



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona – Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

BARRIERE ACUSTICHE

CORDOLO DI FONDAZIONE
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							MARZO 2021	-
							N. PROGR.	
A	Marzo 2021	Emissione per Recepimento prescrizioni C.S.LL.PP. parere n°58/2020 - Adunanza del 19/11/2020	SINA	DT/OC	DT	DT		

CODIFICA	PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV	WBS
	P280	D	A10	ACU RC	001 A	A10IBT0001
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

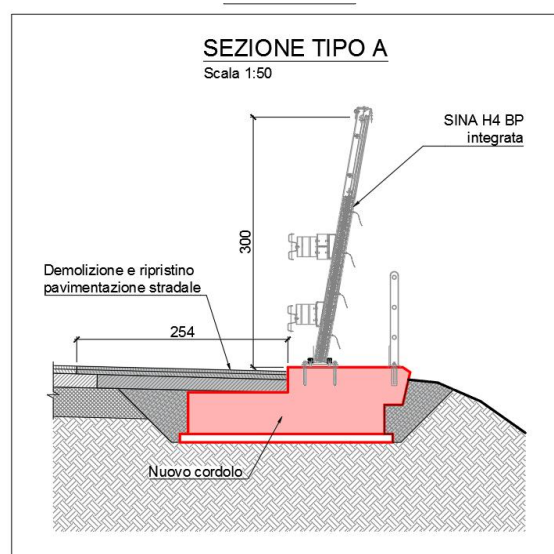
1. GENERALITA'	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. MATERIALI DI RIFERIMENTO	5
3.1. MATERIALI NUOVE OPERE	5
4. PARAMETRI GEOTECNICI	6
5. PARAMETRI SISMICI	7
6. ANALISI DEI CARICHI	8
6.1. PESO PROPRIO DELLA BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA	8
6.2. PESO PROPRIO DEI MANUFATTI IN C.A.	8
6.3. AZIONE DEL VENTO	8
6.4. AZIONE SISMICA.....	11
6.5. URTO.....	11
6.6. CARICO DINAMICO CAUSATO DALLA RIMOZIONE DELLA NEVE.....	11
7. AZIONI DI PROGETTO	13
7.1. BARRIERA INTEGRATA	13
8. VERIFICHE	14
8.1. VERIFICHE ATTACCO MONTANTE HEA 160	15
8.2. VERIFICHE NUOVO CORDOLO.....	21
8.3. VERIFICHE GEOTECNICHE CORDOLO	22

1. GENERALITA'

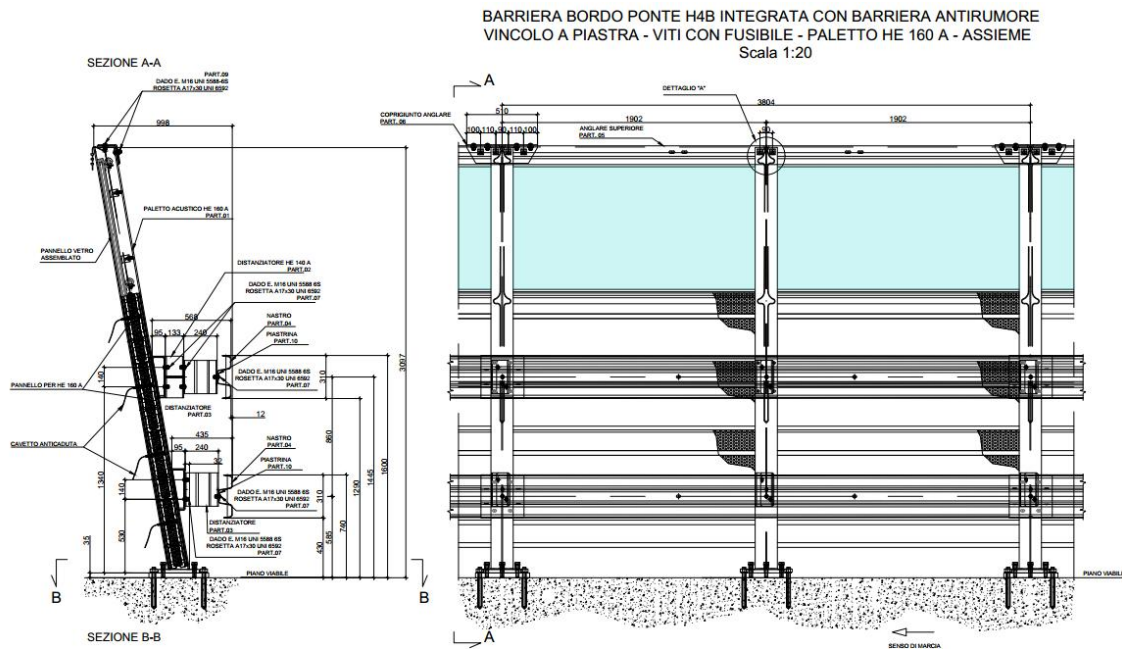
Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo e di verifica delle opere di fondazione delle barriere acustiche integrate previste sulla rampa in uscita dal casello di Vado Ligure, secondo i criteri di calcolo specificati nella Normativa Tecnica vigente.

