



**PROVINCIA**  
*di GROSSETO*

*Area Tecnica*

03399 S.R. 74 Maremmana - Realizzazione di un nuovo ponte ad  
04076 una corsia di marcia alla progressiva km 35+500

## **PROGETTO ESECUTIVO**

Allegato  
nr.

**T-5**

### **FASCICOLO DEI CALCOLI MURO A RETTA LATO MANCIANO**

Il Dirigente Area Tecnica  
Dott. Ing. Gianluca Monaci

\_\_\_\_\_

Il Responsabile Unico del Procedimento  
Dott. Ing. Alessandro Vichi

\_\_\_\_\_

Il Progettista  
Dott. Ing. Massimiliano Rosso

\_\_\_\_\_

Grosseto, \_\_\_\_\_

	Copia n°

INDICE

1.	MURO H 2M.....	2
2.	MURO H 3 M.....	31
3.	MURO H 4 M.....	62
4.	MURO H 4.60 M.....	92

## **1. Muro H 2m**

### 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

### 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

### 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$
$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max}$  =  $S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d / E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d / R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

### 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

#### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2 + M_2 + R_2 = 1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1 + M_1 + R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^* = 1 + M^* = 1 + YR^*$

#### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2 + M_2 + R_2 = 1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2 ( $A_2 + M_2 + R_1 = 1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^* = 1 + M^* = 1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi_k'$	1.00	1.25
Coazione effettiva	$c_k'$	1.00	1.25
Coazione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI		PALI TRIVELLATI	
	R3		R3	
Base	1.15		1.35	
Laterale in compressione	1.15		1.15	
Totale	1.15		1.30	
Laterale in trazione	1.25		1.25	

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A2+M2+R2=1,1$ )

### 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

< $\theta'$ > = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
< $\beta$ > = angolo inclinazione sup. terrapieno  
<Delta> = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
<Psi> = angolo di riferimento sezione di spinta  
<Teta> =  $\text{Arctg}[\text{Kh}/(1\pm\text{Kv})]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\text{Psi})^2 * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \text{Delta}) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * \text{sen}(\text{Psi} + \beta)]}\}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\text{Psi}) * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta})]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: ° (gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 (A2+M2+R2=1,1)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1  
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,3

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1,25

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1  
al ribaltamento, YR ..... 1  
alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1  
alla stabilità globale, YR ..... 1,1  
alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)  
Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019  
Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1'$ k ..... 28 °  
Angolo di calcolo,  $\theta_1' = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 23,04  
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Coesione di calcolo, c1' = c1'k/YM ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002  
Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2'$ k ..... 36  
Angolo di calcolo,  $\theta_2' = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 30,17  
Coesione caratteristica terreno di base, c2'k ..... 0  
Coesione di calcolo terreno di base, c2' = c2'k/YM .... 0  
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73  
Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, hm	200 cm
Altezza del terrapieno, ht	190
Altezza della fondazione, d	30
Lunghezza suola esterna, b1	80
Lunghezza scarpa esterna, b2	0
Spessore in testa, s	16
Lunghezza scarpa interna, b3	0
Lunghezza suola interna, b4	100
Larghezza basamento fondazione, b	196
Altezza del dente di fondazione, hd	0
Spessore del dente di fondazione, sd	0
Interasse degli speroni, i	100
Spessore degli speroni, ssp	20
Altezza del rinterro, hr	50
Angolo del pendio, <β>	20 °
Angolo rif. sezione di spinta, <Psi>	90
Angolo inclinazione spinta terreno, <Delta>	17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno, qk	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Sovraccarico di calcolo allo SL, q=qk*Y(q)	0,1950 daN/cm <sup>2</sup> (1950 daN/m <sup>2</sup> )
Coppia sommitale, Mck	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia sommitale di calcolo allo SL, Mc=Mck*Y(Mc)	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck	1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0

Peso specifico equivalente del terrapieno, W1	0,0019 daN/cm <sup>3</sup>
---	----------------------------

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature, fyk	4500 daN/cm <sup>2</sup> (450 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck	300 daN/cm <sup>2</sup> (30 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cilindrica cls: fck=0,83*Rck	249 daN/cm <sup>2</sup> (24,9 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo armature: fyd=fyk/1,15	3913 daN/cm <sup>2</sup> (391,3 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo del cls: fcd=0,85*fck/1,5	141 daN/cm <sup>2</sup> (14,1 N/mm <sup>2</sup> )
Res. caratt. a trazione cls: fctk = 0,7*0,3*fck^0,67	18,1 daN/cm <sup>2</sup> (1,81 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo a trazione del cls: fctd = fctk/1,5	12,07 daN/cm <sup>2</sup> (1,207 N/mm <sup>2</sup> )
Max tens. per sez. non armata a taglio: tc=0,25*fctk	4,52 daN/cm <sup>2</sup> (0,452 N/mm <sup>2</sup> )

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, P1 = Wm*d*b	14,7
scarpa esterna, P2 = Wm*b2*hm/2	0
spessore s, P3 = Wm*s*hm	8
scarpa interna, P4 = Wm*b3*hm/2	0
terrapieno, P5 = Wt*ht(b4+b3/2)	36,1
sovraccarico, Q = q*b4 - favor	15
forza verticale in testa, Nck - favor	1

-----  
RISULTANTE VERTICALE, No = 74,8 daN/cm (7480 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

M1 = P1 x 98	= 1440,6
M2 = P2 x 80	= 0
M3 = P3 x 88	= 704
M4 = P4 x 96	= 0
M5 = P5 x 146	= 5270,6
Mq = Q x 146	= 2190
Mn = Nc x 88	= 88

-----  
MOMENTO TOT. Mo = 9693,2 daN\*cm/cm (9693,2 daN\*m/m)

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 256$  cm

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0$  °

$K = 0,6203$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S_1 = YG_1(K \cdot W_1 \cdot h_{et}^2 / 2)$  ..... = 38,61938

Spinta del sovraccarico,  $S_2 = Y(K \cdot p_k \cdot h_{et})$  ..... = 30,96538

Comp. verticale spinta totale,  $S_v = (S_1 + S_2) \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 20,34462

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o} = S_1 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 36,9319

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o} = S_2 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 29,61234

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 66,54424 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_{et} / 3$  ..... = 3151,522

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_{et} / 2$  ..... = 3790,379

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 6941,901 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

Le verifiche a scorrimento e ribaltamento non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Le verifiche del terreno di fondazione non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con:  
Approccio1 - Combinazione2 ( $A_2 + M_2 + R_2 = 1,1$ ) in assenza di azione sismica, ovvero:  
in Combinazione Sismica ( $A_1 = A_2 = 1 + M_1 = M_2 = 1 + R_2 = 1,1$ )

Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoeppli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ( $P_2 + P_3 + P_4$ ), terreno ( $P_5$ ), carichi ( $Q, N_c$ ), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione.....  $h_r = 50$  cm  
Altezza dente di fondazione.....  $h_d = 0$   
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base  $f = 0,73$   
Coesione del terreno .....  $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa.....  $X_o = -50$  cm

Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa.....  $Y_o = 170$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Raggio del cerchio critico di scorrimento.....  $r = 433$

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta del terreno.....  $S = 66,54424$  daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno.....  $Sv = 20,34462$   
Forze verticali:  $P2+P3+P4+P5+Q+Nc$ .....  $N = 60,1$   
Totale forze verticali,  $Sv+N$  .....  $Nv = 80,44462$   
Forza risultante della spinta,  $\sqrt{Nv^2 + S^2}$ .....  $R = 104,4005$

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali,  $MP+MQ+MSv$  .....  $MA = 9768,807$  daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta,  $S(Zo+d)-M$  .....  $MB = 19675,79$   
Somma algebrica dei momenti,  $MA+MB+MCC$ .....  $MM = 29502,6$

Componente tangente della spinta risultante R:  $MM/r$ ...  $Tr = 68,12316$  daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\sqrt{R^2 - Tr^2}$ .....  $Nr = 79,11199$   
Peso a valle,  $G1 = 47,84225$  daN/cm  
Peso a valle,  $G2 = 8,906077$   
Componente tangente stabilizzante,  $T2 = 3,816523$  daN/cm  
Componente normale,  $N2 = 8,046885$   
Sviluppo dell' arco,  $HB = 443,0939$  cm

Forza attiva di scorrimento,  $FEd = Tr-T2 = 64,30664$  daN/cm  
Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:  
 $\tau_e = FEd/HB = 0,145$  daN/cm<sup>2</sup>

Forza resistente di attrito,  $FRu = f(0,8*G1+Nr+N2) + HB*c2 = 86,41667$  daN/cm  
Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:  
 $\tau_u = FRu/HB = 0,195$  daN/cm<sup>2</sup>

Con coeff. di sicurezza  $YR = 1,1$  si ottiene il valore della resistenza di progetto:

$FRd = FRu / YR = 78,5606106844815$   
 $\tau = \tau_u / YR = 0,177$  daN/cm<sup>2</sup>

SI VERIFICA:  $FRd > FEd$ : ( $FRd/FEd = 1,343822$ )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le verifiche di resistenza strutturale non possono essere eseguite con l'Approccio 1

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali non possono essere eseguite con l'Approccio 1

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_200\_approccio\_1.ops

## 12. SINTESI DEI RISULTATI

Approccio 1

Scorrimento.....  $Rd/Ed = -$   
Ribaltamento.....  $Rd/Ed = -$   
Stab. Globale.....  $Rd/Ed = 1,343822$   
Fond.-Terreno.....  $Rd/Ed = -$

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

---

### 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

### 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

### 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

### 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

#### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

#### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2( $A_2+M_2+R_1=1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

---

CARICHI	EFFETTO	COEFF.PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
---------	---------	----------------	----	----	-----	-----

---

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi_k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	ck'	1.00	1.25
Coesione non drenata	cuk	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone YR=1

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

$\langle\theta'\rangle$  = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
 $\langle\beta\rangle$  = angolo inclinazione sup. terrapieno  
 $\langle\Delta\rangle$  = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
 $\langle\Psi\rangle$  = angolo di riferimento sezione di spinta  
 $\langle\Theta\rangle$  =  $\text{Arctg}[\text{Kh}/(1\pm\text{Kv})]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \Theta)$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \Theta)}{[\cos(\Theta) * \text{sen}(\Psi)^2 * \text{sen}(\Psi - \Theta - \Delta) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \Delta) * \text{sen}(\theta' - \beta - \Theta) / [\text{sen}(\Psi - \Theta - \Delta) * \text{sen}(\Psi + \beta)])}^2\}$$

con  $\beta > (\theta' - \Theta)$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \Theta)}{[\cos(\Theta) * \text{sen}^2(\Psi) * \text{sen}(\Psi - \Theta - \Delta)]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: ° (gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1,3  
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,5

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1,1  
al ribaltamento, YR ..... 1,15  
alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1,4  
alla stabilità globale, YR ..... 1,1  
alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)  
Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019  
Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1'$ k ..... 28 °  
Angolo di calcolo,  $\theta_1' = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 28  
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Coesione di calcolo, c1' = c1'k/YM ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002  
Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2'$ k ..... 36  
Angolo di calcolo,  $\theta_2' = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 36

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Coesione caratteristica terreno di base,  $c_2'k$  ..... 0  
Coesione di calcolo terreno di base,  $c_2'=c_2'k/YM$  .... 0  
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73  
Coeff. elastico di reazione terreno di base,  $K_w$  .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

## 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete,  $h_m$  ..... 200 cm  
Altezza del terrapieno,  $h_t$  ..... 190  
Altezza della fondazione,  $d$  ..... 30  
Lunghezza suola esterna,  $b_1$  ..... 80  
Lunghezza scarpa esterna,  $b_2$  ..... 0  
Spessore in testa,  $s$  ..... 16  
Lunghezza scarpa interna,  $b_3$  ..... 0  
Lunghezza suola interna,  $b_4$  ..... 100  
Larghezza basamento fondazione,  $b$  ..... 196  
Altezza del dente di fondazione,  $h_d$  ..... 0  
Spessore del dente di fondazione,  $s_d$  ..... 0  
Interasse degli speroni,  $i$  ..... 100  
Spessore degli speroni,  $s_{sp}$  ..... 20  
Altezza del rinterro,  $h_r$  ..... 50  
Angolo del pendio,  $\langle\beta\rangle$  ..... 20 °  
Angolo rif. sezione di spinta,  $\langle\Psi\rangle$  ..... 90  
Angolo inclinazione spinta terreno,  $\langle\Delta\rangle$  ..... 17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipo G2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno,  $q_k$  ..... 0,1500 daN/cm<sup>2</sup> (1500 daN/m<sup>2</sup>)  
Sovraccarico di calcolo allo SL,  $q=q_k*Y(q)$  ..... 0,2250 daN/cm<sup>2</sup> (2250 daN/m<sup>2</sup>)  
Coppia sommitale,  $M_{ck}$  ..... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Coppia sommitale di calcolo allo SL,  $M_c=M_{ck}*Y(M_c)$ ... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Forza verticale in testa,  $N_{ck}$  ..... 1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua:  $h_w = 0$   
Peso specifico equivalente del terrapieno,  $W_1$  ..... 0,0019 daN/cm<sup>3</sup>

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature,  $f_{yk}$  ..... 4500 daN/cm<sup>2</sup> (450 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cubica del cls,  $R_{ck}$  ..... 300 daN/cm<sup>2</sup> (30 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cilindrica cls:  $f_{ck}=0,83*R_{ck}$  .... 249 daN/cm<sup>2</sup> (24,9 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo armature:  $f_{yd}=f_{yk}/1,15$  ..... 3913 daN/cm<sup>2</sup> (391,3 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo del cls:  $f_{cd}=0,85*f_{ck}/1,5$  ..... 141 daN/cm<sup>2</sup> (14,1 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. caratt. a trazione cls:  $f_{ctk} = 0,7*0,3*f_{ck}^{\wedge}0,67$  18,1 daN/cm<sup>2</sup> (1,81 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo a trazione del cls:  $f_{ctd} = f_{ctk}/1,5$  12,07 daN/cm<sup>2</sup> (1,207 N/mm<sup>2</sup>)  
Max tens. per sez. non armata a taglio:  $t_c=0,25*f_{ctk}$  4,52 daN/cm<sup>2</sup> (0,452 N/mm<sup>2</sup>)

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione,  $P_1 = W_m*d*b$  ..... 14,7  
scarpa esterna,  $P_2 = W_m*b_2*hm/2$  ..... 0  
spessore  $s$ ,  $P_3 = W_m*s*hm$  ..... 8  
scarpa interna,  $P_4 = W_m*b_3*hm/2$  ..... 0  
terrapieno,  $P_5 = W_t*ht(b_4+b_3/2)$  ..... 36,1  
sovraccarico,  $Q = q*b_4$  - favor..... 15  
forza verticale in testa,  $N_{ck}$  - favor..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $N_o = 74,8$  daN/cm (7480 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M_1 = P_1 \times 98 = 1440,6$   
 $M_2 = P_2 \times 80 = 0$   
 $M_3 = P_3 \times 88 = 704$   
 $M_4 = P_4 \times 96 = 0$   
 $M_5 = P_5 \times 146 = 5270,6$   
 $M_q = Q \times 146 = 2190$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

$$M_n = N_c \times 88 = 88$$

$$\text{MOMENTO TOT. } M_o = 9693,2 \text{ daN*cm/cm (9693,2 daN*m/m)}$$

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 256 \text{ cm}$

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,4602$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

$$\text{Spinta del terrapieno, } S_1 = YG_1(K*W_1*h_{et}^2/2) \dots\dots\dots = 37,24719$$

$$\text{Spinta del sovraccarico, } S_2 = Y(K*pk*h_{et}) \dots\dots\dots = 26,50752$$

$$\text{Comp. verticale spinta totale, } S_v = (S_1+S_2)*\sin(\text{Delta}+90-\text{Psi}) \dots\dots\dots = 18,64008$$

$$\text{Comp. orizzontale spinta terrapieno, } S_{1o} = S_1*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi}) \dots\dots\dots = 35,61966$$

$$\text{Comp. orizzontale spinta sovraccarico, } S_{2o} = S_2*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi}) \dots\dots\dots = 25,34927$$

$$\text{SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, } S = S_{1o} + S_{2o} \dots\dots\dots = 60,96893 \text{ daN}$$

$$\text{Momento ribaltante spinta terrapieno, } S_{1o}*h_{et}/3 \dots\dots\dots = 3039,545$$

$$\text{Momento ribaltante spinta sovraccarico, } S_{2o}*h_{et}/2 \dots\dots\dots = 3244,707$$

$$\text{MOMENTO RIBALTANTE, } M \dots\dots\dots = 6284,251 \text{ daN*cm}$$

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:

Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $T_{Ed}$  la forza di scorrimento di calcolo agente e  $TR_d$  quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$$N_o = 74,8 \text{ daN}$$

$$\mu = 0,73$$

$$S_v = 18,64008 \text{ daN, comp.verticale della spinta totale}$$

$$c_2 = 0 \text{ daN/cm}^2$$

$$S_p = 0 \text{ daN, azioni su eventuale dente di fondazione}$$

$$S = 60,96893 \text{ daN, spinta sul paramento}$$

$$T_{zo} = 0 \text{ daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti}$$

$$T_{zv} = 0 \text{ daN, comp.verticale vincoli/tiranti}$$

$$h_z = 0 \text{ cm, quota eventuale tirante da spiccato}$$

$$d = 30 \text{ cm, altezza suola fondazione}$$

Si ha sul piano di posa:

$$T_{Ed} = S = 60,96893 \text{ daN}$$

forza ultima resistente:

$$TR_u = N_o*\mu + S_v*\mu + b*c_2 + S_p + T_{zo} + T_{zv}*\mu = 68,21126 \text{ daN}$$

con coeff. di resistenza allo scorrimento  $Y_R = 1,1$

si ottiene il valore della forza resistente di progetto:

$$TR_d = TR_u / Y_R = 62,01023$$

SI VERIFICA:  $TR_d > T_{Ed}$ : ( $TR_d/T_{Ed} = 1,017079$ )

## 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $M_{Rd}$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 9693,2 \text{ daN*cm}$   
 $M_v = S_v * b = 3653,455 \text{ daN*cm}$ , da comp.verticale spinta  
 $M_c = 0 \text{ daN*cm}$   
 $M_p = 0 \text{ daM*cm}$ , momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M = 6284,251 \text{ daN*cm}$ , momento ribaltante

Si ha per il ribaltamento:

$M_{Ed} = M = 6284,251 \text{ daN*cm}$   
momento ultimo resistente:  
 $M_{Ru} = M_o + M_v - M_c - M_p + T_{zo}(hz+d) + T_{zv}(b_1+b_2*hz/hm) = 13346,66 \text{ daN*cm}$

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1,15$   
si ottiene il valore del momento resistente di progetto:  
 $M_{Rd} = M_{Ru} / Y_R = 11605,79$

SI VERIFICA:  $M_{Rd} > M_{Ed}$ : ( $M_{Rd}/M_{Ed} = 1,846805$  )

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica con Approccio 2

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

$M_o = 9693,2 \text{ daN*cm}$   
 $M_v = 3653,455$   
 $M_c = 0$   
 $M_p = 0$  momento dal dente di fondazione  
 $M = 6284,251$  momento ribaltante  
 $N_o = 74,8 \text{ daN}$   
 $S_v = 18,64008 \text{ daN}$   
 $T_{zo} = 0 \text{ daN}$ , comp.orizzontale vincoli/tiranti  
 $T_{zv} = 0 \text{ daN}$ , comp.verticale vincoli/tiranti  
 $hz = 0 \text{ cm}$   
 $B = 196 \text{ cm}$ , larghezza suola di fondazione  
 $e_n = 32,66667 \text{ cm}$ , nocciolo centrale inerzia( $B/6$ )

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$M_{Ed} = M_o + M_v - M_c - M_p - M + T_{zo}(hz+d) + T_{zv}(b_1+b_2*hz/hm) = 7062,404 \text{ daN*cm}$

Sforzo normale in fondazione:

$N_{Ed} = N_o + S_v + T_{zv} = 93,44008 \text{ daN}$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$ee = M_{Ed}/N_{Ed} = 75,58217 \text{ cm}$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$e = B/2 - ee = 22,41783 \text{ cm}$  (sezione elastica tutta compressa)

Modello elastico: zona compressa  $y = 196 \text{ cm}$

Pressione massima,  $q_{Ed1} = 0,8038993 \text{ daN/cm}^2$

Pressione minima,  $q_{Ed2} = 0,1495709 \text{ daN/cm}^2$

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):

sezione ridotta:  $y^* = B - 2e = 151,1644 \text{ cm}$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Pressione equivalente di calcolo,  $q_{Ed} = N_{Ed}/y^* = 0,6181357 \text{ daN/cm}^2$

## 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2  
Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastroforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\phi' = 36^\circ$

Coesione del terreno fondazione,  $c_2 = 0 \text{ daN/cm}^2$

Altezza del rinterro della fondazione,  $h_r = 50 \text{ cm}$

Larghezza ridotta della fondazione,  $b = 151,1644 \text{ cm}$

Peso specifico terreno di fondazione,  $W_t = 0,002$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

$$\begin{aligned} N_q &= [e^{(3,14 \cdot \tan \phi')}](1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') \dots\dots 37,75311 \\ N_Y &= 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots 56,31157 \\ N_c &= (N_q - 1) / \tan \phi' \dots\dots\dots 50,5863 \end{aligned}$$

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

$$\begin{aligned} q_1 &= W_t \cdot h_r \cdot N_q \text{ (contributo rinterro)} \dots\dots\dots 3,775311 \\ q_2 &= (W_t \cdot b \cdot N_Y) / 2 \text{ (contributo attrito)} \dots\dots\dots 8,512301 \\ q_3 &= c_2 \cdot N_c \text{ (contributo coesione)} \dots\dots\dots 0 \\ q_{Ru} &= q_1 + q_2 + q_3 \dots\dots\dots 12,28761 \end{aligned}$$

Con coeff. parziale di resistenza  $Y_R = 1,4$

si ottiene il carico limite di progetto:

$$q_{Rd} = q_{Ru} / Y_R = 8,776866 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$$

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$$N_{Rd} = q_{Rd} \times y^* = 1326,749 \text{ daN}$$

SI VERIFICA:  $N_{Rd} > N_{Ed}$ : ( $N_{Rd}/N_{Ed} = 14,19893$ )

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.

In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione  $K_w = 2 \text{ (daN/cm}^2)$

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$$U_z = q_{Ed} / K_w = 7,478546E-02$$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.

$$\text{rad} = (q_{Ed1} - q_{Ed2}) / (K_w \times y) = 1,669205E-03$$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$$U_{z,e} = \text{rad} \times y = 0,3271642 \text{ cm}$$

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

$$\begin{aligned} U_x, (hm/4) &= (d + hm/4) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 0,1335 \text{ cm} \\ U_x, (hm/2) &= (d + hm/2) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 0,2170 \text{ cm} \\ U_x, (hm3/4) &= (d + hm3/4) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 0,3005 \text{ cm} \\ U_x, (hm) &= (d + hm) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 0,3839 \text{ cm} \end{aligned}$$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono inferiori di quelli sopra riportati:

Ux, (hm/4) = 0,1027 cm  
Ux, (hm/2) = 0,1669 cm  
Ux, (hm3/4) = 0,2311 cm  
Ux, (hm) = 0,2953 cm

## 9. VERIFICA STABILITÀ GLOBALE

ATTENZIONE: Le verifiche di stabilità globale non possono essere eseguite con l'Approccio2

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=16)

he = 226 cm, altezza di spinta  
zo = 0 cm, altezza stabile per coesione

S1 spinta del terrapieno ..... = 29,02889 daN/cm  
S2 spinta del sovraccarico ..... = 23,40117  
Sv=(S1+S2)sin(Delta+90-Psi) comp. vert. tot. .... = 15,32907  
S1o Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 27,76047  
S2o Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 22,37865  
Forza concentrata orizzontale, Tzo ..... = 0

Somma:

V = 50,13912 daN

N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 9 daN

momento per spinta del terrapieno, S1o\*he/3 ..... = 2091,289

momento spinta del sovraccarico, S2o\*he/2 ..... = 2528,788

momento eccentricità peso muro, Mee ..... = 0

momento dai carichi concentrati esterni (Mc,Tz,Nc)... = 0

Somma:

M = 4620,076 daN\*cm

Eccentricità, e = M/N = 513,3418 cm

SEZ.A11 / h = 20 (b=16)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 17,74194 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 21,33027 spinta dei sovraccarichi q,dp

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 39,0722

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 8,2

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 3415,297

Eccentricità, e = M/N = 416,4997 cm

SEZ.A12 / h = 40 (b=16)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 14,46413 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 19,25937 spinta dei sovraccarichi q,dp

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 33,7235

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 7,4

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 2687,898

Eccentricità, e = M/N = 363,2294 cm

SEZ.A13 / h = 60 (b=16)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 11,5208 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 17,18847 spinta dei sovraccarichi q,dp

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 28,70927$$

$$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 6,6$$

$$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 2064,127$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 312,7466 \text{ cm}$$

SEZ.A14 / h = 80 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 8,91194 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 15,11757 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 24,02951$$

$$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 5,8$$

$$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 1537,297$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 265,0512 \text{ cm}$$

SEZ.A15 / h = 100 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 6,637547 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 13,04667 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 19,68422$$

$$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 5$$

$$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 1100,717$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 220,1435 \text{ cm}$$

SEZ.A16 / h = 120 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 4,697625 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 10,97577 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 15,6734$$

$$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 4,2$$

$$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 747,6986$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 178,0235 \text{ cm}$$

SEZ.A17 / h = 140 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 3,092171 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 8,904871 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 11,99704$$

$$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 3,4$$

$$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 471,5517$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 138,6917 \text{ cm}$$

SEZ.A18 / h = 160 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 1,821187 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 6,833971 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 8,655157$$

$$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 2,6$$

$$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 265,5871$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 102,1489 \text{ cm}$$

SEZ.A19 / h = 180 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 0,8846719 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 4,76307 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 5,647742$$

$$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 1,8$$

$$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 123,1156$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 68,39754 \text{ cm}$$

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 151,1644$  cm  
pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 0,6181357$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = q \cdot b_1 - d \cdot W_m \cdot b_1 = 43,45086$   
 $N = 0$   
 $M = [q/2 - W_m \cdot d/2] b_1^2 = 1738,034$

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 151,1644$  cm  
Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 0,6181357$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d \cdot b_4) + S_v' - V(qt) = 39,83001$   
 $N = S' \cdot b_4/b = -31,1066$   
 $M = M(qt) + M_p - (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d) b_4/2 - S_v' \cdot b_4 = -3522,381$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni  
Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:  
 $V = 19$   
 $M = -1762$

SEZ.A6 orizzontale parete

-----  
Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, semincastrato sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:  
(luce netta tra speroni,  $L = 80$  cm)  
Spinta  $S' = 60,96893$  daN  
Carico ripartito:  
 $p = S'/(hm/2) = 0,6096894$  daN/cm<sup>2</sup>  
Reazione di bordo per effetto piastra:  
 $R = p \cdot L/2 = 24,38757$   
Momento di bordo per effetto piastra:  
 $M = p \cdot L^2/15 = 260,1341$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

-----  
Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.  
Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $\gamma = 1,3$ :  
 $A_a = 1,3 \cdot R/f_{yd} = 0,0081$  cm<sup>2</sup>/cm  
e ripartita a metro di altezza:  
 $A_o = 0,81$  cm<sup>2</sup>/m  
Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $hm/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).  
Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $\gamma_R = 1$   
Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente  
 $bw/\emptyset$  = larghezza o diametro della sezione resistente  
 $i$  = zona di competenza dell'armatura  
 $c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione  
 $N_{Ed}$  = Sforzo normale di calcolo ( $N_{Ed} > 0$  = compressione)  
 $V_{Ed}$  = Taglio di calcolo agente  
 $M_{Ed}$  = Momento flettente di calcolo agente  
 $\tau$  =  $V_{Ed}/(0,9 \cdot bw \cdot d')$ , tensione di taglio di riferimento  
 $A_a(')$  = Area di calcolo acciaio teso  
 $|MR_d|$  = Momento flettente resistente  
 $|VR_d|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)  
 $A_{st}(* )$  =  $V_{Ed} \cdot 100 / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d')$  cm<sup>2</sup>/m, area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.  $d'$   $bw$   $i$   $N_{Ed}$   $V_{Ed}$   $M_{Ed}$   $\tau$   $A_a(')$   $|MR_d|$   $|VR_d|$   $A_{st}(* )$   $MR_d/M_{Ed}$

pag. 17

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm2	cm2	daN*m	daN	cm2/m	
SEZ. attacco sperone, h = 0, arm. intradosso:												
A10	93	20	100	900	5014	4620	0,60	2,42	9187	28763	0,00	2,0
SEZ. sperone h = 20 , arm. intradosso:												
A11	83	20	100	820	3907	3415	0,52	2,16	7325	26388	0,00	2,1
SEZ. sperone h = 40 , arm. intradosso:												
A12	73	20	100	740	3372	2688	0,51	1,90	5674	23972	0,00	2,1
SEZ. sperone h = 60 , arm. intradosso:												
A13	63	20	100	660	2871	2064	0,51	1,64	4233	21509	0,00	2,1
SEZ. sperone h = 80 , arm. intradosso:												
A14	53	20	100	580	2403	1537	0,50	1,38	3003	18985	0,00	2,0
SEZ. sperone h = 100 , arm. intradosso:												
A15	43	20	100	500	1968	1101	0,51	1,12	1984	16382	0,00	1,8
SEZ. sperone h = 120 , arm. intradosso:												
A16	33	20	100	420	1567	748	0,53	0,86	1175	13669	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 140 , arm. intradosso:												
A17	23	20	100	340	1200	472	0,58	0,60	577	10791	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 160 , arm. intradosso:												
A18	13	20	100	260	866	266	0,74	0,54	290	6607	0,00	1,1
SEZ. sperone h = 180 , arm. intradosso:												
A19	3	20	100	180	565	123	2,09	1,18	133	2577	0,00	1,1
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	27	100	100	0	4345	1738	1,79	3,51	3641	11968	0,00	2,1
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	27	100	100	-3111	1900	-1762	0,78	4,30	4028	11968	0,00	2,3
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	2439	260	2,08	1,69	844	7055	0,00	3,2

## AVVERTENZE:

- (\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$   
(') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_200\_approccio\_2.ops

## 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

Approccio 2

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,017079  
Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,846805  
Stab. Globale..... Rd/Ed = -  
Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 14,19893

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

## 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

## 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max}$  =  $S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

## 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2( $A_2+M_2+R_1=1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF.PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
---------	---------	----------------	----	----	-----	-----

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare  $YG2=YG1$

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	$\text{tang } \phi k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	$c k'$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI		PALI TRIVELLATI	
	R3		R3	
Base	1.15		1.35	
Laterale in compressione	1.15		1.15	
Totale	1.15		1.30	
Laterale in trazione	1.25		1.25	

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR$

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone  $YR=1$

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

### 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

$\langle\theta'\rangle$  = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
 $\langle\beta\rangle$  = angolo inclinazione sup. terrapieno  
 $\langle\Delta\rangle$  = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
 $\langle\Psi\rangle$  = angolo di riferimento sezione di spinta  
 $\langle\text{Teta}\rangle$  =  $\text{Arctg}[\text{Kh}/(1\pm\text{Kv})]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\Psi)^2 * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \Delta) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * \text{sen}(\Psi + \beta)])}^2\}$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\Psi) * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta)]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA: A\*=1 + M\*=1 + YR

### 2.2 DATI SISMICI

Riferimenti: LON\LAT\VN\CL\VR\TR\Ecc.

