

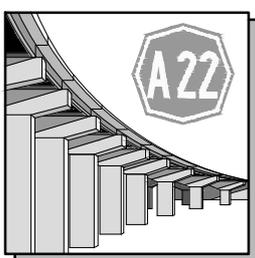
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

1.3.5	<p>RELAZIONI Relazioni di calcolo Sottopasso km 201+936</p>
-------	--

0	MAG-2022	EMISSIONE	G. BALLARINI	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA: MAGGIO 2008			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 29/08					

**PROGETTO PER L'ALLARGAMENTO DEL SOTTOPASSO IN
CORRISPONDENZA DELLA STRADINA DI ACCESSO AL
MONUMENTO NAPOLEONICO**

(Opera alla progressiva 201 + 936)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOPASSO L=4.00 m

INDICE

1. PREMESSA	1
1.1 Descrizione della struttura esistente.....	1
1.2 Descrizione dell'intervento.....	2
1.3 Caratteristiche dei materiali.....	6
1.4 Metodi di calcolo.....	6
1.5 Codici di calcolo.....	6
1.6 Normativa di riferimento.....	7
1.7 Unità di misura.....	8
1.8 Combinazioni di carico.....	8
2 IMPALCATO – STATO NUOVO	11
2.1 Materiali.....	11
2.2 Analisi dei carichi.....	11
2.3 Analisi delle sollecitazioni in campata.....	14
2.4 Analisi delle sollecitazioni all'incastro.....	22
2.1 Verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo.....	29
2.2 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio.....	35
3 DIMENSIONAMENTO DELLA CONNESSIONE	39
3.1 Analisi delle sollecitazioni.....	39
3.2 Verifiche sui connettori.....	40
4 ANCORAGGIO DELLA BARRIERA DI SICUREZZA	45
4.1 Azioni di progetto.....	45
4.2 Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale.....	46
4.3 Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura verticale.....	47
5 SPALLE SOTTOPASSO	49
5.1 Caratteristiche dei materiali.....	49
5.2 Considerazioni geotecniche.....	49
5.3 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato.....	50
5.4 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale.....	51
5.5 Prolungamento – fase transitoria (paramento libero).....	54
5.6 Prolungamento – fase definitiva (paramento incastrato).....	68
6 MURI ANDATORI – LATO SUD	84
6.1 Caratteristiche dei materiali.....	84
6.2 Considerazioni geotecniche.....	84
6.3 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato.....	85
6.4 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale.....	86
6.5 Analisi dei carichi.....	89
6.6 Combinazioni di carico.....	96
6.7 Verifica delle sezioni di sommità del muro.....	103
6.8 Muro andatore – H = 5.00 m.....	108

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.9	Muro andatore – H = 4.50 m.....	119
6.10	Muro andatore – H = 3.00 m.....	130
6.11	Muro andatore – H = 2.50 m.....	141
6.12	Muro andatore – H = 1.50 m.....	152

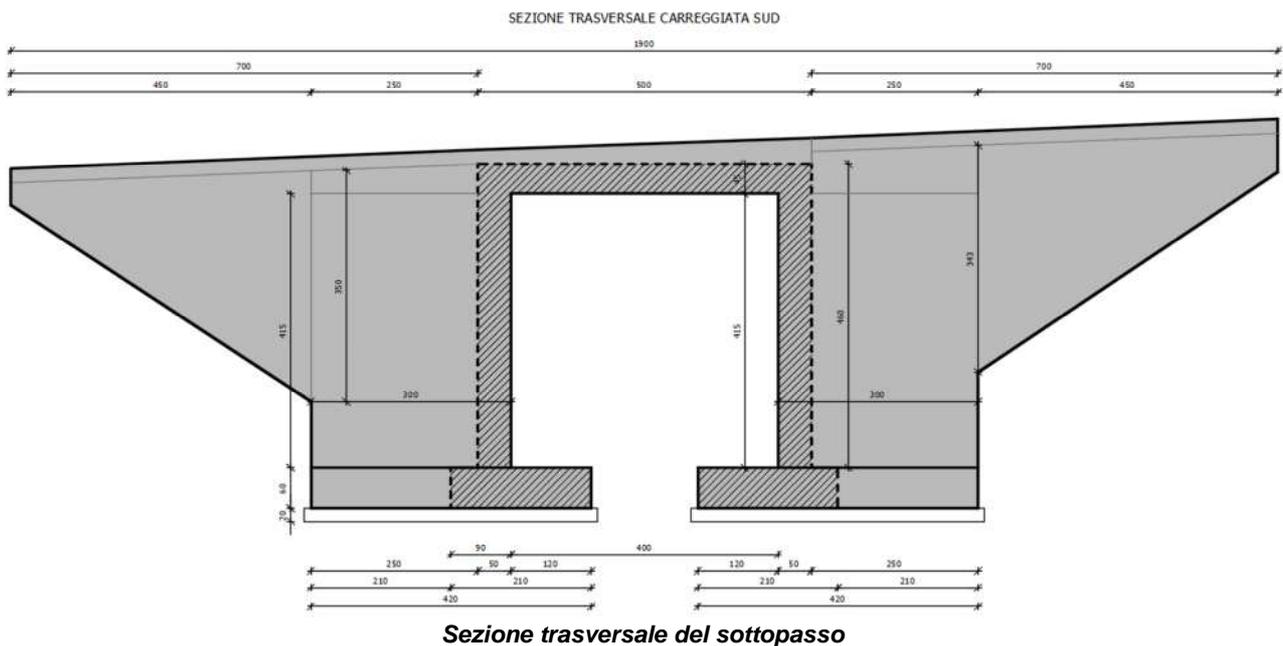
1. PREMESSA

1.1 Descrizione della struttura esistente

Il progetto che prevede l'adeguamento della corsia di emergenza della carreggiata sud nel tratto compreso tra le progressive km 201+285 e 203+930 e la realizzazione di una corsia di transito dedicata ai mezzi pesanti comporta una serie di interventi anche sul sottopasso di accesso al Monumento Napoleonico di Rivoli V.se dalla S.P. 11, Via Zuane Canale.



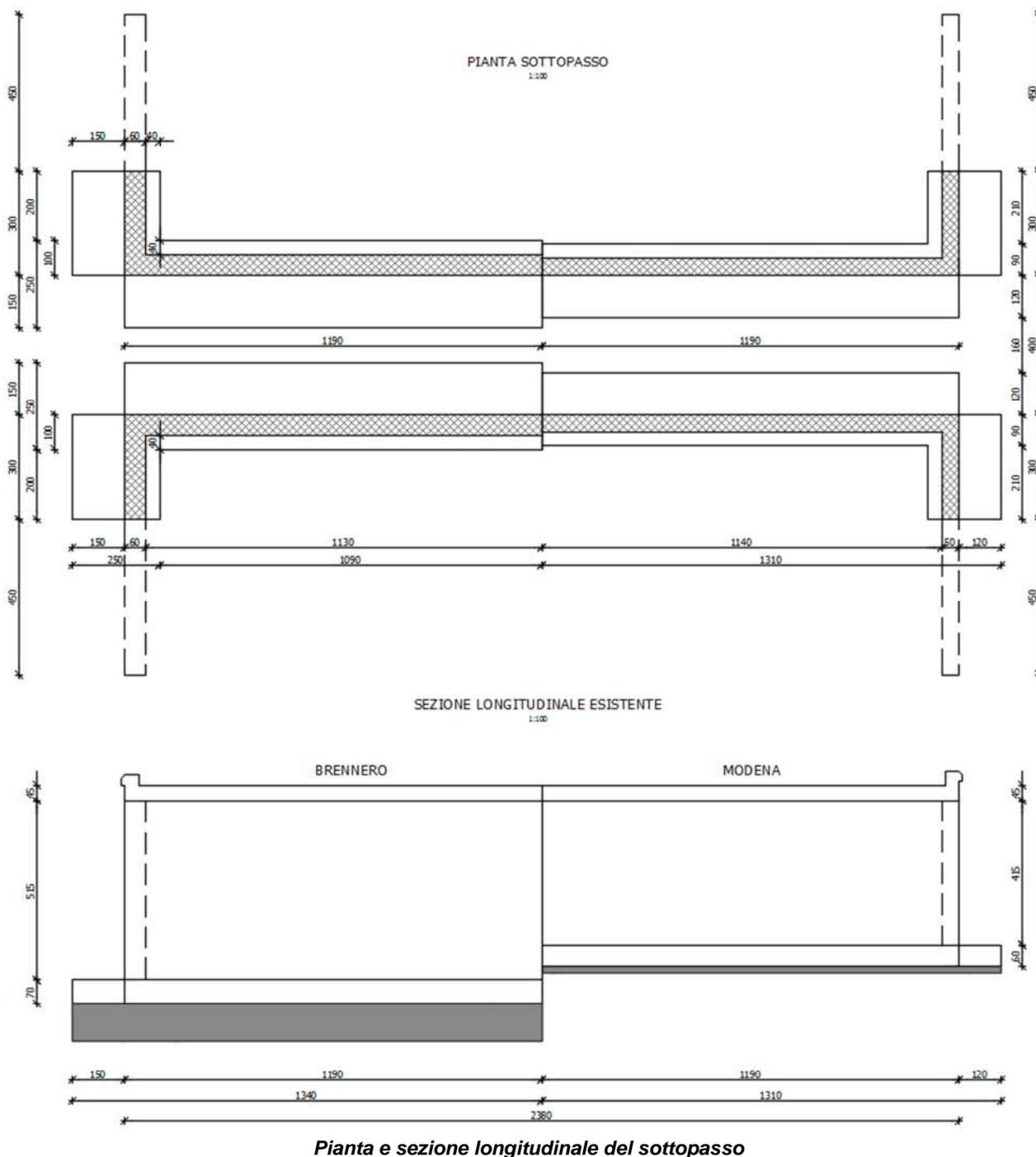
Il sottopasso al km 201+936 è uno scatolare in cemento armato strutturale con soletta di spessore 45 cm e luce netta costante pari a 4.00 m. Le spalle, del tipo a mensola con paramento verticale di spessore costante pari a 50 cm, garantiscono un franco utile di 4.15 m.



AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

In direzione longitudinale il sottopasso si estende per l'intera larghezza dell'asse autostradale. La suola di fondazione delle spalle presenta uno spessore di 0.60 m e una larghezza di 2.10 m. A monte e a valle del sottopasso e per uno sviluppo di 7.00 m, il rilevato del sottopasso viene sorretto da muri andatori.



