

TORINO - IVREA - QUINCINETTO

IVREA - SANTHIA'

SISTEMA AUTOSTRADALE
TANGENZIALE DI TORINO

VISTO per ATIVA S.p.A.



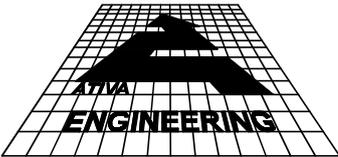
Amministratore Delegato
Dott. Ing. LUIGI CRESTA

AUTOSTRADA A5 TORINO QUINCINETTO

NODO IDRAULICO DI IVREA 2° FASE DI COMPLETAMENTO LOTTO 2B

PROGETTO ESECUTIVO

BARRIERE ACUSTICHE RELAZIONE DI CALCOLO MURI BARRIERE ANTIRUMORE

IL PROGETTISTA	REDDATO	CONTROLLATO	APPROVATO				
 <i>Il Direttore Tecnico</i> Ing. GIUSEPPE PASQUALATO ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n° 19116	ECOPLAN	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano				
	DATA OTTOBRE 2021	REVISIONE	DATA				
	SCALA -						
	UFFICIO	COMMESSA	N° PROGETTO	FASE	ARGOMENTO	N° ELABORATO	REV
	SSP0101	A050013	PEACU	00300			

SOMMARIO

1	GENERALITA'.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E BIBLIOGRAFIA.....	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	Caratteristiche calcestruzzo armato ordinario	5
3.2	Caratteristiche di resistenza armature ordinarie.....	5
3.3	Caratteristiche acciaio per carpenteria metallica.....	5
3.4	Caratteristiche di durabilità e copriferri	5
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	6
4.1	Muro tipo 1: Muri di sostegno barriere.....	6
4.2	Muro tipo 2: Muro controterra	6
5	ANALISI DEI CARICHI	6
5.1	Peso delle barriere fonoassorbenti.....	6
5.2	Parametri sismici per il calcolo dei muri	6
5.3	Azioni dovute ai carichi da traffico	7
5.4	Spinta "attiva" del terrapieno in condizioni statiche	7
5.5	Spinta "attiva" della terra in condizioni sismiche.....	8
5.6	Spinta passiva della terra in condizioni statiche e sismiche	8
5.7	Azione del vento sulla barriera	8
6	COMBINAZIONI DI CARICO	11
6.1	Azioni sulla struttura in elevazione	11
6.2	Azioni sulla struttura di fondazione.....	12
6.3	Combinazioni di carico considerate.....	12
7	CRITERI E METODI DELLE VERIFICHE	12
7.1	Verifica strutturale della sezione di base del muro allo stato limite ultimo	12
7.2	Verifica strutturale della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio.....	13
7.3	Verifica strutturale delle sezioni di incastro del plinto anteriore e posteriore allo stato limite ultimo	13
7.4	Verifica strutturale delle sezioni di incastro del plinto anteriore e posteriore allo stato limite di esercizio	13
7.5	Verifica delle pressioni di contatto terreno-fondazione.....	13
7.6	Verifica di equilibrio al ribaltamento.....	14
7.7	Verifica allo scorrimento sul piano di posa	14
7.8	Verifiche di capacità portante della fondazione	14
7.9	Verifiche di stabilità globale	17
8	MURO TIPO 1 - VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO PER BARRIERE FONOASSORBENTI.....	18
8.1	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite ultimo	18
8.2	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio	19
8.3	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite ultimo.....	21
8.4	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite di esercizio	23
8.5	Verifica dello sbalzo anteriore del plinto allo stato limite ultimo	25
8.6	Verifica dello sbalzo anteriore del plinto allo stato limite di esercizio.....	27
8.7	Tabulati di calcolo e Verifiche geotecniche - risultati.....	29
9	MURO TIPO 2 - VERIFICHE MURO CONTROTERRA DA 4.0 M A H=6.50 M.....	42
9.1	Muro controterra alla sez. 30 di altezza 6.50 m.....	42
9.1.1	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite ultimo	42
9.1.2	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio	44
9.1.3	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite ultimo.....	46
9.1.4	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite di esercizio	49
9.1.5	Verifica dello sbalzo anteriore del plinto allo stato limite ultimo	51

9.1.6	Verifica dello sbalzo anteriore del plinto allo stato limite di esercizio	53
9.2	Tabulati di calcolo - Verifiche geotecniche - risultati	56
10	MURO TIPO 2 - VERIFICHE MURO CONTROTERRA DA 3.20 M A H=4.00 M.....	60
10.1	Muro controterra alla sez. 32 di altezza 4.0 m.....	60
10.1.1	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite ultimo	60
10.1.2	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio	62
10.1.3	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite ultimo.....	64
10.1.4	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite di esercizio	66
10.1.5	Verifica dello sbalzo anteriore del plinto allo stato limite ultimo	68
10.1.6	Verifica dello sbalzo anteriore del plinto allo stato limite di esercizio	70
10.2	Tabulati di calcolo - Verifiche geotecniche - risultati	72
11	VERIFICA STRUTTURA DI ANCORAGGIO BARRIERA	76
11.1	Sollecitazioni massime sui tirafondi.....	76
11.2	Verifica del montante verticale con profilato metallico HEA180.....	77
11.3	Verifica per resistenza di trazione e taglio per singola barra metodo Hilty	77
11.4	Verifica lunghezza di ancoraggio nel calcestruzzo.....	78
11.5	Verifica a trazione e taglio dei tirafondi.....	78
11.5.1	Resistenza a taglio del tirafondo	78
11.5.2	Resistenza a rifollamento della piastra.....	78
11.5.3	Resistenza a trazione dei tirafondi	79
11.5.4	Resistenza a punzonamento della piastra.....	79
11.6	Verifica di rottura sul calcestruzzo.....	79
11.6.1	Calcolo della resistenza caratteristica del calcestruzzo fessurato	79
11.6.2	Calcolo dell'effetto geometrico di interasse e distanza dal bordo dei tirafondi.....	79
11.6.3	Calcolo dell'effetto distribuzione uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo (Ψ_{SN}).....	79
11.6.4	Calcolo dell'effetto della armatura sulla resistenza del cono di calcestruzzo (Ψ_{REN}).....	80
11.6.5	Calcolo dell'effetto di gruppo degli ancoranti soggetti a trazione (Ψ_{REN}).....	80
11.6.6	Calcolo dell'effetto del calcestruzzo fessurato o non fessurato (Ψ_{UCRN}).....	80

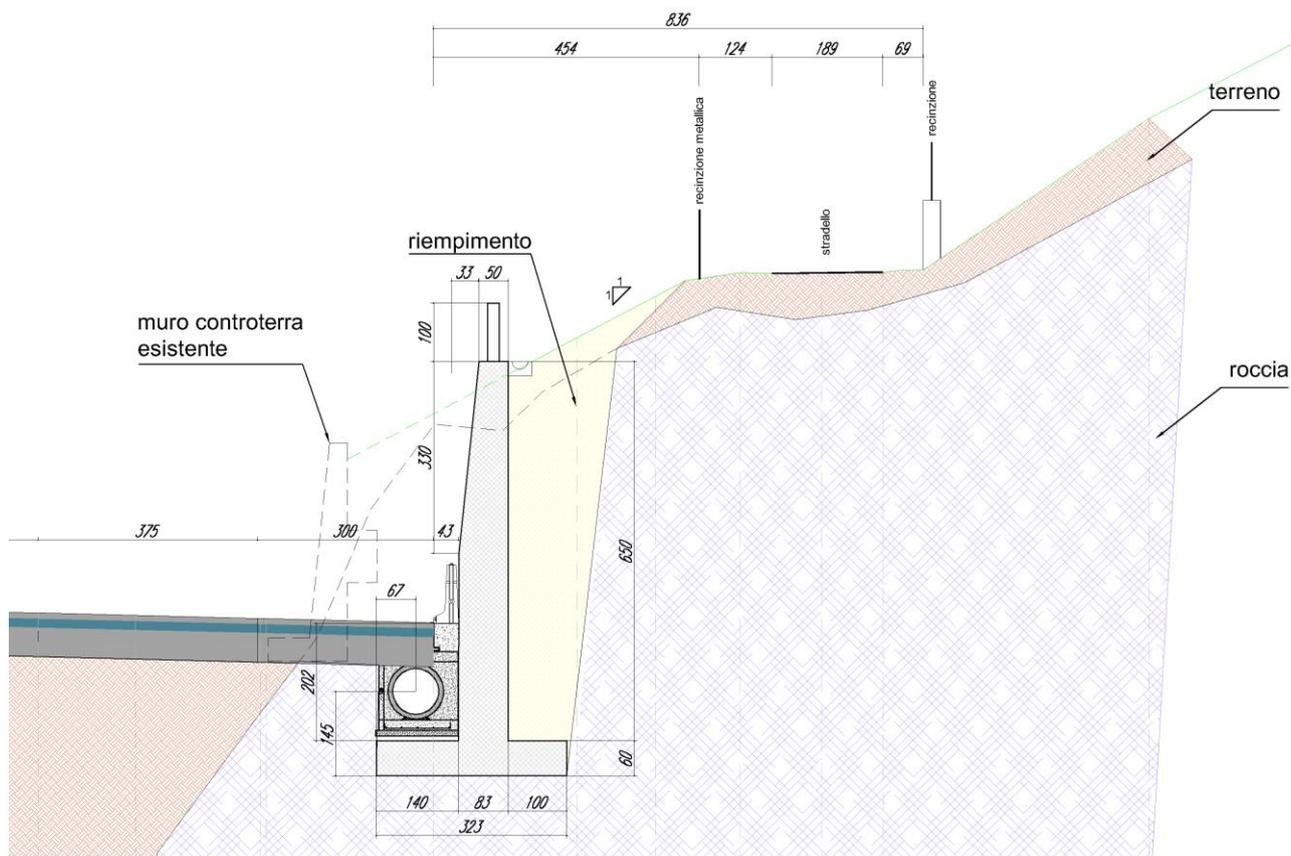


FIGURA 2: MURO TIPO 2: MURO CONTROTERRA

I calcoli della presente relazione sono svolti usando il programma Microsoft Excel su elaboratore con sistema operativo Windows.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E BIBLIOGRAFIA

NORME ITALIANE ED EUROPEE

- Legge 05/11/1971 n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.
- Legge 02/02/1974, n.64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21/01/2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'« Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”>>”.
- UNI EN 206:2016 – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104:2016 – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Mueller-Breslau (1906) “*Erddruck an Stuetzmaern*”, ed. Kroener
- Okabe S. (1926) “*General theory of earth pressure*”, Journal of Japanese Society of Civil engineers, Vol.12, No.1

- Mononobe N., Matuo H.(1929) "On the determination of earth pressure during earthquakes", Proc. World Engineering Conference, vol. 9.
- Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity". Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- Vesic A.S. (1975) "Bearing capacity of shallow foundations", Foundation Engineering Handbook edited by Winterkorn H.F. & Fang H.Y., Van Nostrand Reinhold Company.
- Bowles J.E. (1996) "Foundation Analysis and Design", 5° edizione, McGraw-Hill.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO

- Classe calcestruzzo: C30/37
- Peso specifico: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
- Resist. di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 30 / 1.5 = 17.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 1.35 \text{ N/mm}^2$

3.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ARMATURE ORDINARIE

- Acciaio tipo: B450C
- Tensione di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo SLU: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$

3.3 CARATTERISTICHE ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

- Profilati in acciaio S 275 (Fe430):
- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo SLU: $f_{yd} = 275 / 1.05 = 261.90 \text{ N/mm}^2$

3.4 CARATTERISTICHE DI DURABILITÀ E COPRIFERRI

Le caratteristiche minime di resistenza per la durabilità e i copriferri vengono definiti in accordo con UNI EN 206 e Circ. n.7 del 21/01/2019.

a) Elevazioni muri:

- Classe di esposizione: XC3-XD1-XF2 (amb. aggressivo)
- Vita nominale dell'opera: 100 anni (tipo 3)
- Copriferro minimo per la durabilità: $c_{min} = 30+10 = 40 \text{ mm}$ (elementi a piastra)
- Scostamento di progetto: $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
- Copriferro nominale: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

b) Fondazioni muri:

- Classe di esposizione: XC2 (amb. ordinario)
- Vita nominale dell'opera: 100 anni (tipo 3)
- Copriferro minimo per la durabilità: $c_{min} = 20+10 = 30 \text{ mm}$ (elementi a piastra)
- Scostamento di progetto: $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
- Copriferro nominale: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ $c_{nom} = 40 \text{ mm}$ (si assume 50 mm)

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

4.1 MURO TIPO 1: MURI DI SOSTEGNO BARRIERE

a) Rilevato stradale:

- peso specifico apparente: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 35^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0$
- inclinazione terrapieno a monte: $\varepsilon = 0$

b) Terreno in situ: riporti sciolti; limi sabbiosi e sabbie fini:

- peso specifico apparente: $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 23^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0$
- inclinazione piano di campagna: $\varepsilon = 0$

4.2 MURO TIPO 2: MURO CONTROTERRA

a) Riempimento (rilevato):

- peso specifico apparente: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 33^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0$
- inclinazione terrapieno a monte: $\varepsilon = 1:2$

c) Substrato: roccia metamorfica; si assumono parametri cautelativi, considerati validi per ogni stato di alterazione/fratturazione dell'ammasso:

- peso specifico apparente: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 45^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0$
- inclinazione piano di campagna: $\varepsilon = 0$

Il livello di falda risulta ovunque relativamente profondo, tale da non interferire con le opere in progetto.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO DELLE BARRIERE FONOASSORBENTI

Il peso proprio per tutte le barriere è assunto pari a 0.70 kN/m^2 .

5.2 PARAMETRI SISMICI PER IL CALCOLO DEI MURI

La determinazione delle azioni sismiche viene effettuata secondo NTC 2018; l'analisi è condotta secondo il metodo pseudo-statico.

Le coordinate geografiche di calcolo ED50 sono le seguenti:

- Latitudine: 45.4560°
- Longitudine: 7.8395°

Si assume il valore dell'accelerazione massima su suolo rigido massima dell'intero progetto con:

- Vita nominale: $V_N = 100$ anni
- Classe: IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti...
- Coefficiente d'uso: $C_u = 2$

Si ottengono i seguenti parametri sismici.

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T _C [*] [s]
SLO	120	0.0309	2.669	0.224
SLD	201	0.0356	2.674	0.241
SLV	1898	0.0603	2.820	0.314
SLC	2475	0.0637	2.849	0.320

Inoltre si assume:

- Categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente stratigrafico: S_s = 1.5
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di topografia: S_t = 1
- Coefficiente riduttivo: β_m = 0.38 (opere di sostegno che ammettono spostamenti, allo SLV)

Si determinano quindi i coefficienti sismici che interessano tutte le masse:

- Coefficiente sismico orizzontale: k_h = 1.5 · 0.0603 · 0.38 = 0.0344
- Coefficiente sismico verticale: k_v = ±0.5 · 0.0344 = ±0.0172

5.3 AZIONI DOVUTE AI CARICHI DA TRAFFICO

Muri di sostegno barriere: si considera una pressione distribuita uniforme sul terrapieno a monte pari a:

- combinazioni statiche: q = 20 kN/m²
- combinazioni sismiche: q = 0.20 x 20 = 4 kN/m²

Muri controterra: si considera una pressione distribuita uniforme sul terrapieno a monte pari a:

- combinazioni statiche: q = 10 kN/m²
- combinazioni sismiche: q = 0.20 x 10 = 2 kN/m²

Il contributo del peso del sovraccarico sul plinto viene trascurato.

5.4 SPINTA “ATTIVA” DEL TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni statiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\varphi = 0.5)$$

Si assume che la tipologia dell'opera di sostegno sia tale da consentire che si sviluppi un regime di spinta “attiva” in seguito alla quale viene esercitata una pressione con andamento linearmente crescente con la profondità:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

Le sollecitazioni esercitate dalla spinta attiva vengono determinate con il metodo di Mueller-Breslau, basato sulla teoria di Coulomb.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \varphi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \times \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

dove: φ = angolo d'attrito del terreno

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria

δ < (β - φ - ε) = angolo d'attrito terreno-parete

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

La spinta del terreno S_t è applicata ad 1/3 dell'altezza dell'opera di sostegno (H) e vale:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

La pressione costante (P_q) indotta da un carico uniforme (q) applicato a livello del piano campagna risulta:

$$P_q = K_a \times q \times \text{sen } \beta / \text{sen } (\beta + \varepsilon)$$

Cui corrisponde una spinta di intensità pari a S_q:

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2.

L'effetto della coesione efficace genera un diagramma uniforme di pressioni negative che nel caso di terrapieno orizzontale sono pari a:

$$P_c = -2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento di spinta indotto si calcola l'altezza critica Z_c che rappresenta l'altezza di scavo "auto-sostenuto":

$$Z_c = \frac{2 \cdot c'}{\gamma_t \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\varepsilon)}}{\gamma_t}$$

5.5 SPINTA "ATTIVA" DELLA TERRA IN CONDIZIONI SISMICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni sismiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\phi = 0.5)$$

L'effetto del sisma viene messo in conto mediante un approccio di tipo pseudo-statico con il metodo dell'equilibrio limite.

Nel caso in studio si omette la maggiorazione della spinta dovuta all'acqua libera di muoversi nello scheletro solido in quanto i muri sono impostati fuori falda.

La spinta attiva (componente statica + sismica) viene calcolata con il metodo di Mononobe & Okabe:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \cdot K_{as}$$

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

Dove (terreno sopra falda): $\vartheta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Si assume che l'incremento di spinta attiva dovuto al sisma agisca ad H/3.

Per il contributo del sovraccarico (ridotto per fase sismica) e il contributo della coesione lo svolgimento è analogo a quello riportato al paragrafo precedente.

5.6 SPINTA PASSIVA DELLA TERRA IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

Si trascura, prudenzialmente, il contributo stabilizzante della spinta passiva sul plinto sia in condizione di carico statico che sismico.

5.7 AZIONE DEL VENTO SULLA BARRIERA

L'azione del vento viene valutata con l'approccio "statico equivalente" calcolando una pressione uniforme sulla superficie delle barriere.

La direzione del vento si assume orizzontale.

La determinazione dell'azione del vento sui pannelli delle barriere antirumore parte dall'individuazione della cosiddetta *velocità di riferimento* v_{ref} . La velocità di riferimento è definita come il "valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria".

Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno T_R pari a 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%; il coefficiente di ritorno per un periodo di ritorno differente si ricava con la formula seguente:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Le zone in cui è suddiviso il territorio nazionale sono riportate nella seguente figura.



FIGURA 5.1: MAPPA DELLE ZONE IN CUI È SUDDIVISO IL TERRITORIO NAZIONALE.

La determinazione della velocità di riferimento è effettuata dai dati forniti dalla Tabella 3.3.I seguente.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino, Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

TABELLA 3.3.I

In funzione dell'altezza del sito su cui sorge la costruzione sul livello del mare (a_s) si ha:

$$\begin{aligned}
 v_{ref} &= C_r v_{ref,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\
 v_{ref} &= v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La pressione cinetica di riferimento q_b è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot v_b^2 \quad (\text{N/m}^2)$$

La pressione del vento p è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

in cui:

$c_p = 1.2$ è il coefficiente di forma (tettoie e pensiline isolate verticali).

$c_d = 1$ è il coefficiente dinamico

c_e è il coefficiente di esposizione, calcolato come nel seguito.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito; si calcola con la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z \leq z_{min}$$

I parametri k_r , z_0 e z_{min} sono dati dalla tabella 3.3. Il seguente in funzione della classe di rugosità del terreno determinata dalla tabella 3.3.III e della categoria di esposizione del sito della figura 3.3.2.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

TABELLA 3.3.II

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una barriera antirumore possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla struttura di mitigazione acustica per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della barriera antirumore. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

TABELLA 3.3.III

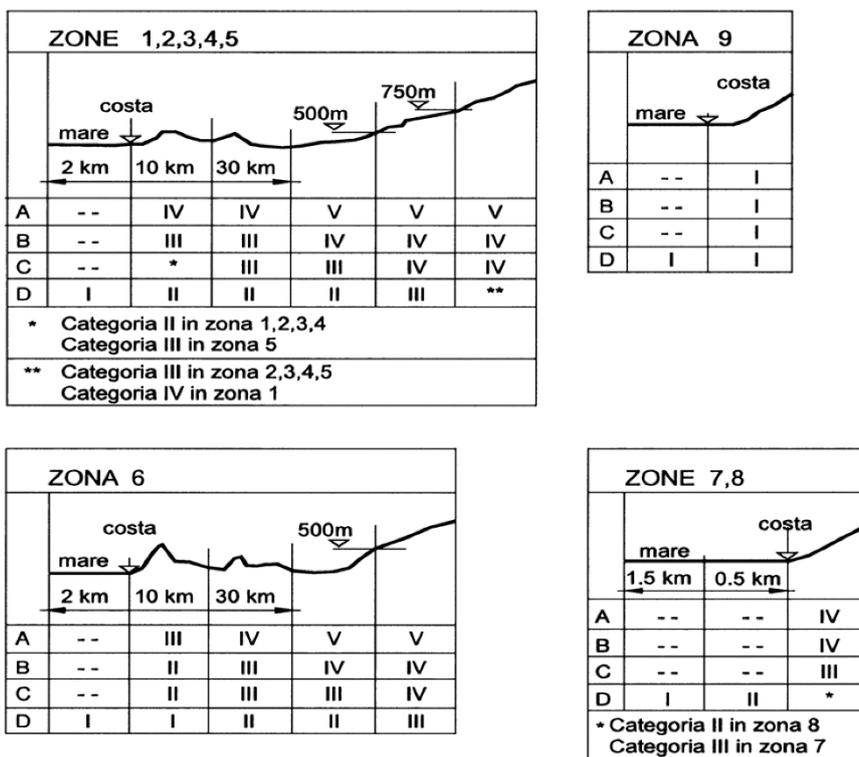


FIGURA 3.3.2

Il coefficiente di topografia si assume: $c_t = 1$.

Concludendo, la pressione del vento assunta nei calcoli è determinata in funzione dell'altezza della barriera (z) considerando:

- Zona: 1
- Classe di rugosità: D
- Categoria di esposizione: II
- Altezza del sito: $a_s < a_0 = 1000$ m
- Coefficiente di ritorno (100 anni): $c_r = 1.04$
- Velocità di riferimento: $v_b = 25.98$ m/s
- Pressione di riferimento: $q_b = 421.88$ N/m²
- Coefficienti: $k_r = 0.19$
 $z_0 = 0.05$ m
 $z_{min} = 4$ m
- Coefficiente di forma: $C_p = 1.2$
- Coefficiente dinamico: $C_d = 1$
- Coefficiente di topografia: $C_t = 1$

L'azione tangenziale del vento viene trascurata.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 AZIONI SULLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

In condizioni statiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno
- Azione del vento trasversale

- Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale

In condizioni sismiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
- Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali dell'elevazione
- Spinta statica e incremento sismico del sovraccarico stradale ridotto al 20%

6.2 AZIONI SULLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

In condizioni statiche, le azioni sulla struttura di fondazione sono:

- Azioni dalla struttura in elevazione, con i criteri descritti al paragrafo precedente
- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno sullo stesso
 - Spinta statica del terreno
 - Azione del vento trasversale
 - Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale

In condizioni sismiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno portato dallo stesso
 - Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
 - Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali e sul terreno portato
 - Spinta statica e incremento sismico del sovraccarico stradale ridotto al 20%

6.3 COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE

Le azioni sono combinate con i coefficienti parziali indicati nella seguente tabella.