Zona sismica .....	1
Categoria del suolo .....	B
Accelerazione al sito, su suolo rigido: ag .....	0,1295 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, Fo .....	2,552
Coeff. stratigrafico, $1 < S_s = 1,4 - 0,4Fo * ag < 1,2$ .....	1,2
Coeff. topografico, ST .....	1,2
Accelerazione spettrale massima, $a_{max} = ag * S_s * S_t$ .....	0,18648 g

### 2.3 COEFFICIENTI PER AZIONE SISMICA (PAR.7.11.6.2.1)

$\beta_m$ .....	0,38
$\text{Kh} = a_{max} * \beta_m$ .....	0,0709 g
$\text{Kv} = \text{Kh}/2$ .....	0,03545 g
Angolo sismico, $\langle\text{Teta}\rangle = \text{Arctg}[\text{Kh}/(1+\text{Kv})]$ .....	3,917079 °
Angolo sismico, $\langle\text{Teta}\rangle = \text{Arctg}[\text{Kh}/(1-\text{Kv})]$ .....	4,20401 °

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1) .....	1
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q) .....	1

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM .....	1
-----------------------------------	---

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

allo scorrimento, YR .....	1
al ribaltamento, YR .....	1
alla capacità portante delle fondazioni, YR .....	1,2
alla stabilità globale, YR .....	1,1
alla sicurezza strutturale, YR .....	1
<b>2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI</b>	
Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm .....	0,0025 daN/cm <sup>3</sup> (2500daN/m <sup>3</sup> )
Peso specifico del terrapieno, Wt .....	0,0019
Angolo caratt. del terrapieno, $\theta_1$ 'k .....	28 °
Angolo di calcolo, $\theta_1$ '=Atn( $\theta_1$ 'k/YM) .....	28
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Coesione di calcolo, c1'=c1'k/YM .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Peso specifico terreno di base, W2 .....	0,002
Angolo attrito caratt. terreno di base, $\theta_2$ 'k .....	36
Angolo di calcolo, $\theta_2$ '=Atn( $\theta_2$ 'k/YM) .....	36
Coesione caratteristica terreno di base, c2'k .....	0
Coesione di calcolo terreno di base, c2'=c2'k/YM ....	0
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione, $\mu$	0,73
Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw ....	2 daN/cm <sup>2</sup> /cm
<b>2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO</b>	
Altezza della parete, hm .....	200 cm
Altezza del terrapieno, ht .....	190
Altezza della fondazione, d .....	30
Lunghezza suola esterna, b1 .....	80
Lunghezza scarpa esterna, b2 .....	0
Spessore in testa, s .....	16
Lunghezza scarpa interna, b3 .....	0
Lunghezza suola interna, b4 .....	100
Larghezza basamento fondazione, b .....	196
Altezza del dente di fondazione, hd .....	0
Spessore del dente di fondazione, sd .....	0
Interasse degli speroni, i .....	100
Spessore degli speroni, ssp .....	20
Altezza del rinterro, hr .....	50
Angolo del pendio, $\langle\beta\rangle$ .....	20 °
Angolo rif. sezione di spinta, $\langle\Psi\rangle$ .....	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $\langle\Delta\rangle$ .....	17
<b>2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)</b>	
Carico sul terrapieno, qk .....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Sovraccarico di calcolo allo SL, q=qk*Y(q).....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Coppia sommitale, Mck .....	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia sommitale di calcolo allo SL, Mc=Mck*Y(Mc)...	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck .....	1 daN/cm (100 daN/m)
<b>2.10 FALDA D'ACQUA</b>	
Non esiste falda d'acqua: hw = 0	
Peso specifico equivalente del terrapieno, W1 .....	0,0019 daN/cm <sup>3</sup>
<b>2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>	
Resistenza caratt. delle armature, fyk .....	4500 daN/cm <sup>2</sup> (450 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck .....	300 daN/cm <sup>2</sup> (30 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cilindrica cls: fck=0,83*Rck ....	249 daN/cm <sup>2</sup> (24,9 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo armature: fyd=fyk/1,15 .....	3913 daN/cm <sup>2</sup> (391,3 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo del cls: fcd=0,85*fck/1,5 .....	141 daN/cm <sup>2</sup> (14,1 N/mm <sup>2</sup> )
Res. caratt. a trazione cls: fctk = 0,7*0,3*fck^0,67	18,1 daN/cm <sup>2</sup> (1,81 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo a trazione del cls: fctd = fctk/1,5	12,07 daN/cm <sup>2</sup> (1,207 N/mm <sup>2</sup> )
Max tens. per sez. non armata a taglio: tc=0,25*fctk	4,52 daN/cm <sup>2</sup> (0,452 N/mm <sup>2</sup> )

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, P1 = Wm*d*b .....	14,7
scarpa esterna, P2 = Wm*b <sup>2</sup> *hm/2 .....	0
spessore s, P3 = Wm*s*hm .....	8
scarpa interna, P4 = Wm*b <sup>3</sup> *hm/2 .....	0
terrapieno, P5 = Wt*ht(b4+b3/2) .....	36,1

pag. 22

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

sovraccarico,  $Q = q \cdot b^4$  - favor..... 15  
forza verticale in testa,  $N_{ck}$  - favor..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $N_o = 74,8$  daN/cm (7480 daN/m)

## MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M_1 = P_1 \times 98 = 1440,6$   
 $M_2 = P_2 \times 80 = 0$   
 $M_3 = P_3 \times 88 = 704$   
 $M_4 = P_4 \times 96 = 0$   
 $M_5 = P_5 \times 146 = 5270,6$   
 $M_q = Q \times 146 = 2190$   
 $M_n = N_c \times 88 = 88$

-----  
MOMENTO TOT.  $M_o = 9693,2$  daN\*cm/cm (9693,2 daN\*m/m)

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 256$  cm

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,4602$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S_1 = YG_1(K \cdot W_1 \cdot h_{et}^2 / 2)$  ..... = 28,65169

Spinta del sovraccarico,  $S_2 = Y(K \cdot p_k \cdot h_{et})$  ..... = 17,67168

Comp. verticale spinta totale,  $S_v = (S_1 + S_2) \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 13,54364

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o} = S_1 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 27,39974

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o} = S_2 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 16,89951

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 44,29926 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_{et} / 3$  ..... = 2338,112

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_{et} / 2$  ..... = 2163,137

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 4501,249 daN\*cm

### 4.2 IN COMBINAZIONE SISMICA CON $K_h = 0,0709$ g

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 3,91707907198853^\circ$

$K' = 0,5821$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta terrapieno,  $S_1' = YG_1[1/2(1+K_v)K' \cdot W_1 \cdot h_{et}^2]$  ..... = 37,52583

Spinta dei sovraccarichi,  $S_2' = YQ(1+K_v)K' \cdot q_k \cdot h_{et}$  ..... = 23,14504

Comp. verticale spinta totale:  $S_v' = (S_1' + S_2') \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 17,73845

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o}' = S_1' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 35,88612

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o}' = S_2' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 22,13371

Comp. orizzontale spinta totale:  $S_o' = S_{1o}' + S_{2o}'$  ..... = 58,01984

Forza orizzontale d'inerzia totale,  $F_c = K_h(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5)$  ..... = 4,16892

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S' = S_o' + F_c$  ..... = 62,18876 daN

\* Risulta un incremento di spinta:  $DS = S_o' - S = 13,72058$

Momento di spinta terrapieno,  $S_{1o}' \cdot h_{et} / 3$  ..... = 3062,282

Momento di spinta sovraccarico,  $S_{2o}' \cdot h_{et} / 2$  ..... = 2833,115

Incremento dinamico prudenziale:  $DM = DS \cdot h_{et} / 6$  ..... = 585,4114

$I_1 = K_h \cdot P_1 \cdot d / 2$  momento forze inerziali fondazione ..... = 15,63345

$I_2 = K_h \cdot P_2 \cdot (d + h_m / 3)$  momento forze inerziali ..... = 0

$I_3 = K_h \cdot P_3 \cdot (d + h_m / 2)$  momento forze inerziali ..... = 73,736

$I_4 = K_h \cdot P_4 \cdot (d + h_m / 3)$  momento forze inerziali ..... = 0

$I_5 = K_h \cdot P_5 \cdot (d + h_m / 2)$  momento forze inerziali ..... = 319,9363

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M'$  ..... = 6890,114 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $T_{Ed}$  la forza di scorrimento di calcolo agente e  $TR_d$  quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$N_o = 74,8$  daN  
 $\mu = 0,73$   
 $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
 $S_p = 0$  daN, azioni su eventuale dente di fondazione  
 $S_v' = 17,73845$  daN, comp.verticale della spinta totale in Comb.sisma  
 $S' = 62,18876$  daN  
 $T_{zo}' = 0$  daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $T_{zv}' = 0$  daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $h_z = 0$  cm, quota eventuale tirante da spiccato  
 $d = 30$  cm, altezza suola fondazione

In combinazione sismica si ha per lo scorrimento:

$T_{Ed}' = S' = 62,18876$  daN  
forza ultima resistente:  
 $TR_u' = N_o \cdot \mu + S_v' \cdot \mu + b \cdot c_2 + S_p + T_{zo}' + T_{zv}' \cdot \mu = 67,55307$  daN

con coeff. di resistenza allo scorrimento  $Y_R = 1$   
si ottiene il valore della forza resistente di progetto:  
 $TR_d = TR_u' / Y_R = 67,55307$

SI VERIFICA:  $TR_d' > T_{Ed}'$ : ( $TR_d' / T_{Ed}' = 1,086259$ )

### 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2; per il ribaltamento

occorre incrementare il coeff. riduttivo  $\beta_m$  del 50% (Rif. NTC2018/7.11.6.2.1)

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $MR_d$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 9693,2$  daN\*cm  
 $M_c = 0$  daN\*cm  
 $M_p = 0$  daM\*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M_v' = S_v' \cdot b = 3476,735$  daN\*cm, da comp.verticale spinta in Comb.sisma  
 $M' = 6890,114$  daN\*cm, momento ribaltante in Comb.sisma

Si incrementa il coeff. riduttivo dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_m(\text{rib}) = \beta_m \cdot 1.5 = 0,5700$

quindi si ottiene:

$K_h(\text{rib}) = \beta_m(\text{rib}) \cdot a_{max} / g = 0,1064$

$K'(\text{rib}) = 0,6726$  (coefficiente di spinta aggiornato)

Rapporto spinte:  $Rapp = K(\text{rib}) / K' = 1,1555$

$M_{Ed}' = M' \cdot Rapp = 7961,331$  daN\*cm

momento ultimo resistente:

$MR_u' = M_o + M_v' - M_c - M_p + T_{zo}'(h_z + d) + T_{zv}'(b_1 + b_2 \cdot h_z / h_m) = 13169,94$  daN\*cm

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1$   
si ottiene il valore del momento resistente di progetto:

$MR_d' = MR_u' / Y_R = 13169,94$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SI VERIFICA:  $MRd' > MEd'$ : ( $MRd'/MEd' = 1,654238$  )

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica in Combinazione Sismica

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

Mo = 9693,2 daN\*cm  
Mv = 2654,554  
Mc = 0  
Mp = 0 momento dal dente di fondazione  
M = 4501,249 momento ribaltante  
No = 74,8 daN  
Sv = 13,54364 daN  
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti  
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti  
hz = 0 cm  
B = 196 cm, larghezza suola di fondazione  
en = 32,66667 cm, nocciolo centrale inerzia(B/6)  
Mv' = 3476,735  
M' = 6890,114 momento ribaltante in Comb.sismica  
Sv' = 17,73845  
Tzo' = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sismica  
Tzv' = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sismica

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
 $MEd' = Mo + Mv' - Mc - Mp - M' + Tzo'(hz+d) + Tzv'(b1+b2*hz/hm) = 6279,821$  daN\*cm  
Sforzo normale agente in fondazione:  
 $NEd' = No + Sv' + Tzv' = 92,53845$  daN  
Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
 $ee' = MEd'/NEd' = 67,86176$  cm  
Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:  
 $e' = B/2 - ee' = 30,13824$  cm (sezione elastica tutta compressa)

Modello elastico: zona compressa  $y = 196$  cm  
Pressione massima,  $qEd1' = 0,9077265$  daN/cm<sup>2</sup>  
Pressione minima,  $qEd2' = 3,654345E-02$  daN/cm<sup>2</sup>

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):  
sezione ridotta:  $y*' = B - 2e' = 135,7235$  cm  
Pressione equivalente di calcolo,  $qEd' = Nd'/y*' = 0,681816$  daN/cm<sup>2</sup>

### 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2  
Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\phi' = 36^\circ$   
Coesione del terreno fondazione,  $c2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
Altezza del rinterro della fondazione,  $hr = 50$  cm  
Larghezza ridotta della fondazione,  $b = 135,7235$  cm  
Peso specifico terreno di fondazione,  $Wt = 0,002$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

Nq =  $[e^{(3,14*\tan\phi')}] (1+\sin\phi') / (1-\sin\phi')$  ..... 37,75311  
NY =  $2(Nq+1)*\tan\phi'$  ..... 56,31157  
Nc =  $(Nq-1)/\tan\phi'$  ..... 50,5863

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

q1	=	Wt*hr*Nq (contributo rinterro) .....	3,775311
q2	=	(Wt*b*NY)/2(contributo attrito) .....	7,642803
q3	=	c2*Nc (contributo coesione) .....	0
			-----
qRu	=	q1+q2+q3 .....	11,41811

Con coeff. parziale di resistenza YR = 1,2  
si ottiene il carico limite di progetto:  
qRd = qRu/YR = 9,515095 daN/cm2 (bar)

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$$NRd' = qRd \times y*' = 1291,422 \text{ daN}$$

SI VERIFICA: NRd > NEd: (NRd/NEd =13,95552)

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.

In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione Kw = 2 (daN/cm2)

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$$Uz = qEd2 / Kw = 1,827173E-02$$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.:

$$rad = (qEd1 - qEd2)/(Kw \times y) = 2,222406E-03$$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$$Uz,e = rad \times y = 0,4355915 \text{ cm}$$

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

Ux,(hm/4)	=	(d+hm/4)*rad .....	=	0,1778 cm
Ux,(hm/2)	=	(d+hm/2)*rad .....	=	0,2889 cm
Ux,(hm3/4)	=	(d+hm3/4)*rad .....	=	0,4000 cm
Ux,(hm)	=	(d+hm)*rad .....	=	0,5112 cm

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono inferiori di quelli sopra riportati:

Ux,(hm/4)	=	0,1368 cm
Ux,(hm/2)	=	0,2222 cm
Ux,(hm3/4)	=	0,3077 cm
Ux,(hm)	=	0,3932 cm

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con:  
Approccio1 - Combinazione2 (A2+M2+R2=1,1) in assenza di azione sismica, ovvero:  
in Combinazione Sismica (A1=A2=1 +M1=M2=1 +R2=1,1)

Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoeppli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro (P2+P3+P4), terreno (P5), carichi (Q,Nc), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B.

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

(vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 50 cm  
Altezza dente di fondazione..... hd = 0  
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base f = 0,73  
Coesione del terreno ..... c2 = 0 daN/cm2

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa.... Xo = -50 cm  
Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa.... Yo = 170  
Raggio del cerchio critico di scorrimento..... r = 433

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale della spinta del terreno..... S' = 62,18876 daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno..... Sv' = 17,73845  
Forze verticali: P2+P3+P4+P5+Q+Nc..... N = 60,1  
Totale forze verticali, Sv'+N ..... Nv = 77,83845  
Forza risultante della spinta,  $\text{sqr}(Nv^2 + S'^2)$ ..... R = 99,63065

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, MP+MQ+MSv'..... MA = 9336,183 daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta, S'(Zo+d)-M'..... MB = 17985,39  
Somma algebrica dei momenti, MA+MB+MCC..... MM = 27379,57

Componente tangente della spinta risultante R: MM/r... Tr = 63,22097 daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\text{sqr}(R^2 - Tr^2)$ ..... Nr = 77,00243  
Peso a valle, G1 = 47,84225 daN/cm  
Peso a valle, G2 = 8,906077  
Componente tangente stabilizzante, T2 = 3,816523 daN/cm  
Componente normale, N2 = 8,046885  
Sviluppo dell' arco, HB = 443,0939 cm

Forza attiva di scorrimento, FE<sub>d</sub> = Tr-T2 = 59,40445 daN/cm

Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:

$\tau_e = FE_d/HB = 0,134$  daN/cm2

Forza resistente di attrito, FR<sub>u</sub> =  $f(0,8*G1+Nr+N2) + HB*c2 = 85,01669$  daN/cm

Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:

$\tau_u = FR_u/HB = 0,192$  daN/cm2

Con coeff. di sicurezza YR = 1,1 si ottiene il valore della resistenza di progetto:

$FR_d = FR_u / YR = 77,2879028320313$

$\tau = \tau_u / YR = 0,174$  daN/cm2

SI VERIFICA:  $FR_d > FE_d$ : ( $FR_d/FE_d = 1,43115$ )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Comb. sismica

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=16)

he = 226 cm, altezza di spinta

zo = 0 cm, altezza stabile per coesione

S1 spinta del terrapieno ..... = 29,24605 daN/cm  
S2 spinta del sovraccarico ..... = 20,43273  
Sv=(S1+S2)sin(Delta+90-Psi) comp. vert. tot..... = 14,52467  
S1o Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 27,96814  
S2o Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 19,53992  
Forza concentrata orizzontale, Tzo ..... = 0

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

\* DS increm. dinamico di spinta = 11,23475  
spinta inerziale scarpa esterna,  $Kh \cdot P2$ ..... = 0  
spinta inerziale elevazione,  $Kh \cdot P3$ ..... = 0,5672  
spinta inerziale scarpa interna,  $Kh \cdot P4$ ..... = 0  
spinta inerziale terrapieno,  $Kh \cdot P5$ ..... = 2,55949  
Forza concentrata orizzontale,  $Tzo'$ ..... = 0  
Somma:  
 $V = 50,63475$  daN  
 $N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 9$  daN  
momento per spinta del terrapieno,  $S1o \cdot he/3$  ..... = 2106,933  
momento spinta del sovraccarico,  $S2o \cdot he/2$  ..... = 2208,011  
momento forza inerziale scarpa esterna,  $Kh \cdot P2 \cdot hm/3$  .. = 0  
momento forza inerziale elevazione,  $Kh \cdot P3 \cdot hm/2$  ..... = 56,72  
momento forza inerziale scarpa interna,  $Kh \cdot P4 \cdot hm/3$  .. = 0  
momento forza inerziale terrapieno,  $Kh \cdot P5 \cdot he/2$  ..... = 289,2224  
\*  $DM=DS \cdot he/6$  mom. aggiunto (muri vincolati) ..... = 0  
momento eccentricita' peso muro,  $Mee$  ..... = 0  
momento dai carichi concentrati esterni ( $Mc, Tz, Nc$ )... = 0  
Somma:  
 $M = 4660,886$  daN\*cm  
Eccentricità,  $e = M/N = 517,8762$  cm

SEZ.A11 / h = 20 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 23,23705$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 17,98689$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 5,495117  
\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 44,06741$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 8,2$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 3734,501$   
Eccentricità,  $e = M/N = 455,427$  cm

SEZ.A12 / h = 40 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 18,94404$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 16,24059$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 4,479902  
\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 37,74487$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 7,4$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 2917,109$   
Eccentricità,  $e = M/N = 394,2039$  cm

SEZ.A13 / h = 60 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 15,08908$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 14,49429$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 3,568279  
\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 31,86039$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 6,6$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 2221,786$   
Eccentricità,  $e = M/N = 336,6343$  cm

SEZ.A14 / h = 80 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 11,67219$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 12,74799$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 2,76025  
\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 26,41397$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 5,8$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 1639,773$   
Eccentricità,  $e = M/N = 282,7194$  cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A15 / h = 100 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 8,693361 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 11,00169 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 2,055814  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 21,40562  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 5  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 1162,307  
Eccentricità, e = M/N = 232,4614 cm

SEZ.A16 / h = 120 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 6,152596 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 9,25539 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 1,454971  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 16,83533  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 4,2  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 780,6274  
Eccentricità, e = M/N = 185,8637 cm

SEZ.A17 / h = 140 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 4,049893 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 7,50909 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 0,9577222  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 12,70311  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 3,4  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 485,9731  
Eccentricità, e = M/N = 142,9333 cm

SEZ.A18 / h = 160 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 2,385253 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 5,76279 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 0,5640669  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 9,008945  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 2,6  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 269,5827  
Eccentricità, e = M/N = 103,6857 cm

SEZ.A19 / h = 180 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 1,158677 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 4,01649 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 0,2740049  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 5,752845  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 1,8  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 122,6949  
Eccentricità, e = M/N = 68,16383 cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8: y = 135,7235 cm  
pressione equivalente, Rif.punto8: q = 0,681816 daN/cm2  
Sforzi sulla sezione:  
V = q\*b1 -d\*Wm\*b1 = 48,54528  
N = 0  
M = [q/2 -Wm\*d/2] b1^2 = 1941,811

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 135,7235$  cm  
Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 0,681816$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = (1+Kv)(P5+Q+Wm*d*b4) + Sv' - V(qt) = 48,11793$   
 $N = S'b4/b = -31,72896$   
 $M = M(qt) + Mp - (1+Kv)(P5+Q+Wm*d)b4/2 - Sv'b4 = -3844,53$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni  
Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:  
 $V = 24$   
 $M = -1923$

SEZ.A6 orizzontale parete

Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, semincastro sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:  
(luce netta tra speroni,  $L = 80$  cm)  
Spinta  $S' = 62,18876$  daN  
Carico ripartito:  
 $p = S'/(hm/2) = 0,6218876$  daN/cm<sup>2</sup>  
Reazione di bordo per effetto piastra:  
 $R = p*L/2 = 24,8755$   
Momento di bordo per effetto piastra:  
 $M = p*L^2/15 = 265,3387$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.  
Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $Y=1,3$ :  
 $Aa = 1,3*R/fyd = 0,0083$  cm<sup>2</sup>/cm  
e ripartita a metro di altezza:  
 $Ao = 0,83$  cm<sup>2</sup>/m  
Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $hm/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).  
Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $YR=1$   
Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente  
 $bw/\phi$  = larghezza o diametro della sezione resistente  
 $i$  = zona di competenza dell'armatura  
 $c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione  
 $NEd$  = Sforzo normale di calcolo ( $NEd > 0$  = compressione)  
 $VEd$  = Taglio di calcolo agente  
 $MEd$  = Momento flettente di calcolo agente  
 $\tau$  =  $VEd/(0,9*bw*d')$ , tensione di taglio di riferimento  
 $Aa(')$  = Area di calcolo acciaio teso  
 $|MRd|$  = Momento flettente resistente  
 $|VRd|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)  
 $Ast(*)$  =  $VEd*100/(0,9*fyd*d')$  cm<sup>2</sup>/m, area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.	$d'$ cm	$bw$ cm	$i$ cm	$NEd$ daN	$VEd$ daN	$MEd$ daN*m	$\tau$ daN/cm <sup>2</sup>	$Aa(')$ cm <sup>2</sup>	$ MRd $ daN*m	$ VRd $ daN	$Ast(*)$ cm <sup>2</sup> /m	$MRd/MEd$
SEZ. attacco sperone, $h = 0$ , arm. intradosso:												
A10	93	20	100	900	5063	4661	0,60	2,42	9187	28763	0,00	2,0
SEZ. sperone $h = 20$ , arm. intradosso:												
A11	83	20	100	820	4407	3735	0,59	2,16	7325	26388	0,00	2,0

pag. 30

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

SEZ. sperone h = 40 , arm. intradosso:												
A12	73	20	100	740	3774	2917	0,57	1,90	5674	23972	0,00	1,9
SEZ. sperone h = 60 , arm. intradosso:												
A13	63	20	100	660	3186	2222	0,56	1,64	4233	21509	0,00	1,9
SEZ. sperone h = 80 , arm. intradosso:												
A14	53	20	100	580	2641	1640	0,55	1,38	3003	18985	0,00	1,8
SEZ. sperone h = 100 , arm. intradosso:												
A15	43	20	100	500	2141	1162	0,55	1,12	1984	16382	0,00	1,7
SEZ. sperone h = 120 , arm. intradosso:												
A16	33	20	100	420	1684	781	0,57	0,86	1175	13669	0,00	1,5
SEZ. sperone h = 140 , arm. intradosso:												
A17	23	20	100	340	1270	486	0,61	0,60	577	10791	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 160 , arm. intradosso:												
A18	13	20	100	260	901	270	0,77	0,54	290	6607	0,00	1,1
SEZ. sperone h = 180 , arm. intradosso:												
A19	3	20	100	180	575	123	2,13	1,18	133	2577	0,00	1,1
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	27	100	100	0	4855	1942	2,00	3,51	3641	11968	0,00	1,9
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	27	100	100	-3173	2400	-1923	0,99	4,32	4035	11968	0,00	2,1
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	2488	265	2,13	1,69	844	7055	0,00	3,2

---

## AVVERTENZE:

- (\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$   
(') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_200\_sisma.ops

## 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

Approccio 3 :Combinazione sismica

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,086259  
Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,654238  
Stab. Globale..... Rd/Ed = 1,43115  
Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 13,95552

## 2. Muro H 3 m

### 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

### 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

## 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max}$  =  $S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d / E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d / R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

## 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2 + M_2 + R_2 = 1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1 + M_1 + R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^* = 1 + M^* = 1 + YR^*$

### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2 + M_2 + R_2 = 1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2 ( $A_2 + M_2 + R_1 = 1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^* = 1 + M^* = 1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare  $YG_2 = YG_1$

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	$\text{tang } \phi'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	$c_k'$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso / Volume	$\gamma$	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

### 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

$\langle \phi' \rangle$  = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
 $\langle \beta \rangle$  = angolo inclinazione sup. terrapieno  
 $\langle \Delta \rangle$  = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
 $\langle \Psi \rangle$  = angolo di riferimento sezione di spinta  
 $\langle \text{Teta} \rangle$  =  $\text{Arctg}[K_h/(1+K_v)]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\phi' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\phi' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\Psi)^2 * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta)]}$$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\sin(\theta + \Delta) \cdot \sin(\theta - \beta - \text{Teta})) / [\sin(\text{Psi} - \text{Teta} - \Delta) \cdot \sin(\text{Psi} + \beta)]}\}^2$$

con  $\beta > (\theta - \text{Teta})$ :

$$K = \sin^2(\theta + \text{Psi} - \text{Teta}) / [\cos(\text{Teta}) \cdot \sin^2(\text{Psi}) \cdot \sin(\text{Psi} - \text{Teta} - \Delta)]$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 (A2+M2+R2=1,1)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1

Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,3

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1,25

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1

al ribaltamento, YR ..... 1

alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1

alla stabilità globale, YR ..... 1,1

alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)

Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019

Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1$ 'k ..... 28 °

Angolo di calcolo,  $\theta_1 = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 23,04

Coesione caratt. del terrapieno, c1'k ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>

Coesione di calcolo, c1' = c1'k/YM ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>

Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002

Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2$ 'k ..... 36

Angolo di calcolo,  $\theta_2 = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 30,17

