

# RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

## MURO DI SOSTEGNO IN C.A. SU RAMPA DI COLLEGAMENTO STRADALE

### 1)- Dati generali

La realizzazione di una rampa di collegamento fra la viabilità del “PIP” in Calasetta e una strada interna che conduce verso aree coltivate, quindi abitazioni in zona agricola, e verso un albergo, ha determinato la necessità, in virtù dei dislivelli esistenti, di costruire muri di sostegno in c.a. lungo i tratti laterali della rampa.

Il muro deve in tutti i casi elevarsi per m 0,20 sul piano finito di calpestio; i dislivelli in oggetto sono funzione della distanza fra il piano di partenza dalla viabilità del PIP e la strada interna, si distinguono pertanto due tipologie di muri con parete verticale a sbalzo incastrata sulla fondazione di base:

muro alto m 1,20 totali, terrapieno pari a m 1,00;

muro alto m 1,00 totali, terrapieno pari a m 0,80.

La destinazione della rampa implica la presenza di autoveicoli in manovra, ciò che determina la introduzione nel calcolo di una **altezza fittizia** di terra pari all'incidenza del carico dinamico dovuto agli autoveicoli.

La relativa brevità delle lunghezze suggerisce l'utilizzo di spessori murari costanti, pari a m 0,25. Si ipotizza inoltre una fondazione che disponga di almeno m 0,40 a mensola verso l'interno delle terre spingenti per assicurare la stabilità alla rotazione.

Il calcolo procede canonicamente con la preventiva analisi dei carichi, quindi con la determinazione dei momenti agenti e la definizione dell'armatura metallica; infine si procederà alla verifica delle azioni interne e della statica del muro (verifiche al ribaltamento, allo scorrimento, alla rotazione).

Si ipotizza un terreno con le seguenti caratteristiche:

Angolo d'attrito:	$\varphi=35^\circ$
Massa volumica:	$\gamma_t=1900 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
Tensione ammissibile del terreno:	$\sigma_{t,amm}=1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente d'attrito calcestruzzo – terreno: (in presenza di sottofondazione in cls magro)	$f=0,6$

Si utilizzeranno materiali per la realizzazione del **muro** e relative **fondazioni** con le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo

$R_{cK} 250$

Flessione	$\bar{\sigma}_c = 60 + \frac{R_{cK} - 150}{4} = 60 + \frac{250 - 150}{4} = 85 \frac{Kg}{cm^2}$
Taglio	$\tau_{co} = 4 + \frac{R_{cK} - 150}{75} = 4 + \frac{250 - 150}{75} = 5,33 \frac{Kg}{cm^2}$ $\tau_{cl} = 14 + \frac{R_{cK} - 150}{35} = 14 + \frac{250 - 150}{35} = 16,85 \frac{Kg}{cm^2}$

Acciaio      **Fe B 44 K**       $(\bar{\sigma}_s = 2200 \frac{Kg}{cm^2})$

Terreno       $\bar{\sigma}_t = 1 \frac{Kg}{cm^2}$

### 1)- Spinta esercitata dal terrapieno

Data la presenza di autoveicoli in transito sulla rampa, e dei carichi dinamici trasmessi, lo si considera gravato da un sovraccarico  $q$  pari a  $2850 \frac{Kg}{m^2}$

(caso del movimento di automezzi che trasmettono un carico max pari a 6 tn per assale)

L'altezza fittizia di terra corrispondente al sovraccarico risulta:

$$h = \frac{q}{\gamma_{t,amm}} = \frac{2850}{1900} = 1,50 \text{ m}$$

*Si analizza il caso del muro alto **m 1,20** totali con lo spessore di **m 0,25**.*

È possibile considerare un terrapieno con caratteristiche omogenee che esercita una spinta pari ad  $S$ ; il valore della spinta sarà (Coulomb):