Combinazioni statiche SLE: verifiche stati limite di esercizio (fessurazione)

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
Ra-I (Vento)	1	0.75	1	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
Ra-II (Traffico)	1	1	0.6	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
Fr-I (Fessurazione)	1	0	0.2	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con vento dominante
Fr-II (Fessurazione)	1	0.75	0	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con sovraccarico dominante

Combinazioni STR/GEO, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche strutturali e geotecniche

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
U1-I (Vento)	1.3	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
U1-II (Traffico)	1.3	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
S1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
S1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

Combinazioni EQU, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche di ribaltamento

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
E1-I (Vento)	0.9	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
E1-II (Traffico)	0.9	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
SE1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
SE1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

TABELLA 6.1: COMBINAZIONI DI CARICO

7 CRITERI E METODI DELLE VERIFICHE

In tutte le successive verifiche si trascura l'eventuale sottoplinto.

7.1 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica della sezione di spiccato plinto allo stato limite ultimo per pressoflessione nel piano verticale e taglio.

Si utilizza la combinazione più gravosa tra U1-I, U1-II, S1-I, S1-II (tab. n. 6.1).

Si assume che i diagrammi di calcolo tensione-deformazione dei materiali siano i seguenti:

- calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo: $\epsilon_{c2} = 0.20 \%$, $\epsilon_{cu} = 0.35 \%$

- acciaio: diagramma elastico-plastico: $\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} = 0.186 \%$

La verifica a taglio viene svolta sia nell'ipotesi di assenza di armature resistenti al taglio che nell'ipotesi in cui le armature siano presenti; nel caso in cui la prima verifica sia soddisfatta, la seconda verifica non è necessaria.

7.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua la verifica della sezione di spiccato plinto allo stato limite di esercizio per combinazioni di carico frequenti (Fr-I, Fr-II).

- a) Verifica tensionale allo stato limite di formazione delle fessure: soddisfatta se la tensione massima nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) è minore della resistenza caratteristica a trazione per flessione:

$$\sigma_{c \max} \leq 0.7 \cdot f_{ctm}$$

- b) Verifica dello stato limite di apertura delle fessure: soddisfatta se il valore caratteristico dell'apertura delle fessure è inferiore al valore limite; nel caso specifico si hanno i seguenti valori :
- condizioni ambientali: aggressive
 - sensibilità armature: poco sensibili
 - combinazioni di azioni: frequente: $w_3 \leq 0.3 \text{ mm}$

Nel caso in cui la prima verifica a) sia soddisfatta, la seconda verifica b) non è necessaria.

7.3 VERIFICA STRUTTURALE DELLE SEZIONI DI INCASTRO DEL PLINTO ANTERIORE E POSTERIORE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica della sezione di incastro dello sbalzo anteriore e posteriore del plinto allo stato limite ultimo per flessione nel piano verticale e taglio.

Nel caso posteriore, cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno, mentre nel caso anteriore si trascura il peso del terreno sopra il plinto.

Si assume che i diagrammi di calcolo tensione-deformazione dei materiali siano i seguenti:

- calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo: $\epsilon_{c2} = 0.20 \%$, $\epsilon_{cu} = 0.35 \%$

- acciaio: diagramma elastico-plastico: $\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} = 0.186 \%$

La verifica al taglio viene svolta nell'ipotesi di assenza di armature resistenti al taglio.

7.4 VERIFICA STRUTTURALE DELLE SEZIONI DI INCASTRO DEL PLINTO ANTERIORE E POSTERIORE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua la verifica della sezione di incastro dello sbalzo anteriore e posteriore del plinto allo stato limite di esercizio per combinazioni di carico frequenti (Fr-I, Fr-II), trascurando cautelativamente il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno nel caso posteriore.

- a) Verifica tensionale allo stato limite di formazione delle fessure: soddisfatta se la tensione massima nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) è minore della resistenza caratteristica a trazione per flessione:

$$\sigma_{c \max} \leq 0.7 \cdot f_{ctm}$$

- b) Verifica dello stato limite di apertura delle fessure: soddisfatta se il valore caratteristico dell'apertura delle fessure è inferiore al valore limite; nel caso specifico si hanno i seguenti valori:
- condizioni ambientali: ordinarie
 - sensibilità armature: poco sensibili
 - combinazioni di azioni: frequente: $w_3 \leq 0.4 \text{ mm}$

Nel caso in cui la prima verifica a) sia soddisfatta, la seconda verifica b) non è necessaria.

7.5 VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE

Dati: N: carico verticale per metro di profondità

$e = \frac{M}{N}$: eccentricità del carico dal baricentro della fondazione larga B

La tensione minima al contatto tra il plinto e il terreno è pari a:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{se} \quad e \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad \text{se} \quad e > \frac{B}{6}$$

La tensione massima al contatto tra il plinto e il terreno è pari a:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{se} \quad e \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \frac{N}{(B - 2 \cdot e)} \quad \text{se} \quad e > \frac{B}{6}$$

7.6 VERIFICA DI EQUILIBRIO AL RIBALTAMENTO

Per la verifica di ribaltamento si controlla il rispetto della seguente espressione in cui si definisce il coefficiente

di sicurezza: $K_R = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} \geq 1.15$

M_{rib} = momento di calcolo ribaltante

M_{stab} = momento di calcolo stabilizzante

7.7 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

I parametri di progetto del terreno da utilizzare sono derivati dai valori caratteristici applicando i coefficienti parziali di cui al paragrafo 5.2.

Deve risultare: $K_S = \frac{R_d}{S_d} \geq 1.10$

in cui: $R_d = \mu_d \cdot N_d$: resistenza di calcolo allo scorrimento

N_d = azione assiale di calcolo

S_d = risultante delle azioni parallele

$\mu_d = \tan \varphi$: coefficiente di attrito fondazione/terreno di progetto

Si è trascurato il contributo dell'eventuale adesione.

7.8 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione (o carico a rottura) si fa riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come proposti da Vesic (1975).

I calcoli sono eseguiti in direzione trasversale; si assume che sia sempre la direzione più gravosa in quanto in direzione longitudinale non si hanno eccentricità di carico né carichi tangenziali né inclinazioni sfavorevoli del piano di campagna.

Con riguardo alla posizione della fondazione relativamente ai terreni interessati il piano di fondazione è sul terreno in situ.

Si assumono le seguenti caratteristiche:

- i parametri del terreno corrispondono a quelli efficaci del terreno in situ in condizioni drenate;
- il piano di campagna si suppone orizzontale.

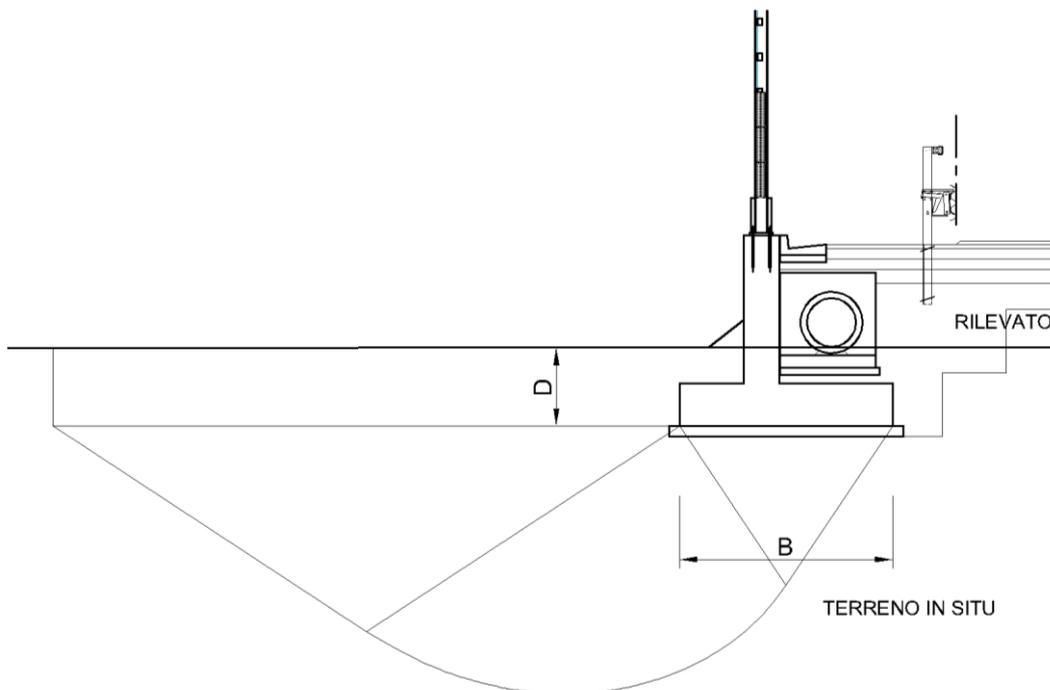


FIGURA 7.1: VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE.

Utilizzando le caratteristiche drenate, la portata limite unitaria (pressione) è data dalla seguente formula:

$$q_{lim} = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q'N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

in cui e nel seguito:

- γ : massa volumica efficace del terreno
- B' : larghezza netta della fondazione (Meyerhof)
- c' : coesione del terreno
- q' : sovraccarico dovuto al terreno sopra il piano di fondazione
- φ : angolo di attrito di calcolo del terreno
- V : carico perpendicolare al piano di posa
- H : carico tangenziale al piano di posa
- $A_f = B' \times L'$: area efficace fondazione
- ω : angolo di inclinazione piano di campagna (+ verso il basso, $\omega < \varphi$)
- η : angolo di inclinazione del piano di fondazione (+ verso l'alto, $\eta < \varphi$)

Coefficienti di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \times e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi$$

Fattori di forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (> 0.6)$$

Fattori di profondità del piano di fondazione: si definisce k:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{er: } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per: } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione della risultante; si definisce m:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \varphi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \varphi}\right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione della base fondazione (η):

$$b_c = 1 - \frac{2\eta}{5.14 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \varphi)^2$$

$$b_\gamma = b_q$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna:

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{5.14 \cdot \tan \varphi}$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

Trovandoci in presenza di carichi eccentrici si ricorre al criterio proposto da Meyerhof che prevede di calcolare la capacità del terreno con riferimento all'area "netta":

$$A' = B' \times L'$$

$$B' = B - 2e_1$$

$$L' = L - 2e_2$$

L, B = dimensioni "reali" della fondazione;

e_1, e_2 = eccentricità del carico nelle direzioni considerate

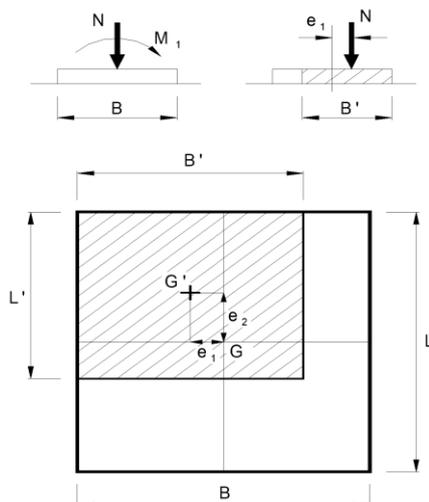


FIGURA N.7.2 – CRITERIO DI MEYERHOF PER IL CALCOLO DELLA FONDAZIONE REAGENTE

Le verifiche sono condotte in accordo all' NTC 2018:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

$$\sigma_{md} = \frac{N_d}{L \cdot B'} : \text{pressione di progetto agente sull'area efficace della fondazione}$$

q_{od} : pressione geostatica efficace alla quota di imposta fondazione

$q_{lim,d}$: pressione limite di progetto

$S_d = \sigma_{md} - q_{od}$: sollecitazione unitaria di progetto

$R_d = q_{lim,d} - q_{od}$: resistenza di progetto

per ogni combinazione di carico deve risultare: $R_d / S_d \geq 1.40$.

7.9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Per il muro tipi 1 la disposizione dell'elemento porta barriera non altera la condizione originaria in situ (Figura 1.1); si omettono quindi le verifiche relative alla stabilità globale della struttura.

Per il muro tipo 2 invece le caratteristiche fisico-meccaniche dell'ammasso coesivo di monte rendono le verifiche non significative.

8 MURO TIPO 1 - VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO PER BARRIERE FONOASSORBENTI

Le verifiche vengono svolte per i muri di altezza massima H = 3.30 m, con barriera di altezza massima H_B = 5 m e si assumono valide per le altezze inferiori.

8.1 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a presso-flessione e taglio della sezione considerando la combinazione di carico più gravosa.

Dati della sezione rettangolare

- larghezza: B = 100 cm
- altezza: H = 50 cm
- armature interne (tese): 4 Ø 16, distanza dal bordo 4.8 cm
- armature esterne (comprese): 4 Ø 16, distanza dal bordo 4.8 cm

Sollecitazioni massime baricentriche allo stato limite ultimo (vedi pagina 37):

- combinazione: U1-I (Vento)
- sforzo assiale: N_{Sd} = -73.35 kN
- momento flettente: M_{Sd} = 104.50 – 22.13 +73.35 x 0.25 = 100.71 kN.m
- sforzo di taglio: V_{Sd} = 55.82 kN

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: M_{Rd} = 154.00 kN.m (verificato: M_{Rd} ≥ M_{Sd})
- taglio resistente, solo cls.: V_{Rd} = 208.78 kN (verificato: V_{Rd} ≥ V_{Sd})

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO BARRIERA FONOASSORBENTE - SPICCATO PLINTO

Combinazioni: **Momento massimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni
 Sforzo normale agente di calcolo y_s= 250.00 [mm]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y_s) M_{sd}(y=y_s)= -73.35 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: y_g= 250.00 mm) M_{sd}(y=y_g)= 100.71 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave f_{ck}= 30.00 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata α_{cc}= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γ_c= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave f_{cd}= 17.000 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave f_{ctd}= 1.352 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	1000.0	500.0	1000.0	0.0	500.0	11.1880	-1.1871	0.000	-14.192	-388.21	187.52
2	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	500.0	500.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		500.0		0.0	500.0					-388.21	187.52

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio E_s= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario f_{yk}= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γ_s= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε_{ud}= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario f_{yd}= 391.30 [N/mm²]

Armature strato	Numero ferri	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	4	16	48.0	804.25	1.8634	10.0000	391.30	314.71	-15.11
2	4	16	452.0	804.25	1.8634	0.0009	0.19	0.15	-0.07
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			48.0	1608.50	1.86335	10.0000		314.86	-15.18

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi=$	0.0012	
Altezza totale della sezione	h=	500.0 [mm]	
Copriferro armatura tesa	c=	48.0 [mm]	
Altezza utile (h-c)	d=	452.0 [mm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	0.5 [mm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta=$	0.1062	
Braccio della coppia interna	z=	434.83 [mm]	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls}=$	-1.1871 ‰	in y= 500.00 [mm]
Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso	$\epsilon_{acc}=$	10.0000 ‰	in y= 48.00 [mm]
Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso	$\epsilon_{ap}=$	0.0000 ‰	in y= [mm]
Campo di deformazione specifica		2	
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\lambda=$	1.119E-02	
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\mu=$	-2.475E-05 [mm ⁻¹]	
Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-73.35 [kN]	
Momento resistente (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	172.34 [kNm]	
Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys)	Nrd=	-73.35 [kN]	
Momento resistente (rispetto a y=ys)	Mrd=	154.00 [kNm]	
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost)	Mrd/Msd=	1.529	
Controlli armatura ordinaria longitudinale massima e minima			
Area minima armature tese	As,min=	756.10 [mm ²]	
Area massima armature totali	As,max=	20000.00 [mm ²]	
Area totale armature tese	Ast=	1608.50 [mm ²]	(VERIFICATO: Ast >= As,min E Ast <= As,max)
Area totale armature compresse	Asc=	0.00 [mm ²]	(VERIFICATO: Asc <= As,max)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo	Nsd=	-73.35 [kN]
Sforzo di taglio agente	Vd=	55.82 [kN]
Carichi appesi o indiretti	Cad=	0.00 [kN/m]
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1;6.2.1(8))	av=	9999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M)	p=	0.00
Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd)	Vsd=	55.82 [kN]
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw=	1000.00 [mm]
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	451.80 [mm]
Braccio della coppia interna	z=	434.83 [mm]
Area armature longitudinali tese	Asl=	1608.50 [mm ²]
Coefficiente: $k=1+(200/d)^{0.5}$ [≤ 2]	k=	1.665
Coefficiente: $V_{min}=0.035 * (k \cdot 1.5) * (f_{ck} \cdot 0.5)$	Vmin=	0.41199 [N/mm ²]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = A_{sl} / (bw \cdot d)$ [≤ 0.02]	$\rho_l =$	0.00356
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$ [$\leq 0.2 * f_{cd}$]	$\sigma_{cp} =$	0.147 [N/mm ²]
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	208.78 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ($\gamma \geq 1$; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	3.740

8.2 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 8.1 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio:

- combinazione: Fr-II (frequente)
- sforzo assiale: $N_{Sd} = -55.88$ kN
- momento flettente: $M_{Sd} = 44.37 - 16.75 + 55.88 \times 0.25 = 41.59$ kN.m

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 11.36$ cm
- compressione massima cls: $\sigma_c = -2.008$ N/mm²
- trazione massima armature: $\sigma_a = 89.71$ N/mm²

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale: $\sigma_c = 0.805$ N/mm².

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,max} = 2.414$ N/mm²

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO BARRIERE FONOASSORBENTI - SPICCATO PLINTO - COMB. FREQUENTE

Gli sforzi sono applicati al baricentro della sezione omogeneizzata (SI/NO); 25.000 cm) **SI**
 Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici) Y= 25.00 cm
 Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione) N= -55.88 kN
 Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori) M= 41.59 kN.m
 Coefficiente di omogeneizzazione m= 15.00

Ordinata asse neutro (dall'alto) ys= 11.36 cm
 Ordinata asse neutro (dal basso) yi= 38.64 cm
 Tensione calcestruzzo minima sc1= -2.008 N/mm²
 Tensione calcestruzzo massima sc2= 0.000 N/mm²
 Tensione acciaio minima sf1= -17.39 N/mm²
 Tensione acciaio massima sf2= 89.71 N/mm²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	50.00	100.00	0.00	50.00	38.64	50.00	0.000	-2.008
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		50.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	4	16	4.80	8.04	89.71
2	4	16	45.20	8.04	-17.39
3	0	0	0.00	0.00	
4	0	0	0.00	0.00	
5	0	0	0.00	0.00	
6	0	0	0.00	0.00	
7	0	0	0.00	0.00	
8	0	0	0.00	0.00	
9	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			25.00	16.08	

Legenda

bi= base inferiore trapezio
 h= altezza trapezio
 bs= base superiore trapezio
 Yi= ordinata base inferiore trapezio
 Ys= ordinata di base superiore trapezio
 Yi'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo si
 Ys'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo ss
 si= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Yi'
 ss= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Ys'
 Af= area dello strato di acciaio alla quota Yf
 Yf= ordinata dello strato di acciaio di area Af
 sf= tensione di calcolo acciaio all'ordinata Yf

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO BARRIERE FONOASSORBENTI - SPICCATO PLINTO - COMB. FREQUENTE

Riferimento :
 D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni - Paragrafo 4.1.2.2.4.
 Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, N. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Ordinarie
 Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck)^(2/3))
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fctk = fctm/1.2)

fck= 30.0 N/mm²
 fctm= 2.896 N/mm²
 fctk= 2.414 N/mm²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

scmax= 0.805 N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

8.3 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione.

In corrispondenza del plinto non sono presenti carichi variabili dovuti alla presenza del traffico limitati dalla presenza di un guardrail metallico a monte.

Cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno derivanti dall'effetto della spinta del terreno, della spinta del vento e della spinta sismica.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione: $h = 60 \text{ cm}$
- armature superiori (tese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm
- armature inferiori (compresse): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm

Determinazione delle sollecitazioni:

- luce di calcolo: $L = 1.80 \text{ m}$
- peso plinto: $V = 25 \times 0.60 \times 1.80 = 27.00 \text{ kN}$
 $M = -25 \times 0.60 \times 1.80^2 / 2 = -24.30 \text{ kN.m}$
- peso terreno: $V = -20 \times 3.20 \times 1.80 = -115.20 \text{ kN}$
 $M = -20 \times 3.20 \times 1.80^2 / 2 = -103.68 \text{ kN.m}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = -1.3 \times (24.30 + 103.68) = -166.37 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 1.3 \times (27.00 + 115.20) = 184.86 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = -215.44 \text{ kN.m}$ (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (solo cls.): $V_{Rd} = 217.06 \text{ kN}$ (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO BARRIERA FONDOASSORBENTE - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Combinazioni: **Momento massimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 300.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= 0.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= -166.37 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 300.00 mm) Msd(y=yg)= -166.37 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 30.00 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 17.000 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.352 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	-0.9837	10.7636	-12.611	0.000	-351.24	6.17
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-351.24	6.17

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature strato	Numero ferri	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	4	18	39.0	1017.88	1.8634	-0.2201	-46.23	-47.06	1.84
2	4	18	561.0	1017.88	1.8634	10.0000	391.30	398.30	-223.45
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			561.0	2035.75	1.86335	10.0000		351.24	-221.61

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi=$	0.0010	
Altezza totale della sezione	h=	600.0 [mm]	
Copri ferro armatura tesa	c=	39.0 [mm]	
Altezza utile (h-c)	d=	561.0 [mm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	0.6 [mm]	
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta=$	0.0695	
Braccio della coppia interna	z=	543.43 [mm]	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls}=$	-0.9837 ‰	in y= 0.00 [mm]
Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso	$\epsilon_{acc}=$	10.0000 ‰	in y= 561.00 [mm]
Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso	$\epsilon_{ap}=$	0.0000 ‰	in y= [mm]
Campo di deformazione specifica		2	
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\lambda=$	-9.837E-04	
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\mu=$	1.958E-05 [mm ⁻¹]	
Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	0.00 [kN]	
Momento resistente (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	-215.44 [kNm]	
Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys)	Nrd=	0.00 [kN]	
Momento resistente (rispetto a y=ys)	Mrd=	-215.44 [kNm]	
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost)	Mrd/Msd=	1.295	
Controlli armatura ordinaria longitudinale massima e minima			
Area minima armature tese	As,min=	938.84 [mm ²]	
Area massima armature totali	As,max=	24000.00 [mm ²]	
Area totale armature tese	Ast=	1017.88 [mm ²]	(VERIFICATO: Ast >= As,min E Ast <= As,max)
Area totale armature compresse	Asc=	1017.88 [mm ²]	(VERIFICATO: Asc <= As,max)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo	Nsd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente	Vd=	184.86 [kN]
Carichi appesi o indiretti	Cad=	0.00 [kN/m]
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1; 6.2.1(8))	av=	9999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M)	p=	0.00
Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd)	Vsd=	184.86 [kN]
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw=	1000.00 [mm]
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	561.00 [mm]
Braccio della coppia interna	z=	543.43 [mm]
Area armature longitudinali tese	Asl=	1017.88 [mm ²]
Coefficiente: $k=1+(200/d)^{0.5}$ [≤ 2]	k=	1.597
Coefficiente: $V_{min}=0.035 * (k^{1.5}) * (f_{ck}^{0.5})$	Vmin=	0.38692 [N/mm ²]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = A_{sl} / (bw * d)$ [≤ 0.02]	$\rho_l =$	0.00181
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$ [$\leq 0.2 * f_{cd}$]	$\sigma_{cp} =$	0.000 [N/mm ²]
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	217.06 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ($\gamma >= 1$; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	1.174

8.4 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 8.3 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (quasi permanente):

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 24.30 + 103.68 = -127.98 \text{ kN.m}$

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 10.82 \text{ cm}$
- compressione massima cls: $\sigma_c = -3.820 \text{ N/mm}^2$
- trazione massima armature: $\sigma_a = 239.73 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale: $\sigma_c = 1.912 \text{ N/mm}^2$

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,max} = 2.414 \text{ N/mm}^2$

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO BARRIERE FONOASSORBENTI - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Gli sforzi sono applicati al baricentro della sezione omogeneizzata (SI/NO); 30.000 cm) **SI**
 Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici) Y= 30.00 cm
 Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione) N= 0.00 kN
 Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori) M= -127.98 kN.m
 Coefficiente di omogeneizzazione m= 15.00

Ordinata asse neutro (dall'alto) ys= 49.18 cm
 Ordinata asse neutro (dal basso) yi= 10.82 cm
 Tensione calcestruzzo minima sc1= -3.820 N/mm²
 Tensione calcestruzzo massima sc2= 0.000 N/mm²
 Tensione acciaio minima sf1= -36.65 N/mm²
 Tensione acciaio massima sf2= 239.73 N/mm²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	60.00	100.00	0.00	60.00	0.00	10.82	-3.820	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		60.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	4	18	3.90	10.18	-36.65
2	4	18	56.10	10.18	239.73
3	0	0	0.00	0.00	
4	0	0	0.00	0.00	
5	0	0	0.00	0.00	
6	0	0	0.00	0.00	
7	0	0	0.00	0.00	
8	0	0	0.00	0.00	
9	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			30.00	20.36	

Legenda

- bi= base inferiore trapezio
- h= altezza trapezio
- bs= base superiore trapezio
- Yi= ordinata base inferiore trapezio
- Ys= ordinata di base superiore trapezio
- Yi'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo si
- Ys'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo ss
- si= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Yi'
- ss= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Ys'
- Af= area dello strato di acciaio alla quota Yf
- Yf= ordinata dello strato di acciaio di area Af
- sf= tensione di calcolo acciaio all'ordinata Yf

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO BARRIERE FONOASSORBENTI - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Riferimento :
 D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni - Paragrafo 4.1.2.2.4
 Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, N. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" .