Nello specifico abbiamo la seguente situazione:

1. Barriera integrata e barriera guardavia su nuovo cordolo a L



La barriera acustica integrata, con barriera di sicurezza bordo ponte di classe H4, presenta altezza pari a 3 m e montanti HEA 160 posti ad interasse pari a 1.902 m.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17/01/2018 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n.7 - 21/01/2019 – “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”
- Legge 5 Novembre 1971, n. 1086 - “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- UNI EN 1794-1 – “Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche – Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità”

3. MATERIALI DI RIFERIMENTO

3.1. MATERIALI NUOVE OPERE

Calcestruzzo nuove opere/getti – cordolo su spalla

Classe	C28/35
Resistenza a compressione (cubica)	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 15.87 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 1.94 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (comb. Q. perm)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 12.60 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 32300 \text{ MPa}$

Acciaio per cemento armato B450C

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Tensione in condiz di esercizio (comb. Rara)	$\sigma = 0.80 * f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$

Ancoranti

Ancorante tipo HILTI HIT-RE 500 + HIT-V (cl. 8.8) (o equivalente)

4. PARAMETRI GEOTECNICI

L'intervento è previsto su nuovo rilevato e, pertanto, ai fini del calcolo si assume la seguente caratterizzazione geotecnica:

$$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi = 34^\circ$$

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO da indagine MASW: **C**

5. PARAMETRI SISMICI

Parametri sismici sito:

Coordinate geografiche: lat: 44.27 e long:8.41 si ottiene

Vn=100 anni

Vita nominale

Classe d'uso II

Cu=1

Vr=100 anni

Periodo di riferimento Vr=Vn x Cu

Categoria topografica

T1

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. PESO PROPRIO DELLA BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA

Peso proprio montanti HEA 160	30.44 daN/m
Peso proprio pannelli PMMA (h=1 m)	18 daN/mq
Peso proprio pannelli fonoassorbenti (h=2 m)	20 daN/mq
Peso nastri e telai	100 daN/m

Il peso totale scaricato su ogni montante posto ad interasse pari a 1.902 metri per l'altezza di 3 metri risulta pari a circa **400 daN**

6.2. PESO PROPRIO DEI MANUFATTI IN C.A.

Peso specifico c.a. = 2500 daN/mc.

6.3. AZIONE DEL VENTO

Di seguito si riporta il calcolo dell'azione del vento con riferimento al D.M. 17/01/2018 §3.3, in base alla zona, all'altitudine sul livello del mare e alle caratteristiche topografiche del sito.

Si riporta il calcolo della pressione del vento per un coefficiente aerodinamico pari a 1.

DM 17-01-2018 (Azione del Vento)

VELOCITA' BASE DI RIFERIMENTO (§ 3.3.1)

Zona	7	Liguria
a_s	15	m s.l.m. (altitudine sul livello del mare)
$V_{b,0}$	28	
a_0	1000	m
K_e	0,54	
c_a	1	m/s (coefficiente di altitudine)
V_b	28	m/s (velocità base di riferimento)

VELOCITA' DI RIFERIMENTO (§ 3.3.2)

T_R	50	anni (periodo di ritorno)
c_r	1,00	(coefficiente di ritorno)
V_r	28,0	m/s (velocità di riferimento)

PRESSIONE DEL VENTO (§ 3.3.4)

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

c_e	3,41	(Coefficiente di esposizione)
c_p	1,0	(Coefficiente aerodinamico)
c_d	1,00	(Coefficiente dinamico)

p 1,67 kN/m²

AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO (§ 3.3.5)

$$P_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

Tipo superficie	Liscia - Acciaio, calcestruzzo liscio
c_f	0,01

P_f 0,017 kN/m²

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO (§ 3.3.6)

ρ	1,25	kg/m ³	(densità dell'aria)
q_r	0,49	kN/m²	(pressione cinetica di riferimento)

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE (§ 3.3.7)

Classe di rugosità	D	
Distanza dalla costa	2	km
Classe di esposizione	III	
K_r	0,2	
Z_0	0,1	m
Z_{min}	5,00	m
z	58,50	m (Altezza)
c_t	1,00	(Coefficiente topografico)
$\ln(z/z_0)$	6,37	
c_e	3,41	(Coefficiente di esposizione)

COEFFICIENTE DINAMICO (§ 3.3.9)

c_d	1,00	(Coefficiente dinamico)
----------------------	-------------	-------------------------

Si assume la pressione del vento pari a **1,67 kN/m²** per un valore del coefficiente aerodinamico di $c_p=1$.

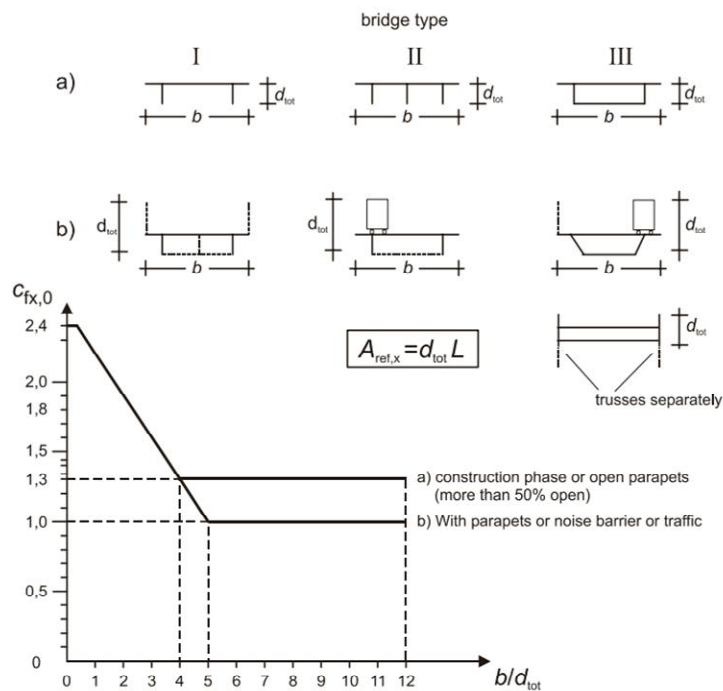
Il valore del coefficiente aerodinamico $c_p=c_{fx,0}$ per l'impalcato oggetto di studio è determinato secondo la norma "UNI EN 1991-1-4:2005: Azioni in generale - Azioni del vento", per mezzo della figura 8.3 che si riporta di seguito:

EN 1991-1-4:2005 "Azioni in generale - Azioni del vento"

(SEZIONE 8 - AZIONE DEL VENTO SUI PONTI)

CALCOLO DEI COEFFICIENTI AERODINAMICI

b	20	m	(larghezza impalcato)
d	6,45	m	(altezza impalcato)
b/d	3,1		



Coefficiente aerodinamico (Azione Orizzontale)

$C_{f,x}$ 1,59

Pertanto, il valore totale della pressione del vento risulta pari a:

$$p = 1.67 * 1.59 = 2.66 \text{ kN/m}^2$$

6.4. AZIONE SISMICA

Si riportano di seguito il peso totale della barriera e l'azione dovuta al sisma che agisce sulla barriera stessa per ogni configurazione adottata.