Coesione caratteristica terreno di base, c2'k ..... 0

Coesione di calcolo terreno di base, c2' = c2'k/YM .... 0

Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73

Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

### 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, hm ..... 300 cm

Altezza del terrapieno, ht ..... 290

Altezza della fondazione, d ..... 30

Lunghezza suola esterna, b1 ..... 120

Lunghezza scarpa esterna, b2 ..... 0

Spessore in testa, s ..... 16

Lunghezza scarpa interna, b3 ..... 0

Lunghezza suola interna, b4 ..... 130

Larghezza basamento fondazione, b ..... 266

Altezza del dente di fondazione, hd ..... 0

Spessore del dente di fondazione, sd ..... 0

Interasse degli speroni, i ..... 100

Spessore degli speroni, ssp ..... 20

Altezza del rinterro, hr ..... 50

Angolo del pendio,  $\langle \beta \rangle$  ..... 20 °

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Angolo rif. sezione di spinta, <Psi> ..... 90  
Angolo inclinazione spinta terreno, <Delta> ..... 17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno, qk ..... 0,1500 daN/cm<sup>2</sup> (1500 daN/m<sup>2</sup>)  
Sovraccarico di calcolo allo SL, q=qk\*Y(q)..... 0,1950 daN/cm<sup>2</sup> (1950 daN/m<sup>2</sup>)  
Coppia sommitale, Mck ..... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Coppia sommitale di calcolo allo SL, Mc=Mck\*Y(Mc)... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Forza verticale in testa, Nck ..... 1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0  
Peso specifico equivalente del terrapieno, W1 ..... 0,0019 daN/cm<sup>3</sup>

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature, fyk ..... 4500 daN/cm<sup>2</sup> (450 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck ..... 300 daN/cm<sup>2</sup> (30 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cilindrica cls: fck=0,83\*Rck .... 249 daN/cm<sup>2</sup> (24,9 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo armature: fyd=fyk/1,15 ..... 3913 daN/cm<sup>2</sup> (391,3 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo del cls: fcd=0,85\*fck/1,5 ..... 141 daN/cm<sup>2</sup> (14,1 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. caratt. a trazione cls: fctk = 0,7\*0,3\*fck^0,67 18,1 daN/cm<sup>2</sup> (1,81 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo a trazione del cls: fctd = fctk/1,5 12,07 daN/cm<sup>2</sup> (1,207 N/mm<sup>2</sup>)  
Max tens. per sez. non armata a taglio: tc=0,25\*fctk 4,52 daN/cm<sup>2</sup> (0,452 N/mm<sup>2</sup>)

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, P1 = Wm\*d\*b ..... 19,95  
scarpa esterna, P2 = Wm\*b2\*hm/2 ..... 0  
spessore s, P3 = Wm\*s\*hm ..... 12  
scarpa interna, P4 = Wm\*b3\*hm/2 ..... 0  
terrapieno, P5 = Wt\*ht(b4+b3/2) ..... 71,63  
sovraccarico, Q = q\*b4 - favor..... 19,5  
forza verticale in testa, Nck - favor..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE, No = 124,08 daN/cm (12408 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

M1 = P1 x 133 = 2653,35  
M2 = P2 x 120 = 0  
M3 = P3 x 128 = 1536  
M4 = P4 x 136 = 0  
M5 = P5 x 201 = 14397,63  
Mq = Q x 201 = 3919,5  
Mn = Nc x 128 = 128

-----  
MOMENTO TOT. Mo = 22634,48 daN\*cm/cm (22634,48 daN\*m/m)

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta, het = 367 cm

### 4.1 SI CALCOLA CON Kh = 0:

Angoli: <beta>= 20 ; <Teta>= 0 °  
K = 0,6203 coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)  
Spinta del terrapieno, S1=YG1(K\*W1\*het^2/2) ..... = 79,37021  
Spinta del sovraccarico, S2 = Y(K\*pk\*het) ..... = 44,39177  
Comp. verticale spinta totale, Sv = (S1+S2)\*sin(Delta+90-Psi)..... = 36,1845  
Comp. orizzontale spinta terrapieno, S1o = S1\*cos(Delta+90-Psi)..... = 75,90211  
Comp. orizzontale spinta sovraccarico, S2o = S2\*cos(Delta+90-Psi)..... = 42,45206

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 118,3542 daN  
Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_{et}/3$  ..... = 9285,357  
Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_{et}/2$  ..... = 7789,953  
-----  
MOMENTO RIBALTANTE, M ..... = 17075,31 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

Le verifiche a scorrimento e ribaltamento non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Le verifiche del terreno di fondazione non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con:  
Approccio1 - Combinazione2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ ) in assenza di azione sismica, ovvero:  
in Combinazione Sismica ( $A_1=A_2=1 +M_1=M_2=1 +R_2=1,1$ )

Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoeppli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ( $P_2+P_3+P_4$ ), terreno ( $P_5$ ), carichi ( $Q, N_c$ ), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 50 cm  
Altezza dente di fondazione..... hd = 0  
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base f = 0,73  
Coesione del terreno ..... c2 = 0 daN/cm2

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa....  $X_o = -70$  cm  
Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa....  $Y_o = 250$   
Raggio del cerchio critico di scorrimento..... r = 618

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta del terreno..... S = 118,3542 daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno..... Sv = 36,1845  
Forze verticali:  $P_2+P_3+P_4+P_5+Q+N_c$ ..... N = 104,13  
Totale forze verticali, Sv+N ..... Nv = 140,3145  
Forza risultante della spinta,  $\sqrt{Nv^2 + S^2}$ ..... R = 183,5644

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali,  $MP+MQ+MS_v$  ..... MA = 22512,48 daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta,  $S(Z_o+d)-M$  ..... MB = 51570,11  
Somma algebrica dei momenti,  $MA+MB+MCC$ ..... MM = 74160,59

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

Componente tangente della spinta risultante R:  $MM/r...$   $Tr = 119,8235$  daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\text{sqr}(R^2 - Tr^2).....$   $Nr = 139,0619$   
Peso a valle,  $G1 = 65,61514$  daN/cm  
Peso a valle,  $G2 = 10,36185$   
Componente tangente stabilizzante,  $T2 = 3,910644$  daN/cm  
Componente normale,  $N2 = 9,595562$   
Sviluppo dell' arco,  $HB = 556,5058$  cm

Forza attiva di scorrimento,  $FEd = Tr - T2 = 115,9129$  daN/cm  
Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:  
 $\tau_e = FEd/HB = 0,208$  daN/cm<sup>2</sup>

Forza resistente di attrito,  $FRu = f(0,8 * G1 + Nr + N2) + HB * c2 = 137,8446$  daN/cm  
Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:  
 $\tau_u = FRu/HB = 0,248$  daN/cm<sup>2</sup>

Con coeff. di sicurezza  $YR = 1,1$  si ottiene il valore della resistenza di progetto:

$FRd = FRu / YR = 125,31327681108$   
 $\tau = \tau_u / YR = 0,225$  daN/cm<sup>2</sup>

SI VERIFICA:  $FRd > FEd$ : ( $FRd/FEd = 1,189209$ )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le verifiche di resistenza strutturale non possono essere eseguite con l'Approccio 1

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali non possono essere eseguite con l'Approccio 1

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_300\_approccio\_1.ops

## 12. SINTESI DEI RISULTATI

Approccio 1

Scorrimento..... Rd/Ed = -  
Ribaltamento..... Rd/Ed = -  
Stab. Globale..... Rd/Ed = 1,189209  
Fond.-Terreno..... Rd/Ed = -

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

## 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

## 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max}$  =  $S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

## 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2( $A_2+M_2+R_1=1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF.PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
---------	---------	----------------	----	----	-----	-----

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	ck'	1.00	1.25
Coesione non drenata	cuk	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

## 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone YR=1

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

## 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

$\langle\theta'\rangle$  = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
 $\langle\beta\rangle$  = angolo inclinazione sup. terrapieno  
 $\langle\Delta\rangle$  = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
 $\langle\Psi\rangle$  = angolo di riferimento sezione di spinta  
 $\langle\text{Teta}\rangle$  =  $\text{Arctg}[Kh/(1\pm Kv)]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\Psi)^2 * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{\text{sen}(\theta' + \Delta) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * \text{sen}(\Psi + \beta)]}\}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\Psi) * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta)]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1,3

Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,5

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1,1

al ribaltamento, YR ..... 1,15

alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1,4

alla stabilità globale, YR ..... 1,1

alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)

Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019

Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1'$ k ..... 28 °

Angolo di calcolo,  $\theta_1' = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 28

Coesione caratt. del terrapieno, c1'k ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>

Coesione di calcolo, c1' = c1'k/YM ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>

Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002

Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2'$ k ..... 36

Angolo di calcolo,  $\theta_2' = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 36

Coesione caratteristica terreno di base, c2'k ..... 0

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Coesione di calcolo terreno di base,  $c2'=c2'k/YM$  .... 0  
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73  
Coeff. elastico di reazione terreno di base,  $Kw$  .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

## 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete,  $hm$  ..... 300 cm  
Altezza del terrapieno,  $ht$  ..... 290  
Altezza della fondazione,  $d$  ..... 30  
Lunghezza suola esterna,  $b1$  ..... 120  
Lunghezza scarpa esterna,  $b2$  ..... 0  
Spessore in testa,  $s$  ..... 16  
Lunghezza scarpa interna,  $b3$  ..... 0  
Lunghezza suola interna,  $b4$  ..... 145  
Larghezza basamento fondazione,  $b$  ..... 281  
Altezza del dente di fondazione,  $hd$  ..... 0  
Spessore del dente di fondazione,  $sd$  ..... 0  
Interasse degli speroni,  $i$  ..... 100  
Spessore degli speroni,  $ssp$  ..... 20  
Altezza del rinterro,  $hr$  ..... 50  
Angolo del pendio,  $\langle\beta\rangle$  ..... 20 °  
Angolo rif. sezione di spinta,  $\langle\Psi\rangle$  ..... 90  
Angolo inclinazione spinta terreno,  $\langle\Delta\rangle$  ..... 17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno,  $qk$  ..... 0,1500 daN/cm<sup>2</sup> (1500 daN/m<sup>2</sup>)  
Sovraccarico di calcolo allo SL,  $q=qk*Y(q)$  ..... 0,2250 daN/cm<sup>2</sup> (2250 daN/m<sup>2</sup>)  
Coppia sommitale,  $Mck$  ..... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Coppia sommitale di calcolo allo SL,  $Mc=Mck*Y(Mc)$ ... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Forza verticale in testa,  $Nck$  ..... 1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua:  $hw = 0$   
Peso specifico equivalente del terrapieno,  $W1$  ..... 0,0019 daN/cm<sup>3</sup>

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature,  $fyk$  ..... 4500 daN/cm<sup>2</sup> (450 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cubica del cls,  $Rck$  ..... 300 daN/cm<sup>2</sup> (30 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cilindrica cls:  $fck=0,83*Rck$  .... 249 daN/cm<sup>2</sup> (24,9 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo armature:  $fyd=fyk/1,15$  ..... 3913 daN/cm<sup>2</sup> (391,3 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo del cls:  $fcd=0,85*fck/1,5$  ..... 141 daN/cm<sup>2</sup> (14,1 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. caratt. a trazione cls:  $fctk = 0,7*0,3*fck^{0,67}$  18,1 daN/cm<sup>2</sup> (1,81 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo a trazione del cls:  $fctd = fctk/1,5$  12,07 daN/cm<sup>2</sup> (1,207 N/mm<sup>2</sup>)  
Max tens. per sez. non armata a taglio:  $tc=0,25*fctk$  4,52 daN/cm<sup>2</sup> (0,452 N/mm<sup>2</sup>)

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione,  $P1 = Wm*d*b$  ..... 21,075  
scarpa esterna,  $P2 = Wm*b2*hm/2$  ..... 0  
spessore  $s$ ,  $P3 = Wm*s*hm$  ..... 12  
scarpa interna,  $P4 = Wm*b3*hm/2$  ..... 0  
terrapieno,  $P5 = Wt*ht(b4+b3/2)$  ..... 79,895  
sovraccarico,  $Q = q*b4 - favor$  ..... 21,75  
forza verticale in testa,  $Nck - favor$  ..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $No = 135,72$  daN/cm (13572 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M1 = P1 \times 140,5 = 2961,037$   
 $M2 = P2 \times 120 = 0$   
 $M3 = P3 \times 128 = 1536$   
 $M4 = P4 \times 136 = 0$   
 $M5 = P5 \times 208,5 = 16658,11$   
 $Mq = Q \times 208,5 = 4534,875$   
 $Mn = Nc \times 128 = 128$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

-----  
MOMENTO TOT. Mo = 25818,02 daN\*cm/cm (25818,02 daN\*m/m)

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta, het = 372 cm

### 4.1 SI CALCOLA CON Kh = 0:

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0$  °  
K = 0,4602 coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)  
Spinta del terrapieno,  $S1 = \gamma G1(K * W1 * \text{het}^2 / 2)$  ..... = 78,65013  
Spinta del sovraccarico,  $S2 = \gamma(K * pk * \text{het})$  ..... = 38,51874  
Comp. verticale spinta totale,  $Sv = (S1 + S2) * \sin(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 34,25687  
Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S1o = S1 * \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 75,21349  
Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S2o = S2 * \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 36,83566  
-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S1o + S2o$  ..... = 112,0491 daN  
Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S1o * \text{het} / 3$  ..... = 9326,474  
Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S2o * \text{het} / 2$  ..... = 6851,432  
-----  
MOMENTO RIBALTANTE, M ..... = 16177,91 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $Tz = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:  
Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2  
Sia TEd la forza di scorrimento di calcolo agente e TRd quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

No = 135,72 daN  
 $\mu = 0,73$   
Sv = 34,25687 daN, comp.verticale della spinta totale  
c2 = 0 daN/cm2  
Sp = 0 daN, azioni su eventuale dente di fondazione  
S = 112,0491 daN, spinta sul paramento  
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti  
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti  
hz = 0 cm, quota eventuale tirante da spiccato  
d = 30 cm, altezza suola fondazione

Si ha sul piano di posa:

TEd = S = 112,0491 daN  
forza ultima resistente:  
TRu = No \*  $\mu$  + Sv \*  $\mu$  + b \* c2 + Sp + Tzo + Tzv \*  $\mu$  = 124,0831 daN

con coeff. di resistenza allo scorrimento YR = 1,1  
si ottiene il valore della forza resistente di progetto:  
TRd = TRu / YR = 112,8028

SI VERIFICA: TRd > TEd: (TRd/TEd = 1,006726 )

## 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $M_{Rd}$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 25818,02 \text{ daN}\cdot\text{cm}$   
 $M_v = S_v \cdot b = 9626,18 \text{ daN}\cdot\text{cm}$ , da comp.verticale spinta  
 $M_c = 0 \text{ daN}\cdot\text{cm}$   
 $M_p = 0 \text{ daN}\cdot\text{cm}$ , momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M = 16177,91 \text{ daN}\cdot\text{cm}$ , momento ribaltante

Si ha per il ribaltamento:

$M_{Ed} = M = 16177,91 \text{ daN}\cdot\text{cm}$   
momento ultimo resistente:  
 $M_{Ru} = M_o + M_v - M_c - M_p + T_{zo}(h_z+d) + T_{zv}(b_1+b_2 \cdot h_z/h_m) = 35444,2 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1,15$   
si ottiene il valore del momento resistente di progetto:  
 $M_{Rd} = M_{Ru} / Y_R = 30821,04$

SI VERIFICA:  $M_{Rd} > M_{Ed}$ : ( $M_{Rd}/M_{Ed} = 1,905132$  )

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica con Approccio 2

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

$M_o = 25818,02 \text{ daN}\cdot\text{cm}$   
 $M_v = 9626,18$   
 $M_c = 0$   
 $M_p = 0$  momento dal dente di fondazione  
 $M = 16177,91$  momento ribaltante  
 $N_o = 135,72 \text{ daN}$   
 $S_v = 34,25687 \text{ daN}$   
 $T_{zo} = 0 \text{ daN}$ , comp.orizzontale vincoli/tiranti  
 $T_{zv} = 0 \text{ daN}$ , comp.verticale vincoli/tiranti  
 $h_z = 0 \text{ cm}$   
 $B = 281 \text{ cm}$ , larghezza suola di fondazione  
 $e_n = 46,83333 \text{ cm}$ , nocciolo centrale inerzia( $B/6$ )

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$M_{Ed} = M_o + M_v - M_c - M_p + M + T_{zo}(h_z+d) + T_{zv}(b_1+b_2 \cdot h_z/h_m) = 19266,29 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

Sforzo normale in fondazione:

$N_{Ed} = N_o + S_v + T_{zv} = 169,9769 \text{ daN}$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$e_e = M_{Ed}/N_{Ed} = 113,3466 \text{ cm}$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$e = B/2 - e_e = 27,15343 \text{ cm}$  (sezione elastica tutta compressa)

Modello elastico: zona compressa  $y = 281 \text{ cm}$

Pressione massima,  $q_{Ed1} = 0,9556141 \text{ daN}/\text{cm}^2$

Pressione minima,  $q_{Ed2} = 0,2541857 \text{ daN}/\text{cm}^2$

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):

sezione ridotta:  $y^* = B - 2e = 226,6931 \text{ cm}$

Pressione equivalente di calcolo,  $q_{Ed} = N_{Ed}/y^* = 0,7498105 \text{ daN}/\text{cm}^2$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2  
Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\phi' = 36^\circ$   
Coesione del terreno fondazione,  $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
Altezza del rinterro della fondazione,  $h_r = 50$  cm  
Larghezza ridotta della fondazione,  $b = 226,6931$  cm  
Peso specifico terreno di fondazione,  $W_t = 0,002$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

$N_q = [e^{(3,14 \cdot \tan \phi')}] (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') \dots\dots 37,75311$   
 $N_Y = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots 56,31157$   
 $N_c = (N_q - 1) / \tan \phi' \dots\dots\dots 50,5863$

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

$q_1 = W_t \cdot h_r \cdot N_q$  (contributo rinterro)  $\dots\dots\dots 3,775311$   
 $q_2 = (W_t \cdot b \cdot N_Y) / 2$  (contributo attrito)  $\dots\dots\dots 12,76544$   
 $q_3 = c_2 \cdot N_c$  (contributo coesione)  $\dots\dots\dots 0$   
-----  
 $q_{Ru} = q_1 + q_2 + q_3 \dots\dots\dots 16,54076$

Con coeff. parziale di resistenza  $Y_R = 1,4$   
si ottiene il carico limite di progetto:  
 $q_{Rd} = q_{Ru} / Y_R = 11,81483$  daN/cm<sup>2</sup> (bar)

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$NR_d = q_{Rd} \times y^* = 2678,34$  daN

SI VERIFICA:  $NR_d > NEd$ : ( $NR_d / NEd = 15,75708$ )

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.  
In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione  $K_w = 2$  (daN/cm<sup>2</sup>)

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$U_z = q_{Ed2} / K_w = 0,1270929$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.

$rad = (q_{Ed1} - q_{Ed2}) / (K_w \times y) = 1,248093E-03$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$U_{z,e} = rad \times y = 0,3507142$  cm

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

$U_x, (hm/4) = (d + hm/4) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,1310$  cm  
 $U_x, (hm/2) = (d + hm/2) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,2247$  cm  
 $U_x, (hm3/4) = (d + hm3/4) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,3183$  cm  
 $U_x, (hm) = (d + hm) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,4119$  cm

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

inferiori di quelli sopra riportati:

Ux, (hm/4) = 0,1008 cm  
Ux, (hm/2) = 0,1728 cm  
Ux, (hm3/4) = 0,2448 cm  
Ux, (hm) = 0,3168 cm

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

ATTENZIONE: Le verifiche di stabilità globale non possono essere eseguite con l'Approccio2

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=16)

he = 342 cm, altezza di spinta  
zo = 0 cm, altezza stabile per coesione

S1 spinta del terrapieno ..... = 66,47614 daN/cm  
S2 spinta del sovraccarico ..... = 35,41239  
Sv=(S1+S2)sin(Delta+90-Psi) comp. vert. tot..... = 29,78933  
S1o Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 63,57145  
S2o Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 33,86504  
Forza concentrata orizzontale, Tzo ..... = 0

Somma:

V = 97,43649 daN

N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 13 daN

momento per spinta del terrapieno, S1o\*he/3 ..... = 7247,146

momento spinta del sovraccarico, S2o\*he/2 ..... = 5790,922

momento eccentricita' peso muro, Mee ..... = 0

momento dai carichi concentrati esterni (Mc,Tz,Nc)... = 0

Somma:

M = 13038,07 daN\*cm

Eccentricità, e = M/N = 1002,928 cm

SEZ.A11 / h = 30 (b=16)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 40,69825 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 32,30604 spinta dei sovraccarichi q,dp

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 73,0043

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 11,8

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 9272,361

Eccentricità, e = M/N = 785,7933 cm

SEZ.A12 / h = 60 (b=16)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 33,24794 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 29,19969 spinta dei sovraccarichi q,dp

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 62,44763

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 10,6

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 7242,463

Eccentricità, e = M/N = 683,2512 cm

SEZ.A13 / h = 90 (b=16)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 26,55019 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 26,09334 spinta dei sovraccarichi q,dp

Si ottengono le sollecitazioni :

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 52,64353$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 9,4$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 5517,977$   
Eccentricità,  $e = M/N = 587,0189$  cm

SEZ.A14 / h = 120 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 20,60499$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 22,98699$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 43,59199$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 8,2$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 4076,326$   
Eccentricità,  $e = M/N = 497,1129$  cm

SEZ.A15 / h = 150 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 15,41236$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 19,88064$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 35,293$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 7$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 2894,932$   
Eccentricità,  $e = M/N = 413,5618$  cm

SEZ.A16 / h = 180 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 10,97227$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 16,77429$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 27,74656$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 5,8$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 1951,22$   
Eccentricità,  $e = M/N = 336,4173$  cm

SEZ.A17 / h = 210 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 7,284746$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 13,66794$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 20,95269$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 4,6$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 1222,613$   
Eccentricità,  $e = M/N = 265,7854$  cm

SEZ.A18 / h = 240 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 4,349776$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 10,56159$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 14,91137$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 3,4$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 686,5335$   
Eccentricità,  $e = M/N = 201,9216$  cm

SEZ.A19 / h = 270 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 2,167362$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 7,45524$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 9,622602$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 2,2$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 320,4053$   
Eccentricità,  $e = M/N = 145,6388$  cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 226,6931$  cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 0,7498105 \text{ daN/cm}^2$

Sforzi sulla sezione:

$$V = q \cdot b_1 - d \cdot W_m \cdot b_1 = 80,97726$$

$$N = 0$$

$$M = [q/2 - W_m \cdot d/2] b_1^2 = 4858,635$$

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 226,6931 \text{ cm}$

Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 0,7498105 \text{ daN/cm}^2$

Sforzi sulla sezione:

$$V = (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d \cdot b_4) + S_v' - V(qt) = 74,30668$$

$$N = S' \cdot b_4 / b = -57,81895$$

$$M = M(qt) + M_p - (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d) b_4 / 2 - S_v' \cdot b_4 = -9393,467$$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni

Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:

$$V = 37$$

$$M = -4697$$

SEZ.A6 orizzontale parete

Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, semincastro sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:

(luce netta tra speroni,  $L = 80 \text{ cm}$ )

$$\text{Spinta } S' = 112,0491 \text{ daN}$$

Carico ripartito:

$$p = S' / (L/2) = 0,7469943 \text{ daN/cm}^2$$

Reazione di bordo per effetto piastra:

$$R = p \cdot L / 2 = 29,87977$$

Momento di bordo per effetto piastra:

$$M = p \cdot L^2 / 15 = 318,7176$$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.

Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $Y=1,3$ :

$$A_a = 1,3 \cdot R / f_{yd} = 0,0099 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

e ripartita a metro di altezza:

$$A_o = 0,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $h_m/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).

Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $Y_R=1$

Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente

$bw/\varnothing$  = larghezza o diametro della sezione resistente

$i$  = zona di competenza dell'armatura

$c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione

$N_{Ed}$  = Sforzo normale di calcolo ( $N_{Ed} > 0$  = compressione)

$V_{Ed}$  = Taglio di calcolo agente

$M_{Ed}$  = Momento flettente di calcolo agente

$\tau$  =  $V_{Ed} / (0,9 \cdot bw \cdot d')$ , tensione di taglio di riferimento

$A_a(')$  = Area di calcolo acciaio teso

$|M_{Rd}|$  = Momento flettente resistente

$|V_{Rd}|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)

$A_{st}(* )$  =  $V_{Ed} \cdot 100 / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d')$   $\text{cm}^2/\text{m}$ , area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.	$d'$	$bw$	$i$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\tau$	$A_a(')$	$ M_{Rd} $	$ V_{Rd} $	$A_{st}(* )$	$M_{Rd}/M_{Ed}$
	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	daN*m	daN	cm <sup>2</sup> /m	

pag. 47

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ. attacco sperone, h = 0, arm. intradosso:												
A10	138	20	100	1300	9744	13038	0,78	3,59	20199	39101	0,00	1,5
SEZ. sperone h = 30 , arm. intradosso:												
A11	123	20	100	1180	7300	9272	0,66	3,20	16061	35708	0,00	1,7
SEZ. sperone h = 60 , arm. intradosso:												
A12	109	20	100	1060	6245	7242	0,64	2,83	12596	32497	0,00	1,7
SEZ. sperone h = 90 , arm. intradosso:												
A13	94	20	100	940	5264	5518	0,62	2,44	9378	28999	0,00	1,7
SEZ. sperone h = 120 , arm. intradosso:												
A14	80	20	100	820	4359	4076	0,61	2,08	6811	25668	0,00	1,7
SEZ. sperone h = 150 , arm. intradosso:												
A15	65	20	100	700	3529	2895	0,60	1,69	4507	22006	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 180 , arm. intradosso:												
A16	51	20	100	580	2775	1951	0,60	1,33	2790	18471	0,00	1,4
SEZ. sperone h = 210 , arm. intradosso:												
A17	36	20	100	460	2095	1223	0,65	0,94	1401	14497	0,00	1,1
SEZ. sperone h = 240 , arm. intradosso:												
A18	22	20	100	340	1491	687	0,75	0,77	696	10490	0,00	1,0
SEZ. sperone h = 270 , arm. intradosso:												
A19	7	20	100	220	962	320	1,53	1,18	323	4541	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	27	100	100	0	8098	4859	3,33	4,81	4956	12631	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	27	100	100	-5782	3700	-4697	1,52	5,39	4754	12340	0,00	1,0
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	2988	319	2,55	1,69	844	7055	0,00	2,6

## AVVERTENZE:

- (\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$
- (') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_300\_approccio\_2.ops

## 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

### Approccio 2

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,006726  
Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,905132  
Stab. Globale..... Rd/Ed = -  
Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 15,75708

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

### 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

### 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

### 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$
$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max}$  =  $S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

### 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

#### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

#### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2( $A_2+M_2+R_1=1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF.PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
---------	---------	----------------	----	----	-----	-----

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare  $YG2=YG1$

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	$\text{tang } \phi k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	$c k'$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR$

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone  $YR=1$

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

### 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

< $\theta'$ > = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
< $\beta$ > = angolo inclinazione sup. terrapieno  
<Delta> = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
<Psi> = angolo di riferimento sezione di spinta  
<Teta> =  $\text{Arctg}[Kh/(1\pm Kv)]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\text{Psi})^2 * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \text{Delta}) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * \text{sen}(\text{Psi} + \beta)]}\}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\text{Psi}) * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta})]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA: A\*=1 + M\*=1 + YR

### 2.2 DATI SISMICI

Riferimenti: LON\LAT\VN\CL\VR\TR\Ecc.