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Ordinarie
 Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck)^{2/3})
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fctk = fctm/1.2)

fck= 30.0 N/mm²
 fctm= 2.896 N/mm²
 fctk= 2.414 N/mm²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

scmax= 1.912 N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

8.5 VERIFICA DELLO SBALZO ANTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione.

Cautelativamente si trascura il contributo favorevole del terreno sul plinto.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione: $h = 60 \text{ cm}$
- armature superiori (tese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm
- armature inferiori (comprese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm

Determinazione delle sollecitazioni massime (comb. U1-I):

- luce di calcolo: $L = 1.20 \text{ m}$
- peso plinto: $V = -25 \times 0.60 \times 1.20 = -18.00 \text{ kN}$
 $M = -25 \times 0.60 \times 1.20^2 / 2 = -10.80 \text{ kN.m}$
- pressioni terreno SLU: $V = 87.97 \times 1.20 + 5.15 \times 1.20 / 2 = 108.65 \text{ kN}$
 $M = 87.97 \times 1.20^2 / 2 + 5.15 \times 1.20^2 / 3 = 65.81 \text{ kN.m}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = -10.80 + 65.81 = 55.01 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = -18.00 + 108.65 = 90.65 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = 171.35 \text{ kN.m}$ (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (solo cls.): $V_{Rd} = 217.34 \text{ kN}$ (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO BARRIERA FONDOASSORBENTE - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Combinazioni: **Momento massimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni
 Sforzo normale agente di calcolo $y_s = 300.00$ [mm]
 Momento agente di calcolo (rispetto a $y = y_s$) $M_{sd}(y = y_s) = 55.01$ [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: $y_g = 300.00$ mm) $M_{sd}(y = y_g) = 55.01$ [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave $f_{ck} = 30.00$ [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave $\gamma_c = 1.50$
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave $f_{cd} = 17.000$ [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave $f_{ctd} = 1.352$ [N/mm²]

Elementi	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ϵ inf	ϵ sup	σ inf	σ sup	NRd(y=0)	Mrd(y=0)
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	‰	‰	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	10.7636	-0.9837	0.000	-12.611	-351.24	204.57
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-351.24	204.57

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio $E_s = 210000.00$ [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario $f_{yk} = 450.00$ [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario $\gamma_s = 1.15$
 Deformazione massima di calcolo $\epsilon_{ud} = 10.00$ ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario $f_{yd} = 391.30$ [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro	livello	area	ϵ yd	ϵ acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
strato	ferri	[mm]	[mm]	[mm ²]	‰	‰	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	4	18	39.0	1017.88	1.8634	10.0000	391.30	398.30	-15.53
2	4	18	561.0	1017.88	1.8634	-0.2201	-46.23	-47.06	26.40
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			39.0	2035.75	1.86335	10.0000		351.24	10.87

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) $\xi = 0.0010$
 Altezza totale della sezione $h = 600.0$ [mm]
 Copriferro armatura tesa $c = 39.0$ [mm]
 Altezza utile ($h-c$) $d = 561.0$ [mm]
 Profondità dell'asse neutro $x = 0.6$ [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) $\delta = 0.0695$
 Braccio della coppia interna $z = 543.43$ [mm]

Deformazione massima nel calcestruzzo $\epsilon_{cls} = -0.9837$ ‰ in $y = 600.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso $\epsilon_{acc} = 10.0000$ ‰ in $y = 39.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso $\epsilon_{ap} = 0.0000$ ‰ in $y =$ [mm]
 Campo di deformazione specifica $\lambda = 2$
 Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu$) $\lambda = 1.076E-02$
 Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu$) $\mu = -1.958E-05$ [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - $y=0$) $N_{rd}(y=0) = 0.00$ [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - $y=0$) $M_{rd}(y=0) = 215.44$ [kNm]

Sforzo normale resistente (rispetto a $y=y_s$) $N_{rd} = 0.00$ [kN]
 Momento resistente (rispetto a $y=y_s$) $M_{rd} = 215.44$ [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) $M_{rd}/M_{sd} = 3.916$

Controlli armatura ordinaria longitudinale massima e minima

Area minima armature tese $A_{s,min} = 938.84$ [mm²]
 Area massima armature totali $A_{s,max} = 24000.00$ [mm²]
 Area totale armature tese $A_{st} = 1017.88$ [mm²] (VERIFICATO: $A_{st} \geq A_{s,min}$ e $A_{st} \leq A_{s,max}$)
 Area totale armature compresse $A_{sc} = 1017.88$ [mm²] (VERIFICATO: $A_{sc} \leq A_{s,max}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo
 Sforzo di taglio agente
 Carichi appesi o indiretti

Nsd= 0.00 [kN]
 Vd= 90.65 [kN]
 Cad= 0.00 [kN/m]

Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$; EN 1992-1-1:6.2.1(8))
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ($p > 0$ per h crescente con M):
 Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura
 Sforzo di taglio agente di calcolo: ($Vsd = Vd + Vmd$)

av= 999999.00 [mm]
 p= 0.00
 Vmd= 0.00 [kN]
 Vsd= 90.65 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio
 Altezza utile sezione: $d = h - c$
 Braccio della coppia interna
 Area armature longitudinali tese
 Coefficiente: $k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$
 Coefficiente: $V_{min} = 0.035 * (k^1.5) * (f_{ck}^{0.5})$
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = A_{sl} / (b_w * d) \leq 0.02$
 Tensione media di compressione nella sezione: $\alpha_{cp} = N_{sd} / A_c \leq 0.2 * f_{cd}$
Sforzo di taglio resistente
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1 ; solo calcestruzzo)

b_w= 1000.00 [mm]
 d= 561.00 [mm]
 z= 543.43 [mm]
 A_{sl}= 1017.88 [mm²]
 k= 1.597
 V_{min}= 0.38692 [N/mm²]
 ρ_l= 0.00181
 α_{cp}= 0.000 [N/mm²]
 V_{rd}= 217.06 [kN]
 V_{rd}/V_{sd}= 2.394

8.6 VERIFICA DELLO SBALZO ANTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 8.5 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (comb. Fr-II):

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 52.10 \times 1.20^2 / 2 + 9.30 \times 1.20^2 / 6 - 10.80 = 28.94 \text{ kN.m}$

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 10.82 \text{ cm}$
- compressione massima cls: $\sigma_c = -0.864 \text{ N/mm}^2$
- trazione massima armature: $\sigma_a = 54.21 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale: $\sigma_c = 0.432 \text{ N/mm}^2$

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,max} = 2.414 \text{ N/mm}^2$

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO BARRIERE FONOASSORBENTI - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Gli sforzi sono applicati al baricentro della sezione omogeneizzata (SI/NO); $h = 30.000 \text{ cm}$ SI
 Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici) $Y = 30.00 \text{ cm}$
 Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione) $N = 0.00 \text{ kN}$
 Momento flettente (M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori) $M = 28.94 \text{ kN.m}$
 Coefficiente di omogeneizzazione $m = 15.00$

Ordinata asse neutro (dall'alto) $y_s = 10.82 \text{ cm}$
 Ordinata asse neutro (dal basso) $y_i = 49.18 \text{ cm}$
 Tensione calcestruzzo minima $sc1 = -0.864 \text{ N/mm}^2$
 Tensione calcestruzzo massima $sc2 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 Tensione acciaio minima $sf1 = -8.29 \text{ N/mm}^2$
 Tensione acciaio massima $sf2 = 54.21 \text{ N/mm}^2$

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si (N/mm²)	ss (N/mm²)
1	100.00	60.00	100.00	0.00	60.00	49.18	60.00	0.000	-0.864
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		60.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af (cm²)	sf (N/mm²)
1	4	18	3.90	10.18	54.21
2	4	18	56.10	10.18	-8.29
3	0	0	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.00	0.00	0.00
Totale			30.00	20.36	

Legenda

- bi= base inferiore trapezio
- h= altezza trapezio
- bs= base superiore trapezio
- Yi= ordinata base inferiore trapezio
- Ys= ordinata di base superiore trapezio
- Yi'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo si
- Ys'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo ss
- si= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Yi'
- ss= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Ys'
- Af= area dello strato di acciaio alla quota Yf
- Yf= ordinata dello strato di acciaio di area Af
- sf= tensione di calcolo acciaio all'ordinata Yf

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO BARRIERE FONOASSORBENTI - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Riferimento :
 D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni - Paragrafo 4.1.2.2.4
 Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, N. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" .

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Ordinarie
 Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$)
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$)

$f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2.896 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk} = 2.414 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

$sc_{max} = 0.432 \text{ N/mm}^2$

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

8.7 TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE - RISULTATI

Le verifiche geotecniche sono eseguite per ogni combinazione di carico statica e sismica indicata al punto 6.3. Nel seguito ci si riferisce a una larghezza dell'elemento unitaria, salvo esplicithe indicazioni diverse.

Le verifiche sono svolte per i muri:

- altezza $H = 2.30 \div 2.50$ con plinto di larghezza $B_P = 3.10$ m e altezza $H_P = 0.60$ m
- altezza $H = 2.70 \div 3.30$ con plinto di larghezza $B_P = 3.50$ m e altezza $H_P = 0.60$ m

Si sono considerati diversi casi con diverse disposizioni del piano di fondazione in funzione dell'altezza del rilevato:

- Casi 1-2-3: altezza rilevato 1 m, 2 m o 3 m: la fondazione si svolge sul terreno in situ per le verifiche di scorrimento e di capacità portante

Si nota che cautelativamente si trascurano sempre:

- La resistenza passiva del terreno a valle.
- La presenza del sottoplinto non armato.
- Rapporto B/L ; la dimensione longitudinale si suppone indefinita.

Seguono i risultati ottenuti nelle verifiche geotecniche eseguite in condizioni statiche e sismiche:

- Verifica al ribaltamento
- Verifica allo scorrimento
- Verifica di capacità portante

Il tabulato di calcolo viene riportato per intero per la prima altezza di rilevato dopodichè si riportano solo le verifiche geotecniche dato che le sollecitazioni sul muro e sul plinto rimangono costanti per ogni altezza di rilevato.

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOASSORBENTI - FONDAZIONE SU RILEVATO - ALTEZZA RILEVATO Hr= 1 m**
 Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 5.00 m - ALTEZZA MURO: 2.50+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 5.00 m**
 Altezza rilevato: **Hr= 1.00 m**
 Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.10 m**

COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti moltiplicativi dei carichi per le combinazioni di carico esaminate.

Combinazioni statiche SLE: verifiche stati limite di esercizio (fessurazione)

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
Ra-I (Vento)	1	0.75	1	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
Ra-II (Traffico)	1	1	0.6	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
Fr-I (Fessurazione)	1	0	0.2	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con vento dominante
Fr-II (Fessurazione)	1	0.75	0	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con sovraccarico dominante

Combinazioni STR/GEO, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche strutturali e geotecniche

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
U1-I (Vento)	1.3	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
U1-II (Traffico)	1.3	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
S1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
S1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

Combinazioni EQU, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche di ribaltamento

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
E1-I (Vento)	0.9	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
E1-II (Traffico)	0.9	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
SE1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
SE1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRAPIENO SPINGENTE

Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1 20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <0)	$\phi =$	0.00 °
Angolo di attrito del terreno	$\phi =$	35.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	20.00 kN/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²
Condizioni di spinta del terrapieno (calcolo coefficienti di spinta)		Attiva

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico (efficace) del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1 17.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$\phi =$	23.00 °
Coesione del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Altezza del terreno sullo sbalzo anteriore del sottopinto	$h_t =$	1.50 m
Angolo di inclinazione del terreno a valle (>0 verso il basso)	$\omega =$	33.69 °
Sovraccarico sul piano di campagna a valle	$q_v =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito tra sottopinto e terreno di base	$\delta_a =$	23.00 °
Coefficiente di attrito tra sottopinto e terreno di base ($f_a = \tan(\delta_a)$)	$f_a =$	0.424
Coefficiente di aderenza tra sottopinto e terreno di base	$c_a =$	0.00 kN/m ²
Modulo di deformabilità assiale del terreno	$E_t =$	17380 kN/m ²

CARATTERISTICHE SISMICHE (NTC 2018)

Categoria suolo di fondazione (A-B-C-D-E)	$F =$	C
Coefficiente opere di sostegno:	$\beta =$	0.38
Accelerazione orizzontale/gravità	$a_g/g =$	0.0603
Coefficiente stratigrafico e di topografia	$S = S_s \times S_t =$	1.5
Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	±0.0172

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

Altezza terreno a monte (da estradosso plinto)	$H_t =$	2.400 m
Altezza parete (da estradosso plinto)	$H_p =$	2.500 m
Larghezza di calcolo	$B_p =$	1.000 m
Spessore parete in testa	$Sp_1 =$	0.500 m
Spessore massimo parete all'incastro nel plinto	$Sp_3 =$	0.500 m
Inclinazione anteriore parete (>0 verso monte)	$P_p =$	0.000 %

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO

Altezza plinto (all'incastro)	$H_{pl} =$	0.600 m
Altezza anteriore plinto	$H_{antpl} =$	0.600 m
Altezza posteriore plinto	$H_{pospl} =$	0.600 m
Larghezza plinto	$B_{pl} =$	3.100 m
Sbalzo anteriore plinto	$S_{ant} =$	1.000 m
Distanza tra filo posteriore plinto e filo posteriore parete	$S_{pos1} =$	1.600 m

MASSE AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Componente verticale della forza di massa	FV
Componente orizzontale della forza di massa (sisma)	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza di massa da bordo ant. plinto	x
Ordinata del punto di applicazione della forza di massa da bordo inf. plinto	y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)	Agente su
Barriera fonoassorbente	3.50	0.12	1.250	5.600	Parete
Deduzione terreno per tubo \varnothing 70	-7.70	-0.26	1.850	1.450	Fondazione

AZIONI VARIABILI AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Calcolo della pressione del vento secondo NTC 2018

Zona		1
Classe di rugosità		D
Categoria di esposizione		II
Altezza del sito		250 mslmm
Coefficienti tabella 3.3.I	$v_{b,0} =$	25 m/s
	$a_0 =$	1000 mslmm
	$k_s =$	0.40
Periodo di ritorno di progetto:		100.00 anni
Coefficiente di ritorno:	$c_r =$	1.04
Velocità di riferimento		25.98 m/s
Pressione di riferimento		421.88 N/mq
Coefficienti tabella 3.3.II	$k_r =$	0.19
	$z_0 =$	0.05 m
	$z_{min} =$	4 m
Coefficiente di forma	$c_p =$	1.2
Coefficiente dinamico	$c_d =$	1
Coefficiente di topografia:	$c_t =$	1
Altezza esposta	$Z =$	5.10
Coefficiente di esposizione:	$c_e =$	1.941
Pressione del vento:	$p =$	982.61 N/mq

Componente verticale della forza esterna FV
 Componente orizzontale della forza esterna FH
 Ascissa del punto di applicazione della forza da bordo ant. plinto x
 Ordinata del punto di applicazione della forza da bordo inf. plinto y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)
Vento su barriera fonoassorbente: $q = 0.983 \text{ kN/mq}$	0.00	5.01	1.250	5.550

SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI BASE DELLA PARETE

Parametri di spinta per la verifica del pannello prefabbricato

Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	$\epsilon =$	0.00 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	35.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno	$q =$	20.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione paramento del muro	$\beta =$	0.00 °
Altezza di verifica dal lembo superiore del pannello	$H_v =$	2.500 m
Spinte statiche		
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	59.739 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	$K_a =$	0.2461	0.2347	0.0740

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	-0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	2.003 ° (0.0350 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	58.131 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	$K_{as} =$	0.2655	0.2532	0.0799

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	1.935 ° (0.0338 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	58.186 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	$K_{as} =$	0.2648	0.2526	0.0796

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore della parete
 Le sollecitazioni caratteristiche sono riferite a una larghezza unitaria.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	31.25	1.07	0.250	1.250	7.81	1.34
Spinte terreno (statiche)	4.26	13.52	0.500	0.800	2.13	10.82
Spinte sovraccarico (statiche)	3.55	11.27	0.500	1.200	1.78	13.52
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	4.52	14.33	0.500	0.800	2.26	11.47
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	3.83	12.15	0.500	1.200	1.92	14.59
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	4.67	14.80	0.500	0.800	2.33	11.84
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	3.82	12.12	0.500	1.200	1.91	14.55
Masse aggiuntive	3.50	0.12	0.250	5.000	0.87	0.60
Vento su barriera fonoassorbente: $q = 0.983 \text{ kN/mq}$	0.00	5.01	0.000	4.950	0.00	24.81
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	0.60	0.00	0.250	0.000	0.15	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Combinazione: Ra-I (Vento)	41.67	27.10	0.292	1.711	12.15	46.37
Combinazione: Ra-II (Traffico)	42.56	27.92	0.296	1.427	12.59	39.82
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	39.01	14.64	0.277	1.119	10.82	16.38
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	41.67	22.09	0.292	0.976	12.15	21.56
Combinazione: U1-I (Vento)	54.71	37.93	0.294	1.774	16.06	67.26
Combinazione: U1-II (Traffico)	56.04	39.15	0.298	1.468	16.73	57.45
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	39.44	17.96	0.283	0.834	11.18	14.99
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	40.77	18.42	0.283	0.833	11.55	15.35

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Parametri di spinta per la verifica della fondazione

		A1+M1 (caratteristiche)
Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	$\varphi =$	0.00 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	35.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	20.00 kN/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione parete sulla verticale	$\beta =$	0.00 °
Altezza di calcolo delle spinte	H =	3.000 m
Spinte statiche		
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	59.738 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	Ka =	0.2461	0.2347	0.0740

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	Kh =	0.0344	
Coefficiente sismico verticale	Kv =	-0.0172	
Angolo incremento sismico [arctan Kh]	$\theta =$	2.003 °	(0.0350 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	58.130 °	

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas =	0.2655	0.2532	0.0798

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	Kh =	0.0344	
Coefficiente sismico verticale	Kv =	0.0172	
Angolo incremento sismico	$\theta =$	1.935 °	(0.0338 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	58.186 °	

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas =	0.2648	0.2526	0.0796

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.

Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
 Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	31.25	1.07	1.250	1.850	39.06	1.99
Terreno sul plinto	76.80	2.64	2.300	1.800	176.65	4.75
Plinto	46.50	1.60	1.550	0.300	72.08	0.48
Terreno sul plinto anteriore	9.63	0.00	0.402	0.000	3.87	0.00
Spinte terreno (statiche)	6.66	21.13	3.100	1.000	20.65	21.13
Spinte sovraccarico (statiche)	4.44	14.08	3.100	1.500	13.77	21.13
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	7.06	22.40	3.100	1.000	21.89	22.40
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	4.79	15.19	3.100	1.500	14.85	22.79
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	7.29	23.12	3.100	1.000	22.60	23.12
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	4.78	15.15	3.100	1.500	14.81	22.73
Masse aggiuntive	-4.20	-0.14	2.350	-2.011	-9.86	0.29
Vento su barriera fonoassorbente: $q = 0.983$ kN/mq	0.00	5.01	0.000	5.550	0.00	27.81
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	2.75	0.00	1.761	0.000	4.84	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	169.98	36.56	312.76	65.07	1.457	0.093
Combinazione: Ra-II (Traffico)	171.09	38.07	316.20	59.23	1.502	0.048
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	166.65	21.98	302.43	26.98	1.653	-0.103
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	169.98	31.54	312.76	37.26	1.621	-0.071
Combinazione: U1-I (Vento)	221.64	50.64	408.65	93.33	1.423	0.127
Combinazione: U1-II (Traffico)	223.30	52.91	413.81	84.56	1.474	0.076
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	301.80	34.46	1.618	-0.068
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	312.19	35.18	1.620	-0.070
Combinazione: E1-I (Vento)	154.98	42.24	287.68	84.76	1.309	0.241
Combinazione: E1-II (Traffico)	156.64	44.52	292.84	75.99	1.384	0.166
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	301.80	34.46	1.618	-0.068
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	312.19	35.18	1.620	-0.070

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:		St(ant)	X(St(ant))	St(post)	X(St(post))		
Combinazione		(kN/mq)	(m)	(kN/mq)	(m)		
Ra-I (Vento)		64.68	0.00	44.98	3.10		
Ra-II (Traffico)		60.32	0.00	50.06	3.10		
Fr-I (Fessurazione)		43.05	0.00	64.47	3.10		
Fr-II (Fessurazione)		47.32	0.00	62.34	3.10		
U1-I (Vento)		89.11	0.00	53.88	3.10		
U1-II (Traffico)		82.56	0.00	61.50	3.10		
S1-I (sisma v.alto)		46.32	0.00	60.30	3.10		
S1-II (sisma v.basso)		47.67	0.00	62.64	3.10		

Verifiche di ribaltamento:		M(stab)	M(rib)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
Combinazione		(kNm)	(kNm)			
E1-I (Vento)		287.68	84.76	3.394	1.15	Verificato
E1-II (Traffico)		292.84	75.99	3.853	1.15	Verificato
SE1-I (sisma v.alto)		301.80	34.46	8.757	1.15	Verificato
SE1-II (sisma v.basso)		312.19	35.18	8.875	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento		N * tan(φ)	T	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
Combinazione		(kN)	(kN)			
U1-I (Vento)		94.08	50.64	1.858	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)		94.79	52.91	1.791	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)		70.15	30.60	2.292	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)		72.58	31.32	2.317	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione									
Combinazione	N	T	B'	σ _m	q _{lim}	q ₀	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)			
U1-I (Vento)	221.64	50.64	2.845	77.89	302.03	34.00	6.11	1.40	Verificato
U1-II (Traffico)	223.30	52.91	2.949	75.72	297.66	34.00	6.32	1.40	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	2.965	55.74	347.06	34.00	14.40	1.40	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	2.960	57.77	348.87	34.00	13.25	1.40	Verificato

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOASSORBENTI - FONDAZIONE SU RILEVATO - ALTEZZA RILEVATO Hr= 2 m**
 Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 5.00 m - ALTEZZA MURO: 2.50+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 5.00 m**
 Altezza rilevato: **Hr= 2.00 m**
 Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.10 m**