Peso barriera al mq	70,10 daN/mq
Coeff di intensità sismica orizzontale	24,14%
Azione orizzontale dovuta al sisma	16,92 daN/mq

I valori ricavati sono minori nei riguardi dell'azione data dal vento e dell'urto, con i quali il sisma non viene combinato.

6.5. URTO

Le barriere in progetto, sia integrata che bordo ponte, sono certificate nei riguardi dell'azione dell'urto.

A fini cautelativi, nei calcoli seguenti sono state considerate le sollecitazioni massime che i montanti trasmettono alla sottostruttura, e che sono pari alla plasticizzazione degli stessi.

Anche se l'azione dell'urto è del tipo eccezionale, i valori delle sollecitazioni così calcolati vengono amplificati di un fattore pari 1.5, al fine di tenere conto della sovraresistenza dei materiali.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni riportate ai paragrafi successivi sotto l'azione dell'urto, in accordo con la normativa vigente, vengono assunti i coefficienti parziali dei materiali pari a 1.00 in quanto si tratta di un'azione di tipo eccezionale.

6.6. CARICO DINAMICO CAUSATO DALLA RIMOZIONE DELLA NEVE

La norma UNI EN 1794-1 (dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale, prestazioni non acustiche) impone di tener conto del carico causato dalla neve sollevata nelle operazioni di spazzamento della strada.

Il carico dinamico da computare è pari ad una forza del valore di 1500 daN applicata su un'impronta 2.0x2.0m ad un'altezza di 1.5 m dal piano stradale.

La magnitudo del carico in esame è stata valutata per una velocità di spazzamento pari a 60 km/h, con transito del veicolo spazzaneve ad una distanza inferiore ai 4.0 metri.

Pertanto le sollecitazioni indotte sono:

Punto di applicazione	1.5 m
Forza	1500 daN
Momento	2250 daNxm

che amplificate per il coefficiente moltiplicatore pari a 1.5 otteniamo:

Forza	2250 daN
Momento	3370 daNxm

Essendo le sollecitazioni indotte sui montanti minori del valore di plasticizzazione dello stesso dovuto all'urto, si assume quest'ultimo come valore di calcolo.

7. AZIONI DI PROGETTO

Di seguito si riporta il criterio con il quale sono state applicate le azioni di progetto. Le azioni prese in considerazione per gli interventi in progetto sono quelle dovute al vento e all'urto.

7.1. BARRIERA INTEGRATA

Il montante HEA 160 costituente l'elemento strutturale portante della barriera integrata può venire sollecitato da un'azione agente dall'interno dell'infrastruttura o dall'esterno.

Per quanto riguarda la verifica della barriera sollecitata dall'esterno l'azione da considerare è quella dovuta al vento.

Per quanto riguarda la verifica della barriera sollecitata dall'interno le azioni da considerare sono quelle dovute all'urto e al vento. Tali azioni tuttavia non agiscono simultaneamente, pertanto la sottostruttura in c.a. verrà verificata nel seguito per le sollecitazioni di momento e taglio massime, che sono relative all'azione dovuta all'urto.

Si riporta il calcolo del momento plastico del montante della barriera integrata (HEA 160).

Urto di Veicolo in Svio	
Plasticizzazione montanti	
Tipo barr.	
Profilo	HE160A
Acciaio	S275 JR
W_{pl}	= 245100 mm ³
γ_{ov}	= 1,50 (sovrarresistenza)
f_{yk}	= 275 N/mm ²
h_b	= 0,05 m
h_{pl}	= 0,95 m
$Q_{h8} = F_{pl}$	= -106,4 kN
M_{pl}	= -101,1 kNm
Sollecitazioni livello piastra di base	
$F_h = V_1$	= -106,4 kN
M_1	= -101,1 kNm

8. VERIFICHE

Si riporta la verifica del montante HEA 160, che deve rimanere in campo elastico quando soggetto all'azione del vento.

Le azioni sollecitanti sono quelle alla base di una mensola considerando come azione distribuita il vento moltiplicato per l'interasse dei montanti.

Scelta del profilo	Profili standardizzati		Materiale	
Tipo di elemento	Mensola		Acciaio	S 275
Profilo			spessore nominale (t)	t < 40 mm
Nome	HE 160 A		f_{yk}	2750 daN/cm ²
Peso	30,44	daN/m	γ_{M0}	1,05
Area	38,77	cm ²	γ_{M1}	1,05
L	3,00	m	γ_{M2}	1,25
Classe sezione	1		E	2100000 daN/cm ²
Angolo asse forte - piano di flessione	0 °		v	0,3
Caratteristiche statiche			G	807692 daN/cm ²
Asse Forte			Asse Debole	
I_y	1672,97	cm ⁴	I_z	615,57 cm ⁴
W_y	220,13	cm ³	W_z	76,95 cm ³
$W_{pl,y}$	245,15	cm ³	$W_{pl,z}$	117,63 cm ³
i_y	6,57	cm	i_z	3,98 cm
A_{yz}	13,21	cm ²	A_{vy}	30,73 cm ²
Verifica SLU - Mensola			Verifica - Resistenza a Taglio (§ 4.2.4.1.2)	
Sezione di verifica:	sez. generica		V_{Ed}	2787 daN
Ascissa sezione di verifica	300	cm	$V_{c,Rd}$	19977 daN
N_{Ed}	0	daN	Tasso di sfruttamento	0,14 (Verifica soddisfatta)
V_{Ed}	2787	daN	ρ	0,52
M_{Ed}	5574	daNm	$f_{yk,red}$	2750
Verifica - Resistenza in Campo Elastico (§ 4.2.4.1.2)			NESSUNA RIDUZIONE della resistenza a flessione per effetto del taglio	
σ	2532,2	daN/cm ²	Verifica - Resistenza a Flessione Retta (§ 4.2.4.1.2)	
τ	211,0	daN/cm ²	M_{Ed}	5574 daNm
σ_{el}	2558,4	daN/cm ²	$M_{Rd,el}$	5765 daNm
f_{yk}/γ_{M0}	2619,0	daN/cm ²	Tasso di sfruttamento ELASTICO	0,97 (Verifica soddisfatta)
Tasso di sfruttamento ELASTICO	0,98 (Verifica soddisfatta)		$M_{Rd,pl}$	6421 daNm
			Tasso di sfruttamento PLASTICO	0,87 (Verifica soddisfatta)
			SEZIONE DI CLASSE 1	

