



REGIONE MOLISE

COMUNE DI ISERNIA

- Provincia di Isernia -



PROGETTO ESECUTIVO

Committente:	COMUNE DI ISERNIA
Progettista:	dott. ing. Giancarlo Chiacchiari  Via Libero Testa, 75 86170 Isernia Tel. 0865410224 Fax 0865410224 E-mail: giancarlochiacchiari@libero.it

TAVOLA	Relazione di calcolo muro in C.A. - spigolo N - E
OGGETTO	Realizzazione di una palestra in adiacenza alla sede del plesso scolastico "Vittorio Tagliente" nel quartiere San Lazzaro. In catasto al Foglio 80, particella 434.
SCALA	
DATA	Settembre 2020

CODICE E R 0 8

REV. A 0 0



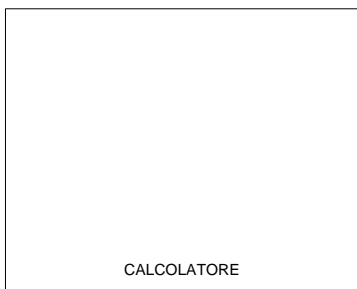
PROGETTISTA



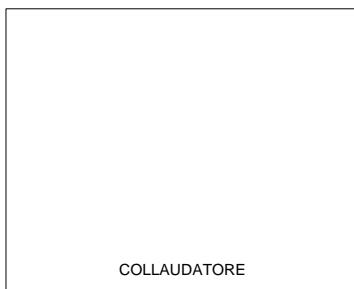
DIRETTORE DEI LAVORI



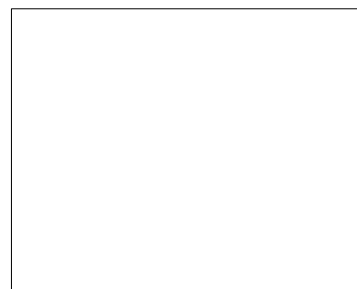
IMPRESA ESECUTRICE



CALCOLATORE



COLLAUDATORE



COMUNE: Isernia

LOCALITA': San Lazzaro

LAVORO: Realizzazione di una palestra in adiacenza alla sede del plesso
scolastico "Vittorio Tagliente" nel quartiere San Lazzaro. In catasto
al Foglio 80, particella 434.

COMMITTENTE: Amministrazione comunale

RELAZIONE DI CALCOLO:

- 1.1 Norme di calcolo
- 1.2 Ipotesi e modelli di calcolo
- 1.3 Tipo di analisi e codici di calcolo
- 1.4 Unità di misura
- 2. Dati di Calcolo e dati sismici
- 3. Azioni verticali
- 4. Azioni di spinta
- 5. Ancoraggi e vincoli sul paramento
- 6. Azioni su eventuale dente di fondazione
- 7. Stabilità a scorrimento e ribaltamento
- 8. Terreno di fondazione
 - 8.1 Pressioni in assenza di azioni sismiche
 - 8.2 Pressioni in presenza di azioni sismiche
 - 8.3 Carico limite e cedimenti
- 9. Stabilità globale
- 10. Sollecitazioni delle sezioni
- 11. Resistenza strutturale
- 12. Schema generale di riferimento

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)
Circ. Ministero Infrastrutture n.617/2009

1.2 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

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

TIPOLOGIA: Struttura a mensola

VINCOLAMENTO AL PIEDE: Nessun impedimento allo scorrimento

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

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

1.3 TIPO DI ANALISI E CODICI DI CALCOLO

L'analisi delle opere di sostegno viene condotta con analisi pseudo-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} = $SS \cdot ST \cdot a_g$ (accelerazione massima attesa al sito)

$SS \cdot ST$ = prodotto del coefficiente stratigrafico e topografico

g = accelerazione di gravità

β_m = coeff. di riduzione dipendente dalla tipologia di terreno e dal valore a_g

Nelle verifiche agli SLU si tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza:

A, Y_A , Y_F (azioni); M, Y_M (par.geotecnici); R, Y_R (resistenze) di seguito indicati e si controlla

che siano rispettate le condizioni:

$$R_d \geq E_d$$

che si può scrivere:

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

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

$$E_d = E (Y_F \cdot F_k ; X_k / Y_M)$$

ovvero, con $Y_E = Y_F$

$$E_d = Y_E \cdot E (F_k ; X_k / Y_M)$$

e dove:

F_k = azioni caratteristiche

X_k = parametri caratteristici

Indicando con R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = R (Y_F \cdot F_k ; X_k / Y_M) / Y_R$$

L'effetto delle azioni e la resistenza, sono dunque in funzione delle azioni di progetto