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.
 Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
 Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	31.25	1.07	1.250	1.850	39.06	1.99
Terreno sul plinto	76.80	2.64	2.300	1.800	176.65	4.75
Plinto	46.50	1.60	1.550	0.300	72.08	0.48
Terreno sul plinto anteriore	9.63	0.00	0.402	0.000	3.87	0.00
Spinte terreno (statiche)	6.66	21.13	3.100	1.000	20.65	21.13
Spinte sovraccarico (statiche)	4.44	14.08	3.100	1.500	13.77	21.13
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	7.06	22.40	3.100	1.000	21.89	22.40
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	4.79	15.19	3.100	1.500	14.85	22.79
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	7.29	23.12	3.100	1.000	22.60	23.12
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	4.78	15.15	3.100	1.500	14.81	22.73
Masse aggiuntive	-4.20	-0.14	2.350	-2.011	-9.86	0.29
Vento su barriera fonoassorbente: $q_s = 0.983 \text{ kN/mq}$	0.00	5.01	0.000	5.550	0.00	27.81
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	2.75	0.00	1.761	0.000	4.84	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	169.98	36.56	312.76	65.07	1.457	0.093
Combinazione: Ra-II (Traffico)	171.09	38.07	316.20	59.23	1.502	0.048
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	166.65	21.98	302.43	26.98	1.653	-0.103
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	169.98	31.54	312.76	37.26	1.621	-0.071
Combinazione: U1-I (Vento)	221.64	50.64	408.65	93.33	1.423	0.127
Combinazione: U1-II (Traffico)	223.30	52.91	413.81	84.56	1.474	0.076
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	301.80	34.46	1.618	-0.068
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	312.19	35.18	1.620	-0.070
Combinazione: E1-I (Vento)	154.98	42.24	287.68	84.76	1.309	0.241
Combinazione: E1-II (Traffico)	156.64	44.52	292.84	75.99	1.384	0.166
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	301.80	34.46	1.618	-0.068
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	312.19	35.18	1.620	-0.070

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

Combinazione	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Combinazione Ra-I (Vento)	64.68	0.00	44.98	3.10
Combinazione Ra-II (Traffico)	60.32	0.00	50.06	3.10
Combinazione Fr-I (Fessurazione)	43.05	0.00	64.47	3.10
Combinazione Fr-II (Fessurazione)	47.32	0.00	62.34	3.10
Combinazione U1-I (Vento)	89.11	0.00	53.88	3.10
Combinazione U1-II (Traffico)	82.56	0.00	61.50	3.10
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	46.32	0.00	60.30	3.10
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	47.67	0.00	62.64	3.10

Verifiche di ribaltamento:

Combinazione	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
E1-I (Vento)	287.68	84.76	3.394	1.15	Verificato
E1-II (Traffico)	292.84	75.99	3.853	1.15	Verificato
SE1-I (sisma v.alto)	301.80	34.46	8.757	1.15	Verificato
SE1-II (sisma v.basso)	312.19	35.18	8.875	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento

Combinazione	N * tan(φ) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
U1-I (Vento)	94.08	50.64	1.858	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)	94.79	52.91	1.791	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	70.15	30.60	2.292	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	72.58	31.32	2.317	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione

Combinazione	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ _m (kN/m ²)	q _{lim} (kN/m ²)	q ₀ (kN/m ²)	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
U1-I (Vento)	221.64	50.64	2.845	77.89	187.66	17.00	2.80	1.40	Verificato
U1-II (Traffico)	223.30	52.91	2.949	75.72	185.78	17.00	2.87	1.40	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	2.965	55.74	219.50	17.00	5.23	1.40	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	2.960	57.77	220.68	17.00	5.00	1.40	Verificato

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOSSORBENTI - FONDAZIONE SU RILEVATO - ALTEZZA RILEVATO Hr= 3 m**
 Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 5.00 m - ALTEZZA MURO: 2.50+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 5.00 m**
 Altezza rilevato: **Hr= 3.00 m**
 Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.10 m**

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.
 Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
 Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	31.25	1.07	1.250	1.850	39.06	1.99
Terreno sul plinto	76.80	2.64	2.300	1.800	176.65	4.75
Plinto	46.50	1.60	1.550	0.300	72.08	0.48
Terreno sul plinto anteriore	9.63	0.00	0.402	0.000	3.87	0.00
Spinte terreno (statiche)	6.66	21.13	3.100	1.000	20.65	21.13
Spinte sovraccarico (statiche)	4.44	14.08	3.100	1.500	13.77	21.13
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	7.06	22.40	3.100	1.000	21.89	22.40
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	4.79	15.19	3.100	1.500	14.85	22.79
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	7.29	23.12	3.100	1.000	22.60	23.12
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	4.78	15.15	3.100	1.500	14.81	22.73
Masse aggiuntive	-4.20	-0.14	2.350	-2.011	-9.86	0.29
Vento su barriera fonoassorbente: q= 0.983 kN/mq	0.00	5.01	0.000	5.550	0.00	27.81
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	2.75	0.00	1.761	0.000	4.84	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	169.98	36.56	312.76	65.07	1.457	0.093
Combinazione: Ra-II (Traffico)	171.09	38.07	316.20	59.23	1.502	0.048
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	166.65	21.98	302.43	26.98	1.653	-0.103
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	169.98	31.54	312.76	37.26	1.621	-0.071
Combinazione: U1-I (Vento)	221.64	50.64	408.65	93.33	1.423	0.127
Combinazione: U1-II (Traffico)	223.30	52.91	413.81	84.56	1.474	0.076
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	301.80	34.46	1.618	-0.068
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	312.19	35.18	1.620	-0.070
Combinazione: E1-I (Vento)	154.98	42.24	287.68	84.76	1.309	0.241
Combinazione: E1-II (Traffico)	156.64	44.52	292.84	75.99	1.384	0.166
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	301.80	34.46	1.618	-0.068
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	312.19	35.18	1.620	-0.070

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

Combinazione	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Combinazione Ra-I (Vento)	64.68	0.00	44.98	3.10
Combinazione Ra-II (Traffico)	60.32	0.00	50.06	3.10
Combinazione Fr-I (Fessurazione)	43.05	0.00	64.47	3.10
Combinazione Fr-II (Fessurazione)	47.32	0.00	62.34	3.10
Combinazione U1-I (Vento)	89.11	0.00	53.88	3.10
Combinazione U1-II (Traffico)	82.56	0.00	61.50	3.10
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	46.32	0.00	60.30	3.10
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	47.67	0.00	62.64	3.10

Verifiche di ribaltamento:

Combinazione	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
E1-I (Vento)	287.68	84.76	3.394	1.15	Verificato
E1-II (Traffico)	292.84	75.99	3.853	1.15	Verificato
SE1-I (sisma v.alto)	301.80	34.46	8.757	1.15	Verificato
SE1-II (sisma v.basso)	312.19	35.18	8.875	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento

Combinazione	N * tan(φ) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
U1-I (Vento)	94.08	50.64	1.858	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)	94.79	52.91	1.791	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	70.15	30.60	2.292	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	72.58	31.32	2.317	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione

Combinazione	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ _m (kN/m ²)	q _{lim} (kN/m ²)	q ₀ (kN/m ²)	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
U1-I (Vento)	221.64	50.64	2.845	77.89	116.52	13.97	1.60	1.40	Verificato
U1-II (Traffico)	223.30	52.91	2.949	75.72	115.50	13.97	1.64	1.40	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	165.26	30.60	2.965	55.74	136.98	13.97	2.94	1.40	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	170.98	31.32	2.960	57.77	137.72	13.97	2.83	1.40	Verificato

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOASSORBENTI - FONDAZIONE SU RILEVATO - ALTEZZA RILEVATO Hr= 1 m**
 Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 5.00 m - ALTEZZA MURO: 3.30+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 5.00 m**
 Altezza rilevato: **Hr= 1.00 m**
 Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.50 m**

COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti moltiplicativi dei carichi per le combinazioni di carico esaminate.

Combinazioni statiche SLE: verifiche stati limite di esercizio (fessurazione)

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
Ra-I (Vento)	1	0.75	1	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
Ra-II (Traffico)	1	1	0.6	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
Fr-I (Fessurazione)	1	0	0.2	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con vento dominante
Fr-II (Fessurazione)	1	0.75	0	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con sovraccarico dominante

Combinazioni STR/GEO, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche strutturali e geotecniche

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
U1-I (Vento)	1.3	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
U1-II (Traffico)	1.3	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
S1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
S1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

Combinazioni EQU, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche di ribaltamento

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
E1-I (Vento)	0.9	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
E1-II (Traffico)	0.9	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
SE1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
SE1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRAPIENO SPINGENTE

Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1 20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <0)	$\varphi =$	0.00 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	35.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	20.00 kN/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²
Condizioni di spinta del terrapieno (calcolo coefficienti di spinta)		Attiva

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico (efficace) del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1 17.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	23.00 °
Coesione del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Altezza del terreno sullo sbalzo anteriore del sottopinto	$h_t =$	1.50 m
Angolo di inclinazione del terreno a valle (>0 verso il basso)	$\omega =$	33.69 °
Sovraccarico sul piano di campagna a valle	$q_v =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito tra sottopinto e terreno di base	$\delta_a =$	23.00 °
Coefficiente di attrito tra sottopinto e terreno di base ($f_a = \tan(\delta_a)$)	$f_a =$	0.424
Coefficiente di aderenza tra sottopinto e terreno di base	$ca =$	0.00 kN/m ²
Modulo di deformabilità assiale del terreno	$E_t =$	17380 kN/m ²

CARATTERISTICHE SISMICHE (NTC 2018)

Categoria suolo di fondazione (A-B-C-D-E)	$F =$	C
Coefficiente opere di sostegno:	$\beta =$	0.38
Accelerazione orizzontale/gravità	$a_g/g =$	0.0603
Coefficiente stratigrafico e di topografia	$S = S_s \times S_t =$	1.5
Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	±0.0172

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

Altezza terreno a monte (da estradosso plinto)	$H_t =$	3.200 m
Altezza parete (da estradosso plinto)	$H_p =$	3.300 m
Larghezza di calcolo	$B_p =$	1.000 m
Spessore parete in testa	$Sp_1 =$	0.500 m
Spessore massimo parete all'incastro nel plinto	$Sp_3 =$	0.500 m
Inclinazione anteriore parete (>0 verso monte)	$P_p =$	0.000 %

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO

Altezza plinto (all'incastro)	$H_{pl} =$	0.600 m
Altezza anteriore plinto	$H_{antpl} =$	0.600 m
Altezza posteriore plinto	$H_{pospl} =$	0.600 m
Larghezza plinto	$B_{pl} =$	3.500 m
Sbalzo anteriore plinto	$S_{ant} =$	1.200 m
Distanza tra filo posteriore plinto e filo posteriore parete	$S_{pos1} =$	1.800 m

MASSE AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Componente verticale della forza di massa	FV
Componente orizzontale della forza di massa (sisma)	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza di massa da bordo ant. plinto	x
Ordinata del punto di applicazione della forza di massa da bordo inf. plinto	y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)	Agente su
Barriera fonoassorbente	3.50	0.12	1.450	6.400	Parete
Deduzione terreno per tubo \varnothing 70	-7.70	-0.26	1.850	1.450	Fondazione

AZIONI VARIABILI AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Calcolo della pressione del vento secondo NTC 2018

Zona		1
Classe di rugosità		D
Categoria di esposizione		II
Altezza del sito		250 mslmm
Coefficienti tabella 3.3.I	vb,0=	25 m/s
	a0=	1000 mslmm
	ks=	0.40
Periodo di ritorno di progetto:		100.00 anni
Coefficiente di ritorno:	cr=	1.04
Velocità di riferimento		25.98 m/s
Pressione di riferimento		421.88 N/mq
Coefficienti tabella 3.3.II	kr=	0.19
	z0=	0.05 m
	zmin=	4 m
Coefficiente di forma	cp=	1.2
Coefficiente dinamico	cd=	1
Coefficiente di topografia:	ct=	1
Altezza esposta	Z=	5.10
Coefficiente di esposizione:	ce=	1.941
Pressione del vento:	p=	982.61 N/mq

Componente verticale della forza esterna FV
 Componente orizzontale della forza esterna FH
 Ascissa del punto di applicazione della forza da bordo ant. plinto x
 Ordinata del punto di applicazione della forza da bordo inf. plinto y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)
Vento su barriera fonoassorbente: q= 0.983 kN/mq	0.00	5.01	1.450	6.350

SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI BASE DELLA PARETE

Parametri di spinta per la verifica del pannello prefabbricato

		A1+M1 (caratteristiche)
Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	$\alpha =$	0.00 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	35.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno	$q =$	20.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione paramento del muro	$\beta =$	0.00 °
Altezza di verifica dal lembo superiore del pannello	Hv=	3.300 m
Spinte statiche		
Angolo della superficie di scioglimento	$\Omega =$	59.739 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	Ka=	0.2461	0.2347	0.0740

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	Kh =	0.0344
Coefficiente sismico verticale	Kv=	-0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	2.003 ° (0.0350 rad)
Angolo della superficie di scioglimento	$\Omega =$	58.131 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas=	0.2655	0.2532	0.0798

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	Kh =	0.0344
Coefficiente sismico verticale	Kv=	0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	1.935 ° (0.0338 rad)
Angolo della superficie di scioglimento	$\Omega =$	58.186 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas=	0.2648	0.2526	0.0796

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore della parete
 Le sollecitazioni caratteristiche sono riferite a una larghezza unitaria.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	41.24	1.42	0.250	1.650	10.31	2.34
Spinte terreno (statiche)	7.58	24.04	0.500	1.067	3.79	25.64
Spinte sovraccarico (statiche)	4.74	15.02	0.500	1.600	2.37	24.04
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	8.04	25.48	0.500	1.067	4.02	27.18
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	5.11	16.21	0.500	1.600	2.55	25.93
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	8.30	26.31	0.500	1.067	4.15	28.06
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	5.10	16.16	0.500	1.600	2.55	25.86
Masse aggiuntive	3.50	0.12	0.250	5.800	0.87	0.70
Vento su barriera fonoassorbente: q= 0.983 kN/mq	0.00	5.01	0.000	5.750	0.00	28.81
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	0.77	0.00	0.250	0.000	0.19	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Combinazione: Ra-I (Vento)	55.88	40.44	0.300	1.810	16.75	73.18
Combinazione: Ra-II (Traffico)	57.06	42.19	0.304	1.604	17.34	67.66
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	52.32	25.16	0.286	1.276	14.97	32.10
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	55.88	35.43	0.300	1.252	16.75	44.37
Combinazione: U1-I (Vento)	73.35	55.82	0.302	1.872	22.13	104.50
Combinazione: U1-II (Traffico)	75.13	58.45	0.306	1.646	23.02	96.23
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	53.03	30.26	0.293	1.093	15.52	33.07
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	54.83	31.08	0.292	1.092	16.03	33.93

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Parametri di spinta per la verifica della fondazione

		A1+M1 (caratteristiche)
Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	$\varphi =$	0.00 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	35.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	20.00 kN/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione parete sulla verticale	$\beta =$	0.00 °
Altezza di calcolo delle spinte	H =	3.800 m
Spinte statiche		
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	59.738 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	Ka =	0.2461	0.2347	0.0740

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	-0.0172
Angolo incremento sismico [arctan K_h]	$\theta =$	2.003 ° (0.0350 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	58.130 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas =	0.2655	0.2532	0.0798

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	1.935 ° (0.0338 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	58.186 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas =	0.2648	0.2526	0.0796

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.
 Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
 Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	41.24	1.42	1.450	2.250	59.80	3.19
Terreno sul plinto	115.20	3.96	2.600	2.200	299.53	8.71
Plinto	52.50	1.80	1.750	0.300	91.88	0.54
Terreno sul plinto anteriore	10.20	0.00	0.440	0.000	4.49	0.00
Spinte terreno (statiche)	10.69	33.90	3.500	1.267	37.40	42.93
Spinte sovraccarico (statiche)	5.62	17.84	3.500	1.900	19.69	33.90
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	11.33	35.94	3.500	1.267	39.66	45.52
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	6.07	19.24	3.500	1.900	21.24	36.56
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	11.70	37.10	3.500	1.267	40.94	46.99
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	6.05	19.19	3.500	1.900	21.18	36.47
Masse aggiuntive	-4.20	-0.14	2.184	-2.678	-9.16	0.39
Vento su barriera foncoassorbente: $q = 0.983$ kN/mq	0.00	5.01	0.000	6.350	0.00	31.82
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	3.69	0.00	2.077	0.000	7.67	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	229.86	52.14	498.70	100.56	1.732	0.018
Combinazione: Ra-II (Traffico)	231.26	54.60	503.62	96.31	1.761	-0.011
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	225.64	34.75	483.93	49.68	1.925	-0.175
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	229.86	47.13	498.70	68.74	1.871	-0.121
Combinazione: U1-I (Vento)	299.66	71.46	651.26	142.18	1.699	0.051
Combinazione: U1-II (Traffico)	301.77	75.15	658.64	135.80	1.733	0.017
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	482.76	65.66	1.864	-0.114
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	499.38	67.11	1.867	-0.117
Combinazione: E1-I (Vento)	209.40	57.96	457.69	124.85	1.589	0.161
Combinazione: E1-II (Traffico)	211.51	61.65	465.07	118.47	1.639	0.111
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	482.76	65.66	1.864	-0.114
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	499.38	67.11	1.867	-0.117

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:		St(ant)	X(St(ant))	St(post)	X(St(post))		
Combinazione		(kN/mq)	(m)	(kN/mq)	(m)		
Ra-I (Vento)		67.69	0.00	63.66	3.50		
Ra-II (Traffico)		64.80	0.00	67.35	3.50		
Fr-I (Fessurazione)		45.18	0.00	83.76	3.50		
Fr-II (Fessurazione)		52.10	0.00	79.24	3.50		
U1-I (Vento)		93.12	0.00	78.11	3.50		
U1-II (Traffico)		88.79	0.00	83.65	3.50		
S1-I (sisma v.alto)		51.48	0.00	76.41	3.50		
S1-II (sisma v.basso)		52.91	0.00	79.41	3.50		

Verifiche di ribaltamento:		M(stab)	M(rib)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
Combinazione		(kNm)	(kNm)			
E1-I (Vento)		457.69	124.85	3.666	1.15	Verificato
E1-II (Traffico)		465.07	118.47	3.926	1.15	Verificato
SE1-I (sisma v.alto)		482.76	65.66	7.352	1.15	Verificato
SE1-II (sisma v.basso)		499.38	67.11	7.441	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento		N * tan(φ)	T	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
Combinazione		(kN)	(kN)			
U1-I (Vento)		127.20	71.46	1.780	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)		128.09	75.15	1.705	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)		95.00	46.82	2.029	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)		98.29	47.97	2.049	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione									
Combinazione	N	T	B'	σ _m	q _{lim}	q ₀	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)			
U1-I (Vento)	299.66	71.46	3.398	88.19	403.96	47.60	8.78	1.40	Verificato
U1-II (Traffico)	301.77	75.15	3.465	87.08	393.45	47.60	8.76	1.40	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	3.273	68.39	435.64	47.60	18.67	1.40	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	3.266	70.89	437.95	47.60	16.76	1.40	Verificato

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOASSORBENTI - FONDAZIONE SU RILEVATO - ALTEZZA RILEVATO Hr= 2 m**
 Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 5.00 m - ALTEZZA MURO: 3.30+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 5.00 m**
 Altezza rilevato: **Hr= 2.00 m**
 Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.50 m**

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.
 Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
 Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	41.24	1.42	1.450	2.250	59.80	3.19
Terreno sul plinto	115.20	3.96	2.600	2.200	299.53	8.71
Plinto	52.50	1.80	1.750	0.300	91.88	0.54
Terreno sul plinto anteriore	10.20	0.00	0.440	0.000	4.49	0.00
Spinte terreno (statiche)	10.69	33.90	3.500	1.267	37.40	42.93
Spinte sovraccarico (statiche)	5.62	17.84	3.500	1.900	19.69	33.90
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	11.33	35.94	3.500	1.267	39.66	45.52
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	6.07	19.24	3.500	1.900	21.24	36.56
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	11.70	37.10	3.500	1.267	40.94	46.99
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	6.05	19.19	3.500	1.900	21.18	36.47
Masse aggiuntive	-4.20	-0.14	2.184	-2.678	-9.16	0.39
Vento su barriera fonoassorbente: q= 0.983 kN/mq	0.00	5.01	0.000	6.350	0.00	31.82
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	3.69	0.00	2.077	0.000	7.67	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	229.86	52.14	498.70	100.56	1.732	0.018
Combinazione: Ra-II (Traffico)	231.26	54.60	503.62	96.31	1.761	-0.011
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	225.64	34.75	483.93	49.68	1.925	-0.175
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	229.86	47.13	498.70	68.74	1.871	-0.121
Combinazione: U1-I (Vento)	299.66	71.46	651.26	142.18	1.699	0.051
Combinazione: U1-II (Traffico)	301.77	75.15	658.64	135.80	1.733	0.017
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	482.76	65.66	1.864	-0.114
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	499.38	67.11	1.867	-0.117
Combinazione: E1-I (Vento)	209.40	57.96	457.69	124.85	1.589	0.161
Combinazione: E1-II (Traffico)	211.51	61.65	465.07	118.47	1.639	0.111
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	482.76	65.66	1.864	-0.114
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	499.38	67.11	1.867	-0.117

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Combinazione				
Ra-I (Vento)	67.69	0.00	63.66	3.50
Ra-II (Traffico)	64.80	0.00	67.35	3.50
Fr-I (Fessurazione)	45.18	0.00	83.76	3.50
Fr-II (Fessurazione)	52.10	0.00	79.24	3.50
U1-I (Vento)	93.12	0.00	78.11	3.50
U1-II (Traffico)	88.79	0.00	83.65	3.50
S1-I (sisma v.alto)	51.48	0.00	76.41	3.50
S1-II (sisma v.basso)	52.91	0.00	79.41	3.50

Verifiche di ribaltamento:

	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
Combinazione					
E1-I (Vento)	457.69	124.85	3.666	1.15	Verificato
E1-II (Traffico)	465.07	118.47	3.926	1.15	Verificato
SE1-I (sisma v.alto)	482.76	65.66	7.352	1.15	Verificato
SE1-II (sisma v.basso)	499.38	67.11	7.441	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento

	N * tan(φ) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
Combinazione					
U1-I (Vento)	127.20	71.46	1.780	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)	128.09	75.15	1.705	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	95.00	46.82	2.029	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	98.29	47.97	2.049	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione

	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ _m (kN/m²)	q _{lim} (kN/m²)	q ₀ (kN/m²)	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
Combinazione									
U1-I (Vento)	299.66	71.46	3.398	88.19	283.21	30.60	4.39	1.40	Verificato
U1-II (Traffico)	301.77	75.15	3.465	87.08	276.01	30.60	4.34	1.40	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	3.273	68.39	305.42	30.60	7.27	1.40	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	3.266	70.89	307.07	30.60	6.86	1.40	Verificato

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOASSORBENTI - FONDAZIONE SU RILEVATO - ALTEZZA RILEVATO Hr= 3 m**
 Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 5.00 m - ALTEZZA MURO: 3.30+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 5.00 m**
 Altezza rilevato: **Hr= 3.00 m**
 Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.50 m**

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.
 Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
 Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	41.24	1.42	1.450	2.250	59.80	3.19
Terreno sul plinto	115.20	3.96	2.600	2.200	299.53	8.71
Plinto	52.50	1.80	1.750	0.300	91.88	0.54
Terreno sul plinto anteriore	10.20	0.00	0.440	0.000	4.49	0.00
Spinte terreno (statiche)	10.69	33.90	3.500	1.267	37.40	42.93
Spinte sovraccarico (statiche)	5.62	17.84	3.500	1.900	19.69	33.90
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	11.33	35.94	3.500	1.267	39.66	45.52
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	6.07	19.24	3.500	1.900	21.24	36.56
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	11.70	37.10	3.500	1.267	40.94	46.99
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	6.05	19.19	3.500	1.900	21.18	36.47
Masse aggiuntive	-4.20	-0.14	2.184	-2.678	-9.16	0.39
Vento su barriera fonoassorbente: q= 0.983 kN/mq	0.00	5.01	0.000	6.350	0.00	31.82
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	3.69	0.00	2.077	0.000	7.67	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	229.86	52.14	498.70	100.56	1.732	0.018
Combinazione: Ra-II (Traffico)	231.26	54.60	503.62	96.31	1.761	-0.011
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	225.64	34.75	483.93	49.68	1.925	-0.175
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	229.86	47.13	498.70	68.74	1.871	-0.121
Combinazione: U1-I (Vento)	299.66	71.46	651.26	142.18	1.699	0.051
Combinazione: U1-II (Traffico)	301.77	75.15	658.64	135.80	1.733	0.017
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	482.76	65.66	1.864	-0.114
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	499.38	67.11	1.867	-0.117
Combinazione: E1-I (Vento)	209.40	57.96	457.69	124.85	1.589	0.161
Combinazione: E1-II (Traffico)	211.51	61.65	465.07	118.47	1.639	0.111
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	482.76	65.66	1.864	-0.114
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	499.38	67.11	1.867	-0.117

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Combinazione				
Ra-I (Vento)	67.69	0.00	63.66	3.50
Ra-II (Traffico)	64.80	0.00	67.35	3.50
Fr-I (Fessurazione)	45.18	0.00	83.76	3.50
Fr-II (Fessurazione)	52.10	0.00	79.24	3.50
U1-I (Vento)	93.12	0.00	78.11	3.50
U1-II (Traffico)	88.79	0.00	83.65	3.50
S1-I (sisma v.alto)	51.48	0.00	76.41	3.50
S1-II (sisma v.basso)	52.91	0.00	79.41	3.50

Verifiche di ribaltamento:

	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
Combinazione					
E1-I (Vento)	457.69	124.85	3.666	1.15	Verificato
E1-II (Traffico)	465.07	118.47	3.926	1.15	Verificato
SE1-I (sisma v.alto)	482.76	65.66	7.352	1.15	Verificato
SE1-II (sisma v.basso)	499.38	67.11	7.441	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento

	N * tan(φ) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
Combinazione					
U1-I (Vento)	127.20	71.46	1.780	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)	128.09	75.15	1.705	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	95.00	46.82	2.029	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	98.29	47.97	2.049	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione

	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ _m (kN/m²)	q _{lim} (kN/m²)	q ₀ (kN/m²)	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
Combinazione									
U1-I (Vento)	299.66	71.46	3.398	88.19	177.84	13.60	2.20	1.40	Verificato
U1-II (Traffico)	301.77	75.15	3.465	87.08	173.53	13.60	2.18	1.40	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	223.80	46.82	3.273	68.39	191.79	13.60	3.25	1.40	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	231.55	47.97	3.266	70.89	192.85	13.60	3.13	1.40	Verificato

9 MURO TIPO 2 - VERIFICHE MURO CONTROTERRA DA 4.0 M A H=6.50 M

Un caso particolare si presenta lungo la barriera n° 02 tra le sezioni 20 e 37 in cui nell'allargamento si incontra uno sperone roccioso sovrastante l'autostrada per cui si realizza un muro controterra in c.a., di altezza variabile, su cui è impostata la barriera.