1.2 Descrizione dell'intervento

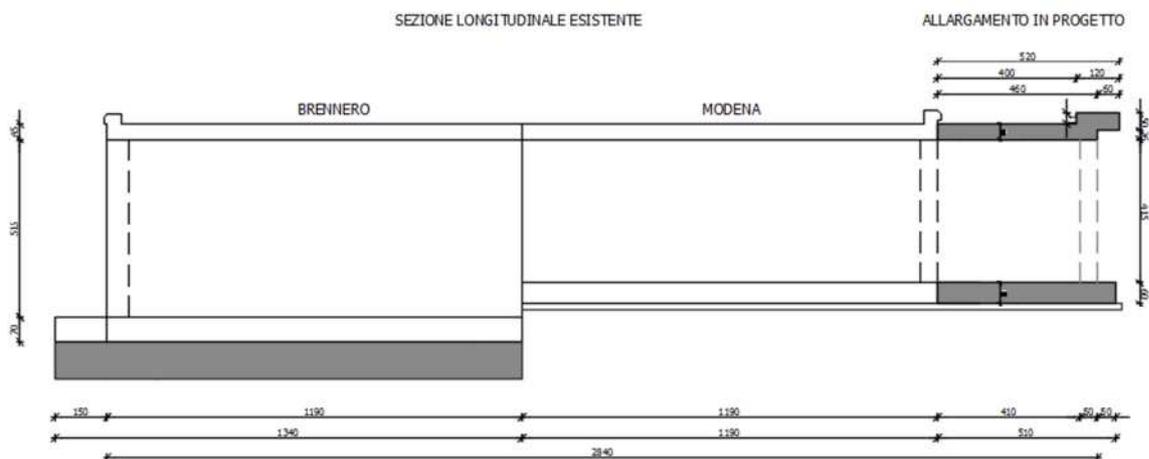
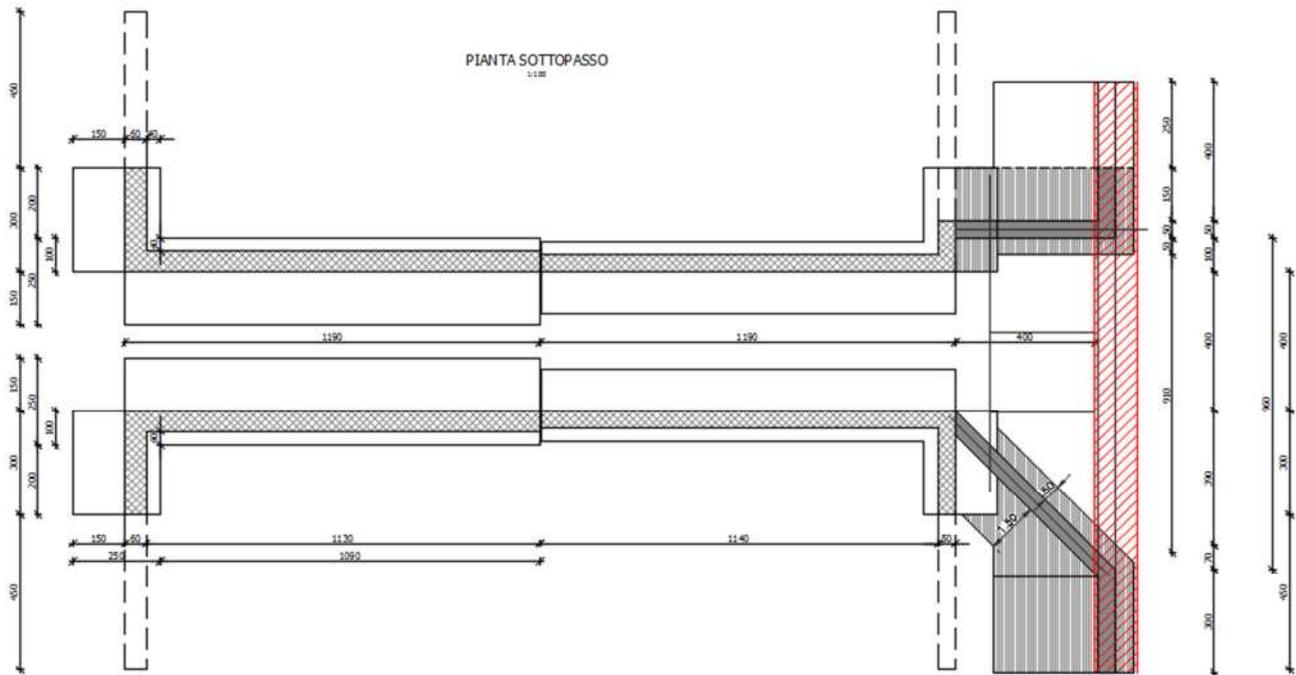
L'adeguamento geometrico del sottopasso prevede un allargamento della sezione trasversale, che passa dai 4,00 dello stato attuale, fino ad arrivare progressivamente ai 9,60 m in corrispondenza delle nuove spalle previste in progetto. La spalla lato nord, in particolare, non sarà ortogonale all'asse autostradale, ma inclinata di 45°, configurazione necessaria per garantire l'utilizzo a tutti i mezzi del sottopasso. La stradina di accesso al monumento napoleonico infatti, non potendo

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

essere variata planimetricamente per ragioni di spazio, necessita di un adeguato franco e raggio di curvatura in corrispondenza della sezione di imbocco del sottopasso. Si viene a generare quindi una soletta di forma trapezia, dello spessore di 45 cm, parzialmente inclinata e incastrata in testa al paramento delle nuove spalle.

L'intervento prevede la demolizione del cordolo e di porzione della soletta esistente, al fine di ottenere idonee capacità resistenziali della connessione.

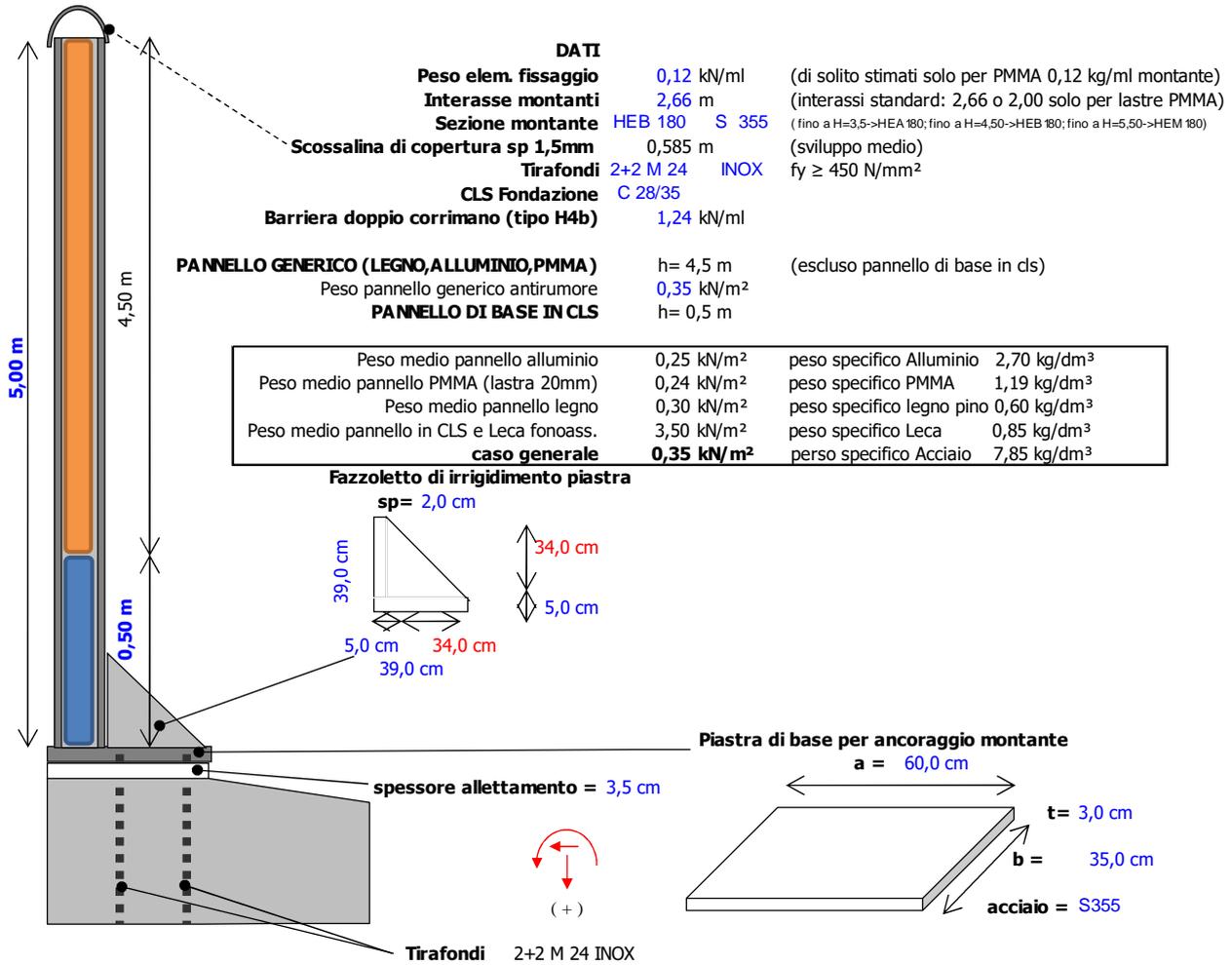
Il cordolo laterale verrà ricostruito in calcestruzzo a ritiro compensato e sarà riconfigurato con dimensioni adeguate a vincolare i montanti delle barriere di sicurezza e della barriera fonoassorbente.



Insieme all'impalcato, vengono prolungate anche le spalle esistenti con una soluzione del tipo a mensola in cemento armato strutturale gettato in opera dello spessore di 50 cm. Per garantire il transito dei mezzi pesanti anche durante le lavorazioni, è stata prevista una fondazione con mensola di monte di 50 cm e spessore 0.60m. La larghezza complessiva della suola risulta essere di 2.50 metri.

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO



CARICHI PERMANENTI

1.	Profilo HEB 180	0,512 kN/m x h montante
2.	Elementi di fissaggio	0,120 kN/m x h montante
3.	Pannello fonoassorbente generico (h=4,5m)	1,575 kN/ml barriera
4.	Pannello di base in CLS. (h=0,5m circa)	1,978 kN/ml barriera
5.	Piastra acciaio e rinforzi	0,643 kN x montante
6.	Scossalina di copertura	0,069 kN/ml barriera
7.	Barriera H4b	1,240 kN/ml barriera

CARICHI ACCIDENTALI

7.	Vento	1,300 kN/mq
8.	Rimozione neve (applicato a 1,50 m dalla pavimentazione)	15,000 kN
9.	Urto (applicato a 1,0 m dalla pavimentazione)	variabile in funzione della ripartizione

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PROFILO (per interasse i = 2,66 m)

			SLE	per ml di BA
1.	Profilo+fissaggi	(0,512+0,12)x5	3,16 kN	1,19
2.	Scossalina	0,069x(2,66+0,15)	0,19 kN	0,07
3.	Pannelli generici	0,35x4,5x2,6	4,10 kN	1,54
4.	Pannello di base in cls	25x(0,565x0,14x2,6)	5,14 kN	1,93
5.	Piastra acciaio e rinforzi		0,64 kN	0,24
sommano Ntot =			13,23 kN	4,97
6.	Vento	Hv = 1,3x2,66x5	17,29 kN	6,50
		Mv = Hv x 5 / 2	43,23 kNm	16,25
7.	Neve	Hn = 15,00 kN	15,00 kN	5,64
		Mn = Hn x 1,50	22,50 kNm	8,46

γ	SLU	per ml di BA
1,30	4,11 kN	1,54
1,30	0,25 kN	0,09
1,30	5,32 kN	2,00
1,30	6,68 kN	2,51
1,30	0,84 kN	0,31
	17,20 kN	6,45
1,50	25,94 kN	9,75
	64,84 kNm	24,38
1,50	22,50 kN	8,46
	33,75 kNm	12,69

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

1.3 Caratteristiche dei materiali

L'analisi dei documenti di contabilità delle opere esistenti ha portato alla conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per le strutture esistenti:

- | | | | |
|---|---|--------------------|----------------------------|
| - | <u>Calcestruzzo per opere di fondazione ed elevazione:</u>
CLS tipo 600 – DOSAGGIO 300 kg/m ³ | R_{ck} | $\geq 25.0 \text{ N/mm}^2$ |
| | | $\sigma_{rott,28}$ | $= 350 \text{ kg/cm}^2$ |
| - | <u>Armatura ordinaria:</u> Aq 50/60 | σ_{sn} | $= 3150 \text{ kg/cm}^2$ |
| | | σ_{rott} | $= 6000 \text{ kg/cm}^2$ |

Armatura esistente in soletta:

- | | | | | |
|---|-----------|-----------|---|---|
| - | Campata: | A_{inf} | = | 3 ϕ 20/m + 2 ϕ 22/m (ferri piegati) |
| | | A_{sup} | = | 3 ϕ 12/m |
| - | Appoggio: | A_{inf} | = | 3 ϕ 20/m |
| | | A_{sup} | = | 3 ϕ 12/m + 2 ϕ 22/m (ferri piegati) |

1.4 Metodi di calcolo

La presente relazione di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Esso comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di metodologie di calcolo comprovate.

Le verifiche di resistenza delle sezioni nella situazione modificata, successiva cioè agli interventi di consolidamento, sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite. I calcoli sull'esistente, invece, sono svolti secondo il metodo delle tensioni ammissibili.

1.5 Codici di calcolo

Straus7

Origine e autore: Strand7 Pty Ltd (formerly G+D Computing Pty Ltd)
Titolo: Straus7
Produttore: Strand7 Pty Ltd
Distributore: HSH s.r.l.
Via N.Tommaseo, 13
35131 Padova
Tel. 049 66 38 88 – 049 87 52 724
Fax 049 87 58 747
E-mail hsh@iperv.it
Versione: Release 2.4.6 Build 2
Licenza: Autostrada del Brenneo S.p.a. – TN

è un sistema di calcolo agli elementi finiti costituito da un pre-processore, un solutore e un postprocessore.

Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bidimensionali anche in presenza di non linearità del materiale o con effetti dinamici. Tale software è fra i programmi

strutturali ad elementi finiti piu diffusi al mondo, con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

E' disponibile un "Verification Manual" che contiene 144 test di validazione organizzati in modo sistematico per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice. Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti "benchmark", utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali note quali ad esempio la NAFEMS.