La verifica risulta soddisfatta.

8.1. VERIFICHE ATTACCO MONTANTE HEA 160

L'azione sollecitante massima da considerare per l'attacco del montante è dovuta all'urto, ed è pari a:

$$F_{pl} = 106.4 \text{ kN}$$

$$M_{pl} = 101.1 \text{ kNm}$$

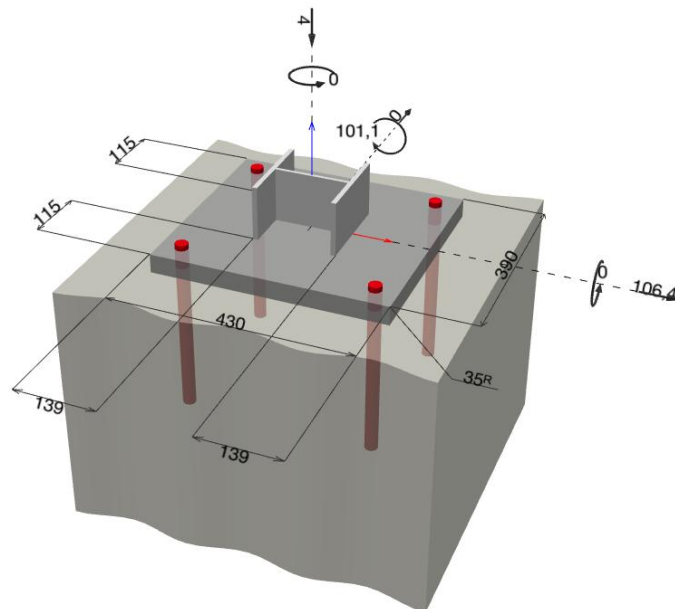
Le verifiche dell'ancoraggio della barriera (**sezione S1**) sono state condotte in accordo con EOTA TR 029 ed UNI EN 1992-4:2018 nei confronti dei meccanismi di collasso indicati.

L'ancoraggio è realizzato con ancorante tipo HILTI HIT-RE 500 + HIT-V.

Le verifiche riassunte nelle tabelle che seguono sono condotte nei confronti dei carichi di trazione e di taglio totali che impegnano i 4 M24.

Si precisa inoltre che nelle verifiche è stata presa in considerazione l'interazione fra i bulloni per ciascun meccanismo di rottura.

Si riportano i tabulati di verifica.



SOLLECITAZIONI

N_{Ed}	=	4,00	kN	Sforzo normale
M_{Ed}	=	101,10	kN	Momento
T_{Ed}	=	106,40	kN	Taglio

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HIT-V (8.8) M24	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	2147199 HIT-V-8.8 M24x380 (inserire) / 2287556 HIT-RE 500 V4 (composto indurente)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 285,0$ mm ($h_{ef,limit} = -$ mm)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 20/0541	
Emesso l Valido:	21/11/2020 -	
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0$ mm (Senza distanziamento); $t = 35,0$ mm	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 430,0$ mm x $390,0$ mm x $35,0$ mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPBi/HEA, IPBi 160 / HE 160 A; (L x W x T x FT) = $152,0$ mm x $160,0$ mm x $6,0$ mm x $9,0$ mm	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C45/55, $f_{c,cube} = 55,00$ N/mm ² ; $h = 470,0$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	interasse delle armature < 150 mm (qualunque \emptyset) o < 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0$ [mm] + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0$ [mm]	

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	138,898	188,267	74	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	277,797	340,574	82	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	277,797	327,370	85	OK
Fessurazione**	277,797	396,747	71	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.2.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
282,400	1,500	188,267	138,898

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.2.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \cdot \psi_{re,Np} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2a)}$$

$$A_{p,N}^0 = S_{cr,Np} \cdot S_{cr,Np} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2b)}$$

$$S_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7,5} \right)^{0,5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2c)}$$

$$C_{cr,Np} = \frac{S_{cr,Np}}{2} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2d)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{C_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2e)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{S}{S_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2f)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2g)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c1,N}}{S_{cr,Np}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2h)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c2,N}}{S_{cr,Np}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2h)}$$

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.2i)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	C_{min} [mm]
671.235	460.800	15,00	678,8	339,4	500,0
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,082	16,23	3,200	1,017	1,006	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
348,770	510,862	1,500	340,574	277,797	

ID gruppo ancoranti

1, 3

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.2.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3a)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3b)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3c)}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3d)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,N}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,N}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
996.075	731.025	427,5	855,0			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]		
10,100	360,388	1,500	327,370	277,797		

ID gruppo ancoranti
1, 3

3.4 Fessurazione

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{M,sp}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.2.1}$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.4)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3a)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3b)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3c)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,sp}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,sp}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.4a)}$$

$$1 \leq \psi_{h,sp} = \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}}\right)^{2/3} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.4b)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$			
1.153.200	864.900	465,0	930,0	1,238			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	10,100	
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]				
360,388	1,500	396,747	277,797				