Il paramento esterno del muro è inclinato del 10% sulla verticale fino al ciglio autostrada; il plinto di fondazione ha sbalzo anteriore di 1.40 m e posteriore di 1.00 m; la larghezza complessiva del plinto vale quindi 3.23 m. Nel tratto considerato la fondazione del muro si svolge sul substrato roccioso affiorante per il quale si sono assunte caratteristiche geotecniche cautelative che si considerano valide per ogni stato di alterazione e/o fratturazione dell'ammasso.

9.1 MURO CONTROTERRA ALLA SEZ. 30 DI ALTEZZA 6.50 M

Il muro presenta l'altezza massima di parete e si assume come base di calcolo:

- altezza della parete: $H = 4.50 + 2.00 = 6.50$ m
- spessore massimo parete: $S = 0.50 + 3.30 \times 0.10 = 0.83$ m
- larghezza totale plinto di fondazione: $B = 1.40 + 0.83 + 1.00 = 3.23$ m
- altezza barriera fono assorbente: $H_b = 1$ m

9.1.1 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a presso-flessione e taglio della sezione considerando la combinazione di carico più gravosa.

Dati della sezione rettangolare

- larghezza: $B = 100$ cm
- altezza: $H = 83$ cm
- armature interne (tese): $8 \text{ } \varnothing 20$, distanza dal bordo 5 cm
- armature esterne (compresse): $4 \text{ } \varnothing 16$, distanza dal bordo 4.8 cm

Sollecitazioni massime baricentriche allo stato limite ultimo (vedi pagina 58):

- combinazione: U1-II
- sforzo assiale: $N_{Sd} = -217.09$ kN
- momento flettente: $M_{Sd} = 593.29 - 118.05 + 217.09 \times 0.83/2 = 565.33$ kN.m
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 256.48$ kN

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = 809.04$ kN.m (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente, solo cls.: $V_{Rd} = 330.95$ kN (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SPICCATO PLINTO

Combinazioni: **Momento massimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni
 Sforzo normale agente di calcolo $y_s = 415.00$ [mm]
 Momento agente di calcolo (rispetto a $y = y_s$) $N_{sd} = -217.09$ [kN]
 $M_{sd}(y = y_s) = 565.33$ [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: $y_g = 415.00$ mm) $M_{sd}(y = y_g) = 565.33$ [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: **modello parabola-rettangolo**

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave $f_{ck} = 30.00$ [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave $\gamma_c = 1.50$
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave $f_{cd} = 17.000$ [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave $f_{ctd} = 1.352$ [N/mm²]

Elementi	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ϵ inf	ϵ sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	‰	‰	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	1000.0	830.0	1000.0	0.0	830.0	10.7426	-1.5853	0.000	-16.269	-1058.23	837.30
2	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		830.0		0.0	830.0					-1058.23	837.30

Armatura ordinaria longitudinale: **modello elastico-plastico indefinito**

Modulo di elasticità acciaio $E_s = 210000.00$ [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario $f_{yk} = 450.00$ [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario $\gamma_s = 1.15$
 Deformazione massima di calcolo $\epsilon_{ud} = 10.00$ ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario $f_{yd} = 391.30$ [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro	livello	area	ϵ yd	ϵ acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
strato	ferri	[mm]	[mm]	[mm ²]	‰	‰	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	8	20	50.0	2513.27	1.8634	10.0000	391.30	983.46	-49.17
2	4	16	780.0	804.25	1.8634	-0.8427	-176.96	-142.32	111.01
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			50.0	3317.52	1.86335	10.0000		841.14	61.83

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) $\xi = 0.0016$
 Altezza totale della sezione $h = 830.0$ [mm]
 Copriferro armatura tesa $c = 50.0$ [mm]
 Altezza utile ($h-c$) $d = 780.0$ [mm]
 Profondità dell'asse neutro $x = 1.2$ [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) $\delta = 0.0641$
 Braccio della coppia interna $z = 741.23$ [mm]

Deformazione massima nel calcestruzzo $\epsilon_{cls} = -1.5853$ ‰ in $y = 830.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso $\epsilon_{acc} = 10.0000$ ‰ in $y = 50.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso $\epsilon_{ap} = 0.0000$ ‰ in $y =$ [mm]

Campo di deformazione specifica $\lambda = 2$
 Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu$) $\lambda = 1.074E-02$
 Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu$) $\mu = -1.485E-05$ [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - $y=0$) $N_{rd}(y=0) = -217.09$ [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - $y=0$) $M_{rd}(y=0) = 899.13$ [kNm]

Sforzo normale resistente (rispetto a $y=y_s$) $N_{rd} = -217.09$ [kN]
 Momento resistente (rispetto a $y=y_s$) $M_{rd} = 809.04$ [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) $M_{rd}/M_{sd} = 1.431$

Controlli armatura ordinaria longitudinale massima e minima

Area minima armature tese $A_{s,min} = 1305.34$ [mm²]
 Area massima armature totali $A_{s,max} = 33200.00$ [mm²]
 Area totale armature tese $A_{st} = 2513.27$ [mm²] (VERIFICATO: $A_{st} \geq A_{s,min}$ e $A_{st} \leq A_{s,max}$)
 Area totale armature compresse $A_{sc} = 804.25$ [mm²] (VERIFICATO: $A_{sc} \leq A_{s,max}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo	Nsd=	-217.09 [kN]
Sforzo di taglio agente	Vd=	256.48 [kN]
Carichi appesi o indiretti	Cad=	0.00 [kN/m]
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$; EN 1992-1-1:6.2.1(8))	av=	999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ($p > 0$ per h crescente con M):	p=	0.00
Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: ($Vsd = Vd + Vmd$)	Vsd=	256.48 [kN]
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw=	1000.00 [mm]
Altezza utile sezione: $d = h - c$	d=	780.00 [mm]
Braccio della coppia interna	z=	741.23 [mm]
Area armature longitudinali tese	Asl=	2513.27 [mm ²]
Coefficiente: $k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$	k=	1.506
Coefficiente: $V_{min} = 0.035 * (k^1.5) * (f_{ck}^{0.5})$	Vmin=	0.35443 [N/mm ²]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = Asl / (bw * d) \leq 0.02$	$\rho_l =$	0.00322
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = Nsd / Ac \leq 0.2 * f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0.262 [N/mm ²]
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	330.95 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	1.290

9.1.2 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 9.1.1 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio:

- combinazione: Fr-II (frequente)
- sforzo assiale: $N_{Sd} = -163.88$ kN
- momento flettente: $M_{Sd} = 417.92 - 88.74 + 163.88 \times 0.83/2 = 397.19$ kN.m

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 22.53$ cm
- compressione massima cls: $\sigma_c = -5.172$ N/mm²
- trazione massima armature: $\sigma_a = 191.02$ N/mm²

Verifica di fessurazione: I

- apertura caratteristica delle fessure: $w_k = 0.175$ mm ($< w_2 = 0.30$ mm)

quindi la sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SPICCATO PLINTO

Gli sforzi sono applicati al baricentro della sezione omogeneizzata (SI/NO); $Y = 40.573 \text{ cm}$ SI
 Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici) Y= 40.57 cm
 Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione) N= -163.88 kN
 Momento flettente (M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori) M= 397.19 kN.m
 Coefficiente di omogeneizzazione m= 15.00

Ordinata asse neutro (dall'alto) ys= 22.53 cm
 Ordinata asse neutro (dal basso) yi= 60.47 cm
 Tensione calcestruzzo minima sc1= -5.172 N/mm²
 Tensione calcestruzzo massima sc2= 0.000 N/mm²
 Tensione acciaio minima sf1= -60.36 N/mm²
 Tensione acciaio massima sf2= 191.02 N/mm²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	83.00	100.00	0.00	83.00	60.47	83.00	0.000	-5.172
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		83.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	8	20	5.00	25.13	191.02
2	4	18	78.00	10.18	-60.36
3	0	0	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.00	0.00	0.00
Totale			26.04	35.31	

Legenda

- bi= base inferiore trapezio
- h= altezza trapezio
- bs= base superiore trapezio
- Yi= ordinata base inferiore trapezio
- Ys= ordinata di base superiore trapezio
- Yi'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo si
- Ys'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo ss
- si= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Yi'
- ss= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Ys'
- Af= area dello strato di acciaio alla quota Yf
- Yf= ordinata dello strato di acciaio di area Af
- sf= tensione di calcolo acciaio all'ordinata Yf

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ 30 - SPICCATO PLINTO

Riferimento :
 D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni - Paragrafo 4.1.2.2.4
 Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, N. 617 - Istruzioni per
 l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Aggressive
 Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio $f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$) $f_{ctm} = 2.896 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$) $f_{ctk} = 2.414 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo $sc_{max} = 2.764 \text{ N/mm}^2$

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura eps_{rm}

Modulo elastico del calcestruzzo $E_c = 32837 \text{ N/mm}^2$
 Modulo elastico delle armature $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata $\sigma_{s,eff} = 191.025 \text{ N/mm}^2$
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure $b_{,eff} = 100.000 \text{ cm}$
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace $[min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$ $h_{,eff} = 12.500 \text{ cm}$
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure $A_{c,eff} = b_{,eff} h_{,eff} = 1250.000 \text{ cm}^2$
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace A_s $A_s = 25.133 \text{ cm}^2$
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A_s e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$ $ro_{,eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.020106$
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) $kt = 0.6$
 Deformazione unitaria media dell'armatura $eps_{rm} = 0.000470$
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ($eps_{rm,lim} = 0.6 \sigma_{s,eff}/E_s$) $eps_{rm,lim} = 0.000573$

b) Calcolo della distanza massima tra le fessure D_{smax}

Distanza tra le barre ($l_{nt} - f_i$) $s_1 = 10.500 \text{ cm}$
 Diametro equivalente delle barre tese $f_i = 20 \text{ mm}$
 Ricoprimento netto dell'armatura ($Y_f - f_i/2$) $c = 4.000 \text{ cm}$
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ($s = 5 \cdot (c + f_i/2)$) $b = 25.000 \text{ cm}$
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A_s e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$ $ro_{,eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.020106$
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata $eps_1 = 0.000423$
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata $eps_2 = 0.000000$
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce) $k_1 = 0.800$
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata $k_2 = 0.500$
 Coefficiente $k_3 = 3.400$
 Coefficiente $k_4 = 0.425$
 Distanza massima tra le fessure $D_{smax} = 30.510 \text{ cm}$

c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure w_k

Deformazione unitaria media dell'armatura $eps_{rm} = 0.000573$
 Distanza massima tra le fessure $D_{smax} = 30.510 \text{ cm}$
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ($w_k = eps_{rm} D_{smax}$) $w_k = 0.175 \text{ mm}$

e) Verifica

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Aggressive
 Combinazioni di azioni: Frequenti
 Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata $w_k = 0.300 \text{ mm}$

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

9.1.3 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione. Cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione: $h = 60 \text{ cm}$
- armature superiori (tese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm
- armature inferiori (comprese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm

Determinazione delle sollecitazioni:

- luce di calcolo: $L = 1.00 \text{ m}$
- peso plinto: $V = 25 \times 0.60 \times 1.00 = 15.00 \text{ kN}$
 $M = -25 \times 0.60 \times 1.00^2 / 2 = -7.50 \text{ kN.m}$
- peso terreno: $V = -20 \times 6.40 \times 1.00 + 20 \times 0.50 \times 1.00 / 2 = -133.00 \text{ kN}$
 $M = -20 \times 6.40 \times 1.00^2 / 2 - 20 \times 0.50 \times 1.00^2 / 3 = -67.33 \text{ kN.m}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = -1.3 \times (7.50 + 67.33) = -97.28 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 1.3 \times (15.00 + 133.00) = 192.40 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = -215.44 \text{ kN.m}$ (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (solo cls.): $V_{Rd} = 217.06 \text{ kN}$ (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Combinazioni: **Momento massimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni
 Sforzo normale agente di calcolo $y_s = 300.00$ [mm]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y_s) $M_{sd}(y=y_s) = -97.28$ [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: $y_g = 300.00$ mm) $M_{sd}(y=y_g) = -97.28$ [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave $f_{ck} = 30.00$ [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave $\gamma_c = 1.50$
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave $f_{cd} = 17.000$ [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave $f_{ctd} = 1.352$ [N/mm²]

Elementi	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ϵ inf	ϵ sup	σ inf	σ sup	NRd(y=0)	MRd(y=0)
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	‰	‰	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	-0.9837	10.7636	-12.611	0.000	-351.24	6.17
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-351.24	6.17

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio $E_s = 210000.00$ [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario $f_{yk} = 450.00$ [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario $\gamma_s = 1.15$
 Deformazione massima di calcolo $\epsilon_{ud} = 10.00$ ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario $f_{yd} = 391.30$ [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro	livello	area	ϵ_{yd}	ϵ_{acc}	σ_{acc}	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
strato	ferri	[mm]	[mm]	[mm ²]	‰	‰	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	4	18	39.0	1017.88	1.8634	-0.2201	-46.23	-47.06	1.84
2	4	18	561.0	1017.88	1.8634	10.0000	391.30	398.30	-223.45
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			561.0	2035.75	1.86335	10.0000		351.24	-221.61

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) $\xi = 0.0010$
 Altezza totale della sezione $h = 600.0$ [mm]
 Copriferro armatura tesa $c = 39.0$ [mm]
 Altezza utile ($h-c$) $d = 561.0$ [mm]
 Profondità dell'asse neutro $x = 0.6$ [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) $\delta = 0.0695$
 Braccio della coppia interna $z = 543.43$ [mm]

Deformazione massima nel calcestruzzo $\epsilon_{cls} = -0.9837$ ‰ in $y = 0.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso $\epsilon_{acc} = 10.0000$ ‰ in $y = 561.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso $\epsilon_{ap} = 0.0000$ ‰ in $y =$ [mm]

Campo di deformazione specifica $\lambda = 2$
 Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$) $\lambda = -9.837E-04$
 Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$) $\mu = 1.958E-05$ [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - $y=0$) $N_{rd}(y=0) = 0.00$ [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - $y=0$) $M_{rd}(y=0) = -215.44$ [kNm]

Sforzo normale resistente (rispetto a $y=y_s$) $N_{rd} = 0.00$ [kN]
 Momento resistente (rispetto a $y=y_s$) $M_{rd} = -215.44$ [kNm]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ($N_{rd}=cost$) $M_{rd}/M_{sd} = 2.215$

Controlli armatura ordinaria longitudinale massima e minima

Area minima armature tese $A_{s,min} = 938.84$ [mm²]
 Area massima armature totali $A_{s,max} = 24000.00$ [mm²]
 Area totale armature tese $A_{st} = 1017.88$ [mm²]
 Area totale armature compresse $A_{sc} = 1017.88$ [mm²]
 (VERIFICATO: $A_{st} \geq A_{s,min}$ e $A_{st} \leq A_{s,max}$)
 (VERIFICATO: $A_{sc} \leq A_{s,max}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo	Nsd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente	Vd=	192.40 [kN]
Carichi appesi o indiretti	Cad=	0.00 [kN/m]
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$; EN 1992-1-1:6.2.1(8))	av=	999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ($p > 0$ per h crescente con M):	p=	0.00
Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: ($Vsd = Vd + Vmd$)	Vsd=	192.40 [kN]
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw=	1000.00 [mm]
Altezza utile sezione: $d = h - c$	d=	561.00 [mm]
Braccio della coppia interna	z=	543.43 [mm]
Area armature longitudinali tese	Asl=	1017.88 [mm²]
Coefficiente: $k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$	k=	1.597
Coefficiente: $V_{min} = 0.035 * (k^1.5) * (f_{ck}^{0.5})$	Vmin=	0.38692 [N/mm²]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = Asl / (bw * d) \leq 0.02$	\rho_l=	0.00181
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = Nsd / Ac \leq 0.2 * f_{cd}$	\sigma_{cp}=	0.000 [N/mm²]
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	217.06 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	1.128

9.1.4 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 9.1.3 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (quasi permanente):

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 7.50 + 67.33 = -74.83 \text{ kN.m}$

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 10.82 \text{ cm}$
- compressione massima cls: $\sigma_c = -2.234 \text{ N/mm}^2$
- trazione massima armature: $\sigma_a = 140.17 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale: $\sigma_c = 1.118 \text{ N/mm}^2$

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,max} = 2.414 \text{ N/mm}^2$

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Gli sforzi sono applicati al baricentro della sezione omogeneizzata (S/NO); 30.000 cm) **SI**
 Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici) Y= **30.00** cm
 Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione) N= **0.00** kN
 Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori) M= **-74.83** kN.m
 Coefficiente di omogeneizzazione m= **15.00**

Ordinata asse neutro (dall'alto) ys= 49.18 cm
 Ordinata asse neutro (dal basso) yi= 10.82 cm
 Tensione calcestruzzo minima sc1= -2.234 N/mm²
 Tensione calcestruzzo massima sc2= 0.000 N/mm²
 Tensione acciaio minima sf1= -21.43 N/mm²
 Tensione acciaio massima sf2= 140.17 N/mm²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	60.00	100.00	0.00	60.00	0.00	10.82	-2.234	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		60.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	4	18	3.90	10.18	-21.43
2	4	18	56.10	10.18	140.17
3	0	0	0.00	0.00	
4	0	0	0.00	0.00	
5	0	0	0.00	0.00	
6	0	0	0.00	0.00	
7	0	0	0.00	0.00	
8	0	0	0.00	0.00	
9	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			30.00	20.36	

Legenda

- bi= base inferiore trapezio
- h= altezza trapezio
- bs= base superiore trapezio
- Yi= ordinata base inferiore trapezio
- Ys= ordinata di base superiore trapezio
- Yi'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo si
- Ys'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo ss
- si= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Yi'
- ss= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Ys'
- Af= area dello strato di acciaio alla quota Yf
- Yf= ordinata dello strato di acciaio di area Af
- sf= tensione di calcolo acciaio all'ordinata Yf

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Riferimento :
 D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni - Paragrafo 4.1.2.2.4
 Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, N. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" .