Zona sismica .....	1
Categoria del suolo .....	B
Accelerazione al sito, su suolo rigido: ag .....	0,1295 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, Fo .....	2,552
Coeff. stratigrafico, $1 < Ss = 1,4 - 0,4Fo * ag < 1,2$ .....	1,2
Coeff. topografico, ST .....	1,2
Accelerazione spettrale massima, $amax = ag * Ss * St$ .....	0,18648 g

### 2.3 COEFFICIENTI PER AZIONE SISMICA (PAR.7.11.6.2.1)

$\beta_m$ .....	0,38
$K_h = amax * \beta_m$ .....	0,0709 g
$K_v = K_h / 2$ .....	0,03545 g
Angolo sismico, $\langle \text{Teta} \rangle = \text{Arctg}[K_h / (1 + K_v)]$ .....	3,917079 °
Angolo sismico, $\langle \text{Teta} \rangle = \text{Arctg}[K_h / (1 - K_v)]$ .....	4,20401 °

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1) .....	1
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q) .....	1

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM .....	1
-----------------------------------	---

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

allo scorrimento, YR .....	1
al ribaltamento, YR .....	1
alla capacità portante delle fondazioni, YR .....	1,2
alla stabilità globale, YR .....	1,1
alla sicurezza strutturale, YR .....	1
<b>2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI</b>	
Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm .....	0,0025 daN/cm <sup>3</sup> (2500daN/m <sup>3</sup> )
Peso specifico del terrapieno, Wt .....	0,0019
Angolo caratt. del terrapieno, $\theta_1$ 'k .....	28 °
Angolo di calcolo, $\theta_1$ '=Atn( $\theta_1$ 'k/YM) .....	28
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Coesione di calcolo, c1'=c1'k/YM .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Peso specifico terreno di base, W2 .....	0,002
Angolo attrito caratt. terreno di base, $\theta_2$ 'k .....	36
Angolo di calcolo, $\theta_2$ '=Atn( $\theta_2$ 'k/YM) .....	36
Coesione caratteristica terreno di base, c2'k .....	0
Coesione di calcolo terreno di base, c2'=c2'k/YM ....	0
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione, $\mu$ .....	0,73
Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw ....	2 daN/cm <sup>2</sup> /cm
<b>2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO</b>	
Altezza della parete, hm .....	300 cm
Altezza del terrapieno, ht .....	290
Altezza della fondazione, d .....	30
Lunghezza suola esterna, b1 .....	120
Lunghezza scarpa esterna, b2 .....	0
Spessore in testa, s .....	16
Lunghezza scarpa interna, b3 .....	0
Lunghezza suola interna, b4 .....	130
Larghezza basamento fondazione, b .....	266
Altezza del dente di fondazione, hd .....	0
Spessore del dente di fondazione, sd .....	0
Interasse degli speroni, i .....	100
Spessore degli speroni, ssp .....	20
Altezza del rinterro, hr .....	50
Angolo del pendio, $\langle\beta\rangle$ .....	20 °
Angolo rif. sezione di spinta, $\langle\Psi\rangle$ .....	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $\langle\Delta\rangle$ .....	17
<b>2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)</b>	
Carico sul terrapieno, qk .....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Sovraccarico di calcolo allo SL, q=qk*Y(q).....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Coppia sommitale, Mck .....	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia sommitale di calcolo allo SL, Mc=Mck*Y(Mc)...	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck .....	1 daN/cm (100 daN/m)
<b>2.10 FALDA D'ACQUA</b>	
Non esiste falda d'acqua: hw = 0	
Peso specifico equivalente del terrapieno, W1 .....	0,0019 daN/cm <sup>3</sup>
<b>2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>	
Resistenza caratt. delle armature, fyk .....	4500 daN/cm <sup>2</sup> (450 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck .....	300 daN/cm <sup>2</sup> (30 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cilindrica cls: fck=0,83*Rck ....	249 daN/cm <sup>2</sup> (24,9 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo armature: fyd=fyk/1,15 .....	3913 daN/cm <sup>2</sup> (391,3 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo del cls: fcd=0,85*fck/1,5 .....	141 daN/cm <sup>2</sup> (14,1 N/mm <sup>2</sup> )
Res. caratt. a trazione cls: fctk = 0,7*0,3*fck^0,67	18,1 daN/cm <sup>2</sup> (1,81 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo a trazione del cls: fctd = fctk/1,5	12,07 daN/cm <sup>2</sup> (1,207 N/mm <sup>2</sup> )
Max tens. per sez. non armata a taglio: tc=0,25*fctk	4,52 daN/cm <sup>2</sup> (0,452 N/mm <sup>2</sup> )

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, P1 = Wm*d*b .....	19,95
scarpa esterna, P2 = Wm*b <sup>2</sup> *hm/2 .....	0
spessore s, P3 = Wm*s*hm .....	12
scarpa interna, P4 = Wm*b <sup>3</sup> *hm/2 .....	0
terrapieno, P5 = Wt*ht*(b4+b3/2) .....	71,63

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

sovraccarico,  $Q = q \cdot b_4$  - favor..... 19,5  
forza verticale in testa,  $N_{ck}$  - favor..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $N_o = 124,08$  daN/cm (12408 daN/m)

## MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M_1 = P_1 \times 133 = 2653,35$   
 $M_2 = P_2 \times 120 = 0$   
 $M_3 = P_3 \times 128 = 1536$   
 $M_4 = P_4 \times 136 = 0$   
 $M_5 = P_5 \times 201 = 14397,63$   
 $M_q = Q \times 201 = 3919,5$   
 $M_n = N_c \times 128 = 128$

-----  
MOMENTO TOT.  $M_o = 22634,48$  daN\*cm/cm (22634,48 daN\*m/m)

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 367$  cm

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,4602$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S_1 = YG_1(K \cdot W_1 \cdot h_{et}^2 / 2)$  ..... = 58,88469

Spinta del sovraccarico,  $S_2 = Y(K \cdot p_k \cdot h_{et})$  ..... = 25,33401

Comp. verticale spinta totale,  $S_v = (S_1 + S_2) \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 24,62317

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o} = S_1 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 56,3117

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o} = S_2 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 24,22704

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 80,53874 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_{et} / 3$  ..... = 6888,798

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_{et} / 2$  ..... = 4445,661

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 11334,46 daN\*cm

### 4.2 IN COMBINAZIONE SISMICA CON $K_h = 0,0709$ g

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 3,91707907198853^\circ$

$K' = 0,5821$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta terrapieno,  $S_1' = YG_1[1/2(1+K_v)K' \cdot W_1 \cdot h_{et}^2]$  ..... = 77,12274

Spinta dei sovraccarichi,  $S_2' = YQ(1+K_v)K' \cdot q_k \cdot h_{et}$  ..... = 33,18059

Comp. verticale spinta totale:  $S_v' = (S_1' + S_2') \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 32,24958

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o}' = S_1' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 73,75285

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o}' = S_2' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 31,73075

Comp. orizzontale spinta totale:  $S_o' = S_{1o}' + S_{2o}'$  ..... = 105,4836

Forza orizzontale d'inerzia totale,  $F_c = K_h(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5)$  ..... = 7,343822

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S' = S_o' + F_c$  ..... = 112,8274 daN

\* Risulta un incremento di spinta:  $DS = S_o' - S = 24,94485$

Momento di spinta terrapieno,  $S_{1o}' \cdot h_{et} / 3$  ..... = 9022,432

Momento di spinta sovraccarico,  $S_{2o}' \cdot h_{et} / 2$  ..... = 5822,593

Incremento dinamico prudenziale:  $DM = DS \cdot h_{et} / 6$  ..... = 1525,794

$I_1 = K_h \cdot P_1 \cdot d / 2$  momento forze inerziali fondazione ..... = 21,21682

$I_2 = K_h \cdot P_2 \cdot (d + h_m / 3)$  momento forze inerziali ..... = 0

$I_3 = K_h \cdot P_3 \cdot (d + h_m / 2)$  momento forze inerziali ..... = 153,144

$I_4 = K_h \cdot P_4 \cdot (d + h_m / 3)$  momento forze inerziali ..... = 0

$I_5 = K_h \cdot P_5 \cdot (d + h_m / 2)$  momento forze inerziali ..... = 888,7493

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M'$  ..... = 17433,93 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $T_{Ed}$  la forza di scorrimento di calcolo agente e  $TR_d$  quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$N_o = 124,08$  daN  
 $\mu = 0,73$   
 $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
 $S_p = 0$  daN, azioni su eventuale dente di fondazione  
 $S_v' = 32,24958$  daN, comp.verticale della spinta totale in Comb.sisma  
 $S' = 112,8274$  daN  
 $T_{zo}' = 0$  daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $T_{zv}' = 0$  daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $h_z = 0$  cm, quota eventuale tirante da spiccato  
 $d = 30$  cm, altezza suola fondazione

In combinazione sismica si ha per lo scorrimento:

$T_{Ed}' = S' = 112,8274$  daN  
forza ultima resistente:  
 $TR_u' = N_o \cdot \mu + S_v' \cdot \mu + b \cdot c_2 + S_p + T_{zo}' + T_{zv}' \cdot \mu = 114,1206$  daN

con coeff. di resistenza allo scorrimento  $Y_R = 1$   
si ottiene il valore della forza resistente di progetto:  
 $TR_d = TR_u' / Y_R = 114,1206$

SI VERIFICA:  $TR_d' > T_{Ed}'$ : ( $TR_d' / T_{Ed}' = 1,011461$ )

### 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2; per il ribaltamento

occorre incrementare il coeff. riduttivo  $\beta_m$  del 50% (Rif. NTC2018/7.11.6.2.1)

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $MR_d$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 22634,48$  daN\*cm  
 $M_c = 0$  daN\*cm  
 $M_p = 0$  daM\*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M_v' = S_v' \cdot b = 8578,388$  daN\*cm, da comp.verticale spinta in Comb.sisma  
 $M' = 17433,93$  daN\*cm, momento ribaltante in Comb.sisma

Si incrementa il coeff. riduttivo dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_m(\text{rib}) = \beta_m \cdot 1.5 = 0,5700$

quindi si ottiene:

$K_h(\text{rib}) = \beta_m(\text{rib}) \cdot a_{max} / g = 0,1064$

$K'(\text{rib}) = 0,6726$  (coefficiente di spinta aggiornato)

Rapporto spinte:  $Rapp = K(\text{rib}) / K' = 1,1555$

$M_{Ed}' = M' \cdot Rapp = 20144,41$  daN\*cm

momento ultimo resistente:

$MR_u' = M_o + M_v' - M_c - M_p + T_{zo}'(h_z + d) + T_{zv}'(b_1 + b_2 \cdot h_z / h_m) = 31212,87$  daN\*cm

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1$   
si ottiene il valore del momento resistente di progetto:  
 $MR_d' = MR_u' / Y_R = 31212,87$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SI VERIFICA:  $MRd' > MEd'$ : ( $MRd'/MEd' = 1,549456$ )

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica in Combinazione Sismica

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

Mo = 22634,48 daN\*cm  
Mv = 6549,762  
Mc = 0  
Mp = 0 momento dal dente di fondazione  
M = 11334,46 momento ribaltante  
No = 124,08 daN  
Sv = 24,62317 daN  
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti  
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti  
hz = 0 cm  
B = 266 cm, larghezza suola di fondazione  
en = 44,33333 cm, nocciolo centrale inerzia(B/6)  
Mv' = 8578,388  
M' = 17433,93 momento ribaltante in Comb.sismica  
Sv' = 32,24958  
Tzo' = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sismica  
Tzv' = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sismica

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
 $MEd' = Mo + Mv' - Mc - Mp - M' + Tzo'(hz+d) + Tzv'(b1+b2*hz/hm) = 13778,94$  daN\*cm  
Sforzo normale agente in fondazione:  
 $NEd' = No + Sv' + Tzv' = 156,3296$  daN  
Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
 $ee' = MEd'/NEd' = 88,14031$  cm  
Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:  
 $e' = B/2 - ee' = 44,85969$  cm (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa  $y = 264,4209$  cm  
Pressione massima,  $qEd1' = 1,18243$  daN/cm<sup>2</sup>  
Pressione minima,  $qEd2' = 0$  daN/cm<sup>2</sup>

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):  
sezione ridotta:  $y^* = B - 2e' = 176,2806$  cm  
Pressione equivalente di calcolo,  $qEd' = Nd'/y^* = 0,8868222$  daN/cm<sup>2</sup>

### 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2  
Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\phi' = 36^\circ$   
Coesione del terreno fondazione,  $c2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
Altezza del rinterro della fondazione,  $hr = 50$  cm  
Larghezza ridotta della fondazione,  $b = 176,2806$  cm  
Peso specifico terreno di fondazione,  $Wt = 0,002$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

Nq =  $[e^{(3,14*\tan\phi')}] (1+\sin\phi') / (1-\sin\phi')$  ..... 37,75311  
NY =  $2(Nq+1)*\tan\phi'$  ..... 56,31157  
Nc =  $(Nq-1)/\tan\phi'$  ..... 50,5863

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

$$\begin{aligned} q_1 &= Wt \cdot hr \cdot Nq \text{ (contributo rinterro)} \dots\dots\dots 3,775311 \\ q_2 &= (Wt \cdot b \cdot NY) / 2 \text{ (contributo attrito)} \dots\dots\dots 9,926639 \\ q_3 &= c_2 \cdot Nc \text{ (contributo coesione)} \dots\dots\dots 0 \\ q_{Ru} &= q_1 + q_2 + q_3 \dots\dots\dots 13,70195 \end{aligned}$$

Con coeff. parziale di resistenza  $YR = 1,2$   
si ottiene il carico limite di progetto:  
 $q_{Rd} = q_{Ru} / YR = 11,41829 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$$NRd' = q_{Rd} \times y^* = 2012,823 \text{ daN}$$

SI VERIFICA:  $NRd > NEd$ : ( $NRd/NEd = 12,87551$ )

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.  
In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione  $K_w = 2 \text{ (daN/cm}^2)$

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$$U_z = q_{Ed2} / K_w = 0$$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.:

$$rad = (q_{Ed1} - q_{Ed2}) / (K_w \times y) = 2,235885E-03$$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$$U_{z,e} = rad \times y = 0,5912148 \text{ cm}$$

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

$$\begin{aligned} U_{x,(hm/4)} &= (d+hm/4) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,2348 \text{ cm} \\ U_{x,(hm/2)} &= (d+hm/2) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,4025 \text{ cm} \\ U_{x,(hm3/4)} &= (d+hm3/4) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,5702 \text{ cm} \\ U_{x,(hm)} &= (d+hm) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,7378 \text{ cm} \end{aligned}$$

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono inferiori di quelli sopra riportati:

$$\begin{aligned} U_{x,(hm/4)} &= 0,1806 \text{ cm} \\ U_{x,(hm/2)} &= 0,3096 \text{ cm} \\ U_{x,(hm3/4)} &= 0,4386 \text{ cm} \\ U_{x,(hm)} &= 0,5676 \text{ cm} \end{aligned}$$

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con:  
Approccio1 - Combinazione2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ ) in assenza di azione sismica, ovvero:  
in Combinazione Sismica ( $A_1=A_2=1 +M_1=M_2=1 +R_2=1,1$ )  
Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).  
Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoeppli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ( $P_2+P_3+P_4$ ), terreno ( $P_5$ ), carichi ( $Q, N_c$ ), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B.

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

(vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 50 cm  
Altezza dente di fondazione..... hd = 0  
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base f = 0,73  
Coesione del terreno ..... c2 = 0 daN/cm2

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa.... Xo = -70 cm  
Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa.... Yo = 250  
Raggio del cerchio critico di scorrimento..... r = 618

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale della spinta del terreno..... S' = 112,8274 daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno..... Sv' = 32,24958  
Forze verticali: P2+P3+P4+P5+Q+Nc..... N = 104,13  
Totale forze verticali, Sv'+N ..... Nv = 136,3796  
Forza risultante della spinta,  $\text{sqr}(Nv^2 + S'^2)$ ..... R = 177,0012

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, MP+MQ+MSv'..... MA = 21662,54 daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta, S'(Zo+d)-M'..... MB = 48005,98  
Somma algebrica dei momenti, MA+MB+MCC..... MM = 69746,52

Componente tangente della spinta risultante R: MM/r... Tr = 112,6916 daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\text{sqr}(R^2 - Tr^2)$ ..... Nr = 136,4919  
Peso a valle, G1 = 65,61514 daN/cm  
Peso a valle, G2 = 10,36185  
Componente tangente stabilizzante, T2 = 3,910644 daN/cm  
Componente normale, N2 = 9,595562  
Sviluppo dell' arco, HB = 556,5058 cm

Forza attiva di scorrimento, FE<sub>d</sub> = Tr-T2 = 108,7809 daN/cm  
Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:  
tauE = FE<sub>d</sub>/HB = 0,195 daN/cm2

Forza resistente di attrito, FR<sub>u</sub> = f(0,8\*G1+Nr+N2) + HB\*c2 = 136,1391 daN/cm  
Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:  
tauU = FR<sub>u</sub>/HB = 0,245 daN/cm2

Con coeff. di sicurezza YR = 1,1 si ottiene il valore della resistenza di progetto:

FR<sub>d</sub> = FR<sub>u</sub> / YR = 123,76278963956  
tau = tauU / YR = 0,222 daN/cm2

SI VERIFICA: FR<sub>d</sub> > FE<sub>d</sub>: (FR<sub>d</sub>/FE<sub>d</sub> = 1,251498 )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Comb. sismica

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=16)

-----  
he = 337 cm, altezza di spinta  
zo = 0 cm, altezza stabile per coesione

S1 spinta del terrapieno ..... = 65,02946 daN/cm  
S2 spinta del sovraccarico ..... = 30,46828  
Sv=(S1+S2)sin(Delta+90-Psi) comp. vert. tot..... = 27,92084  
S1o Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 62,18798  
S2o Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 29,13696  
Forza concentrata orizzontale, Tzo ..... = 0

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

\* DS increm. dinamico di spinta = 21,5966  
spinta inerziale scarpa esterna,  $Kh \cdot P2$ ..... = 0  
spinta inerziale elevazione,  $Kh \cdot P3$ ..... = 0,8508  
spinta inerziale scarpa interna,  $Kh \cdot P4$ ..... = 0  
spinta inerziale terrapieno,  $Kh \cdot P5$ ..... = 5,078568  
Forza concentrata orizzontale,  $Tzo'$ ..... = 0

Somma:

$V = 97,2543$  daN

$N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 13$  daN

momento per spinta del terrapieno,  $S1o \cdot he/3$  ..... = 6985,783

momento spinta del sovraccarico,  $S2o \cdot he/2$  ..... = 4909,577

momento forza inerziale scarpa esterna,  $Kh \cdot P2 \cdot hm/3$  .. = 0

momento forza inerziale elevazione,  $Kh \cdot P3 \cdot hm/2$  ..... = 127,62

momento forza inerziale scarpa interna,  $Kh \cdot P4 \cdot hm/3$  .. = 0

momento forza inerziale terrapieno,  $Kh \cdot P5 \cdot he/2$  ..... = 855,7386

\*  $DM=DS \cdot he/6$  mom. aggiunto (muri vincolati) ..... = 0

momento eccentricita' peso muro,  $Mee$  ..... = 0

momento dai carichi concentrati esterni ( $Mc, Tz, Nc$ )... = 0

Somma:

$M = 12878,72$  daN\*cm

Eccentricità,  $e = M/N = 990,6707$  cm

SEZ.A11 / h = 30 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 51,60876$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 26,8057$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 12,20448

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 83,80665$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 11,8$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 10209,51$

Eccentricità,  $e = M/N = 865,2124$  cm

SEZ.A12 / h = 60 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 42,01517$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 24,18625$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 9,935783

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 71,05644$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 10,6$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 7889,024$

Eccentricità,  $e = M/N = 744,2476$  cm

SEZ.A13 / h = 90 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 33,40723$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 21,5668$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 7,900171

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 59,29187$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 9,4$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 5936,264$

Eccentricità,  $e = M/N = 631,5175$  cm

SEZ.A14 / h = 120 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 25,78494$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 18,94736$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 6,097645

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 48,51295$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 8,2$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 4321,656$

Eccentricità,  $e = M/N = 527,0312$  cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A15 / h = 150 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 19,14828 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 16,32791 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 4,528205  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 38,71967  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 7  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 3015,631  
Eccentricità, e = M/N = 430,8044 cm

SEZ.A16 / h = 180 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 13,49727 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 13,70846 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 3,191846  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 29,91202  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 5,8  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 1988,619  
Eccentricità, e = M/N = 342,8654 cm

SEZ.A17 / h = 210 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 8,831899 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 11,089 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 2,088575  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 22,09002  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 4,6  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 1211,053  
Eccentricità, e = M/N = 263,2723 cm

SEZ.A18 / h = 240 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 5,152169 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 8,469555 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 1,21839  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 15,25367  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 3,4  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 653,3615  
Eccentricità, e = M/N = 192,1651 cm

SEZ.A19 / h = 270 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 2,458081 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 5,850105 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 0,5812894  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 9,402952  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 2,2  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 285,9763  
Eccentricità, e = M/N = 129,9892 cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8: y = 176,2806 cm  
pressione equivalente, Rif.punto8: q = 0,8868222 daN/cm2  
Sforzi sulla sezione:  
V = q\*b1 -d\*Wm\*b1 = 97,41867  
N = 0  
M = [q/2 -Wm\*d/2] b1^2 = 5845,12

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 176,2806$  cm  
Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 0,8868222$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = (1+Kv)(P5+Q+Wm*d*b4) + Sv' - V(qt) = 96,65529$   
 $N = S'b4/b = -55,14122$   
 $M = M(qt) + Mp - (1+Kv)(P5+Q+Wm*d)b4/2 - Sv'b4 = -9467,462$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni  
Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:  
 $V = 48$   
 $M = -4734$

SEZ.A6 orizzontale parete

Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, semincastrato sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:  
(luce netta tra speroni,  $L = 80$  cm)  
Spinta  $S' = 112,8274$  daN  
Carico ripartito:  
 $p = S'/(hm/2) = 0,7521828$  daN/cm<sup>2</sup>  
Reazione di bordo per effetto piastra:  
 $R = p*L/2 = 30,08731$   
Momento di bordo per effetto piastra:  
 $M = p*L^2/15 = 320,9313$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.  
Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $Y=1,3$ :  
 $Aa = 1,3*R/fyd = 0,01$  cm<sup>2</sup>/cm  
e ripartita a metro di altezza:  
 $Ao = 1$  cm<sup>2</sup>/m  
Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $hm/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).  
Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $YR=1$   
Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente  
 $bw/\varnothing$  = larghezza o diametro della sezione resistente  
 $i$  = zona di competenza dell'armatura  
 $c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione  
 $NEd$  = Sforzo normale di calcolo ( $NEd > 0$  = compressione)  
 $VEd$  = Taglio di calcolo agente  
 $MEd$  = Momento flettente di calcolo agente  
 $\tau$  =  $VEd/(0,9*bw*d')$ , tensione di taglio di riferimento  
 $Aa(')$  = Area di calcolo acciaio teso  
 $|MRd|$  = Momento flettente resistente  
 $|VRd|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)  
 $Ast(*)$  =  $VEd*100/(0,9*fyd*d')$  cm<sup>2</sup>/m, area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.	$d'$ cm	$bw$ cm	$i$ cm	$NEd$ daN	$VEd$ daN	$MEd$ daN*m	$\tau$ daN/cm <sup>2</sup>	$Aa(')$ cm <sup>2</sup>	$ MRd $ daN*m	$ VRd $ daN	$Ast(*)$ cm <sup>2</sup> /m	$MRd/MEd$
SEZ. attacco sperone, $h = 0$ , arm. intradosso:												
A10	123	20	100	1300	9725	12879	0,88	3,20	16133	35708	0,00	1,3
SEZ. sperone $h = 30$ , arm. intradosso:												
A11	110	20	100	1180	8381	10210	0,85	2,86	12905	32728	0,00	1,3

pag. 60

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

SEZ. sperone h = 60 , arm. intradosso:												
A12	97	20	100	1060	7106	7889	0,81	2,52	10037	29704	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 90 , arm. intradosso:												
A13	84	20	100	940	5929	5936	0,78	2,18	7528	26627	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 120 , arm. intradosso:												
A14	71	20	100	820	4851	4322	0,76	1,85	5408	23484	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 150 , arm. intradosso:												
A15	58	20	100	700	3872	3016	0,74	1,51	3615	20255	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 180 , arm. intradosso:												
A16	45	20	100	580	2991	1989	0,74	1,17	2181	16910	0,00	1,1
SEZ. sperone h = 210 , arm. intradosso:												
A17	32	20	100	460	2209	1211	0,77	0,93	1232	13390	0,00	1,0
SEZ. sperone h = 240 , arm. intradosso:												
A18	19	20	100	340	1525	653	0,89	0,89	689	9385	0,00	1,1
SEZ. sperone h = 270 , arm. intradosso:												
A19	6	20	100	220	940	286	1,74	1,26	293	4116	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	27	100	100	0	9742	5845	4,01	5,71	5856	13000	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	27	100	100	-5514	4800	-4734	1,98	5,42	4822	12723	0,00	1,0
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	3009	321	2,57	1,69	844	7055	0,00	2,6

---

## AVVERTENZE:

- (\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$   
(') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_300\_sisma.ops

## 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

Approccio 3 :Combinazione sismica

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,011461  
Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,549456  
Stab. Globale..... Rd/Ed = 1,251498  
Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 12,87551

### **3. Muro H 4 m**

#### 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

#### 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

#### 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$
$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

#### 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

##### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

##### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2( $A_2+M_2+R_1=1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	ck'	1.00	1.25
Coesione non drenata	cuk	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 (A2+M2+R2=1,1)

### 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

< $\theta'$ > = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
< $\beta$ > = angolo inclinazione sup. terrapieno  
<Delta> = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
<Psi> = angolo di riferimento sezione di spinta  
<Teta> =  $\text{Arctg}[K_h/(1 \pm K_v)]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\sin^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) \cdot \sin(\text{Psi})^2 \cdot \sin(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta})^2]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\sin(\theta' + \text{Delta}) \cdot \sin(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\sin(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) \cdot \sin(\text{Psi} + \beta)])^2}\}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\sin^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) \cdot \sin^2(\text{Psi}) \cdot \sin(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta})]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 (A2+M2+R2=1,1)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1  
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,3

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1,25

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1  
al ribaltamento, YR ..... 1  
alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1  
alla stabilità globale, YR ..... 1,1  
alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)  
Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019  
Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1'$ k ..... 28 °  
Angolo di calcolo,  $\theta_1' = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 23,04  
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Coesione di calcolo, c1' = c1'k/YM ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002  
Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2'$ k ..... 36  
Angolo di calcolo,  $\theta_2' = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 30,17  
Coesione caratteristica terreno di base, c2'k ..... 0  
Coesione di calcolo terreno di base, c2' = c2'k/YM .... 0  
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73  
Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

### 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

Altezza della parete, hm	400 cm
Altezza del terrapieno, ht	380
Altezza della fondazione, d	40
Lunghezza suola esterna, b1	120
Lunghezza scarpa esterna, b2	0
Spessore in testa, s	16
Lunghezza scarpa interna, b3	0
Lunghezza suola interna, b4	180
Larghezza basamento fondazione, b	316
Altezza del dente di fondazione, hd	0
Spessore del dente di fondazione, sd	0
Interasse degli speroni, i	100
Spessore degli speroni, ssp	20
Altezza del rinterro, hr	50
Angolo del pendio, <β>	20 °
Angolo rif. sezione di spinta, <Psi>	90
Angolo inclinazione spinta terreno, <Delta>	17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno, qk	0,1500 daN/cm2 (1500 daN/m2)
Sovraccarico di calcolo allo SL, q=qk*Y(q)	0,1950 daN/cm2 (1950 daN/m2)
Coppia sommitale, Mck	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia sommitale di calcolo allo SL, Mc=Mck*Y(Mc)	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck	1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0

Peso specifico equivalente del terrapieno, W1 ..... 0,0019 daN/cm3

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature, fyk	4500 daN/cm2 (450 N/mm2)
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck	300 daN/cm2 (30 N/mm2)
Resistenza caratt. cilindrica cls: fck=0,83*Rck	249 daN/cm2 (24,9 N/mm2)
Res. di calcolo armature: fyd=fyk/1,15	3913 daN/cm2 (391,3 N/mm2)
Res. di calcolo del cls: fcd=0,85*fck/1,5	141 daN/cm2 (14,1 N/mm2)
Res. caratt. a trazione cls: fctk = 0,7*0,3*fck^0,67	18,1 daN/cm2 (1,81 N/mm2)
Res. di calcolo a trazione del cls: fctd = fctk/1,5	12,07 daN/cm2 (1,207 N/mm2)
Max tens. per sez. non armata a taglio: tc=0,25*fctk	4,52 daN/cm2 (0,452 N/mm2)

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, P1 = Wm*d*b	31,6
scarpa esterna, P2 = Wm*b2*hm/2	0
spessore s, P3 = Wm*s*hm	16
scarpa interna, P4 = Wm*b3*hm/2	0
terrapieno, P5 = Wt*ht(b4+b3/2)	129,96
sovraccarico, Q = q*b4 - favor	27
forza verticale in testa, Nck - favor	1

-----  
RISULTANTE VERTICALE, No = 205,56 daN/cm (20556 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

M1 = P1 x 158	= 4992,8
M2 = P2 x 120	= 0
M3 = P3 x 128	= 2048
M4 = P4 x 136	= 0
M5 = P5 x 226	= 29370,96
Mq = Q x 226	= 6102
Mn = Nc x 128	= 128

-----  
MOMENTO TOT. Mo = 42641,76 daN\*cm/cm (42641,76 daN\*m/m)

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 485$  cm

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,6203$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S_1 = \gamma G_1 (K * W_1 * h_{et}^2 / 2)$  ..... = 138,6146

Spinta del sovraccarico,  $S_2 = \gamma (K * p_k * h_{et})$  ..... = 58,66488

Comp. verticale spinta totale,  $S_v = (S_1 + S_2) * \sin(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 57,67893

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o} = S_1 * \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 132,5578

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o} = S_2 * \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 56,1015

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 188,6593 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} * h_{et} / 3$  ..... = 21430,18

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} * h_{et} / 2$  ..... = 13604,61

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 35034,79 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

Le verifiche a scorrimento e ribaltamento non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Le verifiche del terreno di fondazione non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con: Approccio1 - Combinazione2 ( $A_2 + M_2 + R_2 = 1,1$ ) in assenza di azione sismica, ovvero: in Combinazione Sismica ( $A_1 = A_2 = 1 + M_1 = M_2 = 1 + R_2 = 1,1$ )

Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoepli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ( $P_2 + P_3 + P_4$ ), terreno ( $P_5$ ), carichi ( $Q, N_c$ ), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione.....  $h_r = 50$  cm  
Altezza dente di fondazione.....  $h_d = 0$   
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base  $f = 0,73$   
Coesione del terreno .....  $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa.....  $X_o = -90$  cm

Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa.....  $Y_o = 330$

Raggio del cerchio critico di scorrimento.....  $r = 821$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta del terreno.....  $S = 188,6593$  daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno.....  $S_v = 57,67893$   
Forze verticali:  $P_2+P_3+P_4+P_5+Q+N_c$ .....  $N = 173,96$   
Totale forze verticali,  $S_v+N$  .....  $N_v = 231,6389$   
Forza risultante della spinta,  $\text{sqr}(N_v^2 + S^2)$ .....  $R = 298,7456$

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali,  $MP+MQ+MS_v$  .....  $MA = 48828,34$  daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta,  $S(Z_0+d)-M$  .....  $MB = 110232,9$   
Somma algebrica dei momenti,  $MA+MB+MCC$ .....  $MM = 159159,2$

Componente tangente della spinta risultante R:  $MM/r$ ...  $Tr = 193,766$  daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\text{sqr}(R^2 - Tr^2)$ .....  $Nr = 227,3844$   
Peso a valle,  $G_1 = 96,40016$  daN/cm  
Peso a valle,  $G_2 = 10,93429$   
Componente tangente stabilizzante,  $T_2 = 4,036548$  daN/cm  
Componente normale,  $N_2 = 10,16194$   
Sviluppo dell' arco,  $HB = 704,5779$  cm