$Y_F \cdot F_k$ e dei parametri di progetto X_k / Y_M

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente il coefficiente Y_R , che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

L'effetto delle azioni può essere anche valutato direttamente ponendo $E_d = Y_E \cdot E_k$

In presenza di azioni sismiche, le verifiche agli SL si eseguono con $Y_A = Y_F = 1$

Tutte le verifiche in presenza di azioni sismiche vengono eseguite di norma agli stati

limite ultimi, con l'Approccio1 - Combinazione2: A_2, M_2, R_2 , assumendo i coefficienti

parziali delle azioni $A_2 = 1$

Per il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali viene considerato

di norma anche l'Approccio 2 (A_1, M_1), non tenendo conto dei coeff. Y_R ; ma ciò equivale

all'Approccio1-Comb.1 (A_1, M_1, R_1).

In presenza di azioni sismiche, dovendo assumere $A_1 = 1$, risulta che l'Approccio 1, Comb.2

di cui sopra, risulta essere più gravosa della Comb.1, in quanto i coefficienti parziali

geotecnici risultano: $M_2 > M_1$

In alcuni casi prudenzialmente si incrementano le sollecitazioni di progetto trovate

sulle sezioni resistenti, per avere armature superiori al minimo di normativa ed avere

minore fessurazione del conglomerato cementizio e maggiore protezione delle armature.

Per lo SLE per fessurazione si adottano secondo le EC2 anche i copriferri minimi prescritti

dalla classe di esposizione ed dalle condizioni ambientali di aggressività del sito.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo Mononobe-Okabe

indicando:

$\langle \varnothing' \rangle$ = 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

$\langle \Theta \rangle = \text{Arctg}[K_h / (1 + K_v)]$, angolo sismico prudenziale sup. terrapieno

si valuta il coefficiente di spinta:

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

$$K = \frac{\sin^2(\varnothing' + \Psi - \Theta)}{[\cos(\Theta) \cdot \sin(\Psi)^2 \cdot \sin(\Psi - \Theta - \Delta) \cdot J]}$$

dove:

$$J = \{1 + \frac{\sin(\varnothing' + \Delta) \cdot \sin(\varnothing' - \beta - \Theta)}{\sin(\Psi - \Theta - \Delta) \cdot \sin(\Psi + \beta)}\}^2$$

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

$$K = \frac{\sin^2(\varnothing' + \Psi - \Theta)}{[\cos(\Theta) \cdot \sin^2(\Psi) \cdot \sin(\Psi - \Theta - \Delta)]}$$

Le verifiche delle sezioni armate allo SLU vengono eseguite al n.11, trascurando la

resistenza a trazione del cls e facendo riferimento ad un diagramma rettangolare equivalente delle compressioni, con $f_{cd} = 0,85 f_{cd}$.

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

1.4 UNITA' DI MISURA

Se non diversamente indicato si assumono:

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

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm² = bar (1daN/cm² = 100KPa = 1,02Kgf/cm²)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

2. DATI DI CALCOLO

2.1 DATI SISMICI

Riferimenti: LON 14,236558 \ LAT 41,610208 \ VN 50 \ CL III \ VR 75 \ TR 712

Zona sismica	1
Categoria del suolo	B
Accelerazione al sito, su suolo rigido: a_g	0,307 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, F_o	2,369
Coeff. stratigrafico, $1 < SS = 1,4 - 0,4 F_o * a_g / g < 1,2$	1,109
Coeff. topografico, ST	1
Accelerazione spettrale massima, $a_{max} = a_g * SS * ST$	0,340463 g
Coeff. correttivo sismico, β_m	0,31
Coeff. sismico orizz. di calcolo, $K_h = a_{max} * \beta_m$	0,1055 g
Coeff. sismico verticale di calcolo, $K_v = K_h / 2$	0,05275 g
Angolo sismico, $\text{prud.} < \text{Teta} > = \text{Arctg}[K_h / (1 + K_v)]$	5,7038 °

2.2 COEFF. DI SICUREZZA PARZIALI IN AZIONE SISMICA

Per le azioni permanenti/ & perm. non strutturali, Y_F	1
Per le azioni variabili, Y_F	1
Per i parametri geotecnici, Y_M	1,25
Per la resistenza allo scorrimento, Y_R	1
Per la resistenza del terreno di fondazione, Y_R	1
Per la resistenza alla stabilità globale, Y_R	1,1