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Aggressive
 Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio fck= **30.0** N/mm²
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck)^(2/3)) fctm= **2.896** N/mm²
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fctk = fctm/1.2) fctk= **2.414** N/mm²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):

Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= **1.118** N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

9.1.5 VERIFICA DELLO SBALZO ANTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione. Cautelativamente si trascura il contributo favorevole del terreno sul plinto.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione: $h = 60 \text{ cm}$
- armature inferiori (tese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm
 $4 \text{ } \varnothing 24$, distanza dal bordo 4.2 cm
- armature superiori (comprese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm
- armature trasversali (legature): $4 \times 2 \text{ } \varnothing 14$

Determinazione delle sollecitazioni massime (comb. U1-II):

- luce di calcolo: $L = 1.40 \text{ m}$
- peso plinto: $V = -25 \times 0.60 \times 1.40 = -21.00 \text{ kN}$
 $M = -25 \times 0.60 \times 1.40^2 / 2 = -14.70 \text{ kN.m}$
- pressioni terreno: $V = 93.50 \times 1.40 + 569.1 \times 1.40 / 2 = 529.27 \text{ kN}$
 $M = 93.50 \times 1.40^2 / 2 + 569.1 \times 1.40^2 / 3 = 463.44 \text{ kN.m}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 463.44 - 14.70 = 448.74 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 529.27 - 21.00 = 508.27 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = 582.43 \text{ kN.m}$ (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (con arm.): $V_{Rd} = 635.94 \text{ kN}$ (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Combinazioni: **Momento massimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni
 Sforzo normale agente di calcolo $y_s = 300.00$ [mm]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y_s) $M_{sd}(y=y_s) = 448.74$ [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: $y_g = 300.00$ mm) $M_{sd}(y=y_g) = 448.74$ [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave $f_{ck} = 30.00$ [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave $\gamma_c = 1.50$
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave $f_{cd} = 17.000$ [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave $f_{ctd} = 1.352$ [N/mm²]

Elementi	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ϵ inf	ϵ sup	σ inf	σ sup	NRd(y=0)	Mrd(y=0)
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	‰	‰	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	10.8188	-1.7788	0.000	-16.792	-901.19	512.59
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-901.19	512.59

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio $E_s = 210000.00$ [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario $f_{yk} = 450.00$ [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario $\gamma_s = 1.15$
 Deformazione massima di calcolo $\epsilon_{ud} = 10.00$ ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario $f_{yd} = 391.30$ [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro	livello	area	ϵ yd	ϵ acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
strato	ferri	[mm]	[mm]	[mm ²]	‰	‰	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	4	18	39.0	1017.88	1.8634	10.0000	391.30	398.30	-15.53
2	4	24	42.0	1809.56	1.8634	9.9370	391.30	708.09	-29.74
3	4	18	561.0	1017.88	1.8634	-0.9600	-201.59	-205.19	115.11
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			39.0	3845.31	1.86335	10.0000		901.19	69.84

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) $\xi = 0.0018$
 Altezza totale della sezione $h = 600.0$ [mm]
 Copriferro armatura tesa $c = 39.0$ [mm]
 Altezza utile ($h-c$) $d = 561.0$ [mm]
 Profondità dell'asse neutro $x = 1.0$ [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) $\delta = 0.0695$
 Braccio della coppia interna $z = 527.86$ [mm]

Deformazione massima nel calcestruzzo $\epsilon_{cls} = -1.7788$ ‰ in $y = 600.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso $\epsilon_{acc} = 10.0000$ ‰ in $y = 39.00$ [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso $\epsilon_{ap} = 0.0000$ ‰ in $y =$ [mm]
 Campo di deformazione specifica $\lambda = 2$
 Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu$) $\lambda = 1.082E-02$
 Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu$) $\mu = -2.100E-05$ [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - $y=0$) $N_{rd}(y=0) = 0.00$ [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - $y=0$) $M_{rd}(y=0) = 582.43$ [kNm]

Sforzo normale resistente (rispetto a $y=y_s$) $N_{rd} = 0.00$ [kN]
 Momento resistente (rispetto a $y=y_s$) $M_{rd} = 582.43$ [kNm]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ($N_{rd}=cost$) $M_{rd}/M_{sd} = 1.298$

Controlli armatura ordinaria longitudinale massima e minima

Area minima armature tese $A_{s,min} = 935.63$ [mm²]
 Area massima armature totali $A_{s,max} = 24000.00$ [mm²]
 Area totale armature tese $A_{st} = 2827.43$ [mm²] (VERIFICATO: $A_{st} \geq A_{s,min}$ e $A_{st} \leq A_{s,max}$)
 Area totale armature compresse $A_{sc} = 1017.88$ [mm²] (VERIFICATO: $A_{sc} \leq A_{s,max}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo Nsd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente Vd= 508.27 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]

Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$; EN 1992-1-1:6.2.1(8)) av= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ($p > 0$ per h crescente con M): p= 0.00
 Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente di calcolo: ($Vsd = Vd + Vmd$) Vsd= 508.27 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: $d = h - c$ d= 559.08 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 527.86 [mm]
 Area armature longitudinali tese Asl= 2827.43 [mm²]
 Coefficiente: $k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$ k= 1.598
 Coefficiente: $V_{min} = 0.035 * (k \cdot 1.5) * (f_{ck} \cdot 0.5)$ Vmin= 0.38729 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ [≤ 0.02] $\rho_l = 0.00506$
 Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$ [$\leq 0.2 * f_{cd}$] $\sigma_{cp} = 0.000$ [N/mm²]
Sforzo di taglio resistente Vrd= 265.42 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ($\gamma \geq 1$; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 0.522

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

Modulo di elasticità acciaio armatura trasversale Esv= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario armatura trasversale fyvk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario armatura trasversale $\gamma_s = 1.15$

		Staffe		Ferri piegati
Resistenza di calcolo acciaio ordinario armatura trasversale	fysd=	391.30 [N/mm²]	fypd=	313.04 [N/mm²]
Disposizione armatura trasversale (staffe):	numero bracci: n=	2	n=	0
	diámetro: $\phi_s =$	14 [mm]	$\phi_p =$	0 [mm]
	interasse: ss=	250.00 [mm]	sp=	0.00 [mm]
Inclinazione rispetto all'asse della trave ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)	$\alpha_s =$	90.00 °	$\alpha_p =$	45.00 °

Inclinazione dei "punti" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5$) $\cot \theta = 2.500$
 Controllo limite inferiore $\cot \theta$ in caso di significativo sforzo normale:
 Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$ $\sigma_{cp} = 0.000$ [N/mm²]
 Tensione tangenziale baricentrica $\tau_b = 1.271$ [N/mm²]
 Tensione principale massima baricentrica $\sigma_1 = 1.271$ [N/mm²]
 Inclinazione minima dei "punti" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave $\cot \theta_1 = 1.000$
 Inclinazione assunta dei "punti" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5$) $\cot \theta = 2.500$
 Prolungamento delle armature longitudinali dovuto all'inclinazione θ a1= 659.83 [mm]
 Incremento momento flettente dovuto al taglio (traslazione diagramma momenti: solo se: $M_{sd} + \Delta M \leq M_{max}$) $\Delta M = 335.37$ [kNm]

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Verifica del calcestruzzo compresso

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: $d = h - c$ d= 559.08 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 527.86 [mm]
 Coefficiente α_c ($\sigma_{cp} / f_{cd} = 0.000$) $\alpha_c = 1.000$
 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo: $f'_{cd} = 0.5 * f_{cd}$ f'cd= 8.500 [N/mm²]
 Sforzo di taglio resistente (calcestruzzo compresso) Vrcd= 1547.19 [kN]

Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ($\gamma \geq 1$; calcestruzzo compresso) Vrcd/Vd= 3.044

Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Area delle armature trasversali (staffe) Asv= 307.88 [mm²]
 Area staffe necessaria per carichi appesi Ast= 0.000 [mm²]
 Area staffe utile al netto dell'armatura necessaria per carichi appesi Ast'= 307.88 [mm²]
 Area delle armature trasversali (ferri piegati) Asw= 0.00 [mm²]
 Sforzo di taglio resistente (staffe) Vrsd= 635.94 [kN]
 Sforzo di taglio resistente (ferri piegati) Vrp= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio resistente totale armature trasversali Vrsd= 635.94 [kN]

Sforzo di taglio resistente: Vrd= minimo(Vrcd; Vrsd) Vrd= 635.94 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ($\gamma \geq 1$; armatura d'anima) Vrd/Vsd= 1.251

9.1.6 VERIFICA DELLO SBALZO ANTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 9.1.5 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (comb. Fr-II):

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 118.69 \times 1.40^2 / 2 + 307.70 \times 1.40^2 / 3 - 14.70 = 302.65$ kN.m

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 17.02$ cm
- compressione massima cls: $\sigma_c = -6.192$ N/mm²
- trazione massima armature: $\sigma_a = 213.22$ N/mm²

Verifica di fessurazione: il valore caratteristico dell'apertura fessure vale $w_k = 0.163$ mm, minore del valore limite $w = 0.400$ mm, la sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Gli sforzi sono applicati al baricentro della sezione omogeneizzata (SI/NO); 28.935 cm) **SI**
 Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici) **Y= 28.94 cm**
 Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione) **N= 0.00 kN**
 Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori) **M= 302.65 kN.m**
 Coefficiente di omogeneizzazione **m= 15.00**

Ordinata asse neutro (dall'alto) **ys= 17.02 cm**
 Ordinata asse neutro (dal basso) **yi= 42.98 cm**
 Tensione calcestruzzo minima **sc1= -6.192 N/mm²**
 Tensione calcestruzzo massima **sc2= 0.000 N/mm²**
 Tensione acciaio minima **sf1= -71.60 N/mm²**
 Tensione acciaio massima **sf2= 213.22 N/mm²**

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	60.00	100.00	0.00	60.00	42.98	60.00	0.000	-6.192
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		60.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	4	18	3.90	10.18	213.22
2	4	24	4.20	18.10	211.58
3	4	18	56.10	10.18	-71.60
4	0	0	0.00	0.00	
5	0	0	0.00	0.00	
6	0	0	0.00	0.00	
7	0	0	0.00	0.00	
8	0	0	0.00	0.00	
9	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			17.86	38.45	

Legenda

- bi= base inferiore trapezio
- h= altezza trapezio
- bs= base superiore trapezio
- Yi= ordinata base inferiore trapezio
- Ys= ordinata di base superiore trapezio
- Yi'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo si
- Ys'= ordinata di calcolo tensione calcestruzzo ss
- si= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Yi'
- ss= tensione di calcolo calcestruzzo all'ordinata Ys'
- Af= area dello strato di acciaio alla quota Yf
- Yf= ordinata dello strato di acciaio di area Af
- sf= tensione di calcolo acciaio all'ordinata Yf

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ. 30 - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Riferimento :
 D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni - Paragrafo 4.1.2.2.4
 Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, N. 617 - Istruzioni per
 l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" .

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Ordinarie
 Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio $f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$) $f_{ctm} = 2.896 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$) $f_{ctk} = 2.414 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo $sc_{max} = 4.015 \text{ N/mm}^2$

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura ϵ_{psrm}

Modulo elastico del calcestruzzo $E_c = 32837 \text{ N/mm}^2$
 Modulo elastico delle armature $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata $\sigma_{smax} = 213.220 \text{ N/mm}^2$
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure $b_{eff} = 100.000 \text{ cm}$
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace $[min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2)]$ $h_{eff} = 10.230 \text{ cm}$
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure $A_{c,eff} = b_{eff} h_{eff} = 1023.000 \text{ cm}^2$
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace $A_s = 28.274 \text{ cm}^2$
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A_s e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$ $ro_{eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.027639$
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) $kt = 0.6$
 Deformazione unitaria media dell'armatura $\epsilon_{psrm} = 0.000699$
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ($\epsilon_{psrm,lim} = 0.6 \sigma_{smax}/E_s$) $\epsilon_{psrm,lim} = 0.000640$

b) Calcolo della distanza massima tra le fessure D_{smax}

Distanza tra le barre ($l_{nt} - f_i$) $s_1 = 10.500 \text{ cm}$
 Diametro equivalente delle barre tese $f_i = 21 \text{ mm}$
 Ricoprimento netto dell'armatura ($Y_f - f_i/2$) $c = 3.000 \text{ cm}$
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ($s = 5 \cdot (c + f_i/2)$) $b = 20.357 \text{ cm}$
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A_s e l'area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff}$ $ro_{eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.027639$
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata $\epsilon_{ps1} = 0.000476$
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata $\epsilon_{ps2} = 0.000000$
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce) $k_1 = 0.800$
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata $k_2 = 0.500$
 Coefficiente $k_3 = 3.400$
 Coefficiente $k_4 = 0.425$
 Distanza massima tra le fessure $D_{smax} = 23.380 \text{ cm}$

c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure w_k

Deformazione unitaria media dell'armatura $\epsilon_{psrm} = 0.000699$
 Distanza massima tra le fessure $D_{smax} = 23.380 \text{ cm}$
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ($w_k = \epsilon_{psrm} D_{smax}$) $w_k = 0.163 \text{ mm}$

e) Verifica

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie
 Combinazioni di azioni: Frequenti
 Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata $w_k = 0.400 \text{ mm}$

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

9.2 TABULATI DI CALCOLO - VERIFICHE GEOTECNICHE - RISULTATI

Le verifiche geotecniche sono eseguite per ogni combinazione di carico statica e sismica indicata al punto 6.3. Nel seguito ci si riferisce a una larghezza dell'elemento unitaria, salvo esplicithe indicazioni diverse.

Le verifiche sono svolte per il muro alla sez. 30, avente la massima altezza.

Si nota che cautelativamente si trascurano sempre:

- La resistenza passiva del terreno a valle.
- La presenza del sottoplinto non armato.
- Rapporto B/L; la dimensione longitudinale si suppone indefinita

Seguono i risultati ottenuti nelle verifiche geotecniche eseguite in condizioni statiche e sismiche:

- Verifica al ribaltamento
- Verifica allo scorrimento
- Verifica di capacità portante

Segue il tabulato di calcolo.

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOASSORBENTI - BARRIERA 02 SEZ. 30 CONTROTERRA**
Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 1.00 m - ALTEZZA MURO: 6.50+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 1.00 m**
Altezza rilevato: **Hr= 6.50 m**
Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.23 m**

COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti moltiplicativi dei carichi per le combinazioni di carico esaminate.

Combinazioni statiche SLE: verifiche stati limite di esercizio (fessurazione)

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
Ra-I (Vento)	1	0.75	1	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
Ra-II (Traffico)	1	1	0.6	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
Fr-I (Fessurazione)	1	0	0.2	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con vento dominante
Fr-II (Fessurazione)	1	0.75	0	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con sovraccarico dominante

Combinazioni STR/GEO, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche strutturali e geotecniche

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
U1-I (Vento)	1.3	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
U1-II (Traffico)	1.3	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
S1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
S1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

Combinazioni EQU, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche di ribaltamento

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
E1-I (Vento)	0.9	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
E1-II (Traffico)	0.9	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
SE1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
SE1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRAPIENO SPINGENTE

Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1 20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <0)	$\varepsilon =$	26.57 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	33.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	16.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	10.00 kN/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²
Condizioni di spinta del terrapieno (calcolo coefficienti di spinta)		Attiva

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico (efficace) del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1 20.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	45.00 °
Coesione del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Altezza del terreno sullo sbalzo anteriore del sottoplinto	$h_t =$	2.60 m
Angolo di inclinazione del terreno a valle (>0 verso il basso)	$\omega =$	0.00 °
Sovraccarico sul piano di campagna a valle	$q_v =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito tra sottoplinto e terreno di base	$\delta_a =$	45.00 °
Coefficiente di attrito tra sottoplinto e terreno di base ($f_a = \tan(\delta_a)$)	$f_a =$	1.000
Coefficiente di aderenza tra sottoplinto e terreno di base	$c_a =$	0.00 kN/m ²
Modulo di deformabilità assiale del terreno	$E_t =$	20000000 kN/m ²

CARATTERISTICHE SISMICHE (NTC 2018)

Categoria suolo di fondazione (A-B-C-D-E)	$F =$	C
Coefficiente opere di sostegno:	$\beta =$	0.38
Accelerazione orizzontale/gravità	$a_y/g =$	0.0603
Coefficiente stratigrafico e di topografia	$S = S_s \times S_t =$	1.5
Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	± 0.0172

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

Altezza terreno a monte (da estradosso plinto)	$H_t =$	6.400 m
Altezza parete (da estradosso plinto)	$H_p =$	6.500 m
Larghezza di calcolo	$B_p =$	1.000 m
Spessore parete in testa	$Sp_1 =$	0.500 m
Spessore massimo parete all'incastro nel plinto	$Sp_3 =$	0.830 m
Inclinazione anteriore parete (>0 verso monte)	$P_p =$	5.077 %
Distanza tra le costole	$dc =$	0.000 m
Altezza costola	$Hc =$	6.500 m
Larghezza totale costole per pannello	$Bc =$	1.000 m
Spessore costola in sommità	$Sc' =$	0.000 m
Inclinazione posteriore costola (>0 verso valle)	$Pc =$	0.000 %
Spessore costola alla base	$Sc =$	0.000 m
Spessore complessivo sezione alla base	$Sb =$	0.830 m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO

Altezza plinto (all'incastro)	$H_{pl} =$	0.600 m
Altezza anteriore plinto	$H_{antpl} =$	0.600 m
Altezza posteriore plinto	$H_{pospl} =$	0.600 m
Larghezza plinto	$B_{pl} =$	3.230 m
Sbalzo anteriore plinto	$S_{antl} =$	1.400 m
Distanza tra filo posteriore plinto e filo posteriore parete	$S_{pos1} =$	1.000 m

MASSE AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Componente verticale della forza di massa	FV
Componente orizzontale della forza di massa (sisma)	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza di massa da bordo ant. plinto	x
Ordinata del punto di applicazione della forza di massa da bordo inf. plinto	y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)	Agente su
Barriera fonoassorbente	0.70	0.02	1.980	7.600	Parete
Deduzione terreno per tubo \varnothing 70	-7.70	-0.26	0.670	1.450	Fondazione

AZIONI VARIABILI AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Calcolo della pressione del vento secondo NTC 2018

Zona		1
Classe di rugosità		D
Categoria di esposizione		II
Altezza del sito		250 mslmm
Coefficienti tabella 3.3.I	$v_b,0=$	25 m/s
	$a_0=$	1000 mslmm
	$k_s=$	0.4
Periodo di ritorno di progetto:		100.00 anni
Coefficiente di ritorno:	$c_r=$	1.04
Velocità di riferimento		25.98 m/s
Pressione di riferimento		421.88 N/mq
Coefficienti tabella 3.3.II	$k_r=$	0.19
	$z_0=$	0.05 m
	$z_{min}=$	4 m
Coefficiente di forma	$c_p=$	1.2
Coefficiente dinamico	$c_d=$	1
Coefficiente di topografia:	$c_t=$	1
Altezza esposta	$Z=$	1.10
Coefficiente di esposizione:	$c_e=$	1.801
Pressione del vento:	p=	911.54 N/mq

Componente verticale della forza esterna FV
 Componente orizzontale della forza esterna FH
 Ascissa del punto di applicazione della forza da bordo ant. plinto x
 Ordinata del punto di applicazione della forza da bordo inf. plinto y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)
Vento su barriera fonoassorbente: $q=$ 0.912 kN/mq	0.00	1.00	1.980	7.550

SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI BASE DELLA PARETE

Parametri di spinta per la verifica del pannello prefabbricato

Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	$\alpha =$	26.57 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	33.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	16.50 °
Sovraccarico sul terrapieno	$q =$	10.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione paramento del muro	$\beta =$	0.00 °
Altezza di verifica dal lembo superiore del pannello	Hv=	6.500 m

Spinte statiche
 Angolo della superficie di scivolamento $\Omega = 48.325$ °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	Ka=	0.4241	0.4066	0.1204

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	-0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	2.003 ° (0.0350 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	44.530 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas=	0.4859	0.4659	0.1380

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	1.935 ° (0.0338 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	44.671 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas=	0.4835	0.4636	0.1373

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore della parete
 Le sollecitazioni caratteristiche sono riferite a una larghezza unitaria.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	108.06	3.71	0.504	2.981	54.50	11.07
Spinte terreno (statiche)	49.33	166.55	0.608	2.133	30.01	355.30
Spinte sovraccarico (statiche)	7.71	26.02	0.662	3.200	5.11	83.27
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	55.55	187.54	0.608	2.133	33.79	400.08
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	8.83	29.82	0.662	3.200	5.85	95.41
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	57.21	193.14	0.608	2.133	34.80	412.04
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	8.79	29.67	0.662	3.200	5.82	94.94
Masse aggiuntive	0.70	0.02	0.580	7.000	0.41	0.17
Vento su barriera fonoassorbente: $q=$ 0.912 kN/mq	0.00	1.00	0.000	6.950	0.00	6.97
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	1.87	0.00	0.505	0.000	0.94	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Combinazione: Ra-I (Vento)	163.88	187.09	0.542	2.271	88.74	424.89
Combinazione: Ra-II (Traffico)	165.80	193.19	0.543	2.293	90.02	442.92
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	158.09	166.77	0.537	2.140	84.91	356.86
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	163.88	186.09	0.542	2.246	88.74	417.92
Combinazione: U1-I (Vento)	214.19	247.32	0.542	2.290	116.13	566.24
Combinazione: U1-II (Traffico)	217.09	256.48	0.544	2.313	118.05	593.29
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	164.21	197.24	0.542	2.126	88.92	419.33
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	169.60	202.82	0.541	2.126	91.81	431.20

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Parametri di spinta per la verifica della fondazione

Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	$\alpha =$	26.57 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	33.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	16.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	10.00 kN/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione parete sulla verticale	$\beta =$	0.00 °

Altezza di calcolo delle spinte H= 7.500 m

Spinte statiche

Angolo della superficie di scioglimento $\Omega = 48.325 °$

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	Ka=	0.4241	0.4066	0.1204

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	-0.0172
Angolo incremento sismico [arctan K_h]	$\theta =$	2.003 ° (0.0350 rad)
Angolo della superficie di scioglimento	$\Omega =$	44.530 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas=	0.4859	0.4659	0.1380

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	1.935 ° (0.0338 rad)
Angolo della superficie di scioglimento	$\Omega =$	44.671 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas=	0.4835	0.4636	0.1373

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.
Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	108.06	3.71	1.904	3.581	205.78	13.30
Terreno sul plinto	133.00	4.57	2.736	3.925	363.92	17.94
Plinto	48.45	1.67	1.615	0.300	78.25	0.50
Terreno sul plinto anteriore	56.00	0.00	0.700	0.000	39.20	0.00
Spinte terreno (statiche)	67.75	228.72	3.230	2.500	218.83	571.79
Spinte sovraccarico (statiche)	9.03	30.50	3.230	3.750	29.18	114.36
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	76.29	257.55	3.230	2.500	246.41	643.87
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	10.35	0.00	3.230	3.750	33.43	0.00
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	78.57	265.24	3.230	2.500	253.78	663.11
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	10.30	0.00	3.230	3.750	33.27	0.00
Masse aggiuntive	-7.00	-0.24	0.538	0.835	-3.77	-0.20
Vento su banchina forocassorbente: $q = 0.912$ kN/mg	0.00	1.00	0.000	7.550	0.00	7.57
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	5.82	0.00	2.019	0.000	11.74	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	413.04	252.35	924.09	664.92	0.627	0.988
Combinazione: Ra-II (Traffico)	415.30	259.57	931.39	690.49	0.580	1.035
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	406.26	228.68	902.21	573.10	0.810	0.805
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	413.04	251.35	924.09	657.36	0.646	0.969
Combinazione: U1-I (Vento)	538.30	332.83	1205.70	883.08	0.599	1.016
Combinazione: U1-II (Traffico)	541.69	343.66	1216.64	921.42	0.545	1.070
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	411.06	267.26	924.74	675.41	0.607	1.008
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	424.96	274.95	955.56	694.65	0.614	1.001
Combinazione: E1-I (Vento)	375.80	241.44	844.81	654.44	0.507	1.108
Combinazione: E1-II (Traffico)	379.19	252.27	855.76	692.78	0.430	1.185
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	411.06	267.26	924.74	675.41	0.607	1.008
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	424.96	274.95	955.56	694.65	0.614	1.001

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

Combinazione	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Combinazione Ra-I (Vento)	438.83	0.00	0.00	1.88
Combinazione Ra-II (Traffico)	477.30	0.00	0.00	1.74
Combinazione Fr-I (Fessurazione)	334.34	0.00	0.00	2.43
Combinazione Fr-II (Fessurazione)	426.39	0.00	0.00	1.94
Combinazione U1-I (Vento)	598.78	0.00	0.00	1.80
Combinazione U1-II (Traffico)	662.62	0.00	0.00	1.63
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	451.79	0.00	0.00	1.82
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	461.44	0.00	0.00	1.84

Verifiche di ribaltamento:

Combinazione	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
Combinazione E1-I (Vento)	844.81	654.44	1.291	1.15	Verificato
Combinazione E1-II (Traffico)	855.76	692.78	1.235	1.15	Verificato
Combinazione SE1-I (sisma v.alto)	924.74	675.41	1.369	1.15	Verificato
Combinazione SE1-II (sisma v.basso)	955.56	694.65	1.376	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento

Combinazione	N * tan(φ) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
Combinazione U1-I (Vento)	538.30	332.83	1.617	1.10	Verificato
Combinazione U1-II (Traffico)	541.69	343.66	1.576	1.10	Verificato
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	411.06	267.26	1.538	1.10	Verificato
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	424.96	274.95	1.546	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione

Combinazione	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ_m (kN/m ²)	q_{ms} (kN/m ²)	q_0 (kN/m ²)	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
Combinazione U1-I (Vento)	538.30	332.83	1.199	449.09	1344.14	52.00	3.25	1.40	Verificato
Combinazione U1-II (Traffico)	541.69	343.66	1.090	496.97	1211.46	52.00	2.61	1.40	Verificato
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	411.06	267.26	1.213	338.84	1117.97	52.00	3.72	1.40	Verificato
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	424.96	274.95	1.228	346.08	1141.35	52.00	3.70	1.40	Verificato

10 MURO TIPO 2 - VERIFICHE MURO CONTROTERRA DA 3.20 M A H=4.00 M

Il paramento esterno del muro in oggetto è inclinato del 10% sulla verticale fino al ciglio autostrada; il plinto di fondazione ha sbalzo anteriore di 1.40 m e posteriore di 1.00 m; la larghezza complessiva del plinto vale quindi 3.23 m.

Nel tratto considerato la fondazione del muro si svolge sul substrato roccioso affiorante per il quale si sono assunte caratteristiche geotecniche cautelative che si considerano valide per ogni stato di alterazione e/o fratturazione dell'ammasso.