Forza attiva di scorrimento,  $F_{Ed} = Tr - T_2 = 189,7295$  daN/cm  
Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:  
 $\tau_{uE} = F_{Ed}/HB = 0,269$  daN/cm<sup>2</sup>

Forza resistente di attrito,  $F_{Ru} = f(0,8 \cdot G_1 + N_r + N_2) + HB \cdot c_2 = 215,2216$  daN/cm  
Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:  
 $\tau_{uU} = F_{Ru}/HB = 0,305$  daN/cm<sup>2</sup>

Con coeff. di sicurezza  $Y_R = 1,1$  si ottiene il valore della resistenza di progetto:

$FR_d = F_{Ru} / Y_R = 195,655975341797$   
 $\tau_u = \tau_{uU} / Y_R = 0,278$  daN/cm<sup>2</sup>

SI VERIFICA:  $FR_d > F_{Ed}$ : ( $FR_d/F_{Ed} = 1,13436$ )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le verifiche di resistenza strutturale non possono essere eseguite con l'Approccio 1

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali non possono essere eseguite con l'Approccio 1

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_400\_app\_1.ops

## 12. SINTESI DEI RISULTATI

Approccio 1

Scorrimento.....  $R_d/Ed = -$   
Ribaltamento.....  $R_d/Ed = -$   
Stab. Globale.....  $R_d/Ed = 1,13436$   
Fond.-Terreno.....  $R_d/Ed = -$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

## 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

## 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max}$  =  $S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

## 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2( $A_2+M_2+R_1=1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF.PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
---------	---------	----------------	----	----	-----	-----

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	ck'	1.00	1.25
Coesione non drenata	cuk	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone YR=1

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

### 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

$\langle\theta'\rangle$  = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
 $\langle\beta\rangle$  = angolo inclinazione sup. terrapieno  
 $\langle\Delta\rangle$  = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
 $\langle\Psi\rangle$  = angolo di riferimento sezione di spinta  
 $\langle\text{Teta}\rangle$  =  $\text{Arctg}[Kh/(1\pm Kv)]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\Psi)^2 * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{\text{sen}(\theta' + \Delta) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * \text{sen}(\Psi + \beta)]}\}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\Psi) * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta)]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1,3

Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,5

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1,1

al ribaltamento, YR ..... 1,15

alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1,4

alla stabilità globale, YR ..... 1,1

alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)

Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019

Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1'$  ..... 28 °

Angolo di calcolo,  $\theta_1' = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 28

Coesione caratt. del terrapieno,  $c_1'$  ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>

Coesione di calcolo,  $c_1' = c_1'k/YM$  ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>

Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002

Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2'$  ..... 36

Angolo di calcolo,  $\theta_2' = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 36

Coesione caratteristica terreno di base,  $c_2'$  ..... 0

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Coesione di calcolo terreno di base,  $c2'=c2'k/YM$  .... 0  
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73  
Coeff. elastico di reazione terreno di base,  $Kw$  .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

## 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete,  $hm$  ..... 400 cm  
Altezza del terrapieno,  $ht$  ..... 380  
Altezza della fondazione,  $d$  ..... 40  
Lunghezza suola esterna,  $b1$  ..... 120  
Lunghezza scarpa esterna,  $b2$  ..... 0  
Spessore in testa,  $s$  ..... 16  
Lunghezza scarpa interna,  $b3$  ..... 0  
Lunghezza suola interna,  $b4$  ..... 190  
Larghezza basamento fondazione,  $b$  ..... 326  
Altezza del dente di fondazione,  $hd$  ..... 0  
Spessore del dente di fondazione,  $sd$  ..... 0  
Interasse degli speroni,  $i$  ..... 100  
Spessore degli speroni,  $ssp$  ..... 20  
Altezza del rinterro,  $hr$  ..... 50  
Angolo del pendio,  $\langle\beta\rangle$  ..... 20 °  
Angolo rif. sezione di spinta,  $\langle\Psi\rangle$  ..... 90  
Angolo inclinazione spinta terreno,  $\langle\Delta\rangle$  ..... 17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno,  $qk$  ..... 0,1500 daN/cm<sup>2</sup> (1500 daN/m<sup>2</sup>)  
Sovraccarico di calcolo allo SL,  $q=qk*Y(q)$ ..... 0,2250 daN/cm<sup>2</sup> (2250 daN/m<sup>2</sup>)  
Coppia sommitale,  $Mck$  ..... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Coppia sommitale di calcolo allo SL,  $Mc=Mck*Y(Mc)$ ... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Forza verticale in testa,  $Nck$  ..... 1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua:  $hw = 0$   
Peso specifico equivalente del terrapieno,  $W1$  ..... 0,0019 daN/cm<sup>3</sup>

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature,  $fyk$  ..... 4500 daN/cm<sup>2</sup> (450 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cubica del cls,  $Rck$  ..... 300 daN/cm<sup>2</sup> (30 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cilindrica cls:  $fck=0,83*Rck$  .... 249 daN/cm<sup>2</sup> (24,9 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo armature:  $fyd=fyk/1,15$  ..... 3913 daN/cm<sup>2</sup> (391,3 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo del cls:  $fcd=0,85*fck/1,5$  ..... 141 daN/cm<sup>2</sup> (14,1 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. caratt. a trazione cls:  $fctk = 0,7*0,3*fck^{0,67}$  18,1 daN/cm<sup>2</sup> (1,81 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo a trazione del cls:  $fctd = fctk/1,5$  12,07 daN/cm<sup>2</sup> (1,207 N/mm<sup>2</sup>)  
Max tens. per sez. non armata a taglio:  $tc=0,25*fctk$  4,52 daN/cm<sup>2</sup> (0,452 N/mm<sup>2</sup>)

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione,  $P1 = Wm*d*b$  ..... 32,6  
scarpa esterna,  $P2 = Wm*b2*hm/2$  ..... 0  
spessore  $s$ ,  $P3 = Wm*s*hm$  ..... 16  
scarpa interna,  $P4 = Wm*b3*hm/2$  ..... 0  
terrapieno,  $P5 = Wt*ht(b4+b3/2)$  ..... 137,18  
sovraccarico,  $Q = q*b4 - favor$ ..... 28,5  
forza verticale in testa,  $Nck - favor$ ..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $No = 215,28$  daN/cm (21528 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M1 = P1 \times 163 = 5313,8$   
 $M2 = P2 \times 120 = 0$   
 $M3 = P3 \times 128 = 2048$   
 $M4 = P4 \times 136 = 0$   
 $M5 = P5 \times 231 = 31688,58$   
 $Mq = Q \times 231 = 6583,5$   
 $Mn = Nc \times 128 = 128$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

-----  
MOMENTO TOT. Mo = 45761,88 daN\*cm/cm (45761,88 daN\*m/m)

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta, het = 489 cm

### 4.1 SI CALCOLA CON Kh = 0:

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0$  °  
K = 0,4602 coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)  
Spinta del terrapieno,  $S1 = \gamma G1(K * W1 * \text{het}^2 / 2)$  ..... = 135,9037  
Spinta del sovraccarico,  $S2 = \gamma(K * pk * \text{het})$  ..... = 50,63351  
Comp. verticale spinta totale,  $Sv = (S1 + S2) * \sin(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 54,5382  
Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S1o = S1 * \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 129,9654  
Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S2o = S2 * \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$  ..... = 48,42106  
-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S1o + S2o$  ..... = 178,3864 daN  
  
Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S1o * \text{het} / 3$  ..... = 21184,35  
Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S2o * \text{het} / 2$  ..... = 11838,95  
-----  
MOMENTO RIBALTANTE, M ..... = 33023,3 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $Tz = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:  
Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2  
Sia TEd la forza di scorrimento di calcolo agente e TRd quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

No = 215,28 daN  
 $\mu = 0,73$   
Sv = 54,5382 daN, comp.verticale della spinta totale  
c2 = 0 daN/cm2  
Sp = 0 daN, azioni su eventuale dente di fondazione  
S = 178,3864 daN, spinta sul paramento  
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti  
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti  
hz = 0 cm, quota eventuale tirante da spiccato  
d = 40 cm, altezza suola fondazione

Si ha sul piano di posa:

TEd = S = 178,3864 daN  
forza ultima resistente:  
TRu = No \*  $\mu$  + Sv \*  $\mu$  + b \* c2 + Sp + Tzo + Tzv \*  $\mu$  = 196,9673 daN

con coeff. di resistenza allo scorrimento YR = 1,1  
si ottiene il valore della forza resistente di progetto:  
TRd = TRu / YR = 179,0612

SI VERIFICA: TRd > TEd: (TRd/TEd = 1,003783 )

## 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $M_{Rd}$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 45761,88 \text{ daN*cm}$   
 $M_v = S_v*b = 17779,46 \text{ daN*cm}$ , da comp.verticale spinta  
 $M_c = 0 \text{ daN*cm}$   
 $M_p = 0 \text{ daN*cm}$ , momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M = 33023,3 \text{ daN*cm}$ , momento ribaltante

Si ha per il ribaltamento:

$M_{Ed} = M = 33023,3 \text{ daN*cm}$   
momento ultimo resistente:  
 $M_{Ru} = M_o + M_v - M_c - M_p + T_{zo}(h_z+d) + T_{zv}(b_1+b_2*h_z/h_m) = 63541,34 \text{ daN*cm}$

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1,15$   
si ottiene il valore del momento resistente di progetto:  
 $M_{Rd} = M_{Ru} / Y_R = 55253,34$

SI VERIFICA:  $M_{Rd} > M_{Ed}$ : ( $M_{Rd}/M_{Ed} = 1,673162$  )

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica con Approccio 2

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

$M_o = 45761,88 \text{ daN*cm}$   
 $M_v = 17779,46$   
 $M_c = 0$   
 $M_p = 0$  momento dal dente di fondazione  
 $M = 33023,3$  momento ribaltante  
 $N_o = 215,28 \text{ daN}$   
 $S_v = 54,5382 \text{ daN}$   
 $T_{zo} = 0 \text{ daN}$ , comp.orizzontale vincoli/tiranti  
 $T_{zv} = 0 \text{ daN}$ , comp.verticale vincoli/tiranti  
 $h_z = 0 \text{ cm}$   
 $B = 326 \text{ cm}$ , larghezza suola di fondazione  
 $e_n = 54,33333 \text{ cm}$ , nocciolo centrale inerzia( $B/6$ )

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$M_{Ed} = M_o + M_v - M_c - M_p - M + T_{zo}(h_z+d) + T_{zv}(b_1+b_2*h_z/h_m) = 30518,03 \text{ daN*cm}$

Sforzo normale in fondazione:

$N_{Ed} = N_o + S_v + T_{zv} = 269,8182 \text{ daN}$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$e_e = M_{Ed}/N_{Ed} = 113,1059 \text{ cm}$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$e = B/2 - e_e = 49,8941 \text{ cm}$  (sezione elastica tutta compressa)

Modello elastico: zona compressa  $y = 326 \text{ cm}$

Pressione massima,  $q_{Ed1} = 1,587703 \text{ daN/cm}^2$

Pressione minima,  $q_{Ed2} = 6,762318E-02 \text{ daN/cm}^2$

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):

sezione ridotta:  $y^* = B - 2e = 226,2118 \text{ cm}$

Pressione equivalente di calcolo,  $q_{Ed} = N_{Ed}/y^* = 1,192768 \text{ daN/cm}^2$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2

Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\phi' = 36^\circ$

Coesione del terreno fondazione,  $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>

Altezza del rinterro della fondazione,  $h_r = 50$  cm

Larghezza ridotta della fondazione,  $b = 226,2118$  cm

Peso specifico terreno di fondazione,  $W_t = 0,002$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

$$N_q = [e^{(3,14 \cdot \tan \phi')}] (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') \dots\dots 37,75311$$

$$N_y = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots 56,31157$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi' \dots\dots\dots 50,5863$$

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

$$q_1 = W_t \cdot h_r \cdot N_q \text{ (contributo rinterro)} \dots\dots\dots 3,775311$$

$$q_2 = (W_t \cdot b \cdot N_y) / 2 \text{ (contributo attrito)} \dots\dots\dots 12,73834$$

$$q_3 = c_2 \cdot N_c \text{ (contributo coesione)} \dots\dots\dots 0$$

$$q_{Ru} = q_1 + q_2 + q_3 \dots\dots\dots 16,51365$$

Con coeff. parziale di resistenza  $Y_R = 1,4$

si ottiene il carico limite di progetto:

$$q_{Rd} = q_{Ru} / Y_R = 11,79547 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$$

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$$N_{Rd} = q_{Rd} \cdot y^* = 2668,274 \text{ daN}$$

SI VERIFICA:  $N_{Rd} > N_{Ed}$ : ( $N_{Rd} / N_{Ed} = 9,889154$ )

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.

In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione  $K_w = 2$  (daN/cm<sup>2</sup>)

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$$U_z = q_{Ed2} / K_w = 3,381159E-02$$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.

$$\text{rad} = (q_{Ed1} - q_{Ed2}) / (K_w \cdot y) = 2,331411E-03$$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$$U_{z,e} = \text{rad} \cdot y = 0,76004 \text{ cm}$$

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

$$U_x, (hm/4) = (d + hm/4) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 0,3264 \text{ cm}$$

$$U_x, (hm/2) = (d + hm/2) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 0,5595 \text{ cm}$$

$$U_x, (hm3/4) = (d + hm3/4) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 0,7927 \text{ cm}$$

$$U_x, (hm) = (d + hm) \cdot \text{rad} \dots\dots\dots = 1,0258 \text{ cm}$$

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

inferiori di quelli sopra riportati:

$U_x, (hm/4) = 0,2511 \text{ cm}$   
 $U_x, (hm/2) = 0,4304 \text{ cm}$   
 $U_x, (hm3/4) = 0,6098 \text{ cm}$   
 $U_x, (hm) = 0,7891 \text{ cm}$

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

ATTENZIONE: Le verifiche di stabilità globale non possono essere eseguite con l'Approccio2

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione,  $h = 0$  ( $b=16$ )

-----  
 $h_e = 449 \text{ cm}$ , altezza di spinta  
 $z_o = 0 \text{ cm}$ , altezza stabile per coesione

$S_1$  spinta del terrapieno ..... = 114,5793 daN/cm  
 $S_2$  spinta del sovraccarico ..... = 46,49171  
 $S_v = (S_1 + S_2) \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  comp. vert. tot. .... = 47,09262  
 $S_{1o}$  Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 109,5728  
 $S_{2o}$  Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 44,46024  
Forza concentrata orizzontale,  $T_{zo}$  ..... = 0

Somma:

$V = 154,033 \text{ daN}$

$N = P_2 + P_3 + P_4 + N_c + T_{zv2} = 17 \text{ daN}$

momento per spinta del terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_e / 3$  ..... = 16399,39

momento spinta del sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_e / 2$  ..... = 9981,324

momento eccentricità peso muro,  $M_{ee}$  ..... = 0

momento dai carichi concentrati esterni ( $M_c, T_z, N_c$ )... = 0

Somma:

$M = 26380,71 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

Eccentricità,  $e = M/N = 1551,807 \text{ cm}$

SEZ.A11 /  $h = 40$  ( $b=16$ )

-----  
Ricalcolando come sopra a quota  $h$  :

$S_{1o} = 69,938$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o} = 42,34991$  spinta dei sovraccarichi  $q, dp$

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P_2, P_3, P_4, P_5) + S_{1o} + S_{2o} = 112,2879$

$N = N(P_2, P_3, P_4) + N_c = 15,4$

$M = M(V_2, V_3, V_4, V_5) + M_c + DM + S_{1o}(h_e - z_o - h)/3 + S_{2o}(h_e - h)/2 = 18195,44$

Eccentricità,  $e = M/N = 1181,522 \text{ cm}$

SEZ.A12 /  $h = 80$  ( $b=16$ )

-----  
Ricalcolando come sopra a quota  $h$  :

$S_{1o} = 56,92713$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o} = 38,20811$  spinta dei sovraccarichi  $q, dp$

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P_2, P_3, P_4, P_5) + S_{1o} + S_{2o} = 95,13524$

$N = N(P_2, P_3, P_4) + N_c = 13,8$

$M = M(V_2, V_3, V_4, V_5) + M_c + DM + S_{1o}(h_e - z_o - h)/3 + S_{2o}(h_e - h)/2 = 14051,43$

Eccentricità,  $e = M/N = 1018,22 \text{ cm}$

SEZ.A13 /  $h = 120$  ( $b=16$ )

-----  
Ricalcolando come sopra a quota  $h$  :

$S_{1o} = 45,25414$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o} = 34,06631$  spinta dei sovraccarichi  $q, dp$

Si ottengono le sollecitazioni :

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 79,32045$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 12,2$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 10566,78$   
Eccentricità,  $e = M/N = 866,1294$  cm

SEZ.A14 / h = 160 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 34,91904$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 29,92451$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 64,84354$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 10,6$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 7687,958$   
Eccentricità,  $e = M/N = 725,2791$  cm

SEZ.A15 / h = 200 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 25,9218$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 25,78271$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 51,70451$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 9$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 5361,457$   
Eccentricità,  $e = M/N = 595,7175$  cm

SEZ.A16 / h = 240 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 18,26245$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 21,64091$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 39,90336$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 7,4$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 3533,759$   
Eccentricità,  $e = M/N = 477,535$  cm

SEZ.A17 / h = 280 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 11,94098$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 17,49911$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 29,44008$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 5,8$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 2151,35$   
Eccentricità,  $e = M/N = 370,9223$  cm

SEZ.A18 / h = 320 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 6,957384$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 13,35731$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 20,31469$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 4,2$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 1160,714$   
Eccentricità,  $e = M/N = 276,3604$  cm

SEZ.A19 / h = 360 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
 $S1o = 3,311666$  spinta del terrapieno in presenza sisma  
 $S2o = 9,215506$  spinta dei sovraccarichi q,dp  
Si ottengono le sollecitazioni :  
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 12,52717$   
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 2,6$   
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 508,3361$   
Eccentricità,  $e = M/N = 195,5139$  cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 226,2118$  cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 1,192768 \text{ daN/cm}^2$

Sforzi sulla sezione:

$$V = q \cdot b_1 - d \cdot W_m \cdot b_1 = 131,1322$$

$$N = 0$$

$$M = [q/2 - W_m \cdot d/2] b_1^2 = 7867,93$$

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 226,2118 \text{ cm}$

Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 1,192768 \text{ daN/cm}^2$

Sforzi sulla sezione:

$$V = (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d \cdot b_4) + S_v' - V(qt) = 124,1709$$

$$N = S' \cdot b_4 / b = -103,9676$$

$$M = M(qt) + M_p - (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d) b_4 / 2 - S_v' \cdot b_4 = -21638,72$$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni

Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:

$$V = 62$$

$$M = -10820$$

SEZ.A6 orizzontale parete

Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, semincastro sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:

(luce netta tra speroni,  $L = 80 \text{ cm}$ )

$$\text{Spinta } S' = 178,3864 \text{ daN}$$

Carico ripartito:

$$p = S' / (L/2) = 0,8919321 \text{ daN/cm}^2$$

Reazione di bordo per effetto piastra:

$$R = p \cdot L / 2 = 35,67728$$

Momento di bordo per effetto piastra:

$$M = p \cdot L^2 / 15 = 380,5577$$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.

Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $Y=1,3$ :

$$A_a = 1,3 \cdot R / f_{yd} = 0,0119 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

e ripartita a metro di altezza:

$$A_o = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $h_m/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).

Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $Y_R=1$

Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente

$bw/\varnothing$  = larghezza o diametro della sezione resistente

$i$  = zona di competenza dell'armatura

$c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione

$N_{Ed}$  = Sforzo normale di calcolo ( $N_{Ed} > 0$  = compressione)

$V_{Ed}$  = Taglio di calcolo agente

$M_{Ed}$  = Momento flettente di calcolo agente

$\tau$  =  $V_{Ed} / (0,9 \cdot bw \cdot d')$ , tensione di taglio di riferimento

$A_a(')$  = Area di calcolo acciaio teso

$|MR_d|$  = Momento flettente resistente

$|VR_d|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)

$A_{st}(*)$  =  $V_{Ed} \cdot 100 / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d')$   $\text{cm}^2/\text{m}$ , area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.	$d'$	$bw$	$i$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\tau$	$A_a(')$	$ MR_d $	$ VR_d $	$A_{st}(*)$	$MR_d/M_{Ed}$
	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	daN*m	daN	cm <sup>2</sup> /m	

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

SEZ. attacco sperone, h = 0, arm. intradosso:												
A10	183	20	100	1700	15403	26381	0,94	4,76	35494	49055	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 40 , arm. intradosso:												
A11	164	20	100	1540	11229	18195	0,76	4,26	28483	44888	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 80 , arm. intradosso:												
A12	145	20	100	1380	9514	14051	0,73	3,77	22299	40670	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 120 , arm. intradosso:												
A13	126	20	100	1220	7932	10567	0,70	3,28	16870	36390	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 160 , arm. intradosso:												
A14	107	20	100	1060	6484	7688	0,67	2,78	12156	32034	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 200 , arm. intradosso:												
A15	88	20	100	900	5170	5361	0,65	2,29	8247	27580	0,00	1,5
SEZ. sperone h = 240 , arm. intradosso:												
A16	69	20	100	740	3990	3534	0,64	1,79	5067	22993	0,00	1,4
SEZ. sperone h = 280 , arm. intradosso:												
A17	50	20	100	580	2944	2151	0,65	1,30	2677	18213	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 320 , arm. intradosso:												
A18	31	20	100	420	2031	1161	0,73	0,91	1163	13109	0,00	1,0
SEZ. sperone h = 360 , arm. intradosso:												
A19	12	20	100	260	1253	508	1,16	1,11	529	6487	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	37	100	100	0	13113	7868	3,94	5,61	7951	16442	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	37	100	100	-10397	6200	-10820	1,86	9,17	10892	15955	0,00	1,0
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	3568	381	3,05	1,69	844	7055	0,00	2,2

---

## AVVERTENZE:

- (\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$
- (') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_400\_app\_2.ops

## 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

### Approccio 2

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,003783  
Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,673162  
Stab. Globale..... Rd/Ed = -  
Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 9,889154

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

## 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

## 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

## 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_1=1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

-----  
CARICHI      EFFETTO      COEFF.PARZIALE      A1      A2      A1\*      A2\*

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi_k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	$c_k'$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI		PALI TRIVELLATI	
	R3		R3	
Base	1.15		1.35	
Laterale in compressione	1.15		1.15	
Totale	1.15		1.30	
Laterale in trazione	1.25		1.25	

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR$

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone  $YR=1$

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

< $\theta'$ > = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
< $\beta$ > = angolo inclinazione sup. terrapieno  
<Delta> = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
<Psi> = angolo di riferimento sezione di spinta  
<Teta> =  $\text{Arctg}[Kh/(1\pm Kv)]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\text{Psi})^2 * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \text{Delta}) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * \text{sen}(\text{Psi} + \beta)]}\}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\text{Psi}) * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta})]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: ° (gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA: A\*=1 + M\*=1 + YR

### 2.2 DATI SISMICI

Riferimenti: LON\LAT\VN\CL\VR\TR\Ecc.

Zona sismica .....	1
Categoria del suolo .....	B
Accelerazione al sito, su suolo rigido: ag .....	0,1295 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, Fo .....	2,552
Coeff. stratigrafico, $1 < Ss = 1,4 - 0,4Fo * ag < 1,2$ .....	1,2
Coeff. topografico, ST .....	1,2
Accelerazione spettrale massima, $amax = ag * Ss * St$ .....	0,18648 g

### 2.3 COEFFICIENTI PER AZIONE SISMICA (PAR.7.11.6.2.1)

$\beta_m$ .....	0,38
$Kh = amax * \beta_m$ .....	0,0709 g
$Kv = Kh/2$ .....	0,03545 g
Angolo sismico, $\langle \text{Teta} \rangle = \text{Arctg}[Kh/(1+Kv)]$ .....	3,917079 °
Angolo sismico, $\langle \text{Teta} \rangle = \text{Arctg}[Kh/(1-Kv)]$ .....	4,20401 °

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1).....	1
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q).....	1

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM .....	1
-----------------------------------	---

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR .....	1
al ribaltamento, YR .....	1
alla capacità portante delle fondazioni, YR .....	1,2
alla stabilità globale, YR .....	1,1
alla sicurezza strutturale, YR .....	1

## 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm .....	0,0025 daN/cm <sup>3</sup> (2500daN/m <sup>3</sup> )
Peso specifico del terrapieno, Wt .....	0,0019
Angolo caratt. del terrapieno, $\theta 1'$ k .....	28 °
Angolo di calcolo, $\theta 1' = Atn(\theta 1'k/YM)$ .....	28
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Coesione di calcolo, $c1' = c1'k/YM$ .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Peso specifico terreno di base, W2 .....	0,002
Angolo attrito caratt. terreno di base, $\theta 2'$ k .....	36
Angolo di calcolo, $\theta 2' = Atn(\theta 2'k/YM)$ .....	36
Coesione caratteristica terreno di base, c2'k .....	0
Coesione di calcolo terreno di base, $c2' = c2'k/YM$ ....	0
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione, $\mu$ .....	0,73
Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw ....	2 daN/cm <sup>2</sup> /cm

## 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, hm .....	400 cm
Altezza del terrapieno, ht .....	380
Altezza della fondazione, d .....	40
Lunghezza suola esterna, b1 .....	120
Lunghezza scarpa esterna, b2 .....	0
Spessore in testa, s .....	16
Lunghezza scarpa interna, b3 .....	0
Lunghezza suola interna, b4 .....	180
Larghezza basamento fondazione, b .....	316
Altezza del dente di fondazione, hd .....	0
Spessore del dente di fondazione, sd .....	0
Interasse degli speroni, i .....	100
Spessore degli speroni, ssp .....	20
Altezza del rinterro, hr .....	50
Angolo del pendio, $\langle \beta \rangle$ .....	20 °
Angolo rif. sezione di spinta, $\langle \Psi \rangle$ .....	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $\langle \Delta \rangle$ .....	17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno, qk .....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Sovraccarico di calcolo allo SL, $q = qk * Y(q)$ .....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Coppia sommitale, Mck .....	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia sommitale di calcolo allo SL, $Mc = Mck * Y(Mc)$ ...	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck .....	1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0

Peso specifico equivalente del terrapieno, W1 .....	0,0019 daN/cm <sup>3</sup>
---	----------------------------

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature, fyk .....	4500 daN/cm <sup>2</sup> (450 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck .....	300 daN/cm <sup>2</sup> (30 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cilindrica cls: $fck = 0,83 * Rck$ ....	249 daN/cm <sup>2</sup> (24,9 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo armature: $fyd = fyk / 1,15$ .....	3913 daN/cm <sup>2</sup> (391,3 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo del cls: $fcd = 0,85 * fck / 1,5$ .....	141 daN/cm <sup>2</sup> (14,1 N/mm <sup>2</sup> )
Res. caratt. a trazione cls: $fctk = 0,7 * 0,3 * fck ^ 0,67$	18,1 daN/cm <sup>2</sup> (1,81 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo a trazione del cls: $fctd = fctk / 1,5$	12,07 daN/cm <sup>2</sup> (1,207 N/mm <sup>2</sup> )
Max tens. per sez. non armata a taglio: $tc = 0,25 * fctk$	4,52 daN/cm <sup>2</sup> (0,452 N/mm <sup>2</sup> )

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, $P1 = Wm * d * b$ .....	31,6
scarpa esterna, $P2 = Wm * b2 * hm / 2$ .....	0
spessore s, $P3 = Wm * s * hm$ .....	16
scarpa interna, $P4 = Wm * b3 * hm / 2$ .....	0

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

terrapieno,  $P_5 = W_t \cdot h_t(b_4 + b_3/2)$  ..... 129,96  
sovraccarico,  $Q = q \cdot b_4$  - favor..... 27  
forza verticale in testa,  $N_{ck}$  - favor..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $N_o = 205,56$  daN/cm (20556 daN/m)

## MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M_1 = P_1 \times 158 = 4992,8$   
 $M_2 = P_2 \times 120 = 0$   
 $M_3 = P_3 \times 128 = 2048$   
 $M_4 = P_4 \times 136 = 0$   
 $M_5 = P_5 \times 226 = 29370,96$   
 $M_q = Q \times 226 = 6102$   
 $M_n = N_c \times 128 = 128$

-----  
MOMENTO TOT.  $M_o = 42641,76$  daN\*cm/cm (42641,76 daN\*m/m)

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 485$  cm

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,4602$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S_1 = YG_1(K \cdot W_1 \cdot h_{et}^2/2)$  ..... = 102,838

Spinta del sovraccarico,  $S_2 = Y(K \cdot p_k \cdot h_{et})$  ..... = 33,47955

Comp. verticale spinta totale,  $S_v = (S_1 + S_2) \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$ ..... = 39,8554

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o} = S_1 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$ ..... = 98,34449

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o} = S_2 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$ ..... = 32,01665

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 130,3611 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_{et}/3$  ..... = 15899,03

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_{et}/2$  ..... = 7764,039

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 23663,07 daN\*cm

### 4.2 IN COMBINAZIONE SISMICA CON $K_h = 0,0709$ g

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 3,91707907198853^\circ$

$K' = 0,5821$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta terrapieno,  $S_1' = YG_1[1/2(1 + K_v)K'W_1 \cdot h_{et}^2]$  ..... = 134,6895

Spinta dei sovraccarichi,  $S_2' = YQ(1 + K_v)K'q_k \cdot h_{et}$  ..... = 43,849