2.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, W_m	0,0025 daN/cm ³ (2500 daN/m ³)
Peso specifico del terrapieno, W_t	0,00173
Angolo caratteristico terreno spingente, $\phi_1 'k$	26 °
Angolo di calcolo, $\phi_1 = \text{Atn}(\phi_1 'k / Y_M)$	21,32
Coesione caratt. del terrapieno, $c_1 'k$	0 daN/cm ²
Coesione di calcolo del terrapieno, $c_1 = c_1 'k / Y_M$	0 daN/cm ²
Peso specifico terreno fondazione, W_2	0,00173
Angolo attrito caratt. terreno di fondazione, $\phi_2 'k$	26
Angolo di calcolo, $\phi_2 = \text{Atn}(\phi_2 'k / Y_M)$	21,32
Coesione caratteristica terreno fondazione, $c_2 'k$...	0
Coesione di calcolo terreno fondazione, $c_2 = c_2 'k / Y_M$..	0
Coeff. di attrito fondazione-terreno2 allo SL, μ ...	0,49

2.4 STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, h_m	120 cm
Altezza del terrapieno, h_t	110
Altezza della fondazione, d	30
Lunghezza suola esterna, b_1	30
Lunghezza scarpa esterna, b_2	0
Spessore in testa, s	30
Lunghezza scarpa interna, b_3	0
Lunghezza suola interna, b_4	70
Larghezza basamento fondazione, b	130
Altezza del dente di fondazione, h_d	0
Spessore del dente di fondazione, s_d	0
Altezza del rinterro, h_r	30
Angolo del pendio, $< \beta >$	0 °
Angolo rif. sezione di spinta, $< \Psi >$	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $< \Delta >$	13

2.5 CARICHI VARIABILI

Sovraccarico caratt. sul terrapieno, q_k	0,0500 daN/cm ² (500 daN/m ²)
Sovraccarico di calcolo, $q = q_k * Y_F$	0,0500 daN/cm ² (500 daN/m ²)
Coppia in testa caratt., M_{ck}	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia in testa di calcolo, $M_c = M_{ck} * Y_F$	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, N_{ck}	0 daN/cm (0 daN/m)

2.6 FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: $h_w = 0$

Peso specifico equivalente del terrapieno, W_1 0,00173 daN/cm³

2.7 RESISTENZE STRUTTURALI

Resistenza caratt. delle armature, f_{yk} 4500 daN/cm² (450 N/mm²)

Resistenza caratt. cubica del cls, R_{ck} 300 daN/cm² (30 N/mm²)

Resistenza caratt. cilindrica cls: $f_{ck}=0,83 \cdot R_{ck}$ 249 daN/cm² (24,9 N/mm²)

Res. di calcolo armature: $f_{yd}=f_{yk}/1,15$ 3913 daN/cm² (391,3 N/mm²)

Res. di calcolo del cls: $f_{cd}=0,85 \cdot f_{ck}/1,5$ 141 daN/cm² (14,1 N/mm²)

Res. caratt. a trazione cls: $f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{0,67}$ 18,1 daN/cm² (1,81 N/mm²)

Res. di calcolo a trazione del cls: $f_{ctd} = f_{ctk}/1,5$ 12,07 daN/cm² (1,207 N/mm²)

Max tens. per sez. non armata a taglio: $t_c=0,25 \cdot f_{ctk}$ 4,52 daN/cm² (0,452 N/mm²)

3. A Z I O N I V E R T I C A L I

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

PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, $P1 = Wm \cdot d \cdot b$	9,75
scarpa esterna, $P2 = Wm \cdot b2 \cdot hm/2$	0
spessore s, $P3 = Wm \cdot s \cdot hm$	9
scarpa interna, $P4 = Wm \cdot b3 \cdot hm/2$	0
terrapieno, $P5 = Wt \cdot ht \cdot (b4 + b3/2)$	13,321
sovraccarico, $Q = q \cdot b4$	3,5
forza verticale in testa, Nck	0

RISULTANTE VERTICALE, $No = 35,571$ daN

MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M1 = P1 \times 65$	$= 633,75$
$M2 = P2 \times 30$	$= 0$
$M3 = P3 \times 45$	$= 405$
$M4 = P4 \times 60$	$= 0$
$M5 = P5 \times 95$	$= 1265,495$
$Mq = Q \times 95$	$= 332,5$
$Mn = Nc \times 45$	$= 0$

MOMENTO TOT. $Mo = 2636,745$ daN*cm

4. AZIONI DI SPINTA

Si calcolano le Azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta, $h_{et} = 140$ cm

4.1 IN ASSENZA DI AZIONE SISMICA

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

$K = 0,4186$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)

Spinta del terrapieno, $S1 = K \cdot W1 \cdot h_{et}^2 / 2 = 7,096945$

Spinta del sovraccarico, $S2 = K \cdot q \cdot h_{et} = 2,9302$

Comp. verticale spinta totale, $S_v = (S1 + S2) \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi) = 2,255617$

Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1_o = S1 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi) = 6,915051$

Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2_o = S2 \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi) = 2,855099$

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S = S1_o + S2_o = 9,770149$ daN

Momento ribaltante spinta terrapieno, $S1_o \cdot h_{et} / 3 = 322,7024$

Momento ribaltante spinta sovraccarico, $S2_o \cdot h_{et} / 2 = 199,8569$

MOMENTO RIBALTANTE, $M = 522,5593$ daN*cm

4.2 IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA ($a_g = 0,307$ g)

Angoli: $\langle \beta \rangle = 0$; $\langle \text{Teta} \rangle = 5,722716^\circ$

$K' = 0,5022$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)

Spinta terrapieno, $S1' = 1/2 (1 + K_v) K' \cdot W1 \cdot h_{et}^2 = 8,963428$

Spinta dei sovraccarichi, $S2' = (1 + K_v) K' \cdot q \cdot h_{et} = 3,700837$

Comp. verticale spinta totale: $S_v' = (S1' + S2') \cdot \sin(\Delta + 90 - \Psi) = 2,84884$

Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1_o' = S1' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi) = 8,733696$

Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2_o' = S2' \cdot \cos(\Delta + 90 - \Psi) = 3,605985$

Comp. orizzontale spinta totale: $S_o' = S1_o' + S2_o' = 12,33968$

Forza orizzontale d'inerzia totale, $F_c = K_h (P1 + P2 + P3 + P4 + P5) = 3,383491$

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S' = S_o' + F_c = 15,72317$ daN

* Risulta un incremento di spinta: $DS = S_o' - S = 2,569532$

Momento di spinta terrapieno, $S1_o' \cdot h_{et} / 3 = 407,5725$

Momento di spinta sovraccarico, $S2_o' \cdot h_{et} / 2 = 252,419$

Incremento dinamico prudenziale: $DM = DS \cdot h_{et} / 6 = 59,95576$

$I1 = K_h \cdot P1 \cdot d / 2$ momento forze inerziali fondazione..... = 15,42937

$I2 = K_h \cdot P2 (d + h_m / 3)$ momento forze inerziali..... = 0

$I3 = K_h \cdot P3 (d + h_m / 2)$ momento forze inerziali..... = 85,455

$I4 = K_h \cdot P4 (d + h_m / 3)$ momento forze inerziali..... = 0

$I5 = K_h \cdot P5 (d + h_m / 2)$ momento forze inerziali..... = 119,4561

MOMENTO RIBALTANTE, $M' = 940,2877$ daN*cm

5. T I R A N T I E V I N C O L I

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

6. A Z I O N I S U L D E N T E D I F O N D A Z I O N E

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

7. STABILITA' A SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

7.1 STABILITA' A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2

e con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2. Si indicano con TE_d le forze di

scorrimento agenti e con TR_d le forze resistenti.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

No = 35,571 daN
μ = 0,49
Sv = 2,255617 daN, comp.verticale della spinta totale in assenza sisma
Sv' = 2,84884 daN, comp.verticale della spinta totale in presenza sisma
c2 = 0 daN/cm²
Sp = 0 daN, azioni su eventuale dente di fondazione
S = 9,770149 daN
S' = 15,72317 daN
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzo' = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
Tzv' = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
hz = 0 cm

Si ottiene per lo scorrimento sul piano di posa (YR = 1):

1) In assenza di azione sismica

TR_d = (No*μ + Sv*μ + b*c2 + Sp + Tzo + Tzv*μ)/YR = 18,53504 daN

TE_d = S = 9,770149 daN

Si verifica: TR_d > TE_d

TR_d/TE_d = 1,897109

2) In presenza di azione sismica, con ag= 0,307 g

TR_d = (No*μ + Sv'*μ + b*c2 + Sp + Tzo' + Tzv'*μ)/YR = 18,82572 daN

TE_d = S' = 15,72317 daN

Si verifica: TR_d' > TE_d'

TR_d'/TE_d' = 1,197323

7.2 STABILITA' A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2 e con i coeff. di

sicurezza parziali di cui al n.2.2., considerando questa verifica come stato limite di

equilibrio di un corpo rigido (EQU) e facendo riferimento i coeff. parziali del gruppo

M2 per il calcolo delle spinte.