10.1 MURO CONTROTERRA ALLA SEZ. 32 DI ALTEZZA 4.0 M

Il muro presenta l'altezza massima di parete e si assume come base di calcolo:

- altezza della parete: $H = 4.50$ m
- spessore massimo parete: $S = 0.83$ m
- larghezza totale plinto di fondazione: $B = 1.40 + 0.83 + 1.00 = 3.23$ m
- altezza barriera fono assorbente: $H_b = 1$ m

10.1.1 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a presso-flessione e taglio della sezione considerando la combinazione di carico più gravosa.

Dati della sezione rettangolare

- larghezza: $B = 100$ cm
- altezza: $H = 83$ cm
- armature interne (tese): $4 \text{ } \varnothing 20$, distanza dal bordo 5 cm
- armature esterne (compresse): $4 \text{ } \varnothing 16$, distanza dal bordo 4.8 cm

Sollecitazioni massime baricentriche allo stato limite ultimo (vedi pagina 74):

- combinazione: U1-II
- sforzo assiale: $N_{Sd} = -105.55$ kN
- momento flettente: $M_{Sd} = 168.37 - 45.86 + 105.55 \times 0.83/2 = 166.31$ kN.m
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 107.25$ kN

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = 410.53$ kN.m (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente, solo cls.: $V_{Rd} = 291.33$ kN (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SPICCATO MURO

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 415.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -105.55 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 166.31 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 415.00 mm) Msd(y=yg)= 166.31 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 30.00 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 17.000 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.352 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm²]	σ sup [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	1000.0	830.0	1000.0	0.0	830.0	10.7080	-1.0441	0.000	-13.116	-540.51	434.64
2	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	830.0	830.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		830.0		0.0	830.0					-540.51	434.64

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
strato	ferri								
1	4	20	50.0	1256.64	1.8634	10.0000	391.30	491.73	-24.59
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	16	780.0	804.25	1.8634	-0.3361	-70.58	-56.76	44.28
totali			50.0	2060.88	1.86335	10.0000		434.96	19.69

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0010
 Altezza totale della sezione h= 830.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 780.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 0.8 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0641
 Braccio della coppia interna z= 754.13 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε cls= -1.0441 ‰ in y= 830.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica λ= 2
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.071E-02
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.416E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -105.55 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 454.33 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= -105.55 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 410.53 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 2.468

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione)	Nsd=	-105.55 [kN]
Sforzo di taglio agente (carichi esterni)	Vd=	107.25 [kN]
Carichi appesi o indiretti	Cad=	0.00 [kN/m]
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$; EN 1992-1-1;6.2.1(8))	av=	999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ($p > 0$ per h crescente con M):	p=	0.0000
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd=	0.00 [kN]
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione	Vpd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: ($Vsd = Vd + Vmd + Vpd$)	Vsd=	107.25 [kN]
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw=	1000.00 [mm]
Altezza utile sezione: $d = h - c$	d=	780.00 [mm]
Braccio della coppia interna	z=	754.13 [mm]
Area armature longitudinali tese	Asl=	1256.64 [mm ²]
Coefficiente: $k = 1 + (200/d)^{0.5}$ [≤ 2]	k=	1.506
Coefficiente: $V_{min} = 0.035 * (k^{1.5}) * (f_{ck}^{0.5})$	Vmin=	0.35443 [N/mm ²]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = Asl / (bw * d)$ [≤ 0.02]	$\rho_l =$	0.00161
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$ [$\leq 0.2 * f_{cd}$]	$\sigma_{cp} =$	0.127 [N/mm ²]
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	291.33 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	2.716

10.1.2 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 10.1.1 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio:

- combinazione: Fr-II (frequente)
- sforzo assiale: $N_{Sd} = -79.29$ kN
- momento flettente: $M_{Sd} = 104.04 - 34.14 + 79.29 \times 0.83/2 = 102.80$ kN.m

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 18.93$ cm
- compressione massima cls: $\sigma_c = -1.772$ N/mm²
- trazione massima armature: $\sigma_a = 82.91$ N/mm²

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale: $\sigma_c = 0.728$ N/mm²

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,max} = 2.414$ N/mm²

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SPICCATO PLINTO

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	Y=	41.50 cm
Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione)	N=	-79.29 kN
Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori)	M=	102.80 kN.m
Coefficiente di omogeneizzazione	m=	15.00
Ordinata asse neutro (dall'alto)	ys=	18.93 cm
Ordinata asse neutro (dal basso)	yi=	64.07 cm
Tensione calcestruzzo minima	sc1=	-1.772 N/mm ²
Tensione calcestruzzo massima	sc2=	0.000 N/mm ²
Tensione acciaio minima	sf1=	-19.56 N/mm ²
Tensione acciaio massima	sf2=	82.91 N/mm ²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	83.00	100.00	0.00	83.00	64.07	83.00	0.000	-1.772
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		83.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	4	20	5.00	12.57	82.91
2	4	16	78.00	8.04	-19.56
3	0	0	0.00	0.00	
4	0	0	0.00	0.00	
5	0	0	0.00	0.00	
6	0	0	0.00	0.00	
7	0	0	0.00	0.00	
8	0	0	0.00	0.00	
9	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			33.49	20.61	

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SPICCATO PLINTO

Riferimento :
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Ordinarie
 Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	30.0 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck) ^{2/3})	fctm=	2.896 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fckf = fctm/1.2)	fckf=	2.414 N/mm ²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= 0.728 N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

10.1.3 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione. Cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione: $h = 60 \text{ cm}$
- armature superiori (tese): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm
- armature inferiori (comprese): $4 \text{ } \varnothing 20$, distanza dal bordo 3.9 cm

Determinazione delle sollecitazioni:

- luce di calcolo: $L = 1.00 \text{ m}$
- peso plinto: $V = 25 \times 0.60 \times 1.00 = 15.00 \text{ kN}$
 $M = -25 \times 0.60 \times 1.00^2 / 2 = -7.50 \text{ kN.m}$
- peso terreno: $V = -20 \times 3.90 \times 1.00 + 20 \times 0.50 \times 1.00 / 2 = -73.0 \text{ kN}$
 $M = -20 \times 3.90 \times 1.00^2 / 2 - 20 \times 0.50 \times 1.00^2 / 3 = -42.33 \text{ kN.m}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = -1.3 \times (7.50 + 42.33) = -64.77 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 1.3 \times (15.00 + 73.0) = 114.40 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = -215.35 \text{ kN.m}$ (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (solo cls.): $V_{Rd} = 217.06 \text{ kN}$ (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SBALZO POSTERIORE PLINTO
 Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 300.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= 0.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= -64.77 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 300.00 mm) Msd(y=yg)= -64.77 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo
 Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 30.00 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 17.000 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.352 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm²]	σ sup [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	-0.9708	10.7627	-12.498	0.000	-343.37	5.96
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-343.37	5.96

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
strato	ferri								
1	4	20	39.0	1256.64	1.8634	-0.2081	-43.71	-54.93	2.14
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	18	561.0	1017.88	1.8634	10.0000	391.30	398.30	-223.45
totali			561.0	2274.51	1.86335	10.0000		343.37	-221.30

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0010
 Altezza totale della sezione h= 600.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 39.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 561.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 0.5 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0695
 Braccio della coppia interna z= 543.65 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε cls= -0.9708 ‰ in y= 0.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 561.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica λ= 2
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= -9.708E-04
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= 1.956E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= 0.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= -215.35 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= 0.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= -215.35 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 3.325

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione)	Nsd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente (carichi esterni)	Vd=	114.40 [kN]
Carichi appesi o indiretti	Cad=	0.00 [kN/m]
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$; EN 1992-1-1;6.2.1(8))	av=	999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ($p > 0$ per h crescente con M):	p=	0.0000
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd=	0.00 [kN]
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione	Vpd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: ($Vsd = Vd + Vmd + Vpd$)	Vsd=	114.40 [kN]
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw=	1000.00 [mm]
Altezza utile sezione: $d = h - c$	d=	561.00 [mm]
Braccio della coppia interna	z=	543.65 [mm]
Area armature longitudinali tese	Asl=	1017.88 [mm ²]
Coefficiente: $k = 1 + (200/d)^{0.5}$ [≤ 2]	k=	1.597
Coefficiente: $V_{min} = 0.035 * (k^{1.5}) * (f_{ck}^{0.5})$	Vmin=	0.38692 [N/mm ²]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = Asl / (bw * d)$ [≤ 0.02]	ρ_l =	0.00181
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = Nsd / Ac$ [$\leq 0.2 * f_{cd}$]	σ_{cp} =	0.000 [N/mm ²]
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	217.06 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	1.897

10.1.4 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 10.1.3 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (quasi permanente):

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 7.50 + 42.33 = -49.83 \text{ kN.m}$

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 10.65 \text{ cm}$
- compressione massima cls: $\sigma_c = -1.450 \text{ N/mm}^2$
- trazione massima armature: $\sigma_a = 93.27 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale: $\sigma_c = 0.739 \text{ N/mm}^2$

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,max} = 2.414 \text{ N/mm}^2$

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	Y=	41.50 cm
Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione)	N=	0.00 kN
Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori)	M=	-49.83 kN.m
Coefficiente di omogeneizzazione	m=	15.00
Ordinata asse neutro (dall'alto)	ys=	49.35 cm
Ordinata asse neutro (dal basso)	yi=	10.65 cm
Tensione calcestruzzo minima	sc1=	-1.457 N/mm ²
Tensione calcestruzzo massima	sc2=	0.000 N/mm ²
Tensione acciaio minima	sf1=	-13.85 N/mm ²
Tensione acciaio massima	sf2=	93.27 N/mm ²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	60.00	100.00	0.00	60.00	0.00	10.65	-1.457	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		60.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	4	20	3.90	12.57	-13.85
2	4	18	56.10	10.18	93.27
3	0	0	0.00	0.00	
4	0	0	0.00	0.00	
5	0	0	0.00	0.00	
6	0	0	0.00	0.00	
7	0	0	0.00	0.00	
8	0	0	0.00	0.00	
9	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			27.26	22.75	

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SBALZO POSTERIORE PLINTO

Riferimento :
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Ordinarie
 Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	30.0 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck) ^(2/3))	fctm=	2.896 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fctk = fctm/1.2)	fctk=	2.414 N/mm ²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

scmax= 0.739 N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

10.1.5 VERIFICA DELLO SBALZO ANTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione. Cautelativamente si trascura il contributo favorevole del terreno sul plinto.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione: $h = 60 \text{ cm}$
- armature inferiori (tese): $4 \text{ } \varnothing 20$, distanza dal bordo 3.9 cm
- armature superiori (compresse): $4 \text{ } \varnothing 18$, distanza dal bordo 3.9 cm
- armature trasversali (legature): $4 \times 2 \text{ } \varnothing 14$

Determinazione delle sollecitazioni massime (comb. U1-II):

- luce di calcolo: $L = 1.40 \text{ m}$
- peso plinto: $V = -25 \times 0.60 \times 1.40 = -21.00 \text{ kN}$
 $M = -25 \times 0.60 \times 1.40^2 / 2 = -14.70 \text{ kN.m}$
- pressioni terreno: $V = 148.08 \times 1.40 + 103.46 \times 1.40 / 2 = 308.70 \text{ kN}$
 $M = 148.08 \times 1.40^2 / 2 + 103.46 \times 1.40^2 / 3 = 212.71 \text{ kN.m}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 212.71 - 14.70 = 198.01 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 308.70 - 21.00 = 287.70 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = 582.43 \text{ kN.m}$ (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (con arm.): $V_{Rd} = 635.94 \text{ kN}$ (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SBALZO POSTERIORE PLINTO
 Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 300.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= 0.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 198.01 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 300.00 mm) Msd(y=yg)= 198.01 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo
 Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 30.00 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 17.000 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.352 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	10.7714	-1.0965	0.000	-13.531	-422.24	245.11
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-422.24	245.11

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
strato	ferri								
1	4	20	39.0	1256.64	1.8634	10.0000	391.30	491.73	-19.18
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	18	561.0	1017.88	1.8634	-0.3251	-68.27	-69.49	38.98
totali			39.0	2274.51	1.86335	10.0000		422.24	19.80

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0011
 Altezza totale della sezione h= 600.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 39.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 561.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 0.6 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0695
 Braccio della coppia interna z= 541.49 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε cls= -1.0965 ‰ in y= 600.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 39.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica λ= 2
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.077E-02
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.978E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= 0.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 264.91 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= 0.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 264.91 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 1.338

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

Modulo di elasticità acciaio armatura trasversale $E_{sv} = 210000.00$ [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario armatura trasversale $f_{yk} = 450.00$ [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario armatura trasversale $\gamma_s = 1.15$

		Staffe	Ferri piegati
Resistenza di calcolo acciaio ordinario armatura trasversale	$f_{y,sd} =$	391.30 [N/mm ²]	$f_{y,pd} =$ 313.04 [N/mm ²]
Disposizione armatura trasversale (staffe):	numero bracci: $n =$	2	$n =$ 0
	diametro: $\phi_s =$	14 [mm]	$\phi_p =$ 0 [mm]
	interasse: $s_s =$	250.00 [mm]	$s_p =$ 0.00 [mm]
Inclinazione rispetto all'asse della trave ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)	$\alpha_s =$	90.00 °	$\alpha_p =$ 45.00 °
Controllo area minima staffe	$A_{sv,min} =$	1500.00 [mm ² /m]	
Controllo interessi massimi	$s_{s,max} =$	333.00 [mm]	$s_{p,max} =$ N.D. [mm]

Inclinazione dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5$) $\cot \theta =$ 2.500
 Controllo limite inferiore $\cot \theta$ in caso di significativo sforzo normale:
 Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$ $\sigma_{cp} =$ 0.000 [N/mm²]
 Tensione tangenziale baricentrica $\tau_b =$ 0.719 [N/mm²]
 Tensione principale massima baricentrica $\sigma_1 =$ 0.719 [N/mm²]
 Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave $\cot \theta_{i,min} =$ 1.000
 Inclinazione assunta dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave ($1 \leq \cot \theta_i \leq \cot \theta \leq 2.5$) $\cot \theta =$ 2.500
 Prolungamento delle armature longitudinali dovuto all'inclinazione $a_1 =$ 676.86 [mm]
 Incremento momento flettente dovuto al taglio (traslazione diagramma momenti: solo se: $M_{sd} + \Delta M \leq M_{max}$) $\Delta M =$ 194.73 [kNm]

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Verifica del calcestruzzo compresso

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio $b_w =$ 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: $d = h - c$ $d =$ 561.00 [mm]
 Braccio della coppia interna $z =$ 541.49 [mm]
 Coefficiente α_c ($\sigma_{cp}/f_{cd} = 0.000$) $\alpha_c =$ 1.000
 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo: $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ $f'_{cd} =$ 8.500 [N/mm²]
 Sforzo di taglio resistente (calcestruzzo compresso) $V_{r,cd} =$ 966.98 [kN]

Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1 ; calcestruzzo compresso) $V_{rd}/V_{d} =$ **3.361**

Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Area delle armature trasversali (staffe) $A_{sv} =$ 307.88 [mm²]
 Area staffe necessaria per carichi appesi $A_{st} =$ 0.000 [mm²]
 Area staffe utile al netto dell'armatura necessaria per carichi appesi $A_{st}' =$ 307.88 [mm²]
 Area delle armature trasversali (ferri piegati) $A_{sw} =$ 0.00 [mm²]
 Sforzo di taglio resistente (staffe) $V_{r,sd} =$ 652.35 [kN]
 Sforzo di taglio resistente (ferri piegati) $V_{r,pd} =$ 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio resistente totale armature trasversali $V_{r,sd} =$ 652.35 [kN]

Sforzo di taglio resistente: $V_{rd} = \min(V_{r,cd}; V_{r,sd})$ $V_{rd} =$ **652.35** [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1 ; armatura d'anima) $V_{rd}/V_{sd} =$ **2.267**

10.1.6 VERIFICA DELLO SBALZO ANTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa e la sezione di cui al punto 10.1.5 precedente.

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (comb. Fr-II):

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 50.77 \times 1.40^2 / 2 + 94.85 \times 1.40^2 / 3 - 14.70 = 97.01$ kN.m

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $y = 11.92$ cm
- compressione massima cls: $\sigma_c = -2.66$ N/mm²
- trazione massima armature: $\sigma_a = 148.07$ N/mm²

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale: $\sigma_c = 1.425$ N/mm²

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,max} = 2.414$ N/mm²

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	Y=	41.50 cm
Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione)	N=	0.00 kN
Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori)	M=	97.01 kN.m
Coefficiente di omogeneizzazione	m=	15.00
Ordinata asse neutro (dall'alto)	ys=	11.92 cm
Ordinata asse neutro (dal basso)	yi=	48.08 cm
Tensione calcestruzzo minima	sc1=	-2.663 N/mm ²
Tensione calcestruzzo massima	sc2=	0.000 N/mm ²
Tensione acciaio minima	sf1=	-26.88 N/mm ²
Tensione acciaio massima	sf2=	148.07 N/mm ²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	100.00	60.00	100.00	0.00	60.00	48.08	60.00	0.000	-2.663
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		60.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	4	20	3.90	12.57	148.07
2	4	18	56.10	10.18	-26.88
3	0	0	0.00	0.00	
4	0	0	0.00	0.00	
5	0	0	0.00	0.00	
6	0	0	0.00	0.00	
7	0	0	0.00	0.00	
8	0	0	0.00	0.00	
9	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			27.26	22.75	

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: MURO CONTROTERRA - SEZ 32 - SBALZO ANTERIORE PLINTO

Riferimento :
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
 Sensibilità armatura
 Condizioni ambientali
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
 Poco sensibile
 Ordinarie
 Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	30.0 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck) ^{2/3})	fctm=	2.896 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fctk = fctm/1.2)	fctk=	2.414 N/mm ²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

scmax= 1.425 N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

10.2 TABULATI DI CALCOLO - VERIFICHE GEOTECNICHE - RISULTATI

Le verifiche geotecniche sono eseguite per ogni combinazione di carico statica e sismica indicata al punto 6.3.

Nel seguito ci si riferisce a una larghezza dell'elemento unitaria, salvo esplicite indicazioni diverse.

Le verifiche sono svolte per il muro alla sez. 32, avente la massima altezza.

Si nota che cautelativamente si trascurano sempre:

- La resistenza passiva del terreno a valle.
- La presenza del sottoplinto non armato.
- Rapporto B/L; la dimensione longitudinale si suppone indefinita

Seguono i risultati ottenuti nelle verifiche geotecniche eseguite in condizioni statiche e sismiche:

- Verifica al ribaltamento
- Verifica allo scorrimento
- Verifica di capacità portante

Segue il tabulato di calcolo.

Lavoro: **MURI PER SOSTEGNO BARRIERE FONOASSORBENTI - BARRIERA 02 SEZ. 32 CONTROTERRA**
 Titolo: **ALTEZZA BARRIERA: 3.50 m - ALTEZZA MURO: 4.00+0.60 m**

Altezza barriera fonoassorbente: **Hb= 3.50 m**
 Altezza rilevato: **Hr= 4.50 m**
 Larghezza plinto di fondazione: **Bp= 3.10 m**

COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti moltiplicativi dei carichi per le combinazioni di carico esaminate.

Combinazioni statiche SLE: verifiche stati limite di esercizio (fessurazione)

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
Ra-I (Vento)	1	0.75	1	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
Ra-II (Traffico)	1	1	0.6	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
Fr-I (Fessurazione)	1	0	0.2	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con vento dominante
Fr-II (Fessurazione)	1	0.75	0	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con sovraccarico dominante

Combinazioni STR/GEO, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche strutturali e geotecniche

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
U1-I (Vento)	1.3	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
U1-II (Traffico)	1.3	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
S1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
S1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

Combinazioni EQU, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche di ribaltamento

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
E1-I (Vento)	0.9	1.125	1.5	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
E1-II (Traffico)	0.9	1.5	0.9	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
SE1-I (sisma v.alto)	1	0.2	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
SE1-II (sisma v.basso)	1	0.2	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRAPIENO SPINGENTE

Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <φ)	$\epsilon =$	26.57 °	
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	33.00 °	
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²	
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	16.50 °	
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	10.00 kN/m ²	
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²	
Condizioni di spinta del terrapieno (calcolo coefficienti di spinta)		Attiva	

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico (efficace) del terreno	$\gamma_t =$	A1+M1	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	45.00 °	
Coesione del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²	
Altezza del terreno sullo sbalzo anteriore del sottoplinto	$h_t =$	2.60 m	
Angolo di inclinazione del terreno a valle (>0 verso il basso)	$\omega =$	0.00 °	
Sovraccarico sul piano di campagna a valle	$q_v =$	0.00 kN/m ²	
Angolo di attrito tra sottoplinto e terreno di base	$\delta_a =$	45.00 °	
Coefficiente di attrito tra sottoplinto e terreno di base ($f_a = \tan(\delta_a)$)	$f_a =$	1.000	
Coefficiente di aderenza tra sottoplinto e terreno di base	$c_a =$	0.00 kN/m ²	
Modulo di deformabilità assiale del terreno	$E_t =$	20000000 kN/m ²	

CARATTERISTICHE SISMICHE (NTC 2018)

Categoria suolo di fondazione (A-B-C-D-E)	$F =$	C
Coefficiente opere di sostegno:	$\beta =$	0.38
Accelerazione orizzontale/gravità	$a_g/g =$	0.0603
Coefficiente stratigrafico e di topografia	$S = S_s \times S_t =$	1.5
Coefficiente sismico orizzontale	$K_h =$	0.0344
Coefficiente sismico verticale	$K_v =$	±0.0172

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

Altezza terreno a monte (da estradosso plinto)	$H_t =$	3.900 m
Altezza parete (da estradosso plinto)	$H_p =$	4.000 m
Larghezza di calcolo	$B_p =$	1.000 m
Spessore parete in testa	$S_{p1} =$	0.500 m
Spessore massimo parete all'incastro nel plinto	$S_{p3} =$	0.700 m
Inclinazione anteriore parete (>0 verso monte)	$P_p =$	5.000 %

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO

Altezza plinto (all'incastro)	$H_{pl} =$	0.600 m
Altezza anteriore plinto	$H_{antpl} =$	0.600 m
Altezza posteriore plinto	$H_{pospl} =$	0.600 m
Larghezza plinto	$B_{pl} =$	3.100 m
Sbalzo anteriore plinto	$S_{ant} =$	1.400 m
Distanza tra filo posteriore plinto e filo posteriore parete	$S_{pos1} =$	1.000 m

MASSE AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Componente verticale della forza di massa	FV
Componente orizzontale della forza di massa (sisma)	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza di massa da bordo ant. plinto	x
Ordinata del punto di applicazione della forza di massa da bordo inf. plinto	y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)	Agente su
Barriera fonoassorbente	2.45	0.08	1.850	6.350	Parete
Deduzione terreno per tubo Ø 70	-7.70	-0.26	0.670	1.450	Fondazione

AZIONI VARIABILI AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Calcolo della pressione del vento secondo NTC 2018

Zona		1
Classe di rugosità		D
Categoria di esposizione		II
Altezza del sito		250 mslmm
Coefficienti tabella 3.3.I	v _{b,0} =	25 m/s
	a ₀ =	1000 mslmm
	k _s =	0.4
Periodo di ritorno di progetto:		100.00 anni
Coefficiente di ritorno:	c _r =	1.04
Velocità di riferimento		25.98 m/s
Pressione di riferimento		421.88 N/mq
Coefficienti tabella 3.3.II	k _r =	0.19
	z ₀ =	0.05 m
	z _{min} =	4 m
Coefficiente di forma	c _p =	1.2
Coefficiente dinamico	c _d =	1
Coefficiente di topografia:	c _t =	1
Altezza esposta	Z=	3.60
Coefficiente di esposizione:	c _e =	1.801
Pressione del vento:	p=	911.54 N/mq