Comp. verticale spinta totale:  $S_v' = (S_1' + S_2') \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$ ..... = 52,19962

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o}' = S_1' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$ ..... = 128,8042

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o}' = S_2' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$ ..... = 41,93301

Comp. orizzontale spinta totale:  $S_o' = S_{1o}' + S_{2o}'$ ..... = 170,7372

Forza orizzontale d'inerzia totale,  $F_c = K_h(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5)$ ..... = 12,589

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S' = S_o' + F_c$  ..... = 183,3262 daN

\* Risulta un incremento di spinta:  $DS = S_o' - S = 40,3761$

Momento di spinta terrapieno,  $S_{1o}' \cdot h_{et}/3$  ..... = 20823,35

Momento di spinta sovraccarico,  $S_{2o}' \cdot h_{et}/2$  ..... = 10168,75

Incremento dinamico prudenziale:  $DM = DS \cdot h_{et}/6$  ..... = 3263,735

$I_1 = K_h \cdot P_1 \cdot d/2$  momento forze inerziali fondazione..... = 44,8088

$I_2 = K_h \cdot P_2 \cdot (d + h_m/3)$  momento forze inerziali..... = 0

$I_3 = K_h \cdot P_3 \cdot (d + h_m/2)$  momento forze inerziali..... = 272,256

$I_4 = K_h \cdot P_4 \cdot (d + h_m/3)$  momento forze inerziali..... = 0

$I_5 = K_h \cdot P_5 \cdot (d + h_m/2)$  momento forze inerziali..... = 2119,258

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M'$  ..... = 36692,16 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $T_{Ed}$  la forza di scorrimento di calcolo agente e  $TR_d$  quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$N_o = 205,56$  daN  
 $\mu = 0,73$   
 $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
 $S_p = 0$  daN, azioni su eventuale dente di fondazione  
 $S_v' = 52,19962$  daN, comp.verticale della spinta totale in Comb.sisma  
 $S' = 183,3262$  daN  
 $T_{zo}' = 0$  daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $T_{zv}' = 0$  daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $h_z = 0$  cm, quota eventuale tirante da spiccato  
 $d = 40$  cm, altezza suola fondazione

In combinazione sismica si ha per lo scorrimento:

$T_{Ed}' = S' = 183,3262$  daN

forza ultima resistente:

$TR_u' = N_o * \mu + S_v' * \mu + b * c_2 + S_p + T_{zo}' + T_{zv}' * \mu = 188,1645$  daN

con coeff. di resistenza allo scorrimento  $Y_R = 1$

si ottiene il valore della forza resistente di progetto:

$TR_d = TR_u' / Y_R = 188,1645$

SI VERIFICA:  $TR_d' > T_{Ed}'$ : ( $TR_d' / T_{Ed}' = 1,026392$ )

### 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2; per il ribaltamento occorre incrementare il coeff. riduttivo  $\beta_m$  del 50% (Rif. NTC2018/7.11.6.2.1)

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $MR_d$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 42641,76$  daN\*cm  
 $M_c = 0$  daN\*cm  
 $M_p = 0$  daM\*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M_v' = S_v' * b = 16495,08$  daN\*cm, da comp.verticale spinta in Comb.sisma  
 $M' = 36692,16$  daN\*cm, momento ribaltante in Comb.sisma

Si incrementa il coeff. riduttivo dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_m(\text{rib}) = \beta_m * 1.5 = 0,5700$

quindi si ottiene:

$K_h(\text{rib}) = \beta_m(\text{rib}) * a_{max} / g = 0,1064$

$K'(\text{rib}) = 0,6726$  (coefficiente di spinta aggiornato)

Rapporto spinte:  $R_{app} = K(\text{rib}) / K' = 1,1555$

$M_{Ed}' = M' * R_{app} = 42396,75$  daN\*cm

momento ultimo resistente:

$MR_u' = M_o + M_v' - M_c - M_p + T_{zo}'(h_z + d) + T_{zv}'(b_1 + b_2 * h_z / h_m) = 59136,84$  daN\*cm

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1$

si ottiene il valore del momento resistente di progetto:

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

MRd' = MRu / YR = 59136,84

SI VERIFICA: MRd' > MEd': (MRd'/MEd' = 1,394844 )

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica in Combinazione Sismica

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

Mo = 42641,76 daN\*cm  
Mv = 12594,31  
Mc = 0  
Mp = 0 momento dal dente di fondazione  
M = 23663,07 momento ribaltante  
No = 205,56 daN  
Sv = 39,8554 daN  
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti  
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti  
hz = 0 cm  
B = 316 cm, larghezza suola di fondazione  
en = 52,66667 cm, nocciolo centrale inerzia(B/6)  
Mv' = 16495,08  
M' = 36692,16 momento ribaltante in Comb.sismica  
Sv' = 52,19962  
Tzo' = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sismica  
Tzv' = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sismica

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
MEd' = Mo+Mv'-Mc-Mp-M'+Tzo'(hz+d)+Tzv'(b1+b2\*hz/hm) = 22444,68 daN\*cm  
Sforzo normale agente in fondazione:  
NEd' = No+Sv'+Tzv' = 257,7596 daN  
Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
ee' = MEd'/NEd' = 87,076 cm  
Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:  
e' = B/2 -ee' = 70,924 cm (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa y = 261,228 cm  
Pressione massima, qEd1' = 1,973446 daN/cm<sup>2</sup>  
Pressione minima, qEd2' = 0 daN/cm<sup>2</sup>

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):  
sezione ridotta: y\*' = B-2e' = 174,152 cm  
Pressione equivalente di calcolo, qEd' = Nd'/y\*' = 1,480084 daN/cm<sup>2</sup>

### 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2  
Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastroforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\theta'$  = 36 °  
Coesione del terreno fondazione, c2 = 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Altezza del rinterro della fondazione, hr = 50 cm  
Larghezza ridotta della fondazione, b = 174,152 cm  
Peso specifico terreno di fondazione, Wt = 0,002

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

Nq =  $[e^{(3,14*\tan\theta')}] (1+\sin\theta') / (1-\sin\theta')$  ..... 37,75311  
NY =  $2(Nq+1)*\tan\theta'$  ..... 56,31157

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

$$Nc = (Nq-1)/\tan\theta' \dots\dots\dots 50,5863$$

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

$$\begin{aligned} q1 &= Wt*hr*Nq \text{ (contributo rinterro)} \dots\dots\dots 3,775311 \\ q2 &= (Wt*b*NY)/2 \text{ (contributo attrito)} \dots\dots\dots 9,806772 \\ q3 &= c2*Nc \text{ (contributo coesione)} \dots\dots\dots 0 \\ \hline qRu &= q1+q2+q3 \dots\dots\dots 13,58208 \end{aligned}$$

Con coeff. parziale di resistenza  $YR = 1,2$

si ottiene il carico limite di progetto:

$$qRd = qRu/YR = 11,3184 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$$

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$$NRd' = qRd \times y*' = 1971,122 \text{ daN}$$

SI VERIFICA:  $NRd > NEd$ : ( $NRd/NEd = 7,647134$ )

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.

In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione  $Kw = 2 \text{ (daN/cm}^2)$

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$$Uz = qEd2 / Kw = 0$$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.:

$$rad = (qEd1 - qEd2)/(Kw \times y) = 3,777247E-03$$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$$Uz,e = rad \times y = 0,9867228 \text{ cm}$$

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

$$\begin{aligned} Ux, (hm/4) &= (d+hm/4)*rad \dots\dots\dots = 0,5288 \text{ cm} \\ Ux, (hm/2) &= (d+hm/2)*rad \dots\dots\dots = 0,9065 \text{ cm} \\ Ux, (hm3/4) &= (d+hm3/4)*rad \dots\dots\dots = 1,2843 \text{ cm} \\ Ux, (hm) &= (d+hm)*rad \dots\dots\dots = 1,6620 \text{ cm} \end{aligned}$$

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono inferiori di quelli sopra riportati:

$$\begin{aligned} Ux, (hm/4) &= 0,4068 \text{ cm} \\ Ux, (hm/2) &= 0,6973 \text{ cm} \\ Ux, (hm3/4) &= 0,9879 \text{ cm} \\ Ux, (hm) &= 1,2785 \text{ cm} \end{aligned}$$

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con: Approccio1 - Combinazione2 ( $A2+M2+R2=1,1$ ) in assenza di azione sismica, ovvero: in Combinazione Sismica ( $A1=A2=1 +M1=M2=1 +R2=1,1$ )

Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoepli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ( $P2+P3+P4$ ), terreno ( $P5$ ), carichi ( $Q,Nc$ ), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B.  
(vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 50 cm  
Altezza dente di fondazione..... hd = 0  
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base f = 0,73  
Coesione del terreno ..... c2 = 0 daN/cm2

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa.... Xo = -90 cm  
Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa.... Yo = 330  
Raggio del cerchio critico di scorrimento..... r = 821

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale della spinta del terreno..... S' = 183,3262 daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno..... Sv' = 52,19962  
Forze verticali: P2+P3+P4+P5+Q+Nc..... N = 173,96  
Totale forze verticali, Sv'+N ..... Nv = 226,1596  
Forza risultante della spinta,  $\text{sqr}(Nv^2 + S'^2)$ ..... R = 291,13

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, MP+MQ+MSv'..... MA = 47261,25 daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta, S'(Zo+d)-M'..... MB = 104469  
Somma algebrica dei momenti, MA+MB+MCC..... MM = 151828,3

Componente tangente della spinta risultante R: MM/r... Tr = 184,8411 daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\text{sqr}(R^2 - Tr^2)$ ..... Nr = 224,9232  
Peso a valle, G1 = 96,40016 daN/cm  
Peso a valle, G2 = 10,93429  
Componente tangente stabilizzante, T2 = 4,036548 daN/cm  
Componente normale, N2 = 10,16194  
Sviluppo dell' arco, HB = 704,5779 cm

Forza attiva di scorrimento, FE<sub>d</sub> = Tr-T2 = 180,8046 daN/cm  
Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:  
 $\tau_{e} = FE_{d}/HB = 0,257 \text{ daN/cm}^2$

Forza resistente di attrito, FR<sub>u</sub> =  $f(0,8 \cdot G1 + Nr + N2) + HB \cdot c2 = 213,5882 \text{ daN/cm}$   
Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:  
 $\tau_{u} = FR_{u}/HB = 0,303 \text{ daN/cm}^2$

Con coeff. di sicurezza YR = 1,1 si ottiene il valore della resistenza di progetto:

FR<sub>d</sub> = FR<sub>u</sub> / YR = 194,171128706499  
 $\tau_{u} = \tau_{u} / YR = 0,276 \text{ daN/cm}^2$

SI VERIFICA: FR<sub>d</sub> > FE<sub>d</sub>: (FR<sub>d</sub>/FE<sub>d</sub> = 1,181321 )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Comb. sismica

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=16)

he = 445 cm, altezza di spinta  
zo = 0 cm, altezza stabile per coesione

S1 spinta del terrapieno ..... = 113,3888 daN/cm  
S2 spinta del sovraccarico ..... = 40,23259  
Sv=(S1+S2)sin(Delta+90-Psi) comp. vert. tot..... = 44,91456  
S1o Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 108,4343  
S2o Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 38,47462

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

Forza concentrata orizzontale, Tzo ..... = 0  
\* DS increm. dinamico di spinta = 34,74115  
spinta inerziale scarpa esterna, Kh\*P2..... = 0  
spinta inerziale elevazione, Kh\*P3..... = 1,1344  
spinta inerziale scarpa interna, Kh\*P4..... = 0  
spinta inerziale terrapieno, Kh\*P5..... = 9,214165  
Forza concentrata orizzontale, Tzo'..... = 0

Somma:

V = 157,2575 daN

N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 17 daN

momento per spinta del terrapieno, S1o\*he/3 ..... = 16084,42

momento spinta del sovraccarico, S2o\*he/2 ..... = 8560,603

momento forza inerziale scarpa esterna, Kh\*P2\*hm/3 .. = 0

momento forza inerziale elevazione, Kh\*P3\*hm/2 ..... = 226,88

momento forza inerziale scarpa interna, Kh\*P4\*hm/3 .. = 0

momento forza inerziale terrapieno, Kh\*P5\*he/2 ..... = 2050,152

\* DM=DS\*he/6 mom. aggiunto (muri vincolati) ..... = 0

momento eccentricita' peso muro, Mee ..... = 0

momento dai carichi concentrati esterni (Mc,Tz,Nc)... = 0

Somma:

M = 26922,05 daN\*cm

Eccentricità, e = M/N = 1583,65 cm

SEZ.A11 / h = 40 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 89,81661 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 35,36258 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 21,23991

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 134,5861

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 15,4

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 21168,09

Eccentricità, e = M/N = 1374,551 cm

SEZ.A12 / h = 80 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 72,95119 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 31,86997 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 17,25156

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 113,2864

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 13,8

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 16216,48

Eccentricità, e = M/N = 1175,107 cm

SEZ.A13 / h = 120 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 57,83801 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 28,37737 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 13,67759

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 93,73891

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 12,2

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 12081,81

Eccentricità, e = M/N = 990,3127 cm

SEZ.A14 / h = 160 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 44,47709 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 24,88478 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 10,51798

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 75,94371

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 10,6

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 8694,003

Eccentricità, e = M/N = 820,1889 cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A15 / h = 200 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 32,86842 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 21,39218 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 7,772755

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 59,90076

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 9

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 5982,954

Eccentricità, e = M/N = 664,7727 cm

SEZ.A16 / h = 240 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 23,012 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 17,89957 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 5,441898

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 45,61006

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 7,4

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 3878,578

Eccentricità, e = M/N = 524,1322 cm

SEZ.A17 / h = 280 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 14,90783 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 14,40697 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 3,525418

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 33,07162

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 5,8

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 2310,786

Eccentricità, e = M/N = 398,4113 cm

SEZ.A18 / h = 320 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 8,555919 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 10,91438 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 2,023311

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 22,28542

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 4,2

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 1209,486

Eccentricità, e = M/N = 287,9728 cm

SEZ.A19 / h = 360 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o = 3,956257 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o = 7,421775 spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 0,9355793

\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 13,25148

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 2,6

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 504,5886

Eccentricità, e = M/N = 194,0725 cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8: y = 174,152 cm

pressione equivalente, Rif.punto8: q = 1,480084 daN/cm2

Sforzi sulla sezione:

V = q\*b1 -d\*Wm\*b1 = 165,6101

N = 0

M = [q/2 -Wm\*d/2] b1^2 = 9936,606

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 174,152$  cm  
Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 1,480084$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = (1+Kv)(P5+Q+Wm*d*b4) + Sv' - V(qt) = 169,6087$   
 $N = S'b4/b = -104,4263$   
 $M = M(qt) + Mp - (1+Kv)(P5+Q+Wm*d)b4/2 - Sv'b4 = -22753,84$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni  
Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:

$V = 84$   
 $M = -11377$

SEZ.A6 orizzontale parete

Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, semincastro sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:  
(luce netta tra speroni,  $L = 80$  cm)  
Spinta  $S' = 183,3262$  daN  
Carico ripartito:  
 $p = S'/(hm/2) = 0,9166312$  daN/cm<sup>2</sup>  
Reazione di bordo per effetto piastra:  
 $R = p*L/2 = 36,66525$   
Momento di bordo per effetto piastra:  
 $M = p*L^2/15 = 391,096$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.  
Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $Y=1,3$ :  
 $Aa = 1,3*R/fyd = 0,0122$  cm<sup>2</sup>/cm  
e ripartita a metro di altezza:  
 $Ao = 1,22$  cm<sup>2</sup>/m  
Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $hm/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).  
Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $YR=1$   
Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente  
 $bw/\phi$  = larghezza o diametro della sezione resistente  
 $i$  = zona di competenza dell'armatura  
 $c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione  
 $NEd$  = Sforzo normale di calcolo ( $NEd > 0$  = compressione)  
 $VEd$  = Taglio di calcolo agente  
 $MEd$  = Momento flettente di calcolo agente  
 $\tau$  =  $VEd/(0,9*bw*d')$ , tensione di taglio di riferimento  
 $Aa(')$  = Area di calcolo acciaio teso  
 $|MRd|$  = Momento flettente resistente  
 $|VRd|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)  
 $Ast(*)$  =  $VEd*100/(0,9*fyd*d')$  cm<sup>2</sup>/m, area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.	$d'$ cm	$bw$ cm	$i$ cm	$NEd$ daN	$VEd$ daN	$MEd$ daN*m	$\tau$ daN/cm <sup>2</sup>	$Aa(')$ cm <sup>2</sup>	$ MRd $ daN*m	$ VRd $ daN	$Ast(*)$ cm <sup>2</sup> /m	$MRd/MEd$
------	------------	------------	-----------	--------------	--------------	----------------	-------------------------------	----------------------------	------------------	----------------	--------------------------------	-----------

SEZ. attacco sperone,  $h = 0$ , arm. intradosso:

A10	173	20	100	1700	15726	26922	1,01	4,50	31801	46867	0,00	1,2
-----	-----	----	-----	------	-------	-------	------	------	-------	-------	------	-----

SEZ. sperone  $h = 40$ , arm. intradosso:

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

A11	155	20	100	1540	13459	21168	0,96	4,03	25530	42897	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 80 , arm. intradosso:												
A12	137	20	100	1380	11329	16216	0,92	3,56	19947	38876	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 120 , arm. intradosso:												
A13	119	20	100	1220	9374	12082	0,88	3,09	15052	34795	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 160 , arm. intradosso:												
A14	101	20	100	1060	7594	8694	0,84	2,63	10884	30639	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 200 , arm. intradosso:												
A15	83	20	100	900	5990	5983	0,80	2,16	7358	26388	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 240 , arm. intradosso:												
A16	65	20	100	740	4561	3879	0,78	1,69	4520	22006	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 280 , arm. intradosso:												
A17	47	20	100	580	3307	2311	0,78	1,22	2370	17434	0,00	1,0
SEZ. sperone h = 320 , arm. intradosso:												
A18	29	20	100	420	2229	1209	0,85	1,05	1245	12543	0,00	1,0
SEZ. sperone h = 360 , arm. intradosso:												
A19	11	20	100	260	1325	505	1,34	1,19	518	6149	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	37	100	100	0	16561	9937	4,97	7,11	10019	17115	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	37	100	100	-10443	8400	-11377	2,52	9,58	11438	16626	0,00	1,0
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	3667	391	3,13	1,69	844	7055	0,00	2,2

## AVVERTENZE:

(\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$

(') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_440\_sisma.ops

## 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

Approccio 3 :Combinazione sismica

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,026392

Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,394844

Stab. Globale..... Rd/Ed = 1,181321

Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 7,647134

#### **4. Muro H 4.60 m**

##### 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

##### 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

##### 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$
$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

##### 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

###### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 2, Comb. ( $A_1+M_1+R_3$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

###### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_1=1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi_k'$	1.00	1.25
Coazione effettiva	$c_k'$	1.00	1.25
Coazione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A2+M2+R2=1,1$ )

### 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

< $\theta'$ > = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
< $\beta$ > = angolo inclinazione sup. terrapieno  
<Delta> = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
<Psi> = angolo di riferimento sezione di spinta  
<Teta> =  $\text{Arctg}[\text{Kh}/(1\pm\text{Kv})]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\text{Psi})^2 * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \text{Delta}) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * \text{sen}(\text{Psi} + \beta)]}\}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\text{Psi}) * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta})]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: ° (gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 (A2+M2+R2=1,1)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1  
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,3

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1,25

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1  
al ribaltamento, YR ..... 1  
alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1  
alla stabilità globale, YR ..... 1,1  
alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)  
Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019  
Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1$ 'k ..... 28 °  
Angolo di calcolo,  $\theta_1' = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 23,04  
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Coesione di calcolo,  $c_1' = c_1'k/YM$  ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002  
Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2$ 'k ..... 36  
Angolo di calcolo,  $\theta_2' = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 30,17  
Coesione caratteristica terreno di base, c2'k ..... 0  
Coesione di calcolo terreno di base,  $c_2' = c_2'k/YM$  .... 0  
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73  
Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, hm	460 cm
Altezza del terrapieno, ht	440
Altezza della fondazione, d	45
Lunghezza suola esterna, b1	120
Lunghezza scarpa esterna, b2	0
Spessore in testa, s	16
Lunghezza scarpa interna, b3	0
Lunghezza suola interna, b4	230
Larghezza basamento fondazione, b	366
Altezza del dente di fondazione, hd	0
Spessore del dente di fondazione, sd	0
Interasse degli speroni, i	100
Spessore degli speroni, ssp	20
Altezza del rinterro, hr	50
Angolo del pendio, <math>\alpha</math>	20 °
Angolo rif. sezione di spinta, <math>\psi</math>	90
Angolo inclinazione spinta terreno, <math>\Delta</math>	17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno, qk	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Sovraccarico di calcolo allo SL, q=qk*Y(q)	0,1950 daN/cm <sup>2</sup> (1950 daN/m <sup>2</sup> )
Coppia sommitale, Mck	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia sommitale di calcolo allo SL, Mc=Mck*Y(Mc)	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck	1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0

Peso specifico equivalente del terrapieno, W1	0,0019 daN/cm <sup>3</sup>
---	----------------------------

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature, fyk	4500 daN/cm <sup>2</sup> (450 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck	300 daN/cm <sup>2</sup> (30 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cilindrica cls: fck=0,83*Rck	249 daN/cm <sup>2</sup> (24,9 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo armature: fyd=fyk/1,15	3913 daN/cm <sup>2</sup> (391,3 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo del cls: fcd=0,85*fck/1,5	141 daN/cm <sup>2</sup> (14,1 N/mm <sup>2</sup> )
Res. caratt. a trazione cls: fctk = 0,7*0,3*fck^0,67	18,1 daN/cm <sup>2</sup> (1,81 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo a trazione del cls: fctd = fctk/1,5	12,07 daN/cm <sup>2</sup> (1,207 N/mm <sup>2</sup> )
Max tens. per sez. non armata a taglio: tc=0,25*fctk	4,52 daN/cm <sup>2</sup> (0,452 N/mm <sup>2</sup> )

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, P1 = Wm*d*b	41,175
scarpa esterna, P2 = Wm*b2*hm/2	0
spessore s, P3 = Wm*s*hm	18,4
scarpa interna, P4 = Wm*b3*hm/2	0
terrapieno, P5 = Wt*ht(b4+b3/2)	192,28
sovraccarico, Q = q*b4 - favor.	34,5
forza verticale in testa, Nck - favor.	1

-----  
RISULTANTE VERTICALE, No = 287,355 daN/cm (28735,5 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

M1 = P1 x 183	= 7535,025
M2 = P2 x 120	= 0
M3 = P3 x 128	= 2355,2
M4 = P4 x 136	= 0
M5 = P5 x 251	= 48262,28
Mq = Q x 251	= 8659,5
Mn = Nc x 128	= 128

-----  
MOMENTO TOT. Mo = 66940,01 daN\*cm/cm (66940,01 daN\*m/m)

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $het = 568$  cm

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0$  °

$K = 0,6203$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S1 = YG1(K*W1*het^2/2)$  ..... = 190,1175

Spinta del sovraccarico,  $S2 = Y(K*pk*het)$  ..... = 68,70443

Comp. verticale spinta totale,  $Sv = (S1+S2)*\sin(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ ..... = 75,67221

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S1o = S1*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ ..... = 181,8103

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S2o = S2*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ ..... = 65,70237

-----  
SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S1o + S2o$  ..... = 247,5126 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S1o*het/3$  ..... = 34422,74

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S2o*het/2$  ..... = 18659,47

-----  
MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 53082,21 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

Le verifiche a scorrimento e ribaltamento non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Le verifiche del terreno di fondazione non possono essere eseguite con l'Approccio1

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con:  
Approccio1 - Combinazione2 ( $A2+M2+R2=1,1$ ) in assenza di azione sismica, ovvero:  
in Combinazione Sismica ( $A1=A2=1 +M1=M2=1 +R2=1,1$ )

Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoeppli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ( $P2+P3+P4$ ), terreno ( $P5$ ), carichi ( $Q,Nc$ ), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 50 cm  
Altezza dente di fondazione..... hd = 0  
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base f = 0,73  
Coesione del terreno ..... c2 = 0 daN/cm2

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa.....  $Xo = -100$  cm

Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa.....  $Yo = 378$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Raggio del cerchio critico di scorrimento.....  $r = 948$

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta del terreno.....  $S = 247,5126$  daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno.....  $Sv = 75,67221$   
Forze verticali:  $P2+P3+P4+P5+Q+Nc$ .....  $N = 246,18$   
Totale forze verticali,  $Sv+N$  .....  $Nv = 321,8522$   
Forza risultante della spinta,  $\sqrt{Nv^2 + S^2}$ .....  $R = 406,0189$

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali,  $MP+MQ+MSv$  .....  $MA = 80555,97$  daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta,  $S(Zo+d)-M$  .....  $MB = 165471,4$   
Somma algebrica dei momenti,  $MA+MB+MCC$ .....  $MM = 246135,4$

Componente tangente della spinta risultante R:  $MM/r$ ...  $Tr = 259,5353$  daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\sqrt{R^2 - Tr^2}$ .....  $Nr = 312,2383$   
Peso a valle,  $G1 = 129,5144$  daN/cm  
Peso a valle,  $G2 = 10,73387$   
Componente tangente stabilizzante,  $T2 = 4,117424$  daN/cm  
Componente normale,  $N2 = 9,912758$   
Sviluppo dell' arco,  $HB = 826,8411$  cm

Forza attiva di scorrimento,  $FEd = Tr - T2 = 255,4179$  daN/cm  
Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:  
 $\tau_e = FEd/HB = 0,309$  daN/cm<sup>2</sup>

Forza resistente di attrito,  $FRu = f(0,8*G1+Nr+N2) + HB*c2 = 291,1466$  daN/cm  
Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:  
 $\tau_u = FRu/HB = 0,352$  daN/cm<sup>2</sup>

Con coeff. di sicurezza  $YR = 1,1$  si ottiene il valore della resistenza di progetto:

$FRd = FRu / YR = 264,678733132102$   
 $\tau = \tau_u / YR = 0,32$  daN/cm<sup>2</sup>

SI VERIFICA:  $FRd > FEd$ : ( $FRd/FEd = 1,139883$ )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le verifiche di resistenza strutturale non possono essere eseguite con l'Approccio 1

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali non possono essere eseguite con l'Approccio 1

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_460\_no\_sisma\_app\_1.ops

## 12. SINTESI DEI RISULTATI

Approccio 1

Scorrimento.....  $Rd/Ed = -$   
Ribaltamento.....  $Rd/Ed = -$   
Stab. Globale.....  $Rd/Ed = 1,139883$   
Fond.-Terreno.....  $Rd/Ed = -$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

## 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

## 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

## 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 2, Comb. ( $A_1+M_1+R_3$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )

- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_1=1$ )

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

-----  
CARICHI      EFFETTO      COEFF. PARZIALE      A1      A2      A1\*      A2\*

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare YG2=YG1

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	tang $\phi_k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	ck'	1.00	1.25
Coesione non drenata	cuk	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

### 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone YR=1

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

## 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

< $\theta'$ > = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
< $\beta$ > = angolo inclinazione sup. terrapieno  
<Delta> = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
<Psi> = angolo di riferimento sezione di spinta  
<Teta> =  $\text{Arctg}[\text{Kh}/(1\pm\text{Kv})]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\text{Psi})^2 * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \text{Delta}) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta}) * \text{sen}(\text{Psi} + \beta)])}^2$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \text{Psi} - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\text{Psi}) * \text{sen}(\text{Psi} - \text{Teta} - \text{Delta})]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: ° (gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE (esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.(A1+M1+R3)

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1)..... 1,3  
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q)..... 1,5

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM ..... 1

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

allo scorrimento, YR ..... 1,1  
al ribaltamento, YR ..... 1,15  
alla capacità portante delle fondazioni, YR ..... 1,4  
alla stabilità globale, YR ..... 1,1  
alla sicurezza strutturale, YR ..... 1

### 2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm ..... 0,0025 daN/cm<sup>3</sup> (2500daN/m<sup>3</sup>)  
Peso specifico del terrapieno, Wt ..... 0,0019  
Angolo caratt. del terrapieno,  $\theta_1'$ k ..... 28 °  
Angolo di calcolo,  $\theta_1' = \text{Atn}(\theta_1'k/YM)$  ..... 28  
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Coesione di calcolo, c1' = c1'k/YM ..... 0 daN/cm<sup>2</sup>  
Peso specifico terreno di base, W2 ..... 0,002  
Angolo attrito caratt. terreno di base,  $\theta_2'$ k ..... 36  
Angolo di calcolo,  $\theta_2' = \text{Atn}(\theta_2'k/YM)$  ..... 36

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Coesione caratteristica terreno di base,  $c_2'k$  ..... 0  
Coesione di calcolo terreno di base,  $c_2'=c_2'k/YM$  .... 0  
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione,  $\mu$  0,73  
Coeff. elastico di reazione terreno di base,  $K_w$  .... 2 daN/cm<sup>2</sup>/cm

## 2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete,  $h_m$  ..... 460 cm  
Altezza del terrapieno,  $h_t$  ..... 440  
Altezza della fondazione,  $d$  ..... 45  
Lunghezza suola esterna,  $b_1$  ..... 120  
Lunghezza scarpa esterna,  $b_2$  ..... 0  
Spessore in testa,  $s$  ..... 16  
Lunghezza scarpa interna,  $b_3$  ..... 0  
Lunghezza suola interna,  $b_4$  ..... 230  
Larghezza basamento fondazione,  $b$  ..... 366  
Altezza del dente di fondazione,  $h_d$  ..... 0  
Spessore del dente di fondazione,  $s_d$  ..... 0  
Interasse degli speroni,  $i$  ..... 100  
Spessore degli speroni,  $s_{sp}$  ..... 20  
Altezza del rinterro,  $h_r$  ..... 50  
Angolo del pendio,  $\langle\beta\rangle$  ..... 20 °  
Angolo rif. sezione di spinta,  $\langle\Psi\rangle$  ..... 90  
Angolo inclinazione spinta terreno,  $\langle\Delta\rangle$  ..... 17