E' disponibile anche un "Theoretical Manual" contenente indicazioni esaurienti sull'architettura del sistema e sulle scelte di metodo a base delle implementazioni seguite, sia per quanto attiene agli aspetti algoritmici, che per quanto riguarda la stabilità e robustezza propriamente numeriche.

Sezioni.exe

Il programma Sezioni.exe, sviluppato in ambiente VisualBasic da personale di Autostrada del Brennero Spa, svolge il calcolo tensionale e del momento resistente ultimo di sezioni in cemento armato ordinario e precompresso.

La validazione è stata condotta mediante il confronto con un caso teorico tratto dal testo "Progettazione di strutture in calcestruzzo armato – Guida all'uso dell'Eurocodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.01.2008 – volume 1" redatto dall'AICAP (Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso). In particolare, è stato condotto il calcolo del momento resistente ultimo di una sezione in cemento armato ordinario sollecitata a presso-flessione, considerando due differenti valori di azione assiale di compressione.

HILTI Profis Anchor 2.5.5

Il programma è stato sviluppato dalla società HILTI AG per il dimensionamento degli ancoraggi. I metodi di progettazione implementati nel software si basano sulle certificazioni internazionali ETAG (Linee Guida Europee per Ancoranti) soddisfacendo pertanto tutti i requisiti di una progettazione in linea con le normative vigenti.

1.6 Normativa di riferimento

I calcoli sull'esistente sono svolti facendo riferimento alle seguenti norme:

1. **Circolare n° 384 del 14/02/1962** : "*Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*";
2. **R. Decreto del 16 Novembre 1939 n° 2228**: "*Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato*".
3. **Circolare n° 1472 del 23/05/1957** del Ministero LL.PP. Consiglio Superiore: "*armatura delle strutture in cemento armato*".
4. **Circolare n° 494 del 07/03/1960**: "*Norme per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso, e note esplicative*".

I calcoli relativi alla situazione modificata vengono condotti facendo riferimento alle seguenti norme:

1. **D.M. 14/01/2008** : "*Nuove norme tecniche per le costruzioni*";
2. **Circolare C.S.LL.PP n° 617** del 02/02/2009;
3. **Norma UNI-EN 15129** : "*Dispositivi antisismici*".

1.7 Unità di misura

Si è adottato il *Sistema Internazionale* di unità SI.

- Le forze sono espresse in kN:
1 kN = 102 kg
- Le tensioni sono espresse in MegaPascal o N/mm²
MPa = 1 N/mm² = 10.2 kg/cm² = 0.102 kg/mm²

1.8 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto ai p.ti 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008. Ai fini delle verifiche degli stati limite strutturali si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

1) - Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

2) - Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

3) - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

4) - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

5) - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

6) - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per gli SLE, vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G₂. Le combinazioni di carico significative adottate per valutare le sollecitazioni in campo statico sono riassunte in tabella.

Combinazioni A1 STR		g ₁	g ₂ ⁽²⁾	g ₃	ε ₂	ε ₃	ε ₄	q ₁	q ₃	q ₄	q ₅	q ₆
		Peso str.	Perm por.	Spinte	Ritiro Visc.	ΔT	Ced. vinc.	C. mobili	Frenata	F. centrif.	Vento Neve	Sisma
S.L.U. (Comb. Fond.)	U I	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	0,0	0,0	0,0	1,5	-
	U II (1)	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,35 (0,0)	0,0	0,0	0,9 (*)	-
	U III (2a)	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	(**) (0,0)	1,5	0,0	0,9 (*)	-
	U IV (2b)	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	(**) (0,0)	0,0	1,5	0,9 (*)	-
S.L.E. - T. A. (Comb. Rara.)	T I	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	1,0	-
	T II	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,6 (***)	-
	T III	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	(****) (0,0)	1,0	0,0	0,6 (***)	-
	T IV	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	(****) (0,0)	0,0	1,0	0,6 (***)	-
S.L.E. Fess. (a)	Q. P.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0 (****)	-
	FR.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	(****) (0,0)	0,0	0,0	0,0 (****)	-

(2) Nel caso in cui i permanenti non strutturali siano compiutamente definiti si possono usare i coefficienti validi per le azioni permanenti strutturali.

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

- (*) risulta dallo 0,6 x 1,5 previsto per il vento a ponte carico - la neve non va mai considerata a ponte carico
 (**) devo utilizzare il valore frequente (vedi tabella 5.1.IV pag 167): 1,35 x 0,75 = 1,0125 per il carico tandem schema 1
 1,35 x 0,40 = 0,54 per il carico distribuito schema 1
 (***) risulta dallo 0,6 x 1,0 previsto per il vento a ponte carico (combinazione rara)
 (****) devo utilizzare il valore frequente (vedi tabella 5.1.IV pag 167): 1,00 x 0,75 = 0,75 per il carico tandem schema 1
 1,00 x 0,40 = 0,40 per il carico distribuito schema 1
 (*****) poiché il coefficiente γ_2 è pari a 0 per SLU e SLE (tabella 5.1.VI)

Si precisa che nell'analisi sismica gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

Nella formula relativa alla combinazione degli effetti dell'azione sismica, detta E l'azione sismica per lo stato limite e la classe di importanza in esame, gli effetti delle tre componenti sismiche sono state combinate secondo la formula:

$$E = E_x + 0.30E_y + 0.3E_z$$

con rotazione degli indici, per dare le 3 condizioni di sollecitazione SISMA X, SISMA Y e SISMA Z.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, nella Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e nella Tabella 6.4.II e 6.4.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variaz. termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.
⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

2 IMPALCATO – STATO NUOVO

2.1 Materiali

- <u>Calcestruzzo:</u>	C28/35			
				$R_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
				$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
				$f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
				$f_{ctk} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
				$f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$
- <u>Armatura ordinaria:</u>	acciaio B450C			
				$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
				$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
				$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

2.2 Analisi dei carichi

2.2.1 Carichi permanenti – $g_1 + g_2$

- Soletta	peso proprio:	25 x 0.45 m		= 11.25 kN/m ²
- Cordolo (da estradosso soletta):		25 x 0.30 m		= 7.50 kN/m ²
- Finiture	Pavimentazione:	23 x 0.12 m		= 2.76 kN/m ²
	Sicurvia:			= 1.24 kN/m
	Barriera antirumore:			= 4.97 kN/m

2.2.2 Carichi variabili da traffico – q_1

Per quanto riguarda i carichi mobili, si assume che la singola corsia sia ripartita su una larghezza di 3,00 metri, pertanto il mezzo tandem da 600 kN della corsia 1 dello schema di carico 1 previsto dalla norma risulta ripartito su una larghezza di 3 metri. Su ciascuna trave ideale di larghezza unitaria pertanto agiscono due impronte da 100 kN ciascuna. Il carico distribuito di 9,00 kN/m² rimane invece invariato.

2.2.3 Azione di frenamento – q_3

La forza di frenamento/accelerazione è funzione del carico mobile verticale complessivamente agente sulla corsia convenzionale n°1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_l L = \mathbf{381.60kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Essendo w_l la larghezza della corsia (3.00 m) e L la lunghezza della zona caricata, quest'ultima assunta pari alla larghezza media della soletta in corrispondenza della corsia 1 (8.00m).

2.2.4 Azione eccezionale d'urto – q_8

In seguito all'urto di un veicolo pesante, tutti i piantoni del tratto di barriera interessati all'urto subiscono una significativa deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone, in fase d'urto, viene calcolato in funzione del **momento limite plastico**:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

dove:

- f_y = tensione di snervamento
- W_{pl} = modulo di resistenza plastico

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da utilizzare nel calcolo del momento plastico, si osserva che non è formalmente corretto adottare il rispettivo valore caratteristico, in quanto tale tensione rappresenta il frattile 5% della distribuzione statistica (probabilità del 5% di essere minorato). Poiché l'azione d'urto è proporzionale allo snervamento f_y , in questo caso si dovrà utilizzare il **frattile 95%** (probabilità del 5% di essere maggiorato), come avviene per i valori caratteristici delle azioni.

Le formule per il calcolo del valore caratteristico sono:

$$\begin{aligned} f_{k,0.05} &= f_m - k s \\ f_{k,0.95} &= f_m + k s \end{aligned}$$

dove:

- $f_m = f_k / (1 - k p)$ = valore medio
- $s = p f_m$ = scarto quadratico medio
- $p = 8.00\%$ = coeff. percentuale di variazione dello snervamento (S235 – S355)
- $k = 1.64$ = coefficiente funzione del numero di campioni ($n = \infty$)

Sostituendo, il frattile 95% della distribuzione statistica vale:

$$f_{k,0.95} = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k (1 + k p) / (1 - k p) = \mathbf{1.302 f_k}$$

Per acciaio **S355 J0WP** (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve considerare:

- Valore medio: $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408.25 \text{ N/mm}^2$
- Frattile 95%: $f_{yk,0.95} = 1.302 \times 355 = \mathbf{462.22 \text{ N/mm}^2}$

NOTA: da prove eseguite su paletti **HE 100 B** la tensione di snervamento risulta compresa tra 403 N/mm^2 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone HE 100 A, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 S_x = 104.2 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = f_{yk,0.95} W_{pl} = 462.22 \times 0.08301 = \mathbf{48.16 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei puntoni pari a 1.33 m, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = M_{pl} / i = 48.16 / 1.33 = \mathbf{36.21 \text{ kNm/m}}$$

Il D.M. 14/01/2008 prevede di considerare nel progetto strutturale dei ponti, le forze causate da collisioni accidentali sui dispositivi di sicurezza. In particolare, secondo quanto specificato al §3.6.3.3.2, si deve considerare una forza orizzontale equivalente di collisione pari a **100 kN**. Tale azione trasversale deve essere ripartita su **0.50 m** e applicata a **1.00 m** di altezza dal piano viario.

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista da Normativa, si ipotizza che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che quest'ultima sporga 20 cm dal piano viabile. In questo modo la forza di collisione si deve ripartire su una lunghezza di barriera pari a:

- Braccio della coppia: $b_r = 1.00 - 0.20 + 0.05 = 0.85 \text{ m}$
- Lunghezza di ripartizione: $l_{rip,pl} = (100 \text{ kN} \times 0.85 \text{ m}) / 36.21 \text{ kNm/m} = 2.35 \text{ m}$

Tale larghezza corrisponde ad assumere la forza prevista dal D.M. 14/01/2008 distribuita su 50 cm e ripartita a 45° all'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$\begin{aligned} L_{ripart.} &= 0.50 + 2 \times 0.85 \times \text{TAN}(45^\circ) = 2.20 \text{ m} \\ H_{urto} &= 100 \text{ kN} / 2.20 \text{ m} = 45.45 \text{ kN/m} \\ M_{urto} &= 100 \text{ kN} \times 0.85 \text{ m} / 2.20 \text{ m} = 38.64 \text{ KNm/m} \approx M_{pl} = 36.21 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Le sollecitazioni lungo il piano medio della soletta dovute all'urto di un mezzo pesante sulla barriera di sicurezza spartitraffico risultano quindi:

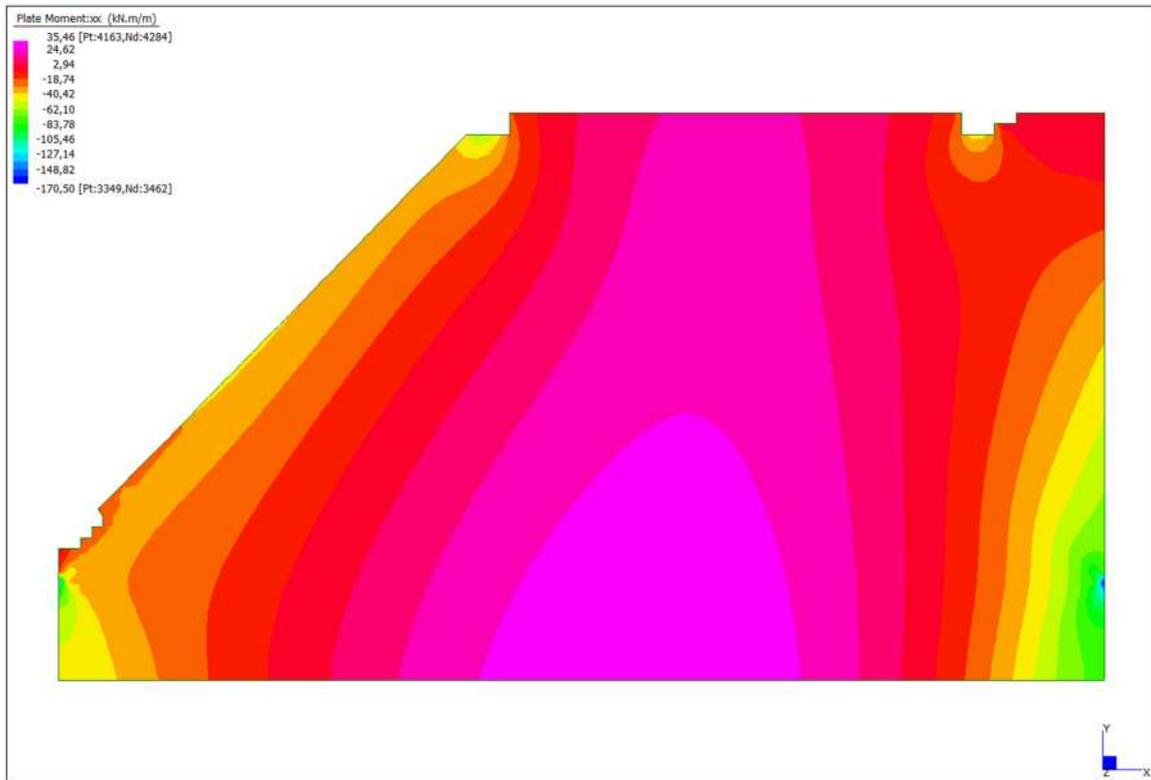
$$\begin{aligned} L_{ripart.} &= 0.50 + 2 \times (1.00 + 0.15 + 0.45/2) \times \text{TAN}(45^\circ) = 3.25 \text{ m} \\ H_{urto} &= 100 \text{ kN} / 3.25 \text{ m} = 30.77 \text{ kN/m} \\ M_{urto} &= 100 \text{ kN} \times (1.00 + 0.15 + 0.45/2) / 3.25 \text{ m} = 42.31 \text{ KNm/m} \end{aligned}$$

dove si è assunto l'angolo di ripartizione della forza d'urto relativo al montante **HE 100B** del sicurvia del cordolo laterale; questa semplificazione risulta prudentiale in quanto la larghezza di ripartizione è minore.