Componente verticale della forza esterna FV
 Componente orizzontale della forza esterna FH
 Ascissa del punto di applicazione della forza da bordo ant. plinto x
 Ordinata del punto di applicazione della forza da bordo inf. plinto y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)
Vento su barriera fonoassorbente: q=	0.912 kN/mq	0.00	3.28	1.850

SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI BASE DELLA PARETE

Parametri di spinta per la verifica del pannello prefabbricato

Peso specifico del terreno	γ _t =	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	ε =	26.57 °
Angolo di attrito del terreno	φ =	33.00 °
Coesione efficace del terreno	c =	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	δ =	16.50 °
Sovraccarico sul terrapieno	q =	10.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione paramento del muro	β =	0.00 °
Altezza di verifica dal lembo superiore del pannello	H _v =	4.000 m
Spinte statiche		
Angolo della superficie di scivolamento	Ω =	48.325 °

Coefficienti di spinta attiva	A1+M1	K _a =	totale	orizz.	vert.
Statici			0.4241	0.4066	0.1204

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	K _h =	0.0344
Coefficiente sismico verticale	K _v =	-0.0172
Angolo incremento sismico	θ =	2.003 ° (0.0350 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	Ω =	44.530 °

Coefficienti di spinta attiva	A1+M1	K _a =	totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)			0.4859	0.4659	0.1380

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	K _h =	0.0344
Coefficiente sismico verticale	K _v =	0.0172
Angolo incremento sismico	θ =	1.935 ° (0.0338 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	Ω =	44.671 °

Coefficienti di spinta attiva	A1+M1	K _a =	totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)			0.4835	0.4636	0.1373

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore della parete
 Le sollecitazioni caratteristiche sono riferite a una larghezza unitaria.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	55.00	1.89	0.374	1.939	20.58	3.67
Spinte terreno (statiche)	18.32	61.84	0.565	1.300	10.35	80.40
Spinte sovraccarico (statiche)	4.70	15.86	0.597	1.950	2.81	30.92
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	20.63	69.64	0.565	1.300	11.66	90.53
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	5.38	18.17	0.597	1.950	3.22	35.43
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	21.24	71.72	0.565	1.300	12.00	93.24
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	5.36	18.08	0.597	1.950	3.20	35.25
Masse aggiuntive	2.45	0.08	0.450	5.750	1.10	0.48
Vento su barriera fonoassorbente: q=	0.00	3.28	0.000	5.700	0.00	18.70
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	0.99	0.00	0.377	0.000	0.37	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Combinazione: Ra-I (Vento)	79.29	77.10	0.431	1.592	34.14	122.78
Combinazione: Ra-II (Traffico)	80.47	79.76	0.433	1.543	34.84	123.03
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	75.77	62.59	0.423	1.352	32.04	84.62
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	79.29	73.82	0.431	1.410	34.14	104.07
Combinazione: U1-I (Vento)	103.78	103.27	0.432	1.627	44.80	167.99
Combinazione: U1-II (Traffico)	105.55	107.25	0.434	1.570	45.86	168.37
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	78.17	75.25	0.430	1.304	33.61	98.10
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	80.75	77.31	0.430	1.303	34.70	100.77

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Parametri di spinta per la verifica della fondazione

		A1+M1 (caratteristiche)
Peso specifico del terreno	$\gamma_t =$	20.00 kN/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <=0)	$\beta =$	26.57 °
Angolo di attrito del terreno	$\varphi =$	33.00 °
Coesione efficace del terreno	$c =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	16.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	$q =$	10.00 kN/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	$q_p =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione parete sulla verticale	$\beta =$	0.00 °
Altezza di calcolo delle spinte	H =	5.000 m

Spinte statiche

Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	48.325 °
---	------------	----------

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	K _a =	0.4241	0.4066	0.1204

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso l'alto):

Coefficiente sismico orizzontale	K _h =	0.0344
Coefficiente sismico verticale	K _v =	-0.0172
Angolo incremento sismico [arctan K _h]	$\theta =$	2.003 ° (0.0350 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	44.530 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	K _{as} =	0.4859	0.4659	0.1380

Spinte dinamiche (con sisma orizzontale e verticale verso il basso):

Coefficiente sismico orizzontale	K _h =	0.0344
Coefficiente sismico verticale	K _v =	0.0172
Angolo incremento sismico	$\theta =$	1.935 ° (0.0338 rad)
Angolo della superficie di scivolamento	$\Omega =$	44.671 °

Coefficienti di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	K _{as} =	0.4835	0.4636	0.1373

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.
 Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.
 Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	
Parete muro	55.00	1.89	1.774	2.539	97.58	4.80	
Terreno sul plinto	83.00	2.85	2.610	2.676	216.63	7.63	
Plinto	46.50	1.60	1.550	0.300	72.08	0.48	
Terreno sul plinto anteriore	56.00	0.00	0.700	0.000	39.20	0.00	
Spinte terreno (statiche)	A1+M1	30.11	101.65	3.100	1.667	93.34	169.42
Spinte sovraccarico (statiche)	A1+M1	6.02	20.33	3.100	2.500	18.67	50.83
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	A1+M1	33.91	114.47	3.100	1.667	105.11	190.78
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	A1+M1	6.90	23.29	3.100	2.500	21.39	58.23
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	A1+M1	34.92	117.89	3.100	1.667	108.25	196.48
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	A1+M1	6.87	23.18	3.100	2.500	21.28	57.95
Masse aggiuntive	-5.25	-0.18	0.119	-0.838	-0.62	0.15	
Vento su barriera fonoassorbente	q = 0.912 kN/mq	0.00	3.28	0.000	6.300	0.00	20.67
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	4.04	0.00	1.806	0.000	7.30	0.00	

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	269.88	120.00	532.21	228.36	1.126	0.424
Combinazione: Ra-II (Traffico)	271.39	123.77	536.88	232.80	1.120	0.430
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	265.36	102.13	518.21	173.71	1.298	0.252
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	269.88	116.72	532.21	207.69	1.202	0.348
Combinazione: U1-I (Vento)	351.75	159.71	694.68	308.63	1.098	0.452
Combinazione: U1-II (Traffico)	354.01	165.36	701.68	315.29	1.091	0.459
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	266.50	125.28	526.95	215.49	1.169	0.381
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	275.59	128.68	544.68	221.13	1.174	0.376
Combinazione: E1-I (Vento)	245.60	119.12	487.39	240.80	1.004	0.546
Combinazione: E1-II (Traffico)	247.86	124.77	494.39	247.46	0.996	0.554
Combinazione: SE1-I (sisma v.alto)	266.50	125.28	526.95	215.49	1.169	0.381
Combinazione: SE1-II (sisma v.basso)	275.59	128.68	544.68	221.13	1.174	0.376

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Combinazione Ra-I (Vento)	158.53	0.00	15.59	3.10
Combinazione Ra-II (Traffico)	160.32	0.00	14.76	3.10
Combinazione Fr-I (Fessurazione)	127.31	0.00	43.89	3.10
Combinazione Fr-II (Fessurazione)	145.62	0.00	28.50	3.10
Combinazione U1-I (Vento)	212.84	0.00	14.09	3.10
Combinazione U1-II (Traffico)	215.54	0.00	12.85	3.10
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	149.40	0.00	22.53	3.10
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	153.59	0.00	24.21	3.10

Verifiche di ribaltamento:

	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
Combinazione E1-I (Vento)	487.39	240.80	2.024	1.15	Verificato
Combinazione E1-II (Traffico)	494.39	247.46	1.998	1.15	Verificato
Combinazione SE1-I (sisma v.alto)	526.95	215.49	2.445	1.15	Verificato
Combinazione SE1-II (sisma v.basso)	544.68	221.13	2.463	1.15	Verificato

Verifiche di scorrimento

	N * tan(φ) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
Combinazione U1-I (Vento)	351.75	159.71	2.202	1.10	Verificato
Combinazione U1-II (Traffico)	354.01	165.36	2.141	1.10	Verificato
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	266.50	125.28	2.127	1.10	Verificato
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	275.59	128.68	2.142	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante della fondazione

	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ _m (kN/m ²)	q _{lim} (kN/m ²)	q ₀ (kN/m ²)	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
Combinazione U1-I (Vento)	351.75	159.71	2.195	160.25	3777.18	52.00	34.41	1.40	Verificato
Combinazione U1-II (Traffico)	354.01	165.36	2.183	162.17	3579.01	52.00	32.01	1.40	Verificato
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	266.50	125.28	2.337	114.01	3599.14	52.00	57.20	1.40	Verificato
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	275.59	128.68	2.348	117.37	3650.71	52.00	55.05	1.40	Verificato

11 VERIFICA STRUTTURA DI ANCORAGGIO BARRIERA

Le barriere in oggetto sono sostenute da un montante verticale in profilato metallico HEA180 vincolato alla fondazione tramite una piastra dotata di tirafondi verticali.

La struttura di ancoraggio è formata da seguenti elementi:

- Piastra di ancoraggio di dimensione 320x320x35 mm di acciaio S275 J0;
- Tirafondi formati da barre filettate HIT-V M24 di 400 mm di lunghezza di Classe 8.8, foro 28 mm di diametro e intasato con ancorante chimico vinilestere ibrido per calcestruzzo tipo Hilti HIT-HY 200-A.

La verifica è svolta per l'altezza massima di barriera pari a 5.0 m con una pressione del vento pari a 0.983 kPa, ottenendo un momento e taglio allo SLU alla base del montante per un interasse di 3.0 m pari:

- $M = 1.5 \times 0.983 \times 3.0 \times 5.0 \times 2.5 = 55.29 \text{ kN m}$
- $T = 1.5 \times 0.983 \times 3.0 \times 5.0 = 22.11 \text{ kN}$.

11.1 SOLLECITAZIONI MASSIME SUI TIRAFONDI

Considerando una sezione di 32x32 cm con 4 tirafondi M24 otteniamo:

- Pressione massima agente sulla piastra: $\sigma = 9.33 \text{ MPa}$;
- Tensione massima in corrispondenza dei bulloni: $\sigma = 250.12 \text{ MPa}$.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: VERIFICA TIRAFONDI PER HEA180

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	Y=	16.00 cm
Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione)	N=	0.00 kN
Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori)	M=	55.29 kN.m
Coefficiente di omogeneizzazione	m=	15.00
Ordinata asse neutro (dall'alto)	ys=	10.05 cm
Ordinata asse neutro (dal basso)	yi=	21.95 cm
Tensione calcestruzzo minima	sc1=	-9.334 N/mm ²
Tensione calcestruzzo massima	sc2=	0.000 N/mm ²
Tensione acciaio minima	sf1=	-84.27 N/mm ²
Tensione acciaio massima	sf2=	250.12 N/mm ²

Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm ²	ss N/mm ²
1	32.00	32.00	32.00	0.00	32.00	21.95	32.00	0.000	-9.334
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		32.00							

Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm ²	sf N/mm ²
1	2	24	4.00	9.05	250.12
2	2	24	28.00	9.05	-84.27
3	0	0	0.00	0.00	
Totale			16.00	18.10	

FIGURA 10.1: VERIFICA TENSIONI SUI TIRAFONDI

La forza massima di trazione allo SLU agente sul singolo tirafondo risulta:

- $F_{t,Ed} = 2501.2 \times 3.53 / 100 = 88.28 \text{ kN}$

La forza massima di taglio allo SLU agente sul singolo tirafondo risulta:

- $F_{v,Ed} = 22.11 / 4 = 5.52 \text{ kN}$.

11.2 VERIFICA DEL MONTANTE VERTICALE CON PROFILATO METALLICO HEA180

Le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo risultano:

- sforzo di taglio: $V_{Ed} = 22.11 \text{ kN}$
- momento flettente: $M_{Ed} = 55.29 \text{ kNm}$

Caratteristiche di resistenza del profilato HE 180 A, acciaio S275:

- profilato compatto (Classe 1)
- resistenza caratteristica: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- area resistente a taglio: $A_{yz} = 14.80 \text{ cm}^2$
- modulo di resistenza plastico: $W_{pl,y} = 324.9 \text{ cm}^3$
- resistenza a taglio: $V_{c,Rd} = \frac{A_{yz} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{14.80 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot \frac{1}{10} = 223.79 \text{ kN}$
- verifica di resistenza a taglio: $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{22.11}{223.79} = 0.09 \quad (< 1 : \text{Verificato})$

Dato che $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd}$ non occorre considerare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione:

- resistenza a flessione: $M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{324.9 \cdot 275}{1.05} \cdot 10^{-3} = 85.09 \text{ kNm}$
- verifica di resistenza a flessione: $\frac{M_{Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{55.29}{85.09} = 0.64 \quad (< 1 : \text{Verificato})$

11.3 VERIFICA PER RESISTENZA DI TRAZIONE E TAGLIO PER SINGOLA BARRA METODO HILTY

Considerando dei tirafondi formati da barre filettate HIT-V M24 di 400 mm di lunghezza di Classe 8.8, foro 28 mm di diametro e intasato con ancorante chimico vinilestere ibrido per calcestruzzo tipo Hilti HIT-HY 200-A i valori massimi a trazione e taglio nella singola barra risultano:

- $F_{t,Re} = 84.3 \times 1.4 = 118.2 \text{ kN} > 88.28 \text{ kN}$ (verifica soddisfatta)
- $F_{v,Re} = 80.6 \times 1.4 = 112.84 \text{ kN} > 5.52 \text{ kN}$ (verifica soddisfatta).

Segue l'allegato al calcolo.

HIT-HY 200-A con barre filettate HIT-V



Dati tecnici
 Carico raccomandato, $F_{t,Rd}$ (kN): calcestruzzo $f_{ct,sp,28} = 25 \text{ N/mm}^2$

Filetto	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Trazione $N_{t,Rd}$ (kN)	8,6	9,3	-	-	-	-	-	-
Calcestruzzo non fessurato	8,6	11,7	11,7	-	-	-	-	-
Calcestruzzo fessurato	8,6	13,8	14,3	14,3	-	-	-	-
100 mm	8,6	13,8	17,1	17,1	17,1	-	-	-
120 mm	8,6	13,8	20,0	20,0	20,0	20,0	-	-
140 mm	8,6	13,8	20,0	26,3	26,3	26,3	26,3	26,3
160 mm	8,6	13,8	20,0	33,2	33,2	33,2	33,2	33,2
180 mm	8,6	13,8	20,0	37,6	40,6	40,6	40,6	40,6
200 mm	-	13,8	20,0	37,6	48,4	48,4	48,4	48,4
220 mm	-	-	20,0	37,6	56,7	56,7	56,7	56,7
240 mm	-	-	-	37,6	58,6	65,4	65,4	65,4
260 mm	-	-	-	-	58,6	84,0	84,0	84,0
300 mm	-	-	-	-	58,6	84,3	104,1	104,1
400 mm	-	-	-	-	-	84,3	109,5	133,8
500 mm	-	-	-	-	-	-	109,5	133,8
550 mm	-	-	-	-	-	-	-	133,8
600 mm	-	-	-	-	-	-	-	133,8
Taglio $V_{t,Rd}$ (kN) Barre acciaio 5.8 Calcestruzzo non fessurato	5,1	6,6	12,0	22,3	34,8	40,3	65,7	80,0
Taglio $V_{t,Rd}$ (kN) Barre acciaio 8.8 Calcestruzzo non fessurato	8,6	13,1	19,4	36,0	56,0	60,6	105,1	128,0
foro d_f (mm)	10	12	14	18	22	28	30	35
Coppia di serraggio T_{max} (Nm)	15	30	50	100	120	240	270	300

FIGURA 10.2: VERIFICA INGHISAGGIO TIRAFONDI

11.4 VERIFICA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO NEL CALCESTRUZZO

La forza di aderenza dei singoli tirafondi per un calcestruzzo C30/37 e per una lunghezza di inghisaggio di 40 cm risulta pari a:

$$- R_{ad} = \pi \times D \times L \times f_{ctk} = \pi \times 2.4 \times 40 \times 30.9 \times 10^{-2} = 93.18 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza risulta:

$$- FS = 93.18 / 88.28 = 1.05 > 1 \text{ (Verificato)}$$

11.5 VERIFICA A TRAZIONE E TAGLIO DEI TIRAFONDI

Per le unioni soggette a taglio e trazione deve verificarsi:

$$- (F_{v,Ed} / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 \times F_{t,Rd}) < 1$$

11.5.1 RESISTENZA A TAGLIO DEL TIRAFONDO

La resistenza a taglio risulta:

$$- F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \times 8000 \times 3.53 \times 10^{-2} / 1.25 = 135.55 \text{ kN}$$

11.5.2 RESISTENZA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA

La resistenza a rifollamento risulta:

$$- F_{b,Rd} = k \times \alpha \times f_{tk} \times d \times t / \gamma_{M2} = 2.5 \times 0.6 \times 4300 \times 2.4 \times 3.5 \times 10^{-2} / 1.25 = 433.44 \text{ kN}$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone

t è lo spessore della piastra collegata

f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

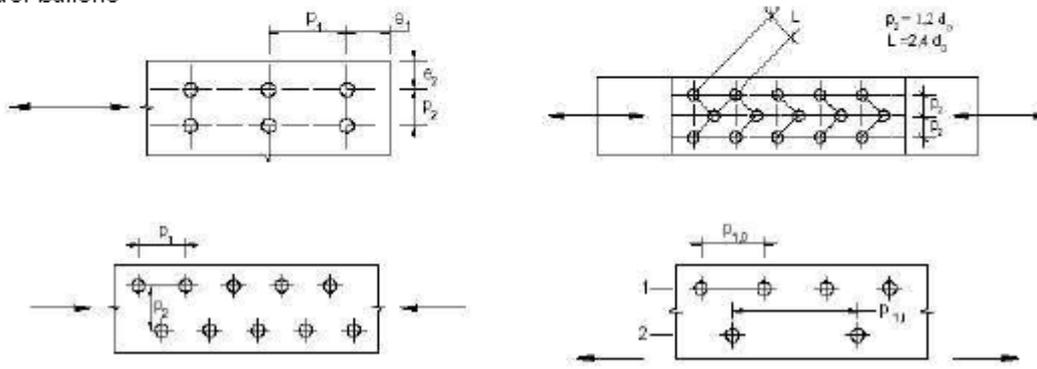
$\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato

essendo *e*₁, *e*₂, *p*₁ e *p*₂ indicati in figura e *d*₀ il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone



La resistenza minima a taglio è data dal valore assoluto minore tra la resistenza al taglio e la resistenza a rifollamento della piastra, quindi **F_{v,Rd} = 135.55 kN.**

11.5.3 RESISTENZA A TRAZIONE DEI TIRAFONDI

La resistenza a trazione risulta:

$$- F_{V,Rd} = 0.9 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 \times 8000 \times 3.53 \times 10^{-2} / 1.25 = 203.33 \text{ kN}$$

11.5.4 RESISTENZA A PUNZONAMENTO DELLA PIASTRA

La resistenza a punzonamento risulta:

$$- B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.6 \times \pi \times 3.6 \times 3.5 \times 4300 \times 10^{-2} / 1.25 = 817.01 \text{ kN}$$

Dove: d_m = valore minimo tra il diametro dado e il diametro medio testa bullone;
 t_p = spessore piastra.

La resistenza minima a trazione è data dal valore assoluto minore tra la resistenza a trazione e la resistenza a punzonamento della piastra, quindi $F_{V,Rd} = 203.33 \text{ kN}$.

La verifica a trazione e taglio dei tirafondi risulta:

$$- (F_{V,Ed} / F_{V,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 \times F_{t,Rd}) = 5.52/135.55 + 88.28 / (1.4 \times 203.33) =$$

$$- = 0.35 < 1 \text{ (soddisfatta)}$$

11.6 VERIFICA DI ROTTURA SUL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo è verificato con un metodo di analisi utilizzato dai fornitori delle barriere certificate, che prevede la seguente resistenza di calcolo del cono di calcestruzzo:

$$- N_R = N_{RCK} / 1.8 = N^0_{RCK} \times (A_{CN} / A^0_{CN}) \times \Psi_{SN} \times \Psi_{REN} \times \Psi_{ECN} \times \Psi_{UCRN} / 1.8$$

A favore di sicurezza i coefficienti parziali devono essere minori o uguali a 1.

11.6.1 CALCOLO DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DEL CALCESTRUZZO FESSURATO

Si considera:

- h_{ef} = profondità del foro = 400 mm;

- N^0_{RCK} = resistenza caratteristica del calcestruzzo fessurato = $7.2 \times \sqrt{R_{ck}} \times (h_{ef})^{1.5} = 7.2 \times \sqrt{37} \times 400^{1.5} =$
= 350367 N = 350.36 kN;

11.6.2 CALCOLO DELL'EFFETTO GEOMETRICO DI INTERASSE E DISTANZA DAL BORDO DEI TIRAFONDI.

Si considera A^0_{CN} la superficie di base teorica di cono di calcestruzzo senza effetti di interassi e distanza dai bordi schematizzando il cono come una piramide di base quadrata ($s_{CRN} \times s_{CRN}$), mentre A_{CN} è la superficie reale. Si considera:

- s_{CRN} lunghezza di base del cono-piramide di cls = $3 \times h_{ef} = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$;

- s_1 = interasse dei tirafondi = 240 mm;

- c_1 = semilarghezza della base = $0.5 \times s_{CRN} = 600 \text{ mm}$;

- $A^0_{CN} = s_{CRN} \times s_{CRN} = 1200 \times 1200 = 1440000 \text{ mm}^2$;

- $A_{CN} = (c_1 + s_1 + 0.5 s_{CRN}) \times s_{CRN} = 1728000 \text{ mm}^2$.

- $(A_{CN} / A^0_{CN}) = 1.20$.

11.6.3 CALCOLO DELL'EFFETTO DISTRIBUZIONE UNIFORME DELLE SOLLECITAZIONI NEL CALCESTRUZZO (Ψ_{SN}).

Si considera l'effetto della distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza dei bordi. Si considera:

- c_{CRN} = distanza critica dal bordo = $1.5 \times h_{ef} = 600 \text{ mm}$;

- c = distanza reale dal bordo = 130 mm;

- $\Psi_{SN} = 0.7 + 0.3 \times (c / c_{CRN}) = 2.08 = 1$.

11.6.4 CALCOLO DELL'EFFETTO DELLA ARMATURA SULLA RESISTENZA DEL CONO DI CALCESTRUZZO (Ψ_{REN}).

Si considera:

$$-\Psi_{REN} = 0,5 + h_{ef} / 200 = 2.5 = 1$$

11.6.5 CALCOLO DELL'EFFETTO DI GRUPPO DEGLI ANCORANTI SOGGETTI A TRAZIONE (Ψ_{REN}).

Si considera:

- e_N = eccentricità della risultante di trazione = 0;

$$-\Psi_{ECN} = 1 / (1 + 2 e_N / s_{CRN}) = 1.$$

11.6.6 CALCOLO DELL'EFFETTO DEL CALCESTRUZZO FESSURATO O NON FESSURATO (Ψ_{UCRN}).

Si considera la presenza di calcestruzzo fessurato per cui:

$$-\Psi_{UCRN} = \text{presenza di calcestruzzo fessurato} = 1.$$

Quindi per la resistenza di calcolo del cono di calcestruzzo otteniamo:

$$N_{RCK} = N^0_{RCK} \times (A_{CN} / A^0_{CN}) \times \Psi_{SN} \times \Psi_{REN} \times \Psi_{ECN} \times \Psi_{UCRN} = 350.36 \times 1.2 = 420 \text{ kN};$$

$$N_R = 420 / 1.8 = \mathbf{233.33 \text{ kN} > > \mathbf{88.28 \text{ kN (verifica soddisfatta)}}.$$

Lo sforzo di tiro presente nei tirafondi risulta quindi integralmente assorbito dalla resistenza del cono di calcestruzzo nell'intorno dell'ancoraggio per cui non interferisce e non viene trasferito alle barre di armatura presenti nel paramento.