## 2.9 CARICHI ESTERNI (tipo G2 e/o tipo var.Q)

Carico sul terrapieno,  $q_k$  ..... 0,1500 daN/cm<sup>2</sup> (1500 daN/m<sup>2</sup>)  
Sovraccarico di calcolo allo SL,  $q=q_k*Y(q)$  ..... 0,2250 daN/cm<sup>2</sup> (2250 daN/m<sup>2</sup>)  
Coppia sommitale,  $M_{ck}$  ..... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Coppia sommitale di calcolo allo SL,  $M_c=M_{ck}*Y(M_c)$ ... 0 daNcm/cm (0 daNm/m)  
Forza verticale in testa,  $N_{ck}$  ..... 1 daN/cm (100 daN/m)

## 2.10 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua:  $h_w = 0$   
Peso specifico equivalente del terrapieno,  $W_1$  ..... 0,0019 daN/cm<sup>3</sup>

## 2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature,  $f_{yk}$  ..... 4500 daN/cm<sup>2</sup> (450 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cubica del cls,  $R_{ck}$  ..... 300 daN/cm<sup>2</sup> (30 N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratt. cilindrica cls:  $f_{ck}=0,83*R_{ck}$  .... 249 daN/cm<sup>2</sup> (24,9 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo armature:  $f_{yd}=f_{yk}/1,15$  ..... 3913 daN/cm<sup>2</sup> (391,3 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo del cls:  $f_{cd}=0,85*f_{ck}/1,5$  ..... 141 daN/cm<sup>2</sup> (14,1 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. caratt. a trazione cls:  $f_{ctk} = 0,7*0,3*f_{ck}^{\wedge}0,67$  18,1 daN/cm<sup>2</sup> (1,81 N/mm<sup>2</sup>)  
Res. di calcolo a trazione del cls:  $f_{ctd} = f_{ctk}/1,5$  12,07 daN/cm<sup>2</sup> (1,207 N/mm<sup>2</sup>)  
Max tens. per sez. non armata a taglio:  $t_c=0,25*f_{ctk}$  4,52 daN/cm<sup>2</sup> (0,452 N/mm<sup>2</sup>)

## 3. AZIONI VERTICALI

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

### PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione,  $P_1 = W_m*d*b$  ..... 41,175  
scarpa esterna,  $P_2 = W_m*b_2*hm/2$  ..... 0  
spessore  $s$ ,  $P_3 = W_m*s*hm$  ..... 18,4  
scarpa interna,  $P_4 = W_m*b_3*hm/2$  ..... 0  
terrapieno,  $P_5 = W_t*ht(b_4+b_3/2)$  ..... 192,28  
sovraccarico,  $Q = q*b_4$  - favor..... 34,5  
forza verticale in testa,  $N_{ck}$  - favor..... 1

-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $N_o = 287,355$  daN/cm (28735,5 daN/m)

### MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M_1 = P_1 \times 183 = 7535,025$   
 $M_2 = P_2 \times 120 = 0$   
 $M_3 = P_3 \times 128 = 2355,2$   
 $M_4 = P_4 \times 136 = 0$   
 $M_5 = P_5 \times 251 = 48262,28$   
 $M_q = Q \times 251 = 8659,5$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

$$M_n = N_c \times 128 = 128$$

$$\text{MOMENTO TOT. } M_o = 66940,01 \text{ daN*cm/cm (66940,01 daN*m/m)}$$

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 568 \text{ cm}$

4.1 SI CALCOLA CON  $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,4602$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S_1 = \gamma G_1 (K * W_1 * h_{et}^2 / 2)$  ..... = 183,3624

Spinta del sovraccarico,  $S_2 = \gamma (K * p_k * h_{et})$  ..... = 58,81356

Comp. verticale spinta totale,  $S_v = (S_1 + S_2) * \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 70,8054

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o} = S_1 * \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 175,3503

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o} = S_2 * \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 56,24369

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 231,594 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} * h_{et} / 3$  ..... = 33199,66

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} * h_{et} / 2$  ..... = 15973,21

MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 49172,87 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:

Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $T_{Ed}$  la forza di scorrimento di calcolo agente e  $TR_d$  quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$N_o = 287,355 \text{ daN}$

$\mu = 0,73$

$S_v = 70,8054 \text{ daN}$ , comp.verticale della spinta totale

$c_2 = 0 \text{ daN/cm}^2$

$S_p = 0 \text{ daN}$ , azioni su eventuale dente di fondazione

$S = 231,594 \text{ daN}$ , spinta sul paramento

$T_{zo} = 0 \text{ daN}$ , comp.orizzontale vincoli/tiranti

$T_{zv} = 0 \text{ daN}$ , comp.verticale vincoli/tiranti

$h_z = 0 \text{ cm}$ , quota eventuale tirante da spiccato

$d = 45 \text{ cm}$ , altezza suola fondazione

Si ha sul piano di posa:

$T_{Ed} = S = 231,594 \text{ daN}$

forza ultima resistente:

$TR_u = N_o * \mu + S_v * \mu + b * c_2 + S_p + T_{zo} + T_{zv} * \mu = 261,4571 \text{ daN}$

con coeff. di resistenza allo scorrimento  $Y_R = 1,1$

si ottiene il valore della forza resistente di progetto:

$TR_d = TR_u / Y_R = 237,6883$

SI VERIFICA:  $TR_d > T_{Ed}$ : ( $TR_d / T_{Ed} = 1,026314$ )

### 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Approccio 2: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $M_{Rd}$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 66940,01 \text{ daN*cm}$   
 $M_v = S_v*b = 25914,78 \text{ daN*cm}$ , da comp.verticale spinta  
 $M_c = 0 \text{ daN*cm}$   
 $M_p = 0 \text{ daM*cm}$ , momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M = 49172,87 \text{ daN*cm}$ , momento ribaltante

Si ha per il ribaltamento:

$M_{Ed} = M = 49172,87 \text{ daN*cm}$   
momento ultimo resistente:  
 $M_{Ru} = M_o + M_v - M_c - M_p + T_{zo}(hz+d) + T_{zv}(b_1+b_2*hz/hm) = 92854,78 \text{ daN*cm}$

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1,15$   
si ottiene il valore del momento resistente di progetto:  
 $M_{Rd} = M_{Ru} / Y_R = 80743,29$

SI VERIFICA:  $M_{Rd} > M_{Ed}$ : ( $M_{Rd}/M_{Ed} = 1,642029$ )

### 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica con Approccio 2

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

$M_o = 66940,01 \text{ daN*cm}$   
 $M_v = 25914,78$   
 $M_c = 0$   
 $M_p = 0$  momento dal dente di fondazione  
 $M = 49172,87$  momento ribaltante  
 $N_o = 287,355 \text{ daN}$   
 $S_v = 70,8054 \text{ daN}$   
 $T_{zo} = 0 \text{ daN}$ , comp.orizzontale vincoli/tiranti  
 $T_{zv} = 0 \text{ daN}$ , comp.verticale vincoli/tiranti  
 $hz = 0 \text{ cm}$   
 $B = 366 \text{ cm}$ , larghezza suola di fondazione  
 $e_n = 61 \text{ cm}$ , nocciolo centrale inerzia( $B/6$ )

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$M_{Ed} = M_o + M_v - M_c - M_p - M + T_{zo}(hz+d) + T_{zv}(b_1+b_2*hz/hm) = 43681,91 \text{ daN*cm}$

Sforzo normale in fondazione:

$N_{Ed} = N_o + S_v + T_{zv} = 358,1604 \text{ daN}$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$ee = M_{Ed}/N_{Ed} = 121,9619 \text{ cm}$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$e = B/2 - ee = 61,03813 \text{ cm}$  (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa  $y = 365,8856 \text{ cm}$

Pressione massima,  $q_{Ed1} = 1,957772 \text{ daN/cm}^2$

Pressione minima,  $q_{Ed2} = 0 \text{ daN/cm}^2$

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):

sezione ridotta:  $y^* = B - 2e = 243,9238 \text{ cm}$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Pressione equivalente di calcolo,  $q_{Ed} = N_{Ed}/y^* = 1,468329 \text{ daN/cm}^2$

## 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2  
Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\phi' = 36^\circ$   
Coesione del terreno fondazione,  $c_2 = 0 \text{ daN/cm}^2$   
Altezza del rinterro della fondazione,  $h_r = 50 \text{ cm}$   
Larghezza ridotta della fondazione,  $b = 243,9238 \text{ cm}$   
Peso specifico terreno di fondazione,  $W_t = 0,002$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

$N_q$	=	$[e^{(3,14 \cdot \tan \phi')}] (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$	.....	37,75311
$N_Y$	=	$2(N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	.....	56,31157
$N_c$	=	$(N_q - 1) / \tan \phi'$	.....	50,5863

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

$q_1$	=	$W_t \cdot h_r \cdot N_q$ (contributo rinterro)	.....	3,775311
$q_2$	=	$(W_t \cdot b \cdot N_Y) / 2$ (contributo attrito)	.....	13,73573
$q_3$	=	$c_2 \cdot N_c$ (contributo coesione)	.....	0
$q_{Ru}$	=	$q_1 + q_2 + q_3$	.....	17,51104

Con coeff. parziale di resistenza  $Y_R = 1,4$   
si ottiene il carico limite di progetto:  
 $q_{Rd} = q_{Ru} / Y_R = 12,50789 \text{ daN/cm}^2$  (bar)

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$NR_d = q_{Rd} \times y^* = 3050,97 \text{ daN}$

SI VERIFICA:  $NR_d > N_{Ed}$ : ( $NR_d / N_{Ed} = 8,518447$ )

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.

In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione  $K_w = 2 \text{ (daN/cm}^2)$

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$U_z = q_{Ed2} / K_w = 0$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.

$rad = (q_{Ed1} - q_{Ed2}) / (K_w \times y) = 2,675389E-03$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$U_{z,e} = rad \times y = 0,9788862 \text{ cm}$

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

$U_x, (hm/4)$	=	$(d + hm/4) \cdot rad$	.....	0,4281 cm
$U_x, (hm/2)$	=	$(d + hm/2) \cdot rad$	.....	0,7357 cm
$U_x, (hm3/4)$	=	$(d + hm3/4) \cdot rad$	.....	1,0434 cm
$U_x, (hm)$	=	$(d + hm) \cdot rad$	.....	1,3511 cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono inferiori di quelli sopra riportati:

$U_x, (hm/4) = 0,3293 \text{ cm}$   
 $U_x, (hm/2) = 0,5659 \text{ cm}$   
 $U_x, (hm3/4) = 0,8026 \text{ cm}$   
 $U_x, (hm) = 1,0393 \text{ cm}$

## 9. VERIFICA STABILITÀ GLOBALE

ATTENZIONE: Le verifiche di stabilità globale non possono essere eseguite con l'Approccio2

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione,  $h = 0$  ( $b=16$ )

-----  
 $h_e = 523 \text{ cm}$ , altezza di spinta  
 $z_o = 0 \text{ cm}$ , altezza stabile per coesione

$S_1$  spinta del terrapieno ..... = 155,4594 daN/cm  
 $S_2$  spinta del sovraccarico ..... = 54,15404  
 $S_v = (S_1 + S_2) \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  comp. vert. tot. .... = 61,28503  
 $S_{1o}$  Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 148,6665  
 $S_{2o}$  Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 51,78776  
Forza concentrata orizzontale,  $T_{zo}$  ..... = 0

Somma:

$V = 200,4543 \text{ daN}$

$N = P_2 + P_3 + P_4 + N_c + T_{zv2} = 19,4 \text{ daN}$

momento per spinta del terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_e / 3$  ..... = 25917,54

momento spinta del sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_e / 2$  ..... = 13542,5

momento eccentricità peso muro,  $M_{ee}$  ..... = 0

momento dai carichi concentrati esterni ( $M_c, T_z, N_c$ )... = 0

Somma:

$M = 39460,04 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

Eccentricità,  $e = M/N = 2034,022 \text{ cm}$

SEZ.A11 /  $h = 46$  ( $b=16$ )

-----  
Ricalcolando come sopra a quota  $h$  :

$S_{1o} = 95,12689$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o} = 49,39097$  spinta dei sovraccarichi  $q, dp$

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P_2, P_3, P_4, P_5) + S_{1o} + S_{2o} = 144,5179$

$N = N(P_2, P_3, P_4) + N_c = 17,56$

$M = M(V_2, V_3, V_4, V_5) + M_c + DM + S_{1o}(h_e - z_o - h)/3 + S_{2o}(h_e - h)/2 = 26904,92$

Eccentricità,  $e = M/N = 1532,171 \text{ cm}$

SEZ.A12 /  $h = 92$  ( $b=16$ )

-----  
Ricalcolando come sopra a quota  $h$  :

$S_{1o} = 77,66424$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o} = 44,6279$  spinta dei sovraccarichi  $q, dp$

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P_2, P_3, P_4, P_5) + S_{1o} + S_{2o} = 122,2921$

$N = N(P_2, P_3, P_4) + N_c = 15,72$

$M = M(V_2, V_3, V_4, V_5) + M_c + DM + S_{1o}(h_e - z_o - h)/3 + S_{2o}(h_e - h)/2 = 20775,07$

Eccentricità,  $e = M/N = 1321,57 \text{ cm}$

SEZ.A13 /  $h = 138$  ( $b=16$ )

-----  
Ricalcolando come sopra a quota  $h$  :

$S_{1o} = 61,97093$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o} = 39,86483$  spinta dei sovraccarichi  $q, dp$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2,P3,P4,P5) + S1o + S2o = 101,8358$$

$$N = N(P2,P3,P4) + Nc = 13,88$$

$$M = M(V2,V3,V4,V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 15626,92$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 1125,858 \text{ cm}$$

SEZ.A14 / h = 184 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 48,04696 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 35,10176 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2,P3,P4,P5) + S1o + S2o = 83,14872$$

$$N = N(P2,P3,P4) + Nc = 12,04$$

$$M = M(V2,V3,V4,V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 11379,05$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 945,1042 \text{ cm}$$

SEZ.A15 / h = 230 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 35,89234 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 30,33869 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2,P3,P4,P5) + S1o + S2o = 66,23103$$

$$N = N(P2,P3,P4) + Nc = 10,2$$

$$M = M(V2,V3,V4,V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 7950,103$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 779,4219 \text{ cm}$$

SEZ.A16 / h = 276 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 25,50706 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 25,57562 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2,P3,P4,P5) + S1o + S2o = 51,08268$$

$$N = N(P2,P3,P4) + Nc = 8,36$$

$$M = M(V2,V3,V4,V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 5258,67$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 629,0276 \text{ cm}$$

SEZ.A17 / h = 322 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 16,89113 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 20,81255 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2,P3,P4,P5) + S1o + S2o = 37,70367$$

$$N = N(P2,P3,P4) + Nc = 6,52$$

$$M = M(V2,V3,V4,V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 3223,366$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 494,3813 \text{ cm}$$

SEZ.A18 / h = 368 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 10,04454 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 16,04948 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2,P3,P4,P5) + S1o + S2o = 26,09401$$

$$N = N(P2,P3,P4) + Nc = 4,68$$

$$M = M(V2,V3,V4,V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 1762,802$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 376,6672 \text{ cm}$$

SEZ.A19 / h = 414 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$$S1o = 4,96729 \text{ spinta del terrapieno in presenza sisma}$$

$$S2o = 11,28641 \text{ spinta dei sovraccarichi q,dp}$$

Si ottengono le sollecitazioni :

$$V = V(P2,P3,P4,P5) + S1o + S2o = 16,2537$$

$$N = N(P2,P3,P4) + Nc = 2,84$$

$$M = M(V2,V3,V4,V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 795,5873$$

$$\text{Eccentricità, } e = M/N = 280,1364 \text{ cm}$$

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 243,9238$  cm  
pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 1,468329$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = q \cdot b_1 - d \cdot W_m \cdot b_1 = 162,6995$   
 $N = 0$   
 $M = [q/2 - W_m \cdot d/2] b_1^2 = 9761,971$

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 243,9238$  cm  
Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 1,468329$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d \cdot b_4) + S_v' - V(qt) = 155,4724$   
 $N = S' b_4/b = -145,5372$   
 $M = M(qt) + M_p - (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d) b_4/2 - S_v' b_4 = -34599,67$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni  
Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:  
 $V = 77$   
 $M = -17300$

SEZ.A6 orizzontale parete

-----  
Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, sem incastrato sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:  
(luce netta tra speroni,  $L = 80$  cm)  
Spinta  $S' = 231,594$  daN  
Carico ripartito:  
 $p = S'/(hm/2) = 1,00693$  daN/cm<sup>2</sup>  
Reazione di bordo per effetto piastra:  
 $R = p \cdot L/2 = 40,27721$   
Momento di bordo per effetto piastra:  
 $M = p \cdot L^2/15 = 429,6236$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

-----  
Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.  
Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $\gamma = 1,3$ :  
 $A_a = 1,3 \cdot R/f_{yd} = 0,0134$  cm<sup>2</sup>/cm  
e ripartita a metro di altezza:  
 $A_o = 1,34$  cm<sup>2</sup>/m  
Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $hm/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).  
Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $\gamma_R = 1$   
Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente  
 $bw/\emptyset$  = larghezza o diametro della sezione resistente  
 $i$  = zona di competenza dell'armatura  
 $c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione  
 $N_{Ed}$  = Sforzo normale di calcolo ( $N_{Ed} > 0$  = compressione)  
 $V_{Ed}$  = Taglio di calcolo agente  
 $M_{Ed}$  = Momento flettente di calcolo agente  
 $\tau$  =  $V_{Ed}/(0,9 \cdot bw \cdot d')$ , tensione di taglio di riferimento  
 $A_a(')$  = Area di calcolo acciaio teso  
 $|MR_d|$  = Momento flettente resistente  
 $|VR_d|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)  
 $A_{st}(* )$  =  $V_{Ed} \cdot 100 / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d')$  cm<sup>2</sup>/m, area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.	$d'$	$bw$	$i$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\tau$	$A_a(')$	$ MR_d $	$ VR_d $	$A_{st}(* )$	$MR_d/M_{Ed}$
------	------	------	-----	----------	----------	----------	--------	----------	----------	----------	--------------	---------------

pag. 107

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm2	cm2	daN*m	daN	cm2/m	
SEZ. attacco sperone, h = 0, arm. intradosso:												
A10	223	20	100	1940	20045	39460	1,00	5,80	52559	57693	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 46 , arm. intradosso:												
A11	200	20	100	1756	14452	26905	0,80	5,20	42278	52746	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 92 , arm. intradosso:												
A12	177	20	100	1572	12229	20775	0,77	4,60	33115	47744	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 138 , arm. intradosso:												
A13	154	20	100	1388	10184	15627	0,73	4,00	25070	42675	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 184 , arm. intradosso:												
A14	131	20	100	1204	8315	11379	0,71	3,41	18193	37523	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 230 , arm. intradosso:												
A15	108	20	100	1020	6623	7950	0,68	2,81	12375	32266	0,00	1,6
SEZ. sperone h = 276 , arm. intradosso:												
A16	85	20	100	836	5108	5259	0,67	2,21	7674	26866	0,00	1,5
SEZ. sperone h = 322 , arm. intradosso:												
A17	62	20	100	652	3770	3223	0,68	1,61	4091	21259	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 368 , arm. intradosso:												
A18	39	20	100	468	2609	1763	0,74	1,11	1777	15312	0,00	1,0
SEZ. sperone h = 414 , arm. intradosso:												
A19	16	20	100	284	1625	796	1,13	1,32	839	7961	0,00	1,1
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	42	100	100	0	16270	9762	4,30	6,16	9918	18986	0,00	1,0
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	42	100	100	-14554	7700	-17300	2,04	12,98	17360	18322	0,00	1,0
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	4028	430	3,44	1,69	844	7055	0,00	2,0

## AVVERTENZE:

- (\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$
- (') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_460\_no\_sisma\_app\_2.ops

## 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

Approccio 2

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,026314  
Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,642029  
Stab. Globale..... Rd/Ed = -  
Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 8,518447

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

### 1.1 NORME DI CALCOLO

I calcoli vengono eseguiti con particolare riferimento alle seguenti norme:  
D.M.17/gennaio/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)  
Circolare C.S.LL.PP n.7/2019.

### 1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

L'opera di sostegno in progetto presenta le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA: OPERA DI SOSTEGNO ASSIMILABILE A MURO

Struttura a mensola con speroni interni

MODELLO: Struttura flessibile o rigida, non completamente vincolata, con spinta attiva

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

ANCORAGGI/VINCOLI SUL PARAMENTO: Non esistono tiranti di ancoraggio o vincoli

### 1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi statica, con azioni sismiche rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici. Allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), sono valutati mediante le espressioni:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove (vedi Normativa):

$a_{max}$  =  $S_s \cdot S_t \cdot a_g$  (accelerazione massima attesa al sito)

$S_s \cdot S_t$  = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione sismica

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza: per le azioni (A); per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R), controllando che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che può scriversi:

$$R_d/E_d \geq 1 \text{ ovvero } E_d/R_d \leq 1$$

dove:

$E_d$  è il valore dell'azione o degli effetti dell'azione

$R_d$  è il valore di calcolo della resistenza

### 1.4 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DM.17/01/2018

La resistenza e stabilità di un'opera di sostegno prevedono in genere verifiche:

(STR) = Strutture resistenti

(GEO) = Scorrimento; Ribaltamento; Carico Lim. terreno-fondazioni

(GLO) = Equilibrio globale terreno-opera di sostegno

Secondo i seguenti Approcci e Combinazioni:

#### 1.4.1 Per muri ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 2, Comb.( $A_1+M_1+R_3$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

#### 1.4.2 Per paratie ed opere assimilabili:

- VERIFICA GLOBALE: Approccio 1, Comb.2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ )
- TUTTE LE ALTRE VERIFICHE(esclusa quella globale): Approccio 1, Comb.2( $A_2+M_2+R_1=1$ )
- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR^*$

Con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti:

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFF.PARZIALE	A1	A2	A1*	A2*
---------	---------	----------------	----	----	-----	-----

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Permanenti	Favorevole	YG1	1.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevole	YG1	1.3	1.0	1.0	1.0
Perm.non strutt.(1)	Favorevole	YG2	0.8	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole	YG2	1.5	1.3	1.0	1.0
Variabili	Favorevole	YQi	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole	YQi	1.5	1.3	1.0	1.0

(1) Se ben definiti in fase progettuale si può considerare  $YG2=YG1$

Tab.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (YM)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI APPLICARE I COEFF. PARZIALI	M1	M2
Tang. angolo attrito	$\text{tang } \phi k'$	1.00	1.25
Coesione effettiva	$c k'$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso / Volume	Y	1.00	1.00

Tab.3 - Coefficienti parziali per le resistenze (YR)

VERIFICA	R1	R2	R3	R*
Capacità portante della fondazione	1	-	1.40	1.20
Scorrimento	1	-	1.10	1.00
Ribaltamento	1	-	1.15	1.00
Resistenza del terreno a valle	1	-	1.40	
Coefficiente stabilità globale		1.10		1.10
Coefficiente resistenza strutturale	1		1.00	1.00

Tab.4 - Coefficienti parziali per le resistenze dei pali di fondazione (YR)

RESISTENZA	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI
	R3	R3
Base	1.15	1.35
Laterale in compressione	1.15	1.15
Totale	1.15	1.30
Laterale in trazione	1.25	1.25

## 1.5 APPROCCIO DI PROGETTO ADOTTATO E VERIFICHE ESEGUITE

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR$

Per la resistenza degli elementi strutturali si pone  $YR=1$

In alcuni casi si incrementano le armature minime delle sezioni, per avere pesi di acciaio più consistenti e per avere minore fessurazione del conglomerato. Per lo SLE di fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti dalla classe di esposizione ed dalle condizioni di aggressività'.

Le verifiche delle sezioni armate allo SL, vengono eseguite al n.11, trascurando la resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con  $f_{cd}=0,85f_{cd}$ .

## 1.6 COEFFICIENTI DI SPINTA

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Si precisa che le azioni di spinta dei terreni sulle opere di sostegno, sono da considerare azioni di carichi strutturali e da trattare con i coeff. parziali di sicurezza YG1 di cui sopra.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

$\langle\theta'\rangle$  = angolo di attrito efficace del terreno spingente  
 $\langle\beta\rangle$  = angolo inclinazione sup. terrapieno  
 $\langle\Delta\rangle$  = angolo di attrito terreno-parete (inclinazione spinta)  
 $\langle\Psi\rangle$  = angolo di riferimento sezione di spinta  
 $\langle\text{Teta}\rangle$  =  $\text{Arctg}[\text{Kh}/(1\pm\text{Kv})]$ , angolo sismico

si valuta il coefficiente di spinta:

con  $\beta < (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}(\Psi)^2 * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \sqrt{(\text{sen}(\theta' + \Delta) * \text{sen}(\theta' - \beta - \text{Teta}) / [\text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta) * \text{sen}(\Psi + \beta)])}^2\}$$

con  $\beta > (\theta' - \text{Teta})$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \Psi - \text{Teta})}{[\cos(\text{Teta}) * \text{sen}^2(\Psi) * \text{sen}(\Psi - \text{Teta} - \Delta)]}$$

Tutti i codici e gli algoritmi di calcolo sono definiti nei capitoli seguenti.

## 1.7 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm<sup>2</sup> = bar (1daN/cm<sup>2</sup> = 100KPa = 1,02Kgf/cm<sup>2</sup>)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

## 2. DATI DI CALCOLO

### 2.1 VERIFICHE ED APPROCCIO UTILIZZATO

Per muri ed opere assimilabili:

- TUTTE LE VERIFICHE IN COMBINAZIONE SISMICA:  $A^*=1 + M^*=1 + YR$

### 2.2 DATI SISMICI

Riferimenti: LON\LAT\VN\CL\VR\TR\Ecc.