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1900 \cdot 2,50^2 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 1609,06 \text{ Kg}$$

applicata alla distanza  $d = \frac{h}{3} = \frac{2,50}{3} = 0,83 \text{ m}$

La pressione unitaria massima  $S_{max}$  che si verifica alla base del terrapieno deve essere calcolata per tracciare il diagramma triangolare delle pressioni la cui area rappresenta la spinta massima  $S$ .  
Si ha:

$$\frac{S_{max} \cdot h}{2} = S \Rightarrow S_{max} = \frac{2 \cdot S}{h} = 1287,25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

## 2)- Parete verticale: armatura metallica

La sezione di incastro è soggetta al momento flettente massimo:

$$M = S \cdot d = 1609,06 \text{ Kg} \cdot 0,83 \text{ m} = 1335,52 \text{ Kgm}$$

Si ipotizza l'utilizzo di un'armatura doppia simmetrica  $\left( \beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1 ; \alpha = \frac{d'}{d} = 0,10 \right)$

Essendo il muro di spessore costante  $sp=25 \text{ cm}$  si determina il valore di  $r'$ :

$$r' = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{22}{\sqrt{\frac{133552}{100}}} = 0,602$$

E dalle tabelle si ricava:  $t' = 0,00107$  con  $\sigma_c < 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Per cui l'armatura metallica è pari a:

$$A'_s = t' \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,00107 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{133552}{100}} = 3,92 \text{ cm}^2$$

L'area minima dei ferri di cui alla normativa vigente è pari allo 0,15% della sezione:

$$A_{min} = 0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$$

L'area calcolata è maggiore di quella minima fissata in normativa, dunque occorre stabilire una armatura adeguata e sottoporre la sezione a verifica.

Si dispongono prudenzialmente:  $5 \phi 12/\text{m} \rightarrow 1 \phi 12/20''$  con  $A_s = A'_s = 5,66 \text{ cm}^2$

## 3)- Armatura di ripartizione

L'area dei ferri di ripartizione è data da:  $0,20 \cdot A_s = 0,20 \cdot 5,66 = 1,13 \text{ cm}^2$

Si disporranno  $4 \phi 8/\text{m} \rightarrow 1 \phi 8/25''$  con  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

## Verifica

La verifica di stabilità della sezione di larghezza unitaria si attua imponendo la disuguaglianza:

$$\sigma \leq \sigma_{am}$$

Si ipotizza un copriferro pari a  $cm 2,50$ .

### Sezione d'incastro ( $sp = m 0,25$ )

$$A_s^* = A_s + A'_s = 15,40 \text{ cm}^2$$

$$h^* = \frac{A_s \cdot h + A_s' \cdot h'}{A_s + A_s'} = 12,50 \text{ cm}$$

Si utilizzano nella presente verifica e nelle successive le seguenti relazioni canoniche:

- **Posizione dell'asse neutro:**

$$y = \frac{n \cdot A_s^*}{B} \times \left[ -I + \sqrt{I + \frac{2 \cdot B \cdot h^*}{n \cdot A_s^*}} \right]$$

- **Momento d'inerzia:**

$$J_i = \frac{B \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s' \cdot (y - h')^2 + n \cdot A_s \cdot (h - y)^2$$

- **Tensione del calcestruzzo:**

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{J_i} < 85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura tesa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J_i} < 2200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura compressa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (y - h')}{J_i} < 2200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Taglio**

$$T_{max} = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot B \cdot h}$$

I risultati della verifica sono raggruppati nel quadro seguente:

y (cm)	J (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_c \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$	$\sigma_s \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$	$\sigma'_s \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$	T <sub>max</sub> (Kg)	$\tau_c \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$
5,63	36899,80	35,35	1541,82	247,71	2316,96	1,03

La sezione è verificata; non sono necessarie specifiche armature a taglio e le tensioni tangenziali possono essere totalmente assorbite dal calcestruzzo.