ID gruppo ancoranti
1, 3

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	26,600	112,960	24	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	106,400	922,762	12	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	106,400	307,763	35	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
141,200	1,250	112,960	26,600

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,cp}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot \min(N_{Rk,p}; N_{Rk,c}) \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.7), (5.7a)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck, cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3a)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3b)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3c)}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3d)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c1,V}}{s_{cr,N}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c2,V}}{s_{cr,N}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
1.403.825	731.025	427,5	855,0	2,000	10,100
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,cp}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
360,388	1,500	922,762	106,400		

ID gruppo ancoranti

1-4

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{re,v} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot C_1^{1,5} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8a)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{C_1}\right) \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8b)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{C_1}\right)^{0,2} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8c)}$$

$$A_{c,v}^0 = 4,5 \cdot C_1^2 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8d)}$$

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{C_2}{1,5 \cdot C_1} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8e)}$$

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5 \cdot C_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8f)}$$

$$\psi_{\alpha,v} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_v}{2,5}\right)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8g)}$$

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c,v}}{3 \cdot C_1}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8h)}$$

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β		
285,0	24,00	2,400	0,059	0,049		
c_1 [mm]	$A_{c,v}$ [mm ²]	$A_{c,v}^0$ [mm ²]				
815,0	1.294.850	2.989.012				
$\psi_{s,v}$	$\psi_{h,v}$	$\psi_{\alpha,v}$	$e_{c,v}$ [mm]	$\psi_{ec,v}$	$\psi_{re,v}$	
1,000	1,613	1,000	0,0	1,000	1,000	
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]			
660,755	1,500	307,763	106,400			

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,849	0,346	1,500	99	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante piú sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{Sk} = 0,000 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,0000 \text{ [mm]}$$

$$V_{Sk} = 39,407 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 1,1822 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 1,1822 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{Sk} = 0,000 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,0000 \text{ [mm]}$$

$$V_{Sk} = 39,407 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 1,9704 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 1,9704 \text{ [mm]}$$

L'ancoraggio risulta verificato.

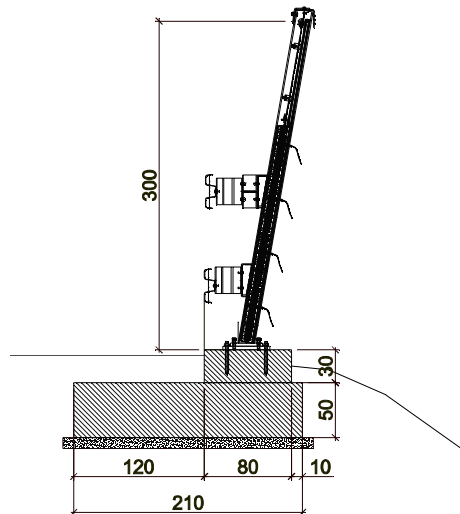
8.2. VERIFICHE NUOVO CORDOLO

Nei paragrafi che seguono sono condotte le verifiche geotecniche e strutturali del cordolo in c.a. a sostegno della barriera fonoassorbente.

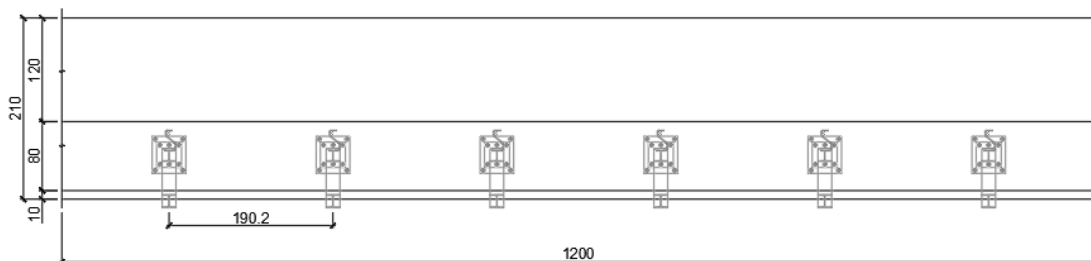
Sono state considerate due diverse combinazioni di carico:

- la prima fa riferimento all'azione massima del vento che si esercita dall'esterno;
- la seconda all'azione dell'urto dall'interno.

Si riportano le immagini della geometria del cordolo e il posizionamento della barriera su di esso. Le barriere installate sui cordoli in esame presentano un'altezza di 3.0 m con montanti posti ad interasse pari a 1.902 m.



Barriera su cordolo – Sezione



Barriera su cordolo – Pianta

8.3. VERIFICHE GEOTECNICHE CORDOLO

Il calcolo e le verifiche di portanza e strutturali del cordolo in esame, sono state condotte con il software MAX 14.0 di Aztec Informatica di Casole Bruzio (CS).

Nel seguito sono analizzate le azioni considerate per il calcolo del cordolo.

Il peso proprio del cordolo ed il peso del terreno sono valutati automaticamente dal programma tenendo conto dei rispettivi pesi specifici. Inoltre, in testa al cordolo sono state applicate le azioni dovute a:

- peso proprio della struttura della barriera
- urto
- vento

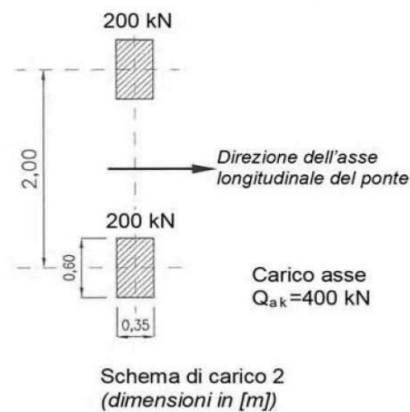
Il peso proprio della struttura della barriera scaricato su ogni montante posto ad interasse pari a 1.902 metri con altezza di 3 metri risulta pari a circa 400 daN. Pertanto, il carico al metro lineare applicato è pari a 210 daN.

