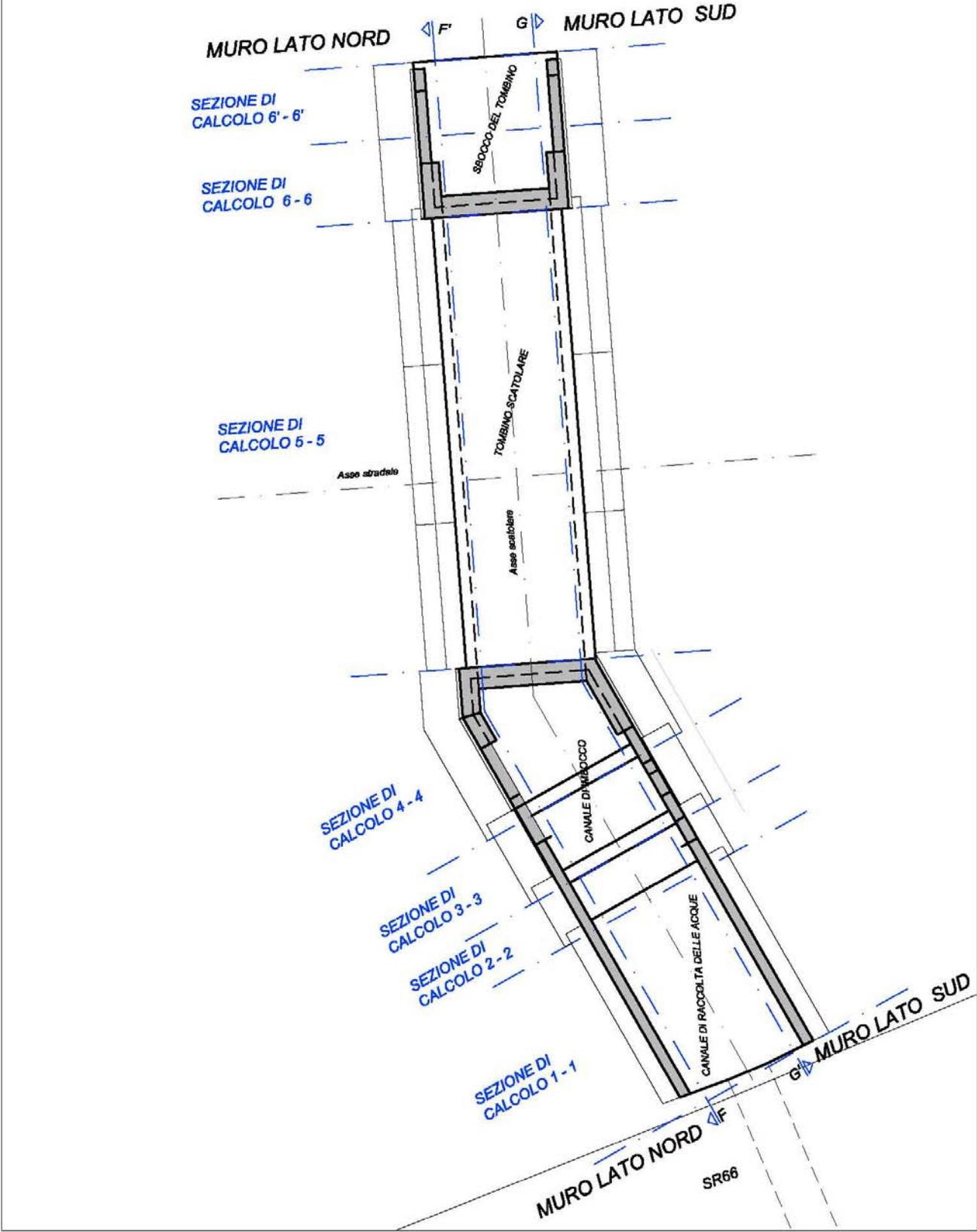
La normativa prevede, per tale armatura trasversale, elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: saranno disposti 6 elementi di collegamento ogni m^2 di parete, come è riscontrabile sulla tavola del progetto definitivo.