## **CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE**

Si procede inizialmente dimensionando la sezione con l'utilizzo delle formule empiriche:

$$\begin{aligned} \text{Larghezza fondazione:} & \quad s = 0,50 \cdot h_t = 0,50 \cdot 2,00 = 1,00 \text{ m} \\ \text{Spessore fondazione:} & \quad sp = 0,25 \cdot s = 0,25 \cdot 1,20 = 0,300 \text{ m} \end{aligned}$$

Si assume prudenzialmente pari a **m 0,40** lo spessore della fondazione; si dispone la struttura in fondazione in modo tale da avere il centro di pressione **C** non esterno al **limite del terzo medio**, affinché la sezione risulti interamente compressa e dunque non parzializzata.

Si ipotizza pertanto di disporre la fondazione con:

$$\begin{aligned} \text{ala interna (controterra):} & \quad m \ 0,45 \\ \text{spessore muro:} & \quad m \ 0,25 \\ \text{ala esterna:} & \quad m \ 0,20 \end{aligned}$$

Si calcola dapprima la spinta del terrapieno contro la parete fittizia verticale comprendente lo spessore della fondazione (altezza totale pari a m 3,20):

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1900 \cdot 2,90^2 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 2157,16 \text{ Kg}$$

ed ha un braccio  $d_t$  rispetto al piano di posa di:  $d_t = \frac{h}{3} = \frac{2,90}{3} = 0,96 \text{ m}$

### **Carico gravante al piede della fondazione**

- **Peso proprio parete verticale:**  $P = 750 \text{ Kg}$
- **Peso proprio fondazione:**  $P_1 = 1000 \text{ Kg}$
- **Carico trasmesso dalla rampa:**  $P_2 = 2404 \text{ Kg}$
- **Peso proprio guard rail:**  $P_3 = 20 \text{ Kg}$

$$\sum P = 4174 \text{ Kg}$$

Con la geometria imposta, si determinano il momento spingente ed il momento resistente, necessari per la successiva verifica di stabilità del muro:

#### **Momento spingente**

$$M_s = S_t \cdot d_t = 2794,46 \text{ Kgm}$$

#### **Momento resistente**

$$M_r = P \cdot d + P_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot d_2 + P_3 \cdot d_3 = 5716,30 \text{ Kgm}$$

### 1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO:

$$\frac{M_r}{M_s} = \frac{5716,30}{2794,46} = 2,04 > 1,5$$

### 2. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO:

$$\frac{f \cdot \sum P}{T} = \frac{0,6 \cdot 5500}{2018,40} = 1,63 > 1,3$$

### 3. VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO:

$$u = \frac{M_r - M_s}{\sum P} = \frac{6479,40 - 3350,60}{6515} = 0,48$$

$$e = \frac{s}{2} - u = 0,26 \cong \frac{s}{6} = 0,25 \text{ m}$$

per cui il centro di pressione  $C$ , come era stato ipotizzato, in pratica coincide con il limite del terzo medio e si hanno unicamente tensioni di compressione, che alle estremità della fondazione assumono i valori:

$$\sigma_z = 0$$

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot \sum P}{A} = \frac{2 \cdot 6515}{150 \cdot 100} = 0,86 < \sigma_{tamm} = 1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

## MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE

Presenta una luce  $c = 0,60 \text{ m}$  ed ha altezza costante di  $0,40 \text{ m}$  ed è soggetta alla reazione del terreno diretta verso l'alto corrispondente ad un carico ripartito variabile linearmente con il valore massimo

$$\sigma_z = 0,86 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

e minimo

$$\sigma_z : 150 = \sigma_E : 90 \Rightarrow \sigma_E = \frac{0,86 \cdot 90}{150} = 0,51 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

### Calcolo del momento flettente e dello sforzo di taglio

Il momento flettente nella sezione d'incastro della mensola vale:

$$M_{max} = \frac{5100}{2} \cdot 0,60^2 + \frac{(8600 - 5100) \cdot 0,60^2}{6} = 1128,00 \text{ Kgm}$$

E lo sforzo di taglio è:

$$T_{max} = \frac{q}{2} \cdot l + q \cdot l = \frac{8600-5100}{2} \cdot 0,60 + 5100 \cdot 0,60 = 4110 \text{ Kg}$$

### Calcolo dell'armatura metallica

Trattandosi di struttura in fondazione, si mette in conto un copriferro di cm 5,00; non si utilizzeranno ferri di diametro inferiore a 10 mm<sup>2</sup>.