Zona sismica .....	1
Categoria del suolo .....	B
Accelerazione al sito, su suolo rigido: $a_g$ .....	0,1295 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, $F_0$ .....	2,552
Coeff. stratigrafico, $1 < S_S = 1,4 - 0,4F_0 * a_g < 1,2$ .....	1,2
Coeff. topografico, ST .....	1,2
Accelerazione spettrale massima, $a_{max} = a_g * S_s * S_t$ .....	0,18648 g

### 2.3 COEFFICIENTI PER AZIONE SISMICA (PAR.7.11.6.2.1)

$\beta_m$ .....	0,38
$\text{Kh} = a_{max} * \beta_m$ .....	0,0709 g
$\text{Kv} = \text{Kh}/2$ .....	0,03545 g
Angolo sismico, $\langle\text{Teta}\rangle = \text{Arctg}[\text{Kh}/(1+\text{Kv})]$ .....	3,917079 °
Angolo sismico, $\langle\text{Teta}\rangle = \text{Arctg}[\text{Kh}/(1-\text{Kv})]$ .....	4,20401 °

### 2.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE AZIONI (A)

Carichi permanenti, Y(G1) .....	1
Carico esterno ripartito sul terrapieno, Y(q) .....	1

### 2.5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. AI MATERIALI (M)

Ai parametri geotecnici, YM .....	1
-----------------------------------	---

### 2.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZ. ALLE RESISTENZE (R)

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

---

allo scorrimento, YR .....	1
al ribaltamento, YR .....	1
alla capacità portante delle fondazioni, YR .....	1,2
alla stabilità globale, YR .....	1,1
alla sicurezza strutturale, YR .....	1
<b>2.7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NATURALI</b>	
Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm .....	0,0025 daN/cm <sup>3</sup> (2500daN/m <sup>3</sup> )
Peso specifico del terrapieno, Wt .....	0,0019
Angolo caratt. del terrapieno, $\theta_1$ 'k .....	28 °
Angolo di calcolo, $\theta_1$ '=Atn( $\theta_1$ 'k/YM) .....	28
Coesione caratt. del terrapieno, c1'k .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Coesione di calcolo, c1'=c1'k/YM .....	0 daN/cm <sup>2</sup>
Peso specifico terreno di base, W2 .....	0,002
Angolo attrito caratt. terreno di base, $\theta_2$ 'k .....	36
Angolo di calcolo, $\theta_2$ '=Atn( $\theta_2$ 'k/YM) .....	36
Coesione caratteristica terreno di base, c2'k .....	0
Coesione di calcolo terreno di base, c2'=c2'k/YM ....	0
Coeff. attrito allo scorrimento terreno-fondazione, $\mu$	0,73
Coeff. elastico di reazione terreno di base, Kw ....	2 daN/cm <sup>2</sup> /cm
<b>2.8 STRUTTURA DI SOSTEGNO</b>	
Altezza della parete, hm .....	460 cm
Altezza del terrapieno, ht .....	440
Altezza della fondazione, d .....	45
Lunghezza suola esterna, b1 .....	120
Lunghezza scarpa esterna, b2 .....	0
Spessore in testa, s .....	16
Lunghezza scarpa interna, b3 .....	0
Lunghezza suola interna, b4 .....	230
Larghezza basamento fondazione, b .....	366
Altezza del dente di fondazione, hd .....	0
Spessore del dente di fondazione, sd .....	0
Interasse degli speroni, i .....	100
Spessore degli speroni, ssp .....	20
Altezza del rinterro, hr .....	50
Angolo del pendio, $\langle\beta\rangle$ .....	20 °
Angolo rif. sezione di spinta, $\langle\Psi\rangle$ .....	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $\langle\Delta\rangle$ .....	17
<b>2.9 CARICHI ESTERNI (tipoG2 e/o tipo var.Q)</b>	
Carico sul terrapieno, qk .....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Sovraccarico di calcolo allo SL, q=qk*Y(q).....	0,1500 daN/cm <sup>2</sup> (1500 daN/m <sup>2</sup> )
Coppia sommitale, Mck .....	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia sommitale di calcolo allo SL, Mc=Mck*Y(Mc)...	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck .....	1 daN/cm (100 daN/m)
<b>2.10 FALDA D'ACQUA</b>	
Non esiste falda d'acqua: hw = 0	
Peso specifico equivalente del terrapieno, W1 .....	0,0019 daN/cm <sup>3</sup>
<b>2.11 RESISTENZE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>	
Resistenza caratt. delle armature, fyk .....	4500 daN/cm <sup>2</sup> (450 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cubica del cls, Rck .....	300 daN/cm <sup>2</sup> (30 N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratt. cilindrica cls: fck=0,83*Rck ....	249 daN/cm <sup>2</sup> (24,9 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo armature: fyd=fyk/1,15 .....	3913 daN/cm <sup>2</sup> (391,3 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo del cls: fcd=0,85*fck/1,5 .....	141 daN/cm <sup>2</sup> (14,1 N/mm <sup>2</sup> )
Res. caratt. a trazione cls: fctk = 0,7*0,3*fck^0,67	18,1 daN/cm <sup>2</sup> (1,81 N/mm <sup>2</sup> )
Res. di calcolo a trazione del cls: fctd = fctk/1,5	12,07 daN/cm <sup>2</sup> (1,207 N/mm <sup>2</sup> )
Max tens. per sez. non armata a taglio: tc=0,25*fctk	4,52 daN/cm <sup>2</sup> (0,452 N/mm <sup>2</sup> )
<b>3. AZIONI VERTICALI</b>	
Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:	
<b>PESI STABILIZZANTI</b>	
suola di fondazione, P1 = Wm*d*b .....	41,175
scarpa esterna, P2 = Wm*b2*hm/2 .....	0
spessore s, P3 = Wm*s*hm .....	18,4
scarpa interna, P4 = Wm*b3*hm/2 .....	0
terrapieno, P5 = Wt*ht(b4+b3/2) .....	192,28

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

sovraccarico,  $Q = q \cdot b_4$  - favor..... 34,5  
forza verticale in testa,  $N_{ck}$  - favor..... 1  
-----  
RISULTANTE VERTICALE,  $N_o = 287,355$  daN/cm (28735,5 daN/m)

## MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M_1 = P_1 \times 183 = 7535,025$   
 $M_2 = P_2 \times 120 = 0$   
 $M_3 = P_3 \times 128 = 2355,2$   
 $M_4 = P_4 \times 136 = 0$   
 $M_5 = P_5 \times 251 = 48262,28$   
 $M_q = Q \times 251 = 8659,5$   
 $M_n = N_c \times 128 = 128$   
-----

MOMENTO TOT.  $M_o = 66940,01$  daN\*cm/cm (66940,01 daN\*m/m)

## 4. AZIONI DI SPINTA

Si valutano le azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta,  $h_{et} = 568$  cm

### 4.1 SI CALCOLA CON $K_h = 0$ :

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,4602$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta del terrapieno,  $S_1 = YG_1(K \cdot W_1 \cdot h_{et}^2 / 2)$  ..... = 141,048

Spinta del sovraccarico,  $S_2 = Y(K \cdot p_k \cdot h_{et})$  ..... = 39,20904

Comp. verticale spinta totale,  $S_v = (S_1 + S_2) \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 52,70206

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o} = S_1 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 134,8849

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o} = S_2 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 37,49579

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S = S_{1o} + S_{2o}$  ..... = 172,3806 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno,  $S_{1o} \cdot h_{et} / 3$  ..... = 25538,2

Momento ribaltante spinta sovraccarico,  $S_{2o} \cdot h_{et} / 2$  ..... = 10648,8

MOMENTO RIBALTANTE,  $M$  ..... = 36187 daN\*cm

### 4.2 IN COMBINAZIONE SISMICA CON $K_h = 0,0709$ g

Angoli:  $\langle \beta \rangle = 20$  ;  $\langle \text{Teta} \rangle = 3,91707907198853^\circ$

$K' = 0,5821$  coeff. di spinta attiva (Rif.1.6)

Spinta terrapieno,  $S_1' = YG_1[1/2(1+K_v)K' \cdot W_1 \cdot h_{et}^2]$  ..... = 184,7341

Spinta dei sovraccarichi,  $S_2' = YQ(1+K_v)K' \cdot q_k \cdot h_{et}$  ..... = 51,35306

Comp. verticale spinta totale:  $S_v' = (S_1' + S_2') \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 69,02519

Comp. orizzontale spinta terrapieno,  $S_{1o}' = S_1' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 176,662

Comp. orizzontale spinta sovraccarico,  $S_{2o}' = S_2' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi)$  ..... = 49,10917

Comp. orizzontale spinta totale:  $S_o' = S_{1o}' + S_{2o}'$  ..... = 225,7712

Forza orizzontale d'inerzia totale,  $F_c = K_h(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5)$  ..... = 17,85652

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE,  $S' = S_o' + F_c$  ..... = 243,6277 daN

\* Risulta un incremento di spinta:  $DS = S_o' - S = 53,39058$

Momento di spinta terrapieno,  $S_{1o}' \cdot h_{et} / 3$  ..... = 33448,02

Momento di spinta sovraccarico,  $S_{2o}' \cdot h_{et} / 2$  ..... = 13947

Incremento dinamico prudenziale:  $DM = DS \cdot h_{et} / 6$  ..... = 5054,308

$I_1 = K_h \cdot P_1 \cdot d / 2$  momento forze inerziali fondazione..... = 65,68442

$I_2 = K_h \cdot P_2 \cdot (d + h_m / 3)$  momento forze inerziali..... = 0

$I_3 = K_h \cdot P_3 \cdot (d + h_m / 2)$  momento forze inerziali..... = 358,754

$I_4 = K_h \cdot P_4 \cdot (d + h_m / 3)$  momento forze inerziali..... = 0

$I_5 = K_h \cdot P_5 \cdot (d + h_m / 2)$  momento forze inerziali..... = 3612,653

MOMENTO RIBALTANTE,  $M'$  ..... = 56486,42 daN\*cm

## 5. VERIFICHE TIRANTI E VINCOLI

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

Non esistono ancoraggi o vincoli sul paramento:  $T_z = 0$

## 6. AZIONI SUL DENTE DI FONDAZIONE

Non esiste dente di fondazione, o dente inefficace (piede vincolato)

## 7. SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

### 7.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2

Sia  $T_{Ed}$  la forza di scorrimento di calcolo agente e  $TR_d$  quella resistente di progetto.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$N_o = 287,355$  daN  
 $\mu = 0,73$   
 $c_2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
 $S_p = 0$  daN, azioni su eventuale dente di fondazione  
 $S_v' = 69,02519$  daN, comp.verticale della spinta totale in Comb.sisma  
 $S' = 243,6277$  daN  
 $T_{zo}' = 0$  daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $T_{zv}' = 0$  daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sisma  
 $h_z = 0$  cm, quota eventuale tirante da spiccato  
 $d = 45$  cm, altezza suola fondazione

In combinazione sismica si ha per lo scorrimento:

$T_{Ed}' = S' = 243,6277$  daN  
forza ultima resistente:  
 $TR_u' = N_o * \mu + S_v' * \mu + b * c_2 + S_p + T_{zo}' + T_{zv}' * \mu = 260,1576$  daN

con coeff. di resistenza allo scorrimento  $Y_R = 1$   
si ottiene il valore della forza resistente di progetto:  
 $TR_d = TR_u' / Y_R = 260,1576$

SI VERIFICA:  $TR_d' > T_{Ed}'$ : ( $TR_d' / T_{Ed}' = 1,067849$ )

### 7.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento, viene eseguita con:

Comb. Sismica: con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2; per il ribaltamento

occorre incrementare il coeff. riduttivo  $\beta_m$  del 50% (Rif. NTC2018/7.11.6.2.1)

Sia  $M_{Ed}$  il momento ribaltante di calcolo e  $MR_d$  quello resistente di progetto, rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 66940,01$  daN\*cm  
 $M_c = 0$  daN\*cm  
 $M_p = 0$  daM\*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione  
 $M_v' = S_v' * b = 25263,22$  daN\*cm, da comp.verticale spinta in Comb.sisma  
 $M' = 56486,42$  daN\*cm, momento ribaltante in Comb.sisma

Si incrementa il coeff. riduttivo dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_m(\text{rib}) = \beta_m * 1.5 = 0,5700$

quindi si ottiene:

$K_h(\text{rib}) = \beta_m(\text{rib}) * a_{max} / g = 0,1064$

$K'(\text{rib}) = 0,6726$  (coefficiente di spinta aggiornato)

Rapporto spinte:  $Rapp = K(\text{rib}) / K' = 1,1555$

$M_{Ed}' = M' * Rapp = 65268,45$  daN\*cm

momento ultimo resistente:

$MR_u' = M_o + M_v' - M_c - M_p + T_{zo}'(h_z + d) + T_{zv}'(b_1 + b_2 * h_z / h_m) = 92203,23$  daN\*cm

Con coeff. di resistenza al ribaltamento  $Y_R = 1$   
si ottiene il valore del momento resistente di progetto:  
 $MR_d' = MR_u' / Y_R = 92203,23$

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SI VERIFICA:  $MRd' > MEd'$ : ( $MRd'/MEd' = 1,412677$  )

## 8. FONDAZIONE - TERRENO E DEFORMATE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi secondo Norme, ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle fondazioni> Ed.Hoepli). Si considera l'inclinazione del carico verticale secondo Mayerhof.

Si verifica in Combinazione Sismica

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2:

Mo = 66940,01 daN\*cm  
Mv = 19288,96  
Mc = 0  
Mp = 0 momento dal dente di fondazione  
M = 36187 momento ribaltante  
No = 287,355 daN  
Sv = 52,70206 daN  
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti  
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti  
hz = 0 cm  
B = 366 cm, larghezza suola di fondazione  
en = 61 cm, nocciolo centrale inerzia(B/6)  
Mv' = 25263,22  
M' = 56486,42 momento ribaltante in Comb.sismica  
Sv' = 69,02519  
Tzo' = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in Comb.sismica  
Tzv' = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in Comb.sismica

Si ottiene:

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
 $MEd' = Mo + Mv' - Mc - Mp - M' + Tzo'(hz+d) + Tzv'(b1+b2*hz/hm) = 35716,81$  daN\*cm  
Sforzo normale agente in fondazione:  
 $NEd' = No + Sv' + Tzv' = 356,3802$  daN  
Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:  
 $ee' = MEd'/NEd' = 100,2211$  cm  
Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:  
 $e' = B/2 - ee' = 82,77892$  cm (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa  $y = 300,6632$  cm  
Pressione massima,  $qEd1' = 2,370627$  daN/cm<sup>2</sup>  
Pressione minima,  $qEd2' = 0$  daN/cm<sup>2</sup>

Modello Anelastico (con effetto di inclinazione del carico):  
sezione ridotta:  $y^* = B - 2e' = 200,4422$  cm  
Pressione equivalente di calcolo,  $qEd' = Nd'/y^* = 1,77797$  daN/cm<sup>2</sup>

### 8.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno, viene condotta con i coeff. parziali di sicurezza riportati al n.2  
Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno.

Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione,  $\phi' = 36^\circ$   
Coesione del terreno fondazione,  $c2 = 0$  daN/cm<sup>2</sup>  
Altezza del rinterro della fondazione,  $hr = 50$  cm  
Larghezza ridotta della fondazione,  $b = 200,4422$  cm  
Peso specifico terreno di fondazione,  $Wt = 0,002$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

Nq =  $[e^{(3,14*\tan\phi')}] (1+\sin\phi') / (1-\sin\phi')$  ..... 37,75311  
NY =  $2(Nq+1)*\tan\phi'$  ..... 56,31157  
Nc =  $(Nq-1)/\tan\phi'$  ..... 50,5863

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

e quindi i seguenti contributi al carico ultimo:

$$\begin{aligned} q_1 &= Wt \cdot hr \cdot Nq \text{ (contributo rinterro)} \dots\dots\dots 3,775311 \\ q_2 &= (Wt \cdot b \cdot NY) / 2 \text{ (contributo attrito)} \dots\dots\dots 11,28721 \\ q_3 &= c_2 \cdot Nc \text{ (contributo coesione)} \dots\dots\dots 0 \\ q_{Ru} &= q_1 + q_2 + q_3 \dots\dots\dots 15,06252 \end{aligned}$$

Con coeff. parziale di resistenza  $YR = 1,2$   
si ottiene il carico limite di progetto:  
 $q_{Rd} = q_{Ru} / YR = 12,5521 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Sforzo normale limite resistente di progetto:

$$NRd' = q_{Rd} \times y^* = 2515,97 \text{ daN}$$

SI VERIFICA:  $NRd > NEd$ : ( $NRd/NEd = 7,059793$ )

## 8.2 DEFORMATE

Gli spostamenti della struttura non risultano indicative o limitative per l'esercizio di questo tipo di opera, anzi gli spostamenti strutturali sono da auspicare per avere spinte di tipo attive ridotte.

In ogni caso si valutano prudenzialmente gli spostamenti dell'opera di sostegno, allo SLV, considerando un terreno fondale elastico (Winkler).

Con un modulo di reazione  $K_w = 2 \text{ (daN/cm}^2)$

si ottiene:

Abbassamento verticale uniforme di tutto il corpo rigido:

$$U_z = q_{Ed2} / K_w = 0$$

Rotazione del corpo rigido attorno all'a.n.:

$$rad = (q_{Ed1} - q_{Ed2}) / (K_w \times y) = 3,942329E-03$$

Spostamento verticale lembo esterno fondazione:

$$U_{z,e} = rad \times y = 1,185314 \text{ cm}$$

Spostamenti orizzontali rigidi del muro:

$$\begin{aligned} U_{x,(hm/4)} &= (d+hm/4) \cdot rad \dots\dots\dots = 0,6308 \text{ cm} \\ U_{x,(hm/2)} &= (d+hm/2) \cdot rad \dots\dots\dots = 1,0841 \text{ cm} \\ U_{x,(hm3/4)} &= (d+hm3/4) \cdot rad \dots\dots\dots = 1,5375 \text{ cm} \\ U_{x,(hm)} &= (d+hm) \cdot rad \dots\dots\dots = 1,9909 \text{ cm} \end{aligned}$$

Più correttamente gli spostamenti in combinazione Caratteristica sono inferiori di quelli sopra riportati:

$$\begin{aligned} U_{x,(hm/4)} &= 0,4852 \text{ cm} \\ U_{x,(hm/2)} &= 0,8340 \text{ cm} \\ U_{x,(hm3/4)} &= 1,1827 \text{ cm} \\ U_{x,(hm)} &= 1,5314 \text{ cm} \end{aligned}$$

## 9. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica globale del terreno-opera di sostegno, viene sempre condotta con:  
Approccio1 - Combinazione2 ( $A_2+M_2+R_2=1,1$ ) in assenza di azione sismica, ovvero:  
in Combinazione Sismica ( $A_1=A_2=1 +M_1=M_2=1 +R_2=1,1$ )

Il calcolo valuta i momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoepfi), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ( $P_2+P_3+P_4$ ), terreno ( $P_5$ ), carichi ( $Q, N_c$ ), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B.

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

(vedi schema generale).

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 50 cm  
Altezza dente di fondazione..... hd = 0  
Coeff. di attrito allo scorrimento del terreno di base f = 0,73  
Coesione del terreno ..... c2 = 0 daN/cm2

Risultano i seguenti valori del cerchio critico:

Ascissa centro cerchio critico, da filo est. testa.... Xo = -100 cm  
Ordinata centro cerchio critico, da filo est. testa.... Yo = 378  
Raggio del cerchio critico di scorrimento..... r = 948

Sempre con riferimento allo schema generale, si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale della spinta del terreno..... S' = 243,6277 daN/cm  
Componente verticale della spinta terreno..... Sv' = 69,02519  
Forze verticali: P2+P3+P4+P5+Q+Nc..... N = 246,18  
Totale forze verticali, Sv'+N ..... Nv = 315,2052  
Forza risultante della spinta,  $\text{sqr}(Nv^2 + S'^2)$ ..... R = 398,3827

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, MP+MQ+MSv'..... MA = 78256,1 daN\*cm/cm  
Momento motore delle forze di spinta, S'(Zo+d)-M'..... MB = 158636,9  
Somma algebrica dei momenti, MA+MB+MCC..... MM = 237001

Componente tangente della spinta risultante R: MM/r... Tr = 249,9036 daN/cm  
Componente normale della spinta R:  $\text{sqr}(R^2 - Tr^2)$ ..... Nr = 310,2531  
Peso a valle, G1 = 129,5144 daN/cm  
Peso a valle, G2 = 10,73387  
Componente tangente stabilizzante, T2 = 4,117424 daN/cm  
Componente normale, N2 = 9,912758  
Sviluppo dell' arco, HB = 826,8411 cm

Forza attiva di scorrimento, FE<sub>d</sub> = Tr-T2 = 245,7862 daN/cm

Tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB:

$\tau_{e} = FE_{d}/HB = 0,297 \text{ daN/cm}^2$

Forza resistente di attrito, FR<sub>u</sub> =  $f(0,8 \cdot G1 + Nr + N2) + HB \cdot c2 = 289,8291 \text{ daN/cm}$

Tensioni di taglio resistenti sull'arco HB:

$\tau_{u} = FR_{u}/HB = 0,351 \text{ daN/cm}^2$

Con coeff. di sicurezza YR = 1,1 si ottiene il valore della resistenza di progetto:

$FR_{d} = FR_{u} / YR = 263,481029163707$

$\tau = \tau_{u} / YR = 0,319 \text{ daN/cm}^2$

SI VERIFICA: FR<sub>d</sub> > FE<sub>d</sub>: (FR<sub>d</sub>/FE<sub>d</sub> = 1,179192 )

\* Solo per opere su pendii, o casi molto particolari, è necessario verificare da parte la stabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno su larga scala.

## 10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO (STR)

Le sollecitazioni vengono trovate con:

Comb. sismica

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2, per 1 cm di lunghezza, si ha:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=16)

he = 523 cm, altezza di spinta

zo = 0 cm, altezza stabile per coesione

S1 spinta del terrapieno ..... = 156,6223 daN/cm  
S2 spinta del sovraccarico ..... = 47,2846  
Sv=(S1+S2)sin(Delta+90-Psi) comp. vert. tot..... = 59,61662  
S1o Comp. orizz. della spinta terrapieno ..... = 149,7787  
S2o Comp. orizz. della spinta sovraccarichi .... = 45,21848  
Forza concentrata orizzontale, Tzo ..... = 0

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

\* DS increm. dinamico di spinta = 46,11309  
spinta inerziale scarpa esterna,  $Kh \cdot P2$ ..... = 0  
spinta inerziale elevazione,  $Kh \cdot P3$ ..... = 1,30456  
spinta inerziale scarpa interna,  $Kh \cdot P4$ ..... = 0  
spinta inerziale terrapieno,  $Kh \cdot P5$ ..... = 13,63265  
Forza concentrata orizzontale,  $Tzo'$ ..... = 0

Somma:

$V = 209,9344$  daN

$N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 19,4$  daN

momento per spinta del terrapieno,  $S1o \cdot he/3$  ..... = 26111,41

momento spinta del sovraccarico,  $S2o \cdot he/2$  ..... = 11824,63

momento forza inerziale scarpa esterna,  $Kh \cdot P2 \cdot hm/3$  .. = 0

momento forza inerziale elevazione,  $Kh \cdot P3 \cdot hm/2$  ..... = 300,0488

momento forza inerziale scarpa interna,  $Kh \cdot P4 \cdot hm/3$  .. = 0

momento forza inerziale terrapieno,  $Kh \cdot P5 \cdot he/2$  ..... = 3564,938

\*  $DM=DS \cdot he/6$  mom. aggiunto (muri vincolati) ..... = 0

momento eccentricita' peso muro,  $Mee$  ..... = 0

momento dai carichi concentrati esterni ( $Mc, Tz, Nc$ )... = 0

Somma:

$M = 41801,04$  daN\*cm

Eccentricità,  $e = M/N = 2154,693$  cm

SEZ.A11 / h = 46 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 124,5901$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 41,64925$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 29,46317

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 179,847$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 17,56$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 32951,62$

Eccentricità,  $e = M/N = 1876,516$  cm

SEZ.A12 / h = 92 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 101,7188$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 37,63277$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 24,05455

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 151,6298$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 15,72$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 25336,54$

Eccentricità,  $e = M/N = 1611,739$  cm

SEZ.A13 / h = 138 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 81,16487$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 33,61628$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 19,19394

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 125,7299$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 13,88$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 18966,15$

Eccentricità,  $e = M/N = 1366,437$  cm

SEZ.A14 / h = 184 (b=16)

-----

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S1o = 62,92831$  spinta del terrapieno in presenza sisma

$S2o = 29,59978$  spinta dei sovraccarichi q,dp

\* DS increm. dinamico di spinta = 14,88134

\*  $DM = DS(he-h)/6$  mom. aggiunto (muri vincolati)= 0

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o + S2o = 102,1473$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 12,04$

$M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o(he-Zo-h)/3 + S2o(he-h)/2 = 13733,86$

Eccentricità,  $e = M/N = 1140,686$  cm

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A15 / h = 230 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 47,00909 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 25,5833 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 11,11675  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 80,88208  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 10,2  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 9533,067  
Eccentricità, e = M/N = 934,6144 cm

SEZ.A16 / h = 276 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 33,40723 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 21,5668 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 7,900171  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 61,93423  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 8,36  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 6257,175  
Eccentricità, e = M/N = 748,466 cm

SEZ.A17 / h = 322 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 22,12273 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 17,55032 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 5,231604  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 45,30373  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 6,52  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 3799,586  
Eccentricità, e = M/N = 582,7585 cm

SEZ.A18 / h = 368 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 13,15558 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 13,53382 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 3,111043  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 30,99059  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 4,68  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 2053,699  
Eccentricità, e = M/N = 438,8246 cm

SEZ.A19 / h = 414 (b=16)

-----  
Ricalcolando come sopra a quota h :  
S1o = 6,505784 spinta del terrapieno in presenza sisma  
S2o = 9,517335 spinta dei sovraccarichi q,dp  
\* DS increm. dinamico di spinta = 1,538494  
\* DM = DS(he-h)/6 mom. aggiunto (muri vincolati)= 0  
Si ottengono le sollecitazioni :  
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o +S2o = 18,9948  
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 2,84  
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o(he-Zo-h)/3 +S2o(he-h)/2 = 912,9186  
Eccentricità, e = M/N = 321,4502 cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

-----  
Zona compressa, Rif.punto8: y = 200,4422 cm  
pressione equivalente, Rif.punto8: q = 1,77797 daN/cm2  
Sforzi sulla sezione:  
V = q\*b1 -d\*Wm\*b1 = 199,8564  
N = 0  
M = [q/2 -Wm\*d/2] b1^2 = 11991,39

# Massimiliano Rosso

INGEGNERE

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, Rif.punto8:  $y = 200,4422$  cm  
Pressione equivalente, Rif.punto8:  $q = 1,77797$  daN/cm<sup>2</sup>  
Sforzi sulla sezione:  
 $V = (1+Kv)(P5+Q+Wm*d*b4) + Sv' - V(qt) = 206,652$   
 $N = S'b4/b = -153,0994$   
 $M = M(qt) + Mp - (1+Kv)(P5+Q+Wm*d)b4/2 - Sv'b4 = -39075,38$

$V(qt), M(qt)$  dalla distribuzione delle pressioni  
Per effetto piastra si riducono di 1/2 le sollecitazioni di cui sopra:  
 $V = 103$   
 $M = -19538$

SEZ.A6 orizzontale parete

Si calcolano le sollecitazioni in modo prudenziale, facendo riferimento ad un pannello pari a metà altezza parete, che sopporta tutto il carico di spinta, semincastro sui contrafforti e vincolato sul basamento, in tal caso si ha:  
(luce netta tra speroni,  $L = 80$  cm)  
Spinta  $S' = 243,6277$  daN  
Carico ripartito:  
 $p = S'/(hm/2) = 1,059251$  daN/cm<sup>2</sup>  
Reazione di bordo per effetto piastra:  
 $R = p*L/2 = 42,37004$   
Momento di bordo per effetto piastra:  
 $M = p*L^2/15 = 451,9471$

Attacco sperone-parete ed armature orizzontali speroni

Prudenzialmente la reazione di bordo di cui sopra viene affidata tutta alle armature orizzontali (staffatura chiusa) degli speroni.  
Si calcola l'armatura a strappo per il collegamento parete-speroni con coefficiente di sicurezza prudenziale  $Y=1,3$ :  
 $Aa = 1,3*R/fyd = 0,0141$  cm<sup>2</sup>/cm  
e ripartita a metro di altezza:  
 $Ao = 1,41$  cm<sup>2</sup>/m  
Tale armatura va aggiunta all'armatura calcolata per il taglio, e può essere dimezzata oltre  $hm/2$

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni  $V, M$  ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature ( $i$ ).  
Per qualunque Approccio, la resistenza strutturale si valuta sempre con  $YR=1$   
Per le azioni  $N$  si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza  $i$ , oppure si verifica a sola flessione pura ( $N=0$ ).

ponendo:

$d'$  = altezza utile equiv. della sezione resistente  
 $bw/\varnothing$  = larghezza o diametro della sezione resistente  
 $i$  = zona di competenza dell'armatura  
 $c$  = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione  
 $NEd$  = Sforzo normale di calcolo ( $NEd > 0$  = compressione)  
 $VEd$  = Taglio di calcolo agente  
 $MEd$  = Momento flettente di calcolo agente  
 $\tau$  =  $VEd/(0,9*bw*d')$ , tensione di taglio di riferimento  
 $Aa(')$  = Area di calcolo acciaio teso  
 $|MRd|$  = Momento flettente resistente  
 $|VRd|$  = Taglio resistente di riferimento (4.1.23 NTC2019)  
 $Ast(*)$  =  $VEd*100/(0,9*fyd*d')$  cm<sup>2</sup>/m, area di calcolo staffe a taglio

si ottiene:

SEZ.	$d'$ cm	$bw$ cm	$i$ cm	$NEd$ daN	$VEd$ daN	$MEd$ daN*m	$\tau$ daN/cm <sup>2</sup>	$Aa(')$ cm <sup>2</sup>	$ MRd $ daN*m	$ VRd $ daN	$Ast(*)$ cm <sup>2</sup> /m	$MRd/MEd$
SEZ. attacco sperone, $h = 0$ , arm. intradosso:												
A10	223	20	100	1940	20993	41801	1,05	5,80	52559	57693	0,00	1,3
SEZ. sperone $h = 46$ , arm. intradosso:												
A11	200	20	100	1756	17985	32952	1,00	5,20	42278	52746	0,00	1,3

pag. 120

# Massimiliano Rosso

## INGEGNERE

SEZ. sperone h = 92 , arm. intradosso:												
A12	177	20	100	1572	15163	25337	0,95	4,60	33115	47744	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 138 , arm. intradosso:												
A13	154	20	100	1388	12573	18966	0,91	4,00	25070	42675	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 184 , arm. intradosso:												
A14	131	20	100	1204	10215	13734	0,87	3,41	18193	37523	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 230 , arm. intradosso:												
A15	108	20	100	1020	8088	9533	0,83	2,81	12375	32266	0,00	1,3
SEZ. sperone h = 276 , arm. intradosso:												
A16	85	20	100	836	6193	6257	0,81	2,21	7674	26866	0,00	1,2
SEZ. sperone h = 322 , arm. intradosso:												
A17	62	20	100	652	4530	3800	0,81	1,61	4091	21259	0,00	1,1
SEZ. sperone h = 368 , arm. intradosso:												
A18	39	20	100	468	3099	2054	0,88	1,31	2079	15312	0,00	1,0
SEZ. sperone h = 414 , arm. intradosso:												
A19	16	20	100	284	1899	913	1,32	1,52	961	8050	0,00	1,1
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	42	100	100	0	19986	11991	5,29	7,56	12114	19918	13,51	1,0
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	42	100	100	-15310	10300	-19538	2,72	14,57	19581	19219	0,00	1,0
SEZ. orizzontale parete, arm. estradosso ed intradosso:												
A6	13	100	100	0	4237	452	3,62	1,69	844	7055	0,00	1,9

### AVVERTENZE:

- (\*) Non occorre alcuna armatura a taglio (Ast), se  $VRd \geq VEd$   
 (') Armatura minima delle pareti:  $Aa \geq 0.13\%Acr$

Disporre come armatura intermedia verticale speroni almeno 3+3Ø14

FILE: E:\PRO-LAVORI\ANNO 2019\425-19 - NUOVO PONTE SR 74\PROGETTO\ESECUTIVO\MURO\425-19-MURO\_H\_460\_sisma.ops

### 12. S I N T E S I D E I R I S U L T A T I

Approccio 3 :Combinazione sismica

Scorrimento..... Rd/Ed = 1,067849  
 Ribaltamento..... Rd/Ed = 1,412677  
 Stab. Globale..... Rd/Ed = 1,179192  
 Fond.-Terreno..... Rd/Ed = 7,059793

\*\*\*\*\*