3. ALLEGATI

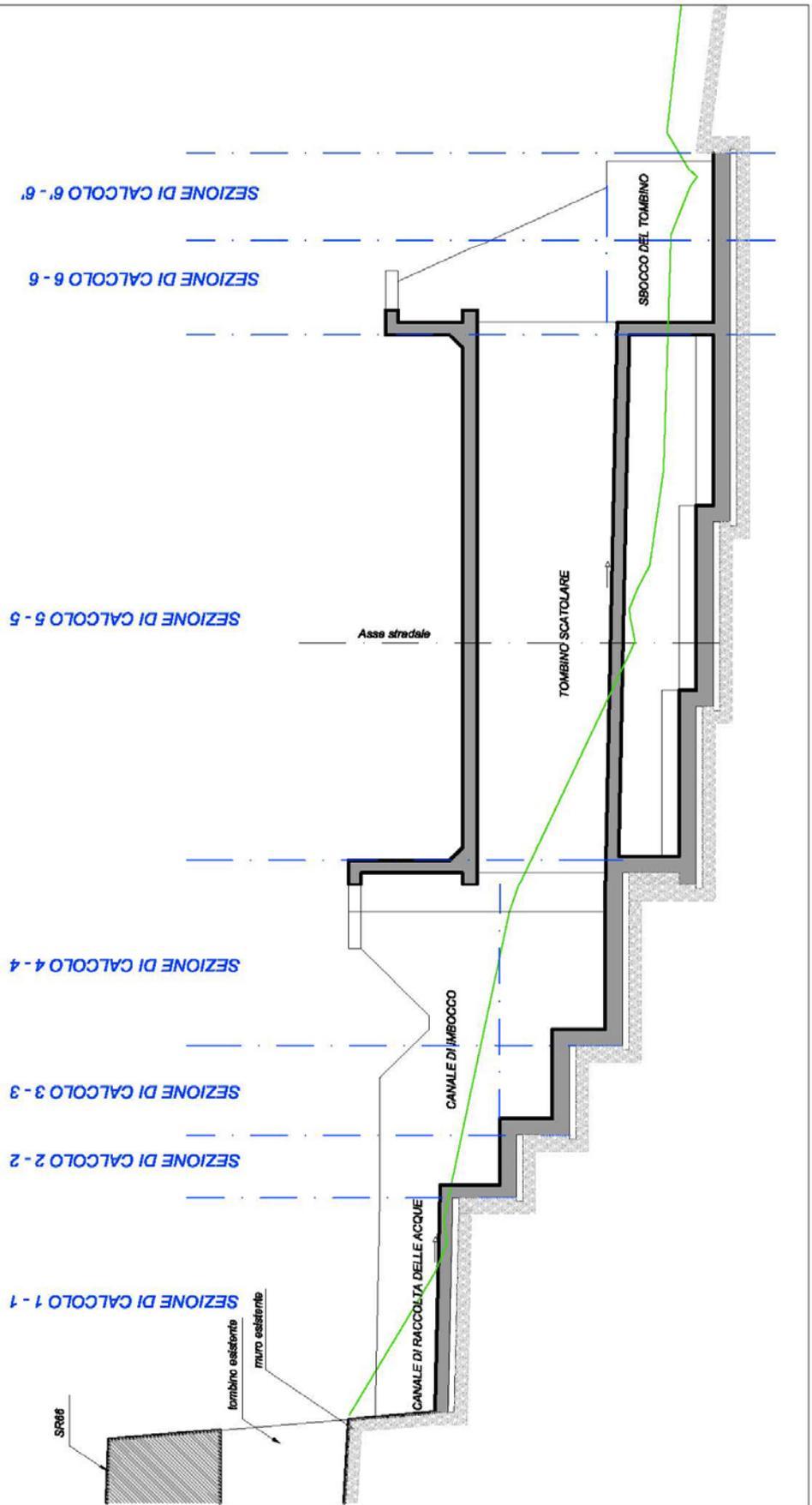
LEGENDA

- 3.1. **SCHEMA 1:** Ubicazione delle sezioni in planimetria
- 3.2. **SCHEMA 2:** Ubicazione delle sezioni in sezione F-F' muro lato nord
- 3.3. **SCHEMA 3:** Ubicazione delle sezioni in sezione G-G' muro lato sud

Schema 1
UBICAZIONE DELLE SEZIONI
IN PLANIMETRIA DELLO SCATOLARE



Schema 2
UBICAZIONE DELLE SEZIONI
IN SEZIONE F-F' MURO LATO NORD



Schema 3
UBICAZIONE DELLE SEZIONI
IN SEZIONE G-G' MURO LATO SUD