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{112800}{100}}} = 1,04$$

Il valore più prossimo a quello calcolato che si può trovare sulle tabelle è  $r = 0,689$  al quale corrisponde  $t = 0,000587$  con  $\sigma_c = 30 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Per cui l'altezza prefissata della mensola ( 40 cm ) è ampiamente sufficiente.  
L'area sarà:

$$A_s = t \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,000587 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{112800}{100}} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Quest'area metallica è inferiore a quella minima prevista dalla normativa pari allo 0,15% della sezione della fondazione, ossia:

$$A_{min} = 0,15\% \cdot 40 \cdot 100 = 6 \text{ cm}^2$$

Verrà pertanto disposta un'armatura principale costituita da 5  $\phi 14/m \rightarrow 1\phi 14/20''$  con  $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$

### Verifica al taglio

La tensione tangenziale massima:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot B \cdot h} = \frac{4110}{0,9 \cdot 100 \cdot 37} = 1,23 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{co}$$

Non sono quindi necessarie specifiche armature a taglio e le tensioni tangenziali possono essere totalmente assorbite dal calcestruzzo.

### Armatura di ripartizione

$$0,20 \cdot A_s = 0,20 \cdot 7,70 = 1,54 \text{ cm}^2$$

Si dispongono 4  $\phi 10/m \rightarrow 1 \phi 10/25''$  con  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

## **MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE**

Presenta una luce netta  $l = 0,65 \text{ m}$  ed un'altezza costante di  $0,40 \text{ m}$  soggetta alla reazione del terreno rivolta verso l'alto corrispondente ad un carico ripartito variabile linearmente con il

valori minimo  $\sigma_z = 0 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

e massimo  $\sigma_z : 150 = \sigma : 65 \Rightarrow \sigma_E = \frac{0,86 \cdot 65}{150} = 0,37 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 3700 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

Dal suddetto carico si deve sottrarre il peso del terreno gravante sulla mensola, trascurando, a favore della stabilità, il suo peso proprio:

$$\sigma_t = -3,00 \cdot 1900 = -5700 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Il carico totale gravante sulla mensola è quindi:

$$q = \sigma + \sigma_t = 3700 - 5700 = -2000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

### **Calcolo del momento flettente**

$$M_F = \frac{2000 \cdot 0,75^2}{2} + \frac{(5700 - 2000) \cdot 0,75^2}{6} = 909,37 \text{ Kgm}$$

### **Calcolo dello sforzo di taglio**

$$T = q \cdot l + q \cdot \frac{l}{2} = 1300 + \frac{(5700 - 2000) \cdot 0,75}{2} = 2687,50 \text{ Kg}$$

### **Calcolo dell'armatura metallica**

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_F}{B}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{90937}{100}}} = 1,16$$



un valore che, come nel caso della mensola di fondazione a valle, conduce a valori di sezione dell'armatura metallica inferiori ai minimi previsti dalla normativa pari allo **0,15%** della sezione della fondazione, ossia:

$$A_{min} = 0,15\% \cdot 40 \cdot 100 = 6 \text{ cm}^2$$

Viene pertanto confermata un'armatura principale costituita da

$$5 \phi 14/m \rightarrow 1 \phi 14/20'' \text{ con } A_s = 7,70 \text{ cm}^2$$

### **Verifica al taglio**

La tensione tangenziale massima:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot B \cdot h} = \frac{2688}{0,9 \cdot 100 \cdot 35} = 0,85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{co}$$

Non sono quindi necessarie specifiche armature a taglio e le tensioni tangenziali possono essere totalmente assorbite dal calcestruzzo.

### **Armatura di ripartizione**

$$0,20 \cdot A_s = 0,20 \cdot 7,70 = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si dispongono } 4 \phi 8/m \rightarrow 1 \phi 8/25'' \text{ con } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$