Per quanto riguarda l'urto abbiamo ipotizzato la plasticizzazione di 3 montanti contigui sia in posizione centrale che sul bordo, assumendo una larghezza collaborante pari a 12 m, come mostrato dalla seguente misura.

Considerando tale lunghezza collaborante, le sollecitazioni dovute all'azione d'urto al metro di cordolo risultano pari a:

- $T_{Ed} = 2375 \text{ daNm}$
- $M_{Ed} = 2500 \text{ daN}$

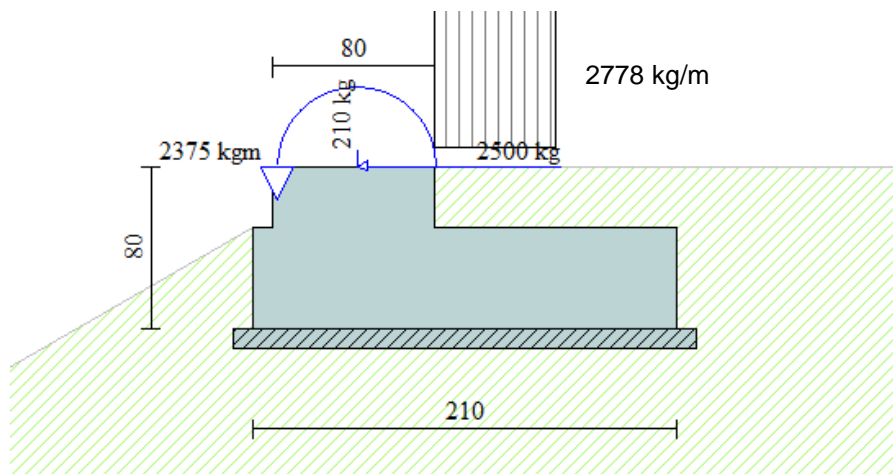
In accordo con quanto definito nel paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018 all'azione d'urto è stato associato un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa.



Tale carico, applicato sulla lunghezza collaborante di 12 m come carico lineare distribuito su una lunghezza di 0.6 m è pari a:

$$q = 200 \text{ kN} / 0.6 \text{ m} / 12 \text{ m} = 27.78 \text{ kN/m al metro.}$$

Pertanto, nel seguito sono mostrate le sollecitazioni applicate sulla struttura nel caso d'urto.

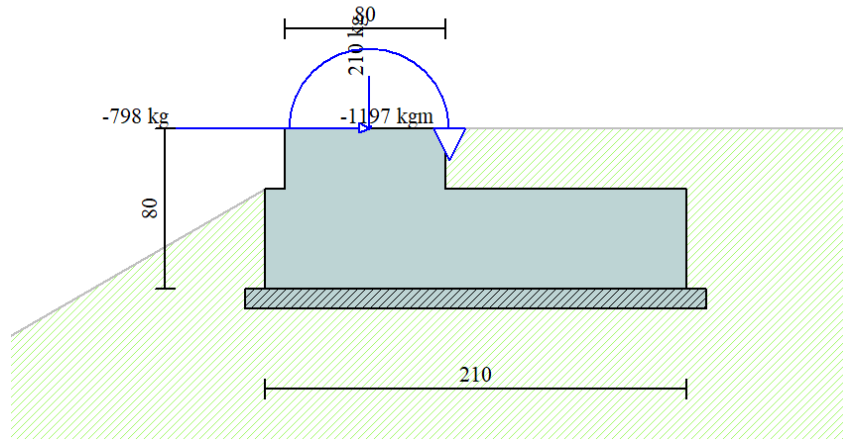


Di seguito sono riportate le sollecitazioni dovute all'azione del vento sulla barriera (H = 3 m) applicate a metro lineare di cordolo.

Pressione del vento a metro lineare $P_1 = 266 \text{ daN/m}$

Taglio $T = P_1 \times H = 266 \text{ daN/m} \times 3 \text{ m} = 798 \text{ daN}$

Momento flettente $M = T \times H/2 = 798 \text{ daN} \times 3 \text{ m}/2 = 1197 \text{ daNm}$



Si riportano a seguire le verifiche geotecniche per le combinazioni più gravose condotte rispettivamente per il caso di azione d'urto e di azione del vento.

Risultati Analisi				
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1,57	■	1,57 [2]	IB: 1 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1,49	■	1,49 [1]	IB: 1 - A1-M1
Coefficiente di sicurezza a carico limite	3,00	■	3,00 [1]	IB: 1 - A1-M1
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1,87	■	1,87 [3]	IB: 1 - STAB
Dettagli combinazione -->		Help		

Risultati Analisi				
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	159,78	■	159,78 [2]	IB: 1 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	21,79	■	21,79 [4]	IB: 1 - SLEQ
Coefficiente di sicurezza a carico limite	14,61	■	14,61 [1]	IB: 1 - A1-M1
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	2,11	■	2,11 [3]	IB: 1 - STAB
Dettagli combinazione -->		Help		

Si riporta di seguito il tabulato di calcolo in forma estesa estratte dal programma di calcolo Aztec

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare, si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ . Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico. Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione. La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$. Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c,i} + q N_q d_{q,i} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma,i}$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \cdot \text{tg } \phi}$$

$$N_q = A \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg } \phi$$

$$N_r = (N_q - 1) \text{tg } (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_r = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_r = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_r = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i + (W_i - u_i) \text{tg } \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\text{tg}\phi_i \text{tg}\alpha_i}{\eta} \right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

AZIONE DEL VENTO

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.30	1.10
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.10
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica

	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	0.30 [m]
Spessore in sommità	0.80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	12.00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.10 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.20 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.50 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	356.9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	332299.69 [kg/cm ²]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588.0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
 X ascissa del punto espressa in [m]
 Y ordinata del punto espressa in [m]
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	30.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.00	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]



**AdF – Autostrada A10
Nuovo svincolo di Vado Ligure
Barriere acustiche – Relazione di calcolo**

c Coesione espressa in [kg/cmq]
c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c _a
Strato 0	1900	1900	34.00	34.00	0,000	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato
H Spessore dello strato espresso in [m]
a Inclinazione espressa in [°]
K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
K_s Coefficiente di spinta
Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	K _w	K _s	Terreno
1	7,30	0,00	0,63	1,00	Strato 0

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M Momento espresso in [kgm]
X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]
Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]
D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Peso struttura)

C	Paramento	X=-0,38	Y=0,00	F _x =0,00	F _y =210,00	M=0,00
---	-----------	---------	--------	----------------------	------------------------	--------

Condizione n° 2 (Azione da vento)

C	Paramento	X=-0,38	Y=0,00	F _x =-798,00	F _y =0,00	M=-
1197,00						

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
 γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso struttura	SFAV	1.30	1.00	1.30
Azione da vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso struttura	SFAV	1.30	1.00	1.30
Azione da vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da vento	SFAV	1.30	1.00	1.30
<u>Combinazione n° 4 - Quasi Permanente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 5 - Frequente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da vento	SFAV	1.00	0.20	0.20
<u>Combinazione n° 6 - Rara (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da vento	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_t < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza

metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIE}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIE}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	14,61	--
2	EQU - [1]	--	--	159,78	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	2,11
4	SLEQ - [1]	--	21,79	--	42,39	--
5	SLEF - [1]	--	99,99	--	43,07	--
6	SLER - [1]	--	99,99	--	19,53	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	43.800900
Longitudine	7.635200
Comune	
Provincia	
Regione	

Punti di interpolazione del reticolo 19341 - 19119 - 19118 - 19340

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	I
Vita di riferimento	100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.32 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 19.31$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 9.66$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.37 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 5.37$



AdF – Autostrada A10
Nuovo svincolo di Vado Ligure
Barriere acustiche – Relazione di calcolo

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.68$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	12,00 [m]
Peso muro	3225,00 [kg]
Baricentro del muro	X=0,05 Y=-0,48
Superficie di spinta	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,20 Y = -0,80
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,20 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	0,80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	273,00	273,00	-1800,96	-1800,96	-1197,00	-1197,00
2	0,08	423,00	423,00	-1867,93	-1867,93	-606,17	-606,17
3	0,15	573,00	573,00	-1894,49	-1894,49	-119,51	-119,51
4	0,23	723,00	723,00	-1888,46	-1888,46	262,97	262,97
5	0,30	873,00	873,00	-1857,65	-1857,65	541,25	541,25

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	210,00	210,00	-1201,20	-4,20	-798,00	0,00
2	0,08	360,00	360,00	-1255,37	-4,17	-650,71	1,15
3	0,15	510,00	510,00	-1299,41	-3,97	-527,70	4,58
4	0,23	660,00	660,00	-1335,14	-3,43	-428,97	10,31
5	0,30	810,00	810,00	-1364,37	-2,37	-354,54	18,31

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,05	-1,52	-1,52	-60,06	-60,06
3	0,10	-5,93	-5,93	-115,26	-115,26

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,05	-1,52	1,07	-60,12	42,71
3	0,10	-5,93	4,27	-115,46	85,18

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
-----	---	------	------	------	------



AdF – Autostrada A10
Nuovo svincolo di Vado Ligure
Barriere acustiche – Relazione di calcolo

1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	307,96	307,96	909,64	909,64
3	1,20	951,29	951,29	1117,87	1117,87

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	17,91	324,89	65,61	968,48
3	1,20	85,83	1024,81	166,69	1250,14

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 80	12,57	25,13	11406	75241	41,78	29968	--	--
2	0,08	100, 80	12,57	25,13	17478	77183	41,32	29989	--	--
3	0,15	100, 80	12,57	25,13	23973	79260	41,84	30010	--	--
4	0,23	100, 80	12,57	25,13	31234	81581	43,20	30031	--	--
5	0,30	100, 80	12,57	25,13	39596	84255	45,36	30052	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,00	100, 80	12,57	25,13	1,62	-0,13	-18,24	65,71
2	0,08	100, 80	12,57	25,13	1,70	-0,10	-19,43	66,18
3	0,15	100, 80	12,57	25,13	1,78	-0,08	-20,46	66,09
4	0,23	100, 80	12,57	25,13	1,84	-0,07	-21,35	65,54
5	0,30	100, 80	12,57	25,13	1,89	-0,06	-22,12	64,64

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	18821	--	--
2	0,05	100, 50	10,05	10,05	0	-17359	11405,88	18821	--	--
3	0,10	100, 50	10,05	10,05	0	-17359	2929,61	18821	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,05	100, 50	10,05	10,05	0,01	-0,02	0,26	0,36
6	0,10	100, 50	10,05	10,05	0,03	-0,03	1,02	1,42

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	18821	--	--
2	0,60	100, 50	10,05	10,05	0	17359	56,37	18821	--	--
3	1,20	100, 50	10,05	10,05	0	17359	18,25	18821	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,60	100, 50	10,05	10,05	1,41	0,25	77,77	-10,18
6	1,20	100, 50	10,05	10,05	4,45	0,33	245,31	-32,10

AZIONE URTO

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ _{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ _{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ _{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ _{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
γ _{tanφ'}	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ _{c'}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ _{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ _{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ _γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ _{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ _{Gsfav}	1.30	1.00	1.30	1.10
Variabili	Favorevole	γ _{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ _{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	γ _{tanφ'}	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ _{c'}	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ _{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ _{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ _γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ _{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ _{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.10
Variabili	Favorevole	γ _{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ _{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Geometria muro e fondazione