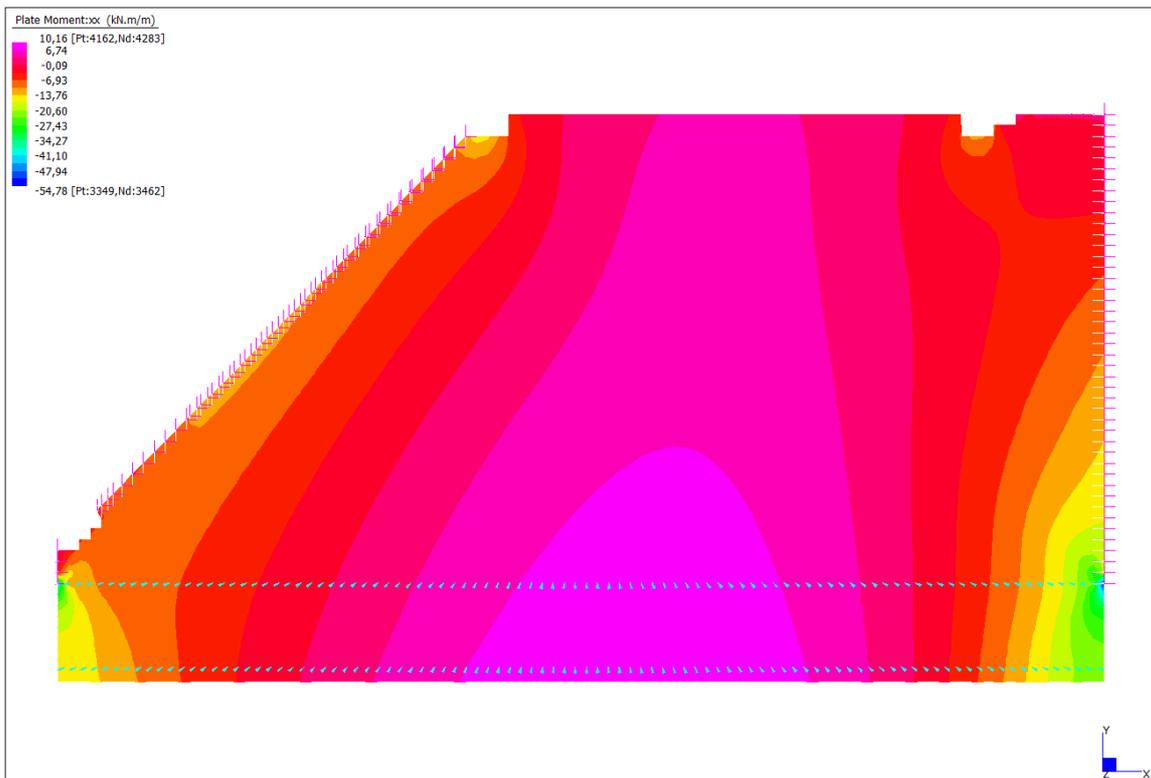
2.3 Analisi delle sollecitazioni in campata

2.3.1 Sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale – X

Momento in mezzeria dovuto ai pesi propri strutturali (cordolo+soletta): $M_{xx}^+ = 35.46$ kNm

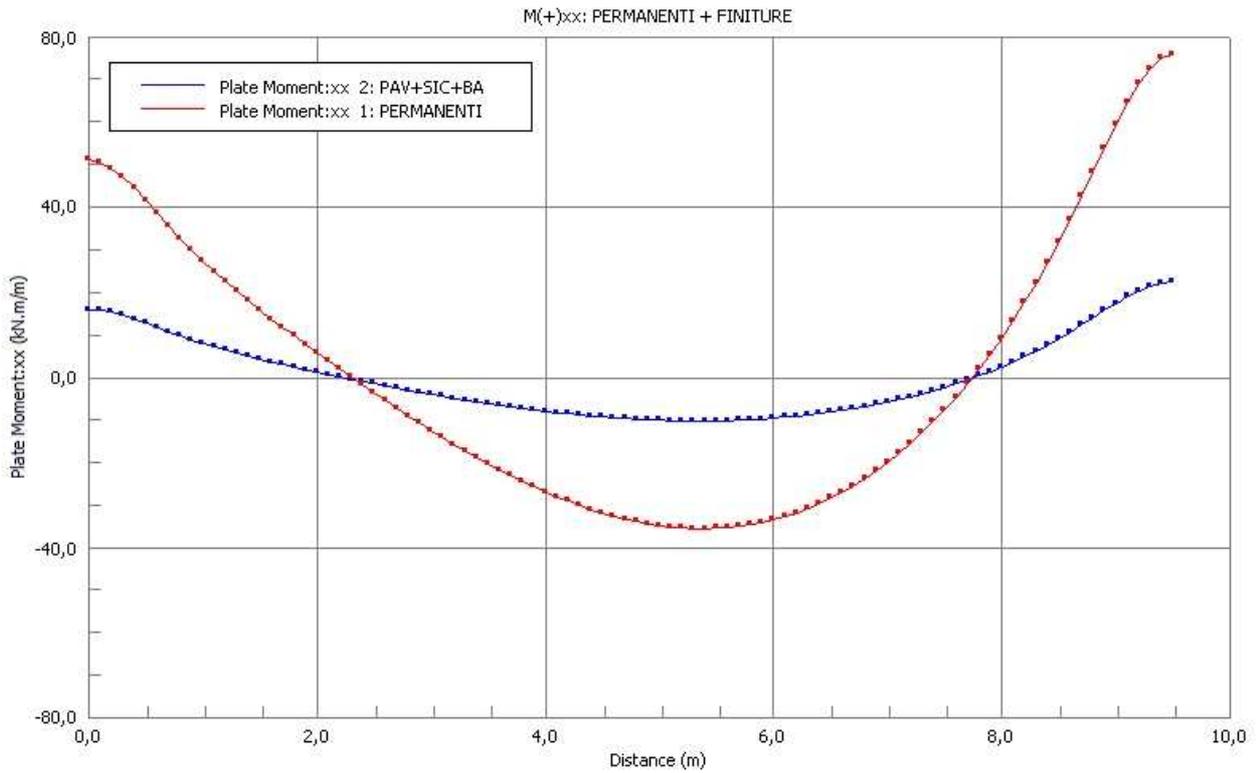


Momento in mezzeria dovuto alle finiture (pavimentazione+sicurvia+B.A.): $M_{xx}^+ = 10.16$ kNm

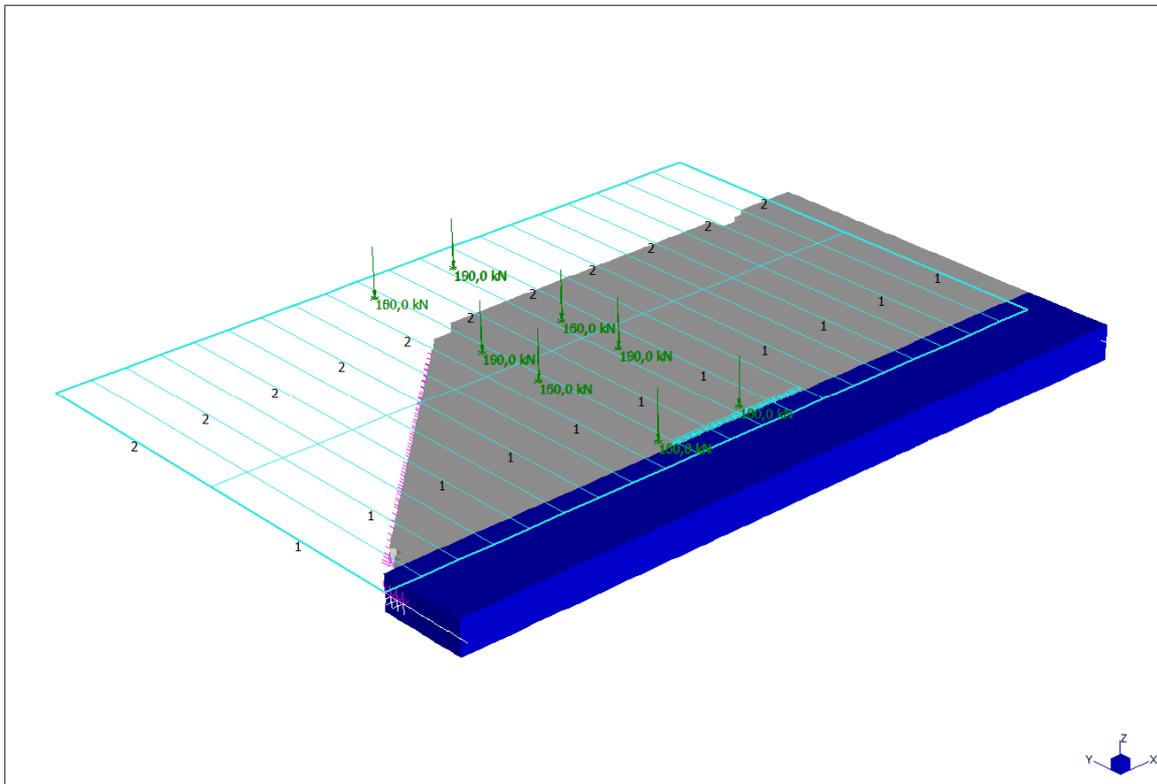


AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Andamento dei momenti flettenti longitudinali M^+_{xx} relativi ai carichi permanenti e alle finiture (pavimentazione +sicurvia + barriera antirumore), nella sezione di estremità del cordolo laterale:



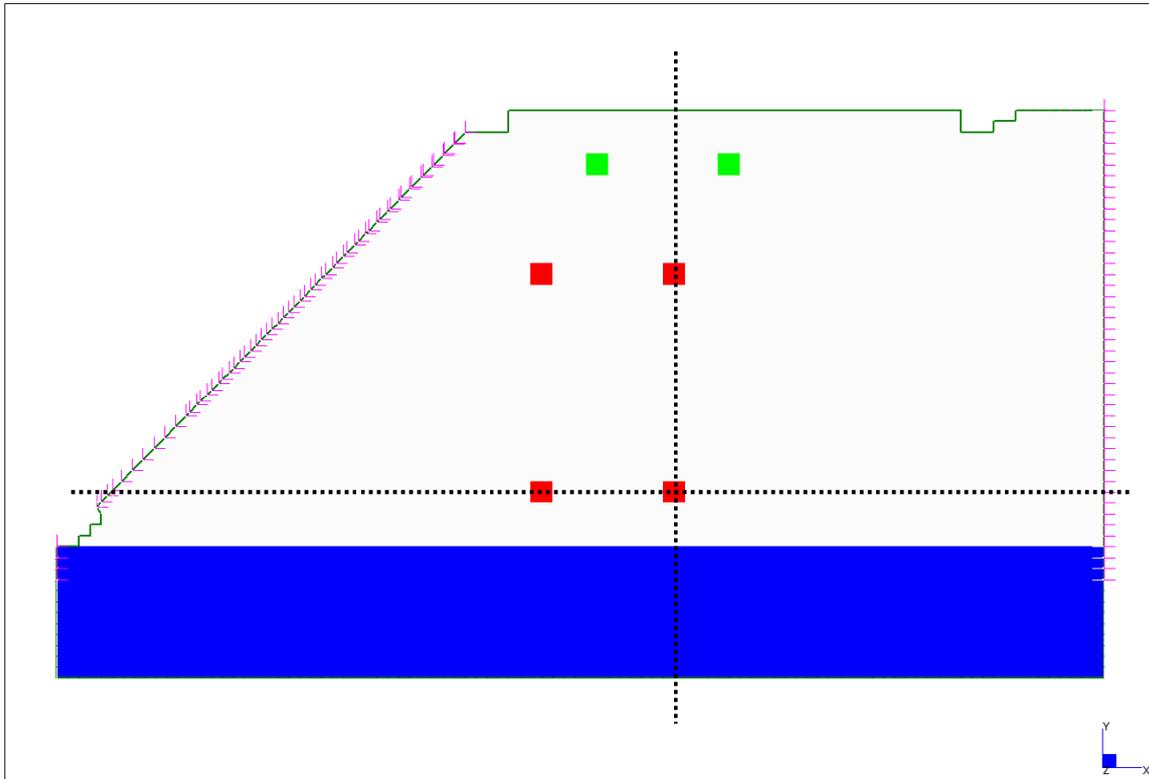
La definizione del carico mobile viaggiante sulla soletta del sottopasso avviene attraverso un percorso di carico tipo *Load Path*. Il software dispone automaticamente in senso longitudinale e trasversale le impronte di carico dello schema considerato (Schema 1) al fine di massimizzare le sollecitazioni richieste.



AUTOSTRADA DEL BRENNERO

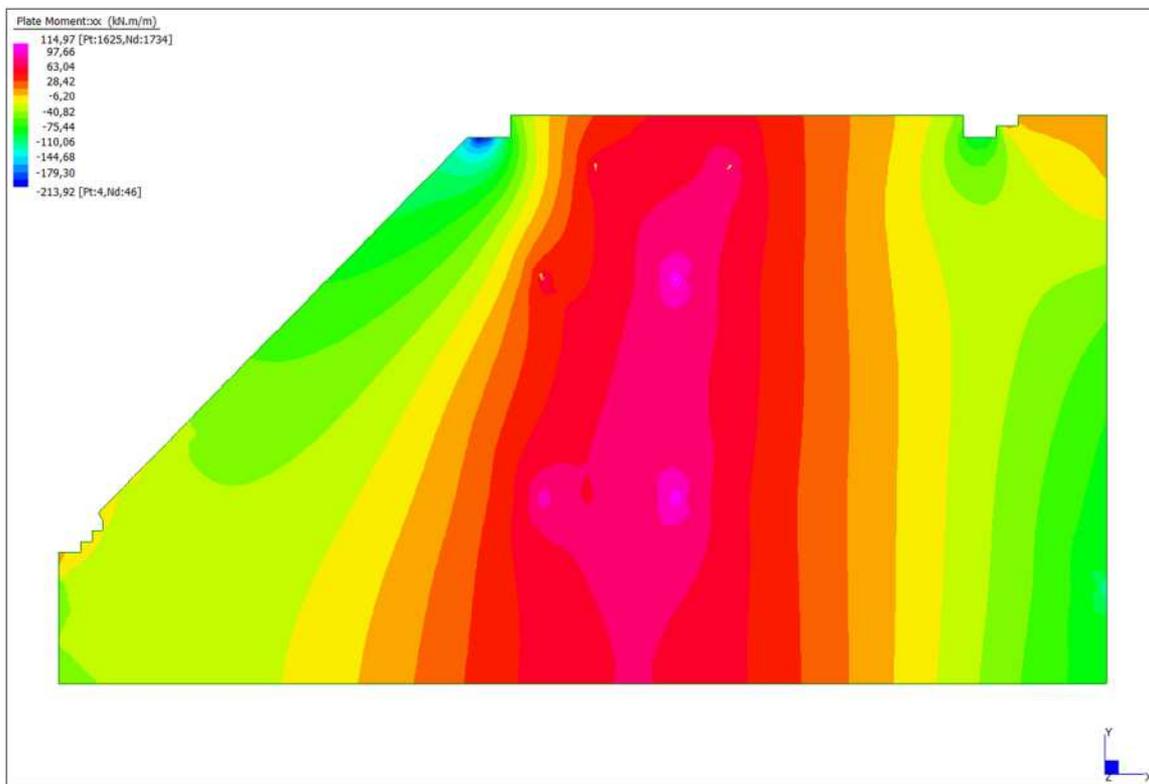
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

La disposizione delle impronte di carico dello Schema 1 che massimizza il momento flettente nella mezzeria dell'impalcato è quella rappresentata in figura. In rosso sono evidenziate le quattro impronte della Corsia 1 ($Q_{1k} = 150 \text{ kN}$) e in verde quelle della Corsia 2 ($Q_{2k} = 100 \text{ kN}$):



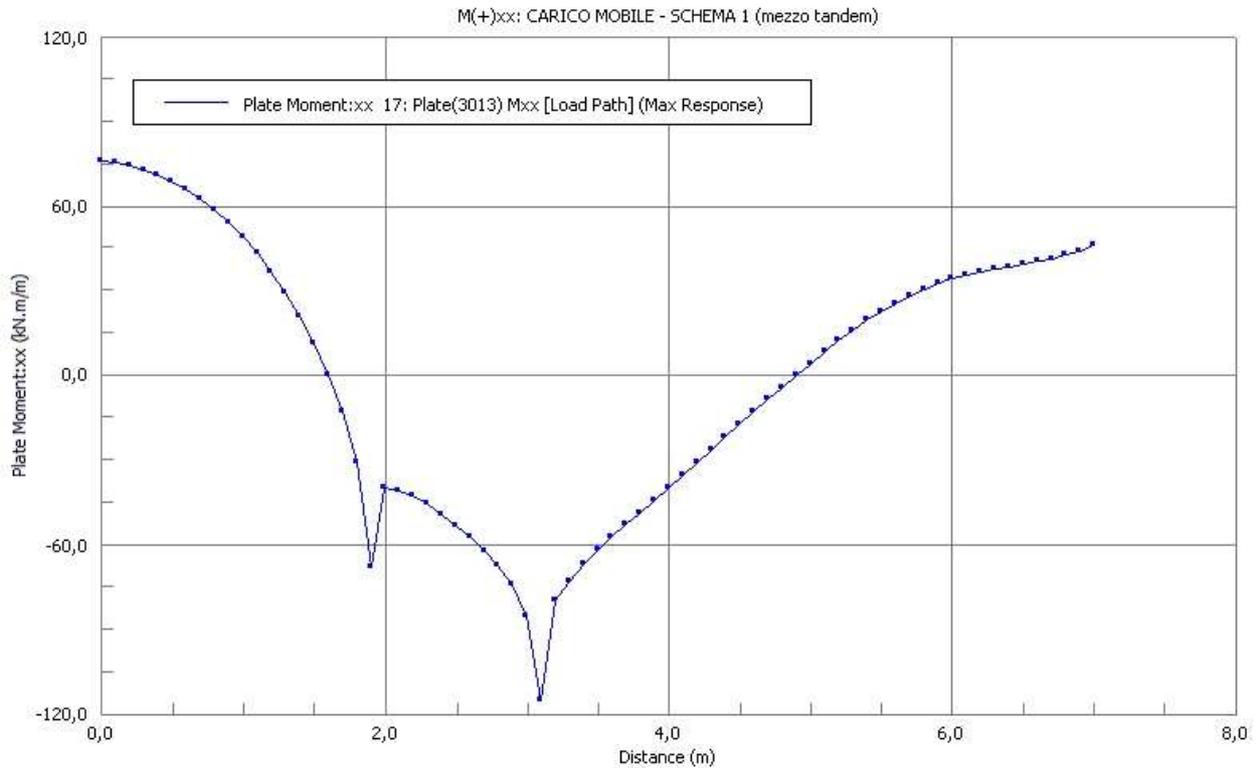
Straut? R2.4.6 [licenced to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

Momento massimo dovuto ai carichi mobili (mezzo tandem): $M_{xx}^+ = 114.97 \text{ kNm}$

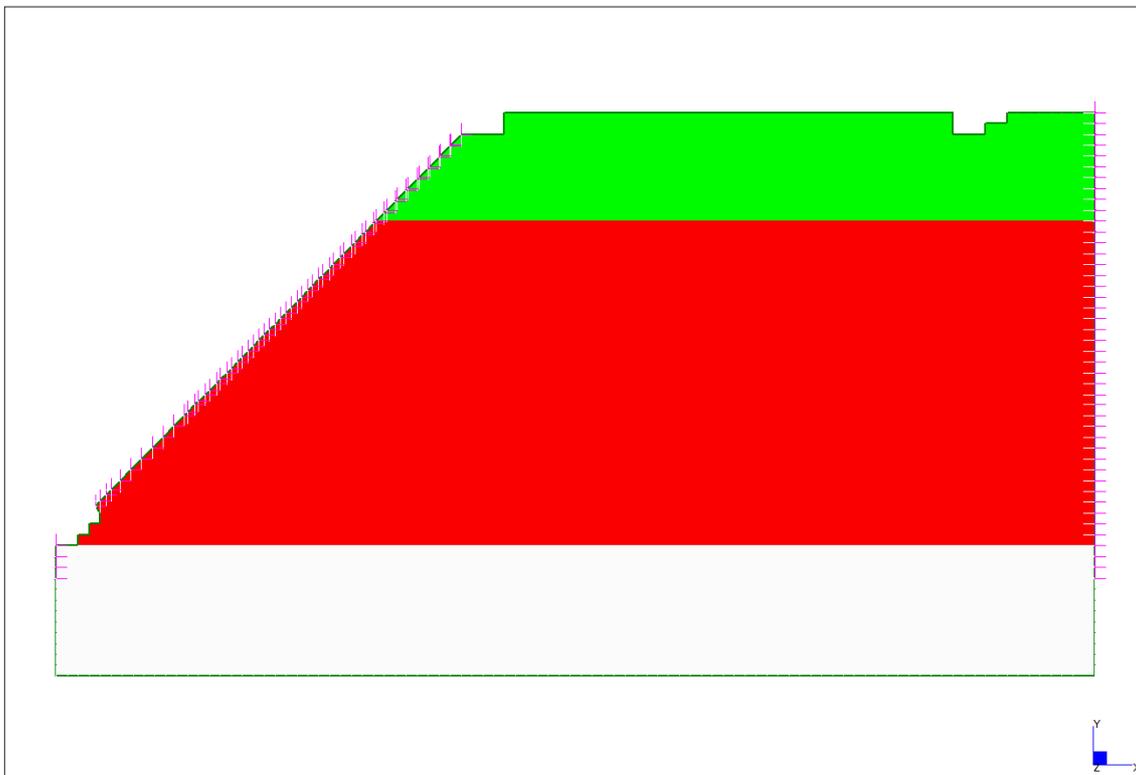


AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Nelle verifiche è stato considerato a favore di sicurezza il valore di picco del momento, senza alcuna ripartizione. L'andamento dei momenti flettenti longitudinali M_{xx}^+ relativi al carico mobile (solo mezzo tandem) è riportato in figura:

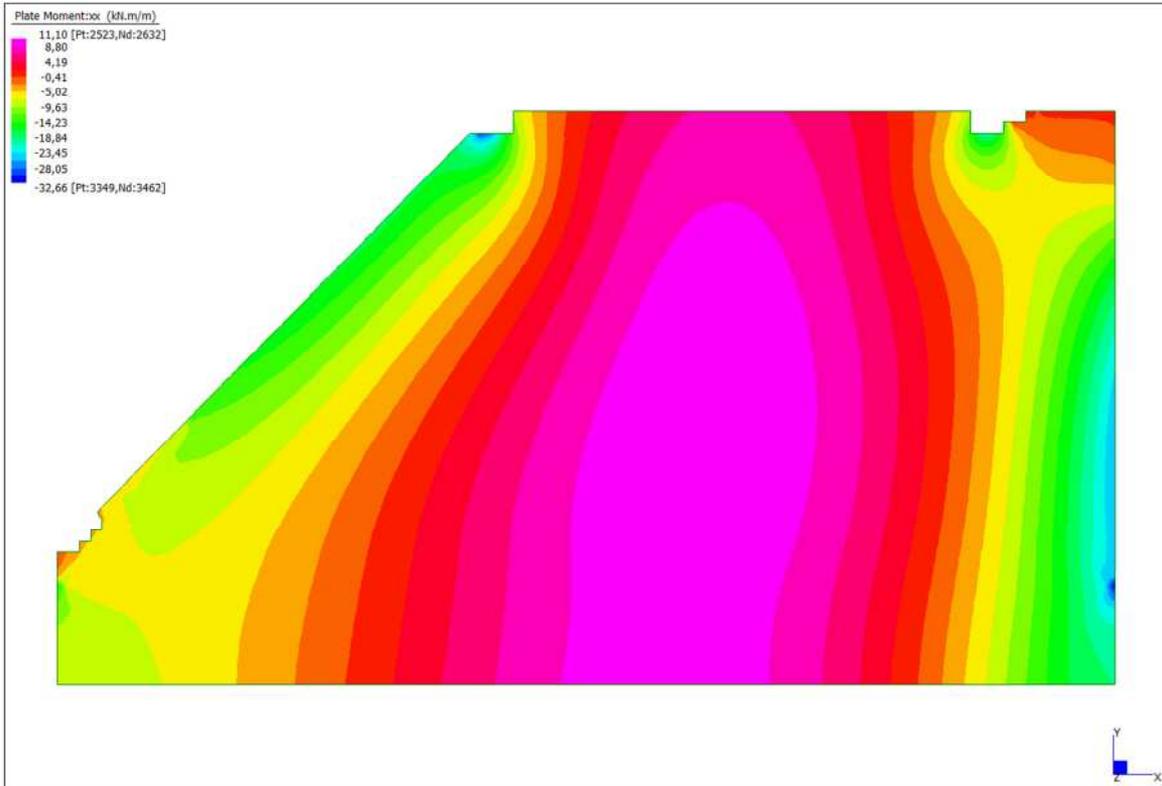


La disposizione delle corsie di carico dello Schema 1 che massimizza il momento flettente nella mezzeria dell'impalcato è quella rappresentata sotto. In rosso è evidenziata la Corsia 1 ($q_{1k}=9,00 \text{ kN/m}^2$) e in verde la Corsia 2 ($q_{2k}=2,50 \text{ kN/m}^2$):



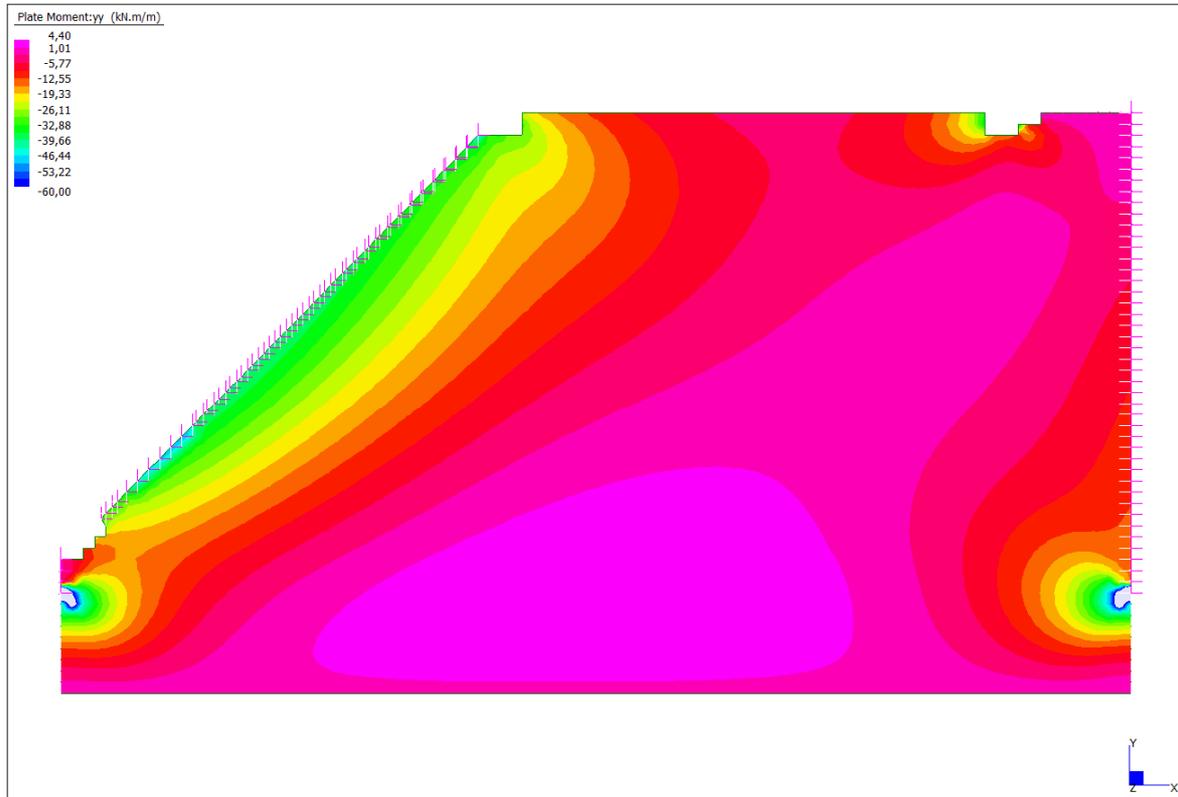
AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Momento massimo dovuto ai carichi mobili (carico distribuito): $M_{xx}^+ = 11.10$ kNm

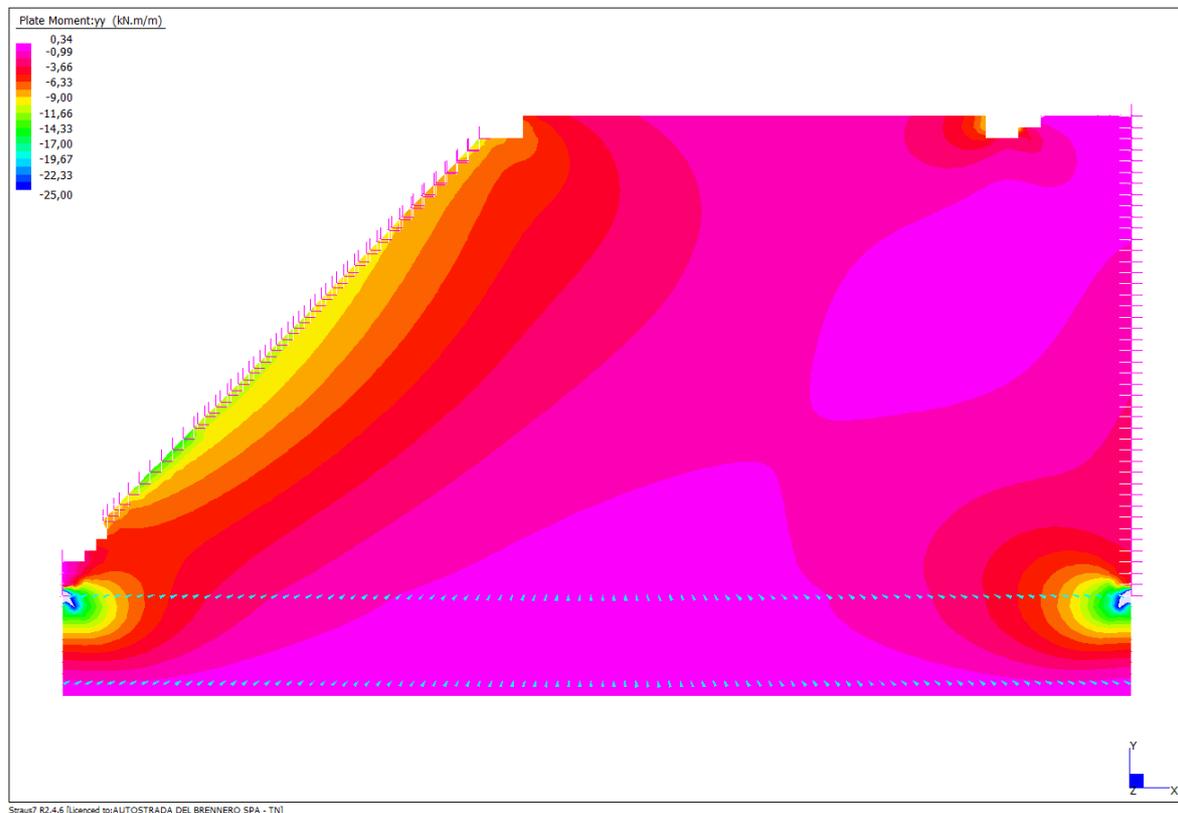


2.3.2 Sollecitazioni flessionali in direzione trasversale – Y

Momento in mezzzeria dovuto ai pesi propri strutturali (cordolo+soletta): $M_{yy}^+ = 4.40$ kNm



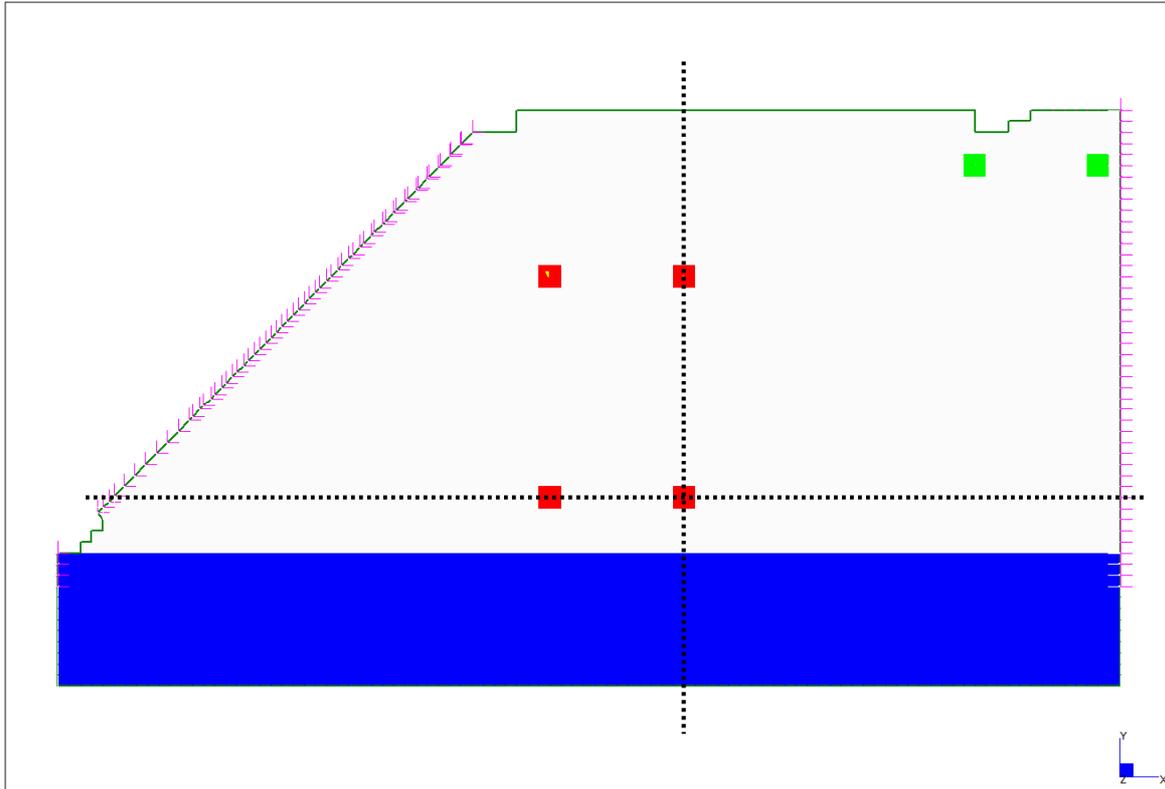
Momento in mezzzeria dovuto alle finiture (pavimentazione+sicurvvia+B.A.): $M_{yy}^+ = 0.34$ kNm