Si calcolano allo stato limite i valori di progetto del momento resistente (MR_d) e del momento ribaltante (ME_d), rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

Mo = 2636,745 daN*cm
Mv = Sv*b = 293,2302 daN*cm, da comp.verticale spinta in assenza sisma
Mv' = Sv'*b = 370,3492 daN*cm, da comp.verticale spinta in presenza sisma
Mc = 0 daN*cm
Mp = 0 daN*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione
M = 522,5593 daN*cm, momento ribaltante in assenza sisma
M' = 940,2877 daN*cm, momento ribaltante in presenza sisma

Si ottiene per il ribaltamento (YR=1):

1) In assenza di azione sismica

$$MRd = M_o + M_v - M_c - M_p + T_{zo}(h_z + d) + T_{zv}(b_1 + b_2 \cdot h_z / h_m) = 2929,975 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$MEd = M = 522,5593 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Si verifica: $MRd > MEd$

$$MRd / MEd = 5,606972$$

2) In presenza di azione sismica, con $a_g = 0,307 \text{ g}$

$$MRd' = M_o + M_v' - M_c - M_p + T_{zo}'(h_z + d) + T_{zv}'(b_1 + b_2 \cdot h_z / h_m) = 3007,094 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$MEd' = M' = 940,2877 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Si verifica: $MRd' > MEd'$

$$MRd' / MEd' = 3,198058$$

8. TERRENO DI FONDAZIONE

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi realisticamente ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (Rif. C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni>, Ed. Hoepli).

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2.2:

Mo = 2636,745 daN*cm
Mv = 293,2302
Mv' = 370,3492
Mc = 0
Mp = 0 momento dal dente di fondazione
M = 522,5593 momento ribaltante in assenza sisma
M' = 940,2877 momento ribaltante in presenza sisma
No = 35,571 daN
Sv = 2,255617 daN
Sv' = 2,84884
Tzo = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzv = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzo' = 0 daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
Tzv' = 0 daN, comp.verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
hz = 0 cm
B = 130 cm, larghezza suola di fondazione
en = 21,66667 cm, nocciolo centrale inerzia(B/6)

Si ottiene:

8.1 PRESSIONI AGENTI IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

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

$M_d = M_o + M_v - M_c - M_p - M + T_{zo}(h_z + d) + T_{zv}(b_1 + b_2 \cdot h_z / h_m) = 2407,416 \text{ daN*cm}$

Sforzo normale in fondazione:

$N_d = N_o + S_v + T_{zv} = 37,82661 \text{ daN}$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$ee = M_d / N_d = 63,64344 \text{ cm}$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$e = B/2 - ee = 1,35656 \text{ cm}$ (sezione elastica tutta compressa)

Modello elastico: zona compressa $y = 130 \text{ cm}$

Pressione massima, $q_{Ed1} = 0,3091919 \text{ daN/cm}^2$

Pressione minima, $q_{Ed2} = 0,272756 \text{ daN/cm}^2$

Modello anelastico: sezione ridotta $y^* = B - 2e = 127,2869 \text{ cm}$

Pressione equivalente, $q_{Ed} = N_d / y^* = 0,297176 \text{ daN/cm}^2$ (bar)

8.2 PRESSIONI AGENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE ($a_g = 0,307 g$)

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

$M_d' = M_o + M_v' - M_c - M_p - M' + T_{zo}'(h_z + d) + T_{zv}'(b_1 + b_2 \cdot h_z / h_m) = 2066,807 \text{ daN*cm}$

Sforzo normale in fondazione:

$N_d' = N_o + S_v' + T_{zv}' = 38,41984 \text{ daN}$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$ee' = M_d' / N_d' = 53,7953 \text{ cm}$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$e' = B/2 - ee' = 11,2047 \text{ cm}$ (sezione elastica tutta compressa)

Modello elastico: zona compressa $y = 130 \text{ cm}$

Pressione massima, $q_{Ed1}' = 0,4483714 \text{ daN/cm}^2$

Pressione minima, $q_{Ed2}' = 0,1427031 \text{ daN/cm}^2$

Modello anelastico: sezione ridotta $y^* = B - 2e = 107,5906$ cm
Pressione equivalente, $q_{Ed} = N_d / y^* = 0,3570929$ daN/cm² (bar)

8.3 CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CEDIMENTI

La verifica al carico limite del complesso terreno-fondazione, viene condotta con

Approccio 1 - Comb.2 con coeff. parziali di sicurezza in azione sismica riportati anche al n.2.2.