<i>Descrizione</i>	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	0.30 [m]
Spessore in sommità	0.80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	12.00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.10 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.20 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.50 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	356.9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	332299.69 [kg/cm ²]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588.0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
 X ascissa del punto espressa in [m]
 Y ordinata del punto espressa in [m]
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	30.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.00	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Strato 0	1900	1900	34.00	34.00	0.000	0.000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	7.30	0.00	0.63	1.00	Strato 0

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.	
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.	
Momento positivo senso antiorario.	
X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico: D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Peso struttura)

C	Paramento	$X=-0.38$	$Y=0.00$	$F_x=0.00$	$F_y=210.00$	$M=0.00$
---	-----------	-----------	----------	------------	--------------	----------

Condizione n° 2 (Urto)

C	Paramento	$X=-0.38$	$Y=0.00$	$F_x=2500.00$	$F_y=0.00$	$M=2375.00$
---	-----------	-----------	----------	---------------	------------	-------------

Condizione n° 3 (Azione da traffico)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=0.60$	$Q_i=2278.00$	$Q_f=2278.00$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
-----	----------	--------	-----------------

Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Rara (SLE)



AdF – Autostrada A10
Nuovo svincolo di Vado Ligure
Barriere acustiche – Relazione di calcolo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Azione da traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso struttura	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_t < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza

metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{sco}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{rib}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{qlim}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{stab}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,49	--	3,00	--
2	EQU - [1]	--	--	1,57	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,87
4	SLEQ - [1]	--	1,51	--	3,02	--
5	SLEF - [1]	--	1,51	--	3,02	--
6	SLEF - [1]	--	1,51	--	3,02	--
7	SLEF - [1]	--	1,51	--	3,02	--
8	SLER - [1]	--	1,51	--	3,02	--
9	SLER - [1]	--	1,51	--	3,02	--
10	SLER - [1]	--	1,51	--	3,02	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :



AdF – Autostrada A10 Nuovo svincolo di Vado Ligure Barriere acustiche – Relazione di calcolo

Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	43.800900
Longitudine	7.635200
Comune	
Provincia	
Regione	
Punti di interpolazione del reticolo	19341 - 19119 - 19118 - 19340

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	I
Vita di riferimento	100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.32 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.38
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 7.34$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.67$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.37 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.47
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.26$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	12,00 [m]

Peso muro	3225,00 [kg]
Baricentro del muro	X=0,05 Y=-0,48

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,20 Y = -0,80
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,20 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	0,80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espresa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	210,00	210,00	2370,80	2370,80	2500,00	2500,00
2	0,08	360,00	360,00	2559,97	2559,97	2545,54	2545,54
3	0,15	510,00	510,00	2752,71	2752,71	2594,66	2594,66
4	0,23	660,00	660,00	2949,25	2949,25	2646,76	2646,76
5	0,30	810,00	810,00	3149,80	3149,80	2701,81	2701,81

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	210,00	210,00	2370,80	2370,80	2500,00	2500,00
2	0,08	360,00	360,00	2559,96	2559,96	2545,20	2545,20
3	0,15	510,00	510,00	2752,64	2752,64	2593,29	2593,29
4	0,23	660,00	660,00	2949,01	2949,01	2643,67	2643,67
5	0,30	810,00	810,00	3149,25	3149,25	2696,32	2696,32

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,05	9,84	9,84	390,51	390,51
3	0,10	38,75	38,75	762,92	762,92

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,05	9,94	9,94	394,52	394,52
3	0,10	39,14	39,14	770,53	770,53

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	-358,38	-358,38	-1194,60	-1194,60
3	1,20	-1868,98	-1868,98	-3541,97	-3541,97

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	-327,60	-327,60	-1092,00	-1092,00
3	1,20	-1753,02	-1753,02	-3371,90	-3371,90

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{ts}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{ti}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{ts}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ _{ti}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]

VRd Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 80	8,04	8,04	2140	-24159	10,19	27252	--	--
2	0,08	100, 80	8,04	8,04	3461	-24610	9,61	27273	--	--
3	0,15	100, 80	8,04	8,04	4634	-25010	9,09	27294	--	--
4	0,23	100, 80	8,04	8,04	5677	-25366	8,60	27316	--	--
5	0,30	100, 80	8,04	8,04	6605	-25683	8,15	27337	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,00	100, 80	8,04	8,04	5,13	0,39	402,64	-44,98
2	0,08	100, 80	8,04	8,04	5,55	0,40	426,79	-49,24
3	0,15	100, 80	8,04	8,04	5,98	0,41	451,57	-53,55
4	0,23	100, 80	8,04	8,04	6,41	0,41	477,02	-57,92
5	0,30	100, 80	8,04	8,04	6,85	0,42	503,15	-62,35

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N _u	sfuerzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	8,04	8,04	0	0	1000,00	18821	--	--
2	0,05	100, 50	8,04	8,04	0	14002	1423,21	18821	--	--
3	0,10	100, 50	8,04	8,04	0	14002	361,34	18821	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0,00	100, 50	8,04	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,05	100, 50	8,04	8,04	0,05	0,10	2,95	-0,31
6	0,10	100, 50	8,04	8,04	0,19	0,20	11,63	-1,23

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	8,04	8,04	0	0	1000,00	18821	--	--
2	0,60	100, 50	8,04	8,04	0	-14002	39,07	18821	--	--
3	1,20	100, 50	8,04	8,04	0	-14002	7,49	18821	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0,00	100, 50	8,04	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,60	100, 50	8,04	8,04	1,59	-0,29	-10,32	97,36
6	1,20	100, 50	8,04	8,04	8,48	-0,88	-55,21	520,9

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
 - Verifica a ribaltamento
 - Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
 - Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
 - Verifica della stabilità globale
 - Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.
- L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	14.00
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Vega Engineering S.r.l.
Licenza	AIU3863AI

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
()