AUTOSTRADA DEL BRENNERO

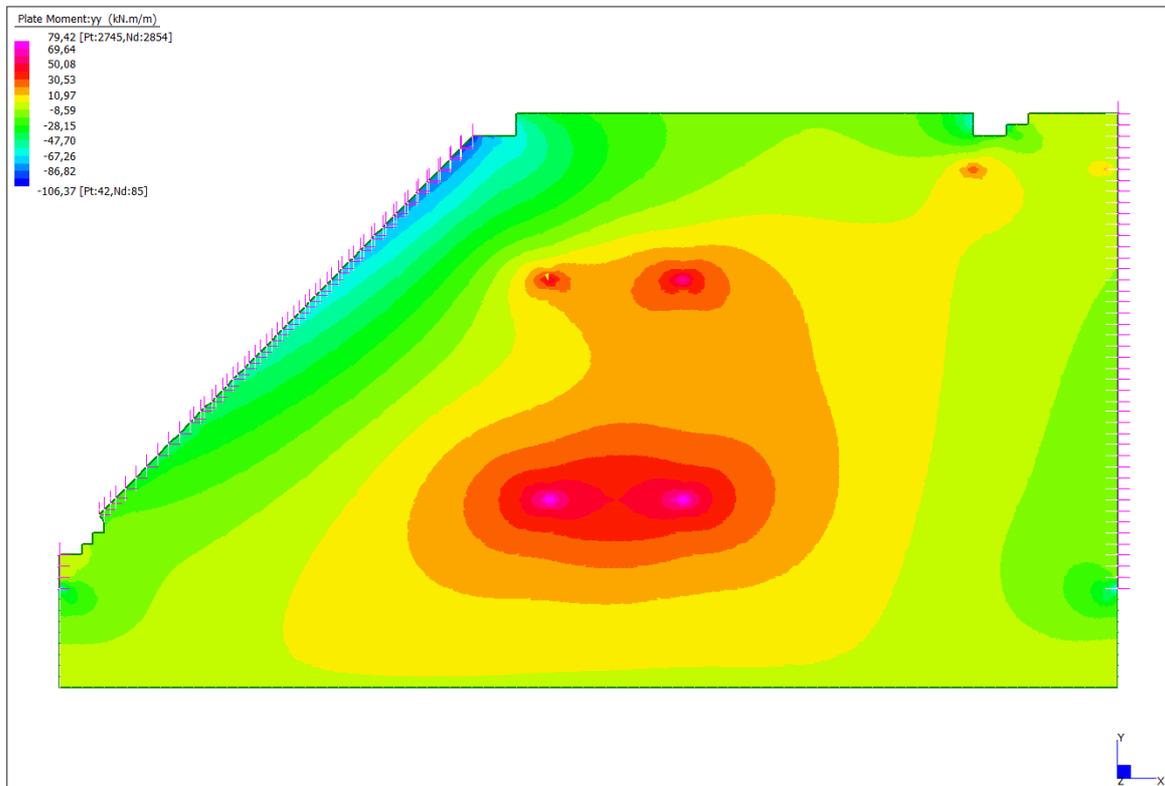
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

La disposizione delle impronte di carico dello Schema 1 che massimizza il momento flettente trasversale in mezzeria dell'impalcato è quella rappresentata in figura. In rosso sono evidenziate le quattro impronte della Corsia 1 ($Q_{1k} = 150 \text{ kN}$) e in verde quelle della Corsia 2 ($Q_{2k} = 100 \text{ kN}$):



Straus7 R2.4.6 [licenced to:AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

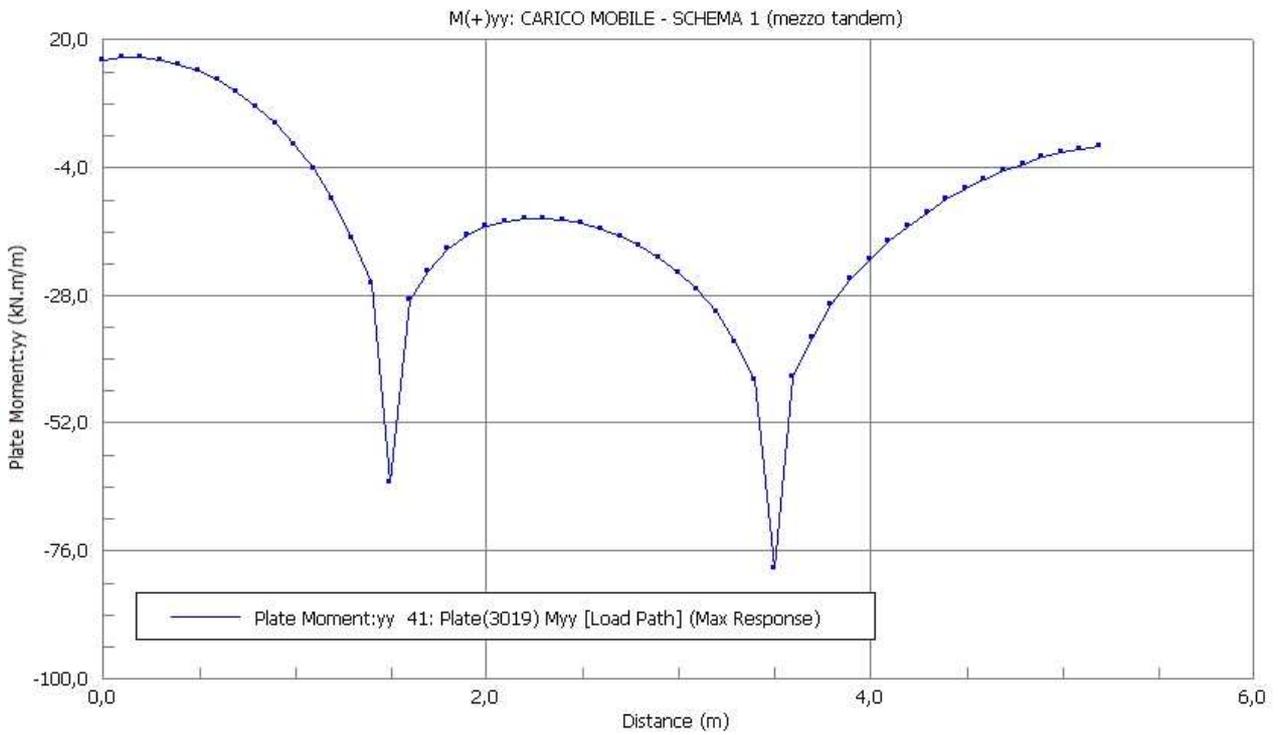
Momento massimo dovuto ai carichi mobili (mezzo tandem): $M_{yy}^+ = 79.42 \text{ kNm}$



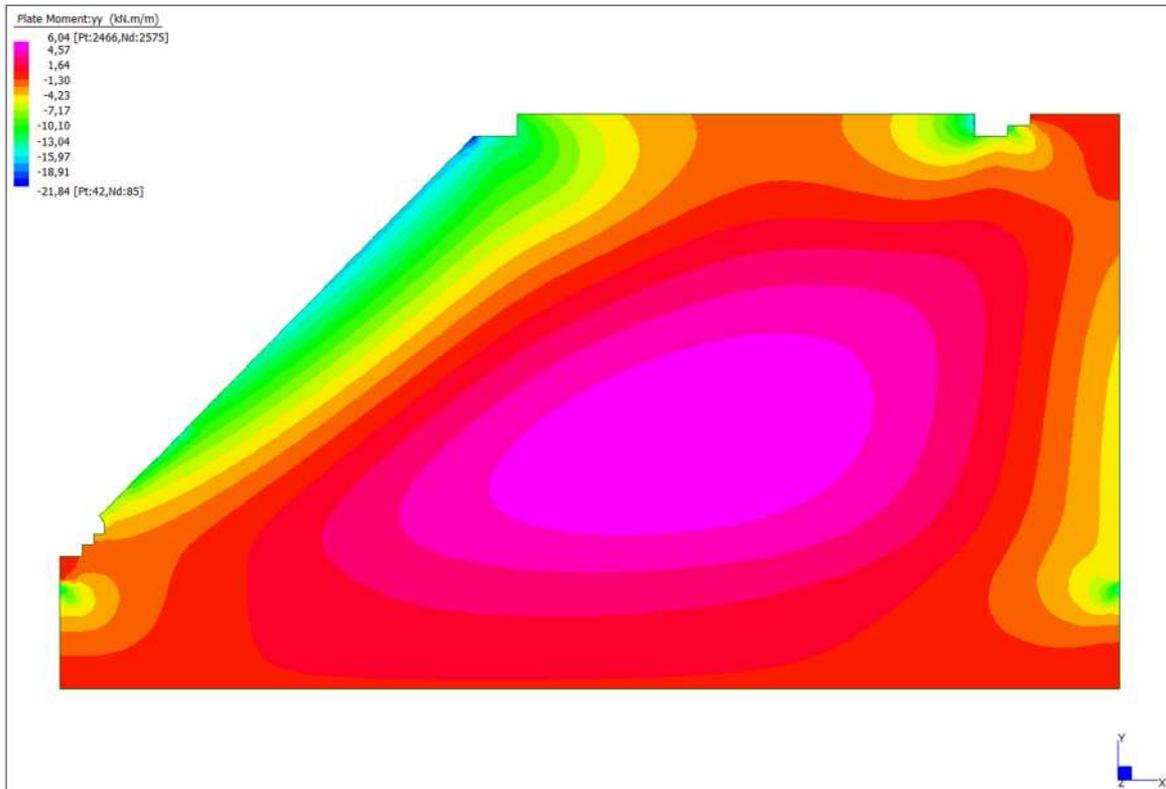
Straus7 R2.4.6 [licenced to:AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Andamento dei momenti flettenti trasversali M_{yy}^+ relativi al carico mobile (solo mezzo tandem):



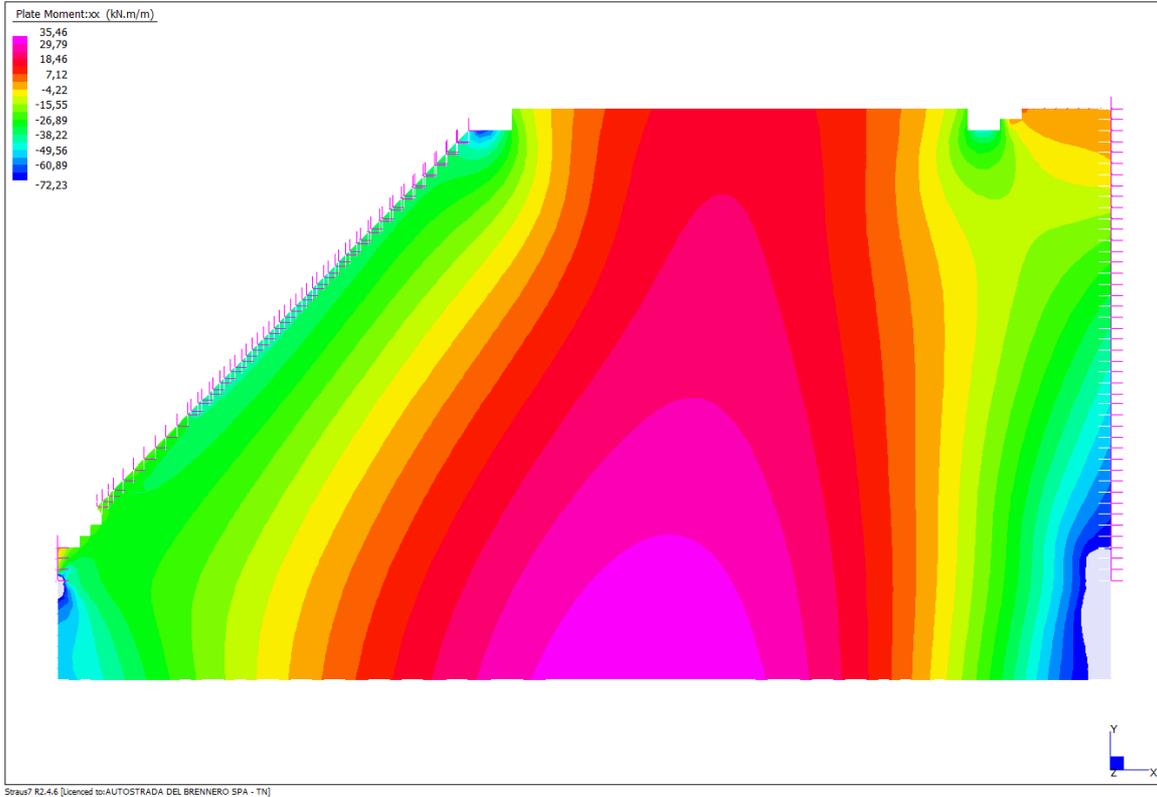
Momento massimo dovuto ai carichi mobili (carico distribuito): $M_{yy}^+ = 6.04$ kNm