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, $\phi = 21,32^\circ$

Coesione del terreno fondazione, $c_2 = 0$ daN/cm²

Altezza del rinterro della fondazione, $h_r = 30$ cm

Larghezza ridotta della fondazione, $b = 107,5906$ cm

Peso specifico terreno di fondazione, $W_t = 0,00173$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

N_q	$= [e^{(3,14 \cdot \tan \phi)}] (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \dots\dots$	7,301864
N_y	$= 2 (N_q + 1) \cdot \tan \phi \dots\dots\dots$	6,480201
N_c	$= (N_q - 1) / \tan \phi \dots\dots\dots$	16,14679

ed i seguenti contributi al carico limite:

q_1	$= W_t \cdot h_r \cdot N_q$ (contributo rinterro) $\dots\dots\dots$	0,3789667
q_2	$= 1/2 (W_t \cdot b \cdot N_y)$ (contributo attrito) $\dots\dots\dots$	0,6030856
q_3	$= c_2 \cdot N_c$ (contributo coesione) $\dots\dots\dots$	0
	$\dots\dots\dots$	-----
q_R	$= q_1 + q_2 + q_3 \dots\dots\dots$	0,9820523

con coeff. parziale di sicurezza $Y_R = 1$

si ottiene:

Resistenza di progetto: $q_{Rd} = q_R / Y_R = 0,9820523$ daN/cm² (bar)

Si verifica: $q_{Rd} > q_{Ed}$ ($q_{Rd} / q_{Ed} = 2,750131$)

Deformazioni e cedimenti fondali

Ai fini dello SLD, le deformazioni della struttura non risultano indicative o limitative

per la funzionalità di questo tipo di opera. In particolare i cedimenti fondali (u_z)

sono apprezzabili solo per terreni coesivi poco consolidati. In tal caso si può valutare

comunque il cedimento assoluto a lungo termine in modo sufficientemente esatto conoscendo

lo spessore dello strato normalmente consolidato (H), il modulo edometrico medio del

materiale (E_{edo}) e la pressione (q^*) a profondità $H/2$.

Con diffusione dei carichi a 45° , si può calcolare:

$u_z = I_o \times H \times q^* / E_{edo}$

dove:

$I_o(\text{med}) = 0,25$

q_{Ed} = pressione unitaria equivalente del n.8.1

B^* = zona compressa di fondazione del n.8.1

q^* = $q_{Ed}/(1+H/B^*)$, pressione a profondità $H/2$

9. S T A B I L I T A' G L O B A L E

Viene valutato l'equilibrio globale, del terreno-opera di sostegno, facendo riferimento ai momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale), secondo l'Approccio 1, Comb.2: A2,M2,R2=1.1,e quindi con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2).

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 contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (Vedi schema gen. di riferimento)

Essendo:

Rinterro fondazione.....	hr = 30 cm
Altezza dente di fondazione.....	hd = 0 cm
Coefficiente di attrito terreno-fondazione.....	$\mu = 0,49$
Coesione terreno fondazione.....	c2 = 0

Risultano i seguenti valori del cerchio critico rispetto al riferimento Z-X:

Ascissa del centro del cerchio critico.....	Xo = 10
Ordinata del centro del cerchio critico.....	Zo = 226
Raggio del cerchio critico di scorrimento.....	r = 282 cm

Sempre con rif. allo schema gen., si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta terreno ed inerziale....	S' = 15,72317 daN
Componente verticale della spinta terreno.....	Sv' = 2,84884
Forze verticali: P2+P3+P4+P5+Q+Nc.....	N = 25,821
Totale forze verticali, Sv'+N	Nv = 28,66984
Forza risultante, $\text{sqr}(Nv^2 + S'^2)$	R = 32,69828

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, MP+MQ+MSv'.....	MA = 2086,646 daN*cm
Momento motore delle forze di spinta, S'(Zo+d)-M'.....	MB = 3084,844
Somma algebrica dei momenti, MA+MB+MCC.....	MM = 5171,49 daN*cm

Componente tangente della risultante R: MM/r.....	Tr = 18,2913 daN
Componente normale, $\text{sqr}(R^2 - Tr^2)$	Nr = 27,10362
Peso, G1 = 19,85474 daN	
Peso, G2 = 2,588892	
Componente tangente, T2 = 1,214099 daN	
Componente normale, N2 = 2,286553	
Sviluppo dell' arco, HB = 306,1733 cm	

Risulta (con YR=1,1):

Forza resistente di progetto, $FRd = [(0,9 \cdot G1 + Nr + N2) \mu + HB \cdot c2] / YR = 21,05193 \text{ daN}$
 Forza attiva di scorrimento, $FEd = TR - T2 = 17,0772 \text{ daN}$

tensioni di taglio resistenti sull'arco HB: $\tau_R = FRd / HB = 0,069 \text{ daN/cm}^2$
 tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB: $\tau_E = FEd / HB = 0,056 \text{ daN/cm}^2$

Si verifica: $FRd > FEd$ ($\tau_R > \tau_E$)
 $FRd / FEd = \tau_R / \tau_E = 1,232751$

10. SOLLECITAZIONI DELLE SEZIONI TIPO

Le verifiche di tipo strutturale allo SLU vengono effettuate normalmente con Approccio 2

(A1,M1), non tenendo conto del coeff. di sicurezza parziale YR; ciò equivale all'Approccio 1

Comb.1. Nella situazione più gravosa in cui è presente l'azione sismica, essendo sempre YA=1

si progetta per la condizione peggiore rappresentata dall'Approccio 1 - Comb.2

Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2, per 1 cm di lunghezza, si ha così:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=30)

```

-----
he = 110 cm, altezza di spinta
zo = 0 cm, altezza stabile per coesione
Spinta terrapieno: S1' = (1+Kv)K'W1*he^2/2..... = 5,533545
Spinta sovraccarichi: S2' = (1+Kv)K'q*he ..... = 2,907801
Comp. verticale della spinta totale:
Sv' = (S1'+S2')sin(Delta+90-Psi)..... = 1,89889
Comp. orizzontale spinta terrapieno: Slo'..... = 5,391721
Comp. orizzontale spinta sovraccarichi:S2o'..... = 2,833274
* e risulta, DS = 1,712718 increm. dinamico di spinta
spinta inerziale scarpa esterna, Kh*P2..... = 0
spinta inerziale elevazione, Kh*P3..... = 0,9495
spinta inerziale scarpa interna, Kh*P4..... = 0
spinta inerziale terrapieno, Kh*P5..... = 1,405365
Forza concentrata orizzontale, Tzo'..... = 0
Somma:
V = 10,57986 daN
N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 9 daN
momento per spinta del terrapieno, Slo'*he/3..... = 197,6964
momento spinta del sovraccarico, S2o'*he/2 ..... = 155,8301
momento forza inerziale scarpa esterna, Kh*P2*hm/3 .. = 0
momento forza inerziale elevazione, Kh*P3*hm/2 ..... = 56,97
momento forza inerziale scarpa interna, Kh*P4*hm/3 .. = 0
momento forza inerziale terrapieno, Kh*P5*he/2 ..... = 77,2951
* incremento (se muri vincolati), DM=DS*he/6 = 0
momento eccentricita' peso muro, Mee ..... = 0
momento dai carichi concentrati esterni (Mc,Tz,Nc)... = 0
Somma:
M = 487,7916 daN*cm
*Eccentricità, e = M/N = 54,19907 cm

```

SEZ.A11 / h = 12 (b=30)

```

-----
Ricalcolando come sopra a quota h :
Slo' = 4,279511 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 2,46078 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0,8911364 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +Slo' +S2o' = 8,846894
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 8,1
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +Slo' (he-Zo-h)/3 +S2o' (he-h)/2 = 367,8719
*Eccentricità, e = M/N = 45,41628 cm

```

SEZ.A12 / h = 24 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o' = 3,295634 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o' = 2,15946 spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, DS = 0,6862605 increm. dinamico di spinta

DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 7,313434

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 7,2

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 271,0382

*Eccentricità, e = M/N = 37,6442 cm

SEZ.A13 / h = 36 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o' = 2,440088 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o' = 1,85814 spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, DS = 0,5081074 increm. dinamico di spinta

DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 5,908306

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 6,3

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 191,8361

*Eccentricità, e = M/N = 30,45018 cm

SEZ.A14 / h = 48 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o' = 1,712874 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o' = 1,55682 spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, DS = 0,3566773 increm. dinamico di spinta

DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 4,631509

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 5,4

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 128,7256

*Eccentricità, e = M/N = 23,83807 cm

SEZ.A15 / h = 60 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o' = 1,113992 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o' = 1,2555 spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, DS = 0,2319702 increm. dinamico di spinta

DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 3,483044

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 4,5

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 80,1666

*Eccentricità, e = M/N = 17,8148 cm

SEZ.A16 / h = 72 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

S1o' = 0,6434417 spinta del terrapieno in presenza sisma

S2o' = 0,95418 spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, DS = 0,1339859 increm. dinamico di spinta

DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 2,462912

N = N(P2,P3,P4) +Nc = 3,6

M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 44,61919

*Eccentricità, e = M/N = 12,39422 cm

SEZ.A17 / h = 84 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S_{1o}' = 0,3012234$ spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o}' = 0,65286$ spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, $DS = 6,272472E-02$ increm. dinamico di spinta

$DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2,P3,P4,P5) + S_{1o}' + S_{2o}' = 1,571111$

$N = N(P2,P3,P4) + N_c = 2,7$

$M = M(V2,V3,V4,V5) + M_c + DM + S_{1o}'(he-Zo-h)/3 + S_{2o}'(he-h)/2 = 20,54339$

*Eccentricità, $e = M/N = 7,608662$ cm

SEZ.A18 / h = 96 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S_{1o}' = 8,733696E-02$ spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o}' = 0,35154$ spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, $DS = 1,818646E-02$ increm. dinamico di spinta

$DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2,P3,P4,P5) + S_{1o}' + S_{2o}' = 0,8076417$

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

$M = M(V2,V3,V4,V5) + M_c + DM + S_{1o}'(he-Zo-h)/3 + S_{2o}'(he-h)/2 = 6,399205$

*Eccentricità, $e = M/N = 3,555114$ cm

SEZ.A19 / h = 108 (b=30)

Ricalcolando come sopra a quota h :

$S_{1o}' = 1,782387E-03$ spinta del terrapieno in presenza sisma

$S_{2o}' = 0,05022$ spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, $DS = 3,711523E-04$ increm. dinamico di spinta

$DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)

Si ottengono le sollecitazioni :

$V = V(P2,P3,P4,P5) + S_{1o}' + S_{2o}' = 0,1725045$

$N = N(P2,P3,P4) + N_c = 0,9$

$M = M(V2,V3,V4,V5) + M_c + DM + S_{1o}'(he-Zo-h)/3 + S_{2o}'(he-h)/2 = 0,6466603$

*Eccentricità, $e = M/N = 0,7185115$ cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

Zona compressa, rif.8.2: $y = 107,5906$ cm

pressione equivalente, rif.8.2: $q = 0,3570929$ daN/cm²

Sforzi sulla sezione:

$V = q \cdot b_1 - d \cdot W_m \cdot b_1 = 8,462787$

$N = 0$

$M = [q/2 - W_m \cdot d/2] b_1^2 = 126,9418$

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, rif.8.2: $y = 107,5906$ cm

Pressione equivalente, rif.8.2: $q = 0,3570929$ daN/cm²

Sforzi sulla sezione:

$V = (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d \cdot b_4) + S_v' - V(qt) = 8,13987$

$N = S' \cdot b_4/b = -8,466323$

$M = M(qt) + M_p - (1+K_v)(P_5+Q+W_m \cdot d) b_4/2 - S_v' \cdot b_4 = -501,0237$

$V(qt), M(qt)$ taglio e momento dalla distribuzione delle pressioni

11. R E S I S T E N Z A S T R U T T U R A L E

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 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/ø = 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 = VRd resistenza a taglio

MEd = Momento flettente di calcolo agente

tau = VEd/(0,9*bw*d'), tensione di taglio di riferimento agente

Aa = Area di calcolo di acciaio teso

|MRd| = Momento flettente resistente

Ast = VEd*100/(0,9*f_{yd}*d') cm²/m, eventuale staffatura resistente a taglio

si ottiene:

SEZ.	d'	bw	i	NEd	VEd	MEd	tau(')	Aa	MRd	Ast(')	Api
	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm ²	cm ²	daN*m	cm ² /m	cm ² /m

SEZ. attacco parete, h = 0, arm. intradosso:											
A10	27	100	100	900	1058	488	0,44	4,40	4654	1,11	,19

SEZ. parete h = 12 , arm. intradosso:											
A11	27	100	100	810	885	368	0,36	4,40	4643	,93	,16

SEZ. parete h = 24 , arm. intradosso:											
A12	27	100	100	720	731	271	0,30	4,40	4632	,77	,13

SEZ. parete h = 36 , arm. intradosso:											
A13	27	100	100	630	591	192	0,24	4,40	4621	,62	,11

SEZ. parete h = 48 , arm. intradosso:											
A14	27	100	100	540	463	129	0,19	4,40	4610	,49	,08

SEZ. parete h = 60 , arm. intradosso:											
A15	27	100	100	450	348	80	0,14	4,40	4599	,37	,06

SEZ. parete h = 72 , arm. intradosso:											
A16	27	100	100	360	246	45	0,10	4,40	4588	,26	,04

SEZ. parete h = 84 , arm. intradosso:											
A17	27	100	100	270	157	21	0,06	4,40	4577	,17	,03

SEZ. parete h = 96 , arm. intradosso:											
A18	27	100	100	180	81	6	0,03	4,39	0	,08	,01

SEZ. parete h = 108 , arm. intradosso:											
A19	27	100	100	90	17	1	0,01	4,39	0	,02	,00

SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:											
A3	27	100	100	0	846	127	0,35	4,40	4544	,89	,15

SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:											
A4	27	100	100	-847	814	-501	0,33	4,62	4647	,86	,15

NOTE:

(') Per armature deboli (Peso Tot.Acciaio/mc cls) < 30 daN/mc, le verifiche a taglio si intendono soddisfatte senza calcolo staffe o piegati, se tau < t_c(=4,52 daN/cm²)

Api Eventuali armature alternative piegate a taglio su sezione di rottura:

Api = VEd/(1,41*f_{yd}) cm²/m