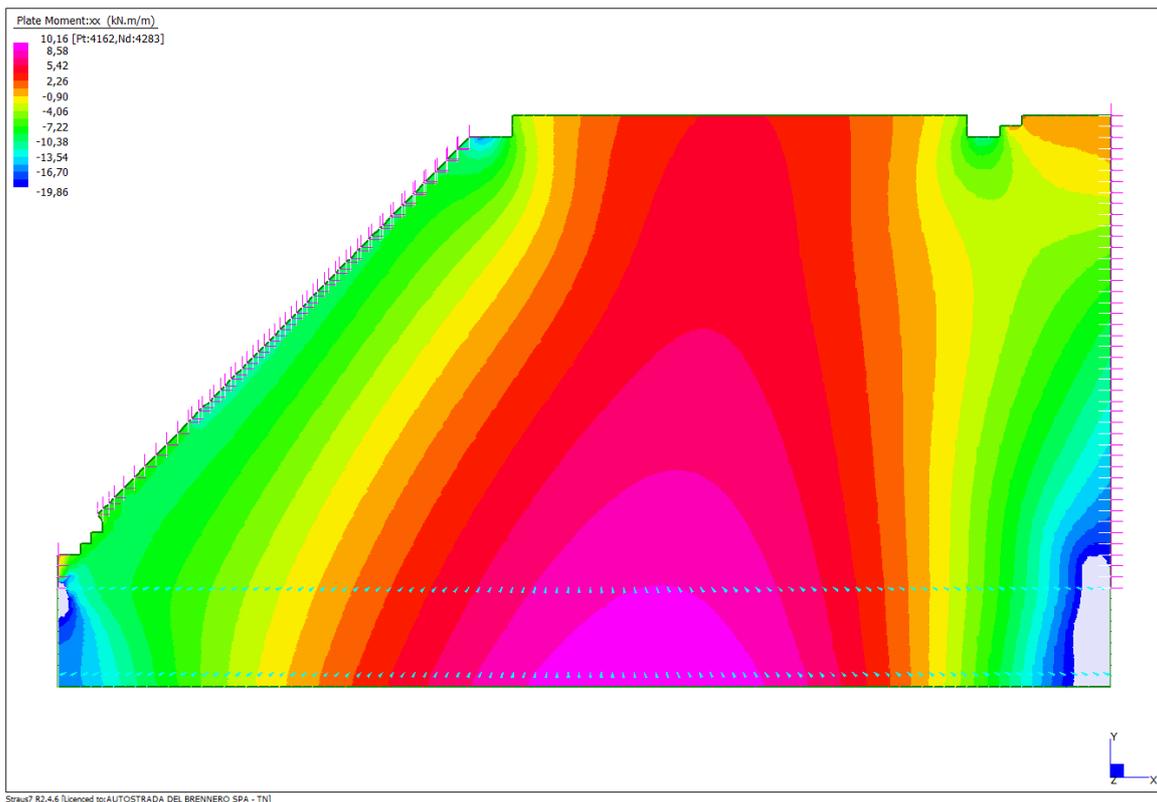
2.4 Analisi delle sollecitazioni all'incastro

2.4.1 Sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale – X

Momento all'incastro dovuto ai pesi propri strutturali (cordolo+soletta): $M_{xx}^- = -72.23$ kNm

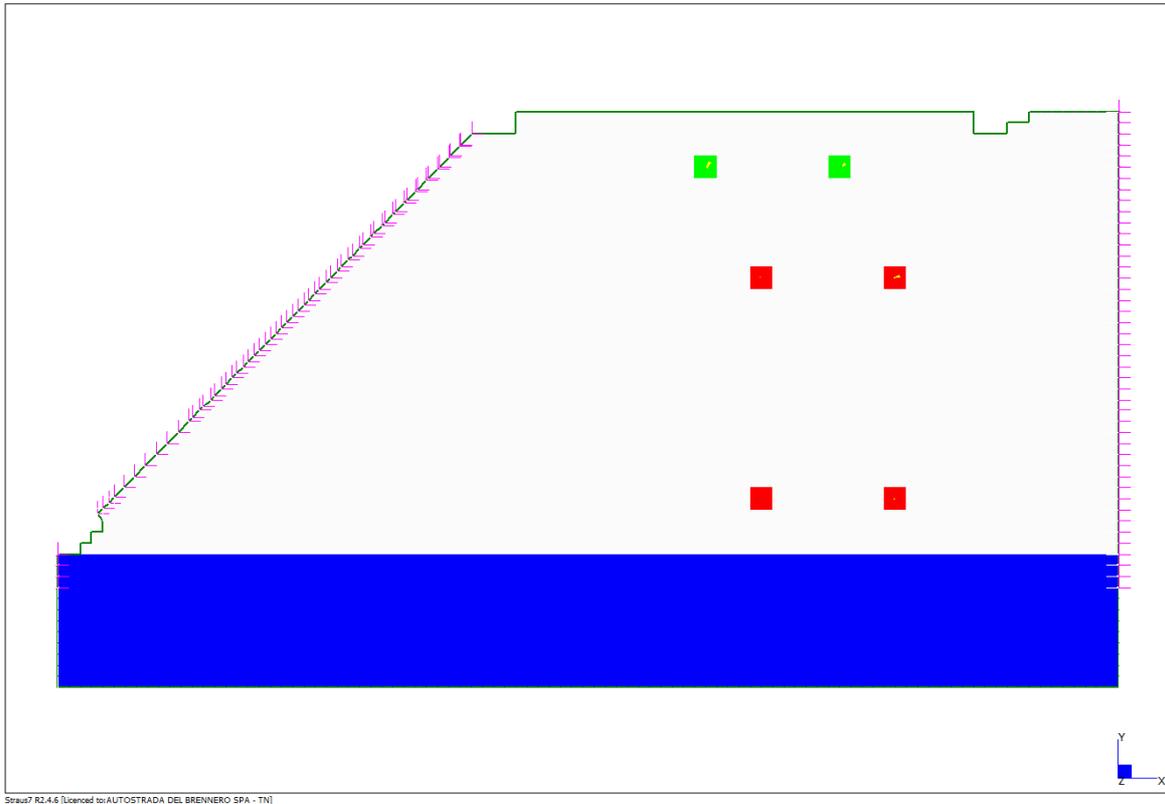


Momento in mezzzeria dovuto alle finiture (pavimentazione+sicurvia+B.A.): $M_{xx}^- = -19.86$ kNm

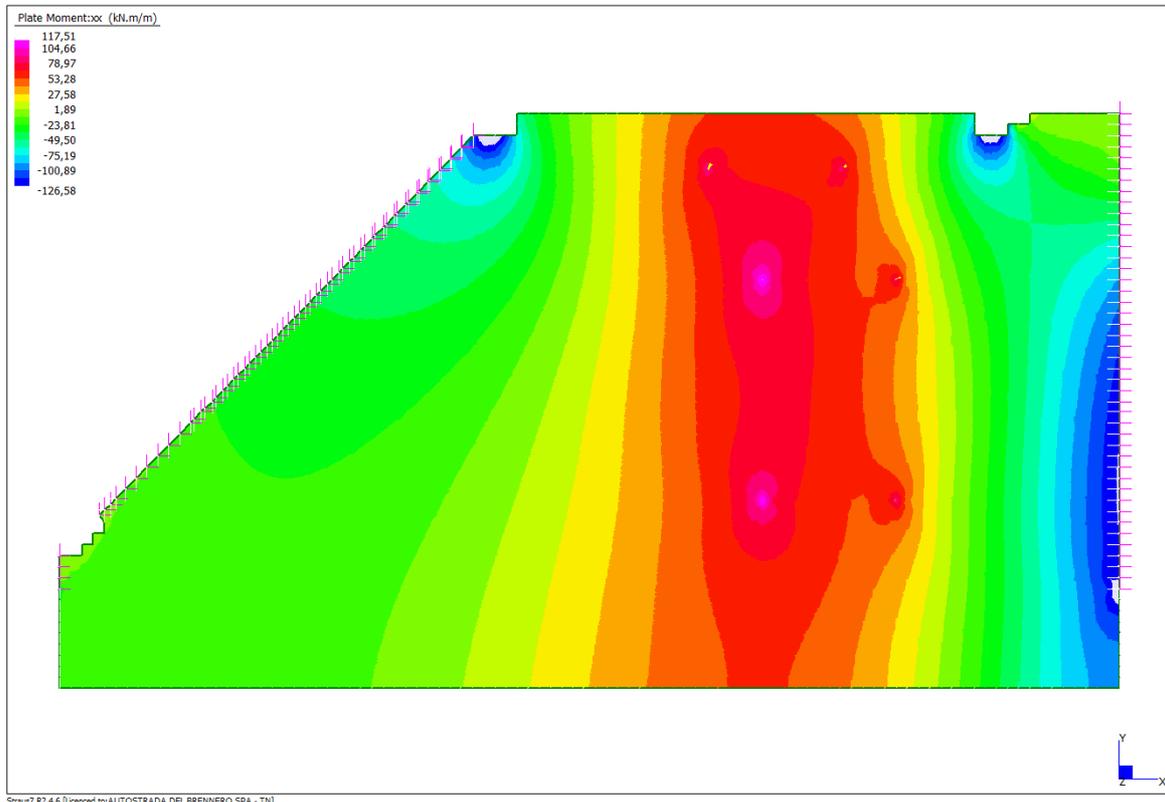


AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

La disposizione delle impronte di carico dello Schema 1 che massimizza il momento flettente longitudinale nella sezione di incastro è quella rappresentata in figura. In rosso sono evidenziate le quattro impronte della Corsia 1 ($Q_{1k} = 150 \text{ kN}$) e in verde quelle della Corsia 2 ($Q_{2k} = 100 \text{ kN}$):

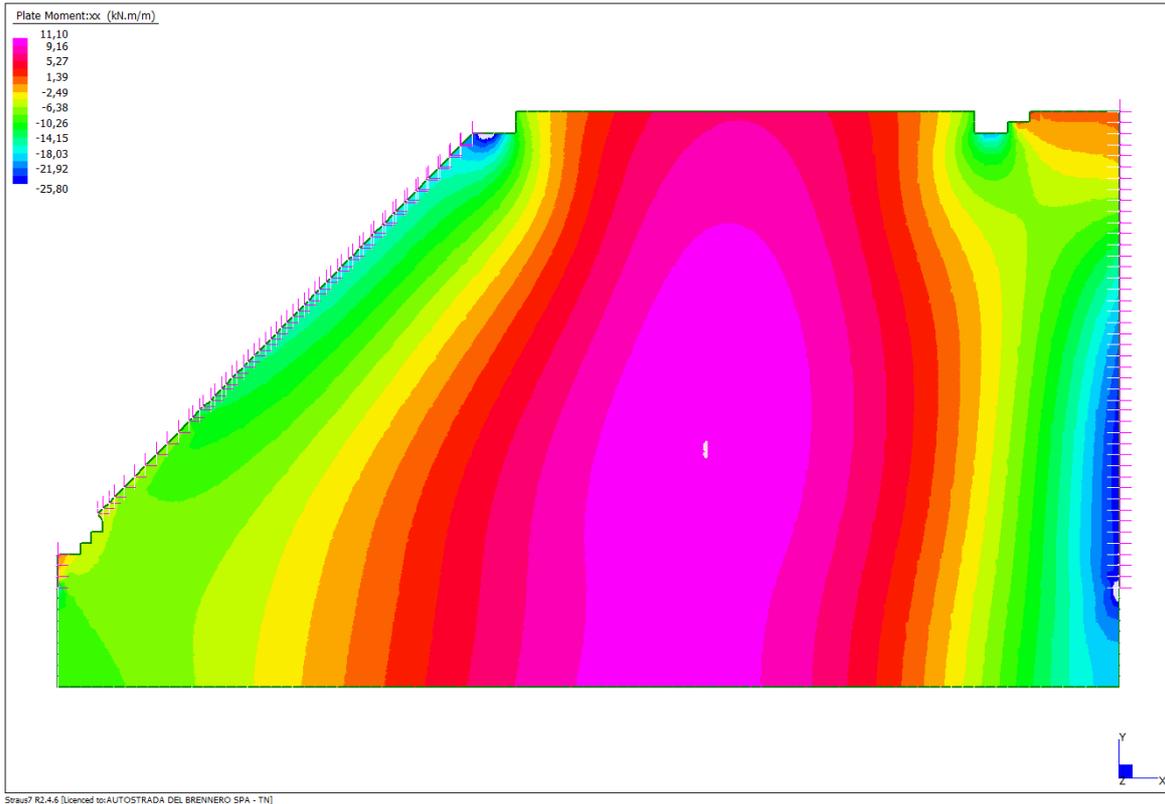


Momento massimo dovuto ai carichi mobili (mezzo tandem): $M_{xx} = -126.58 \text{ kNm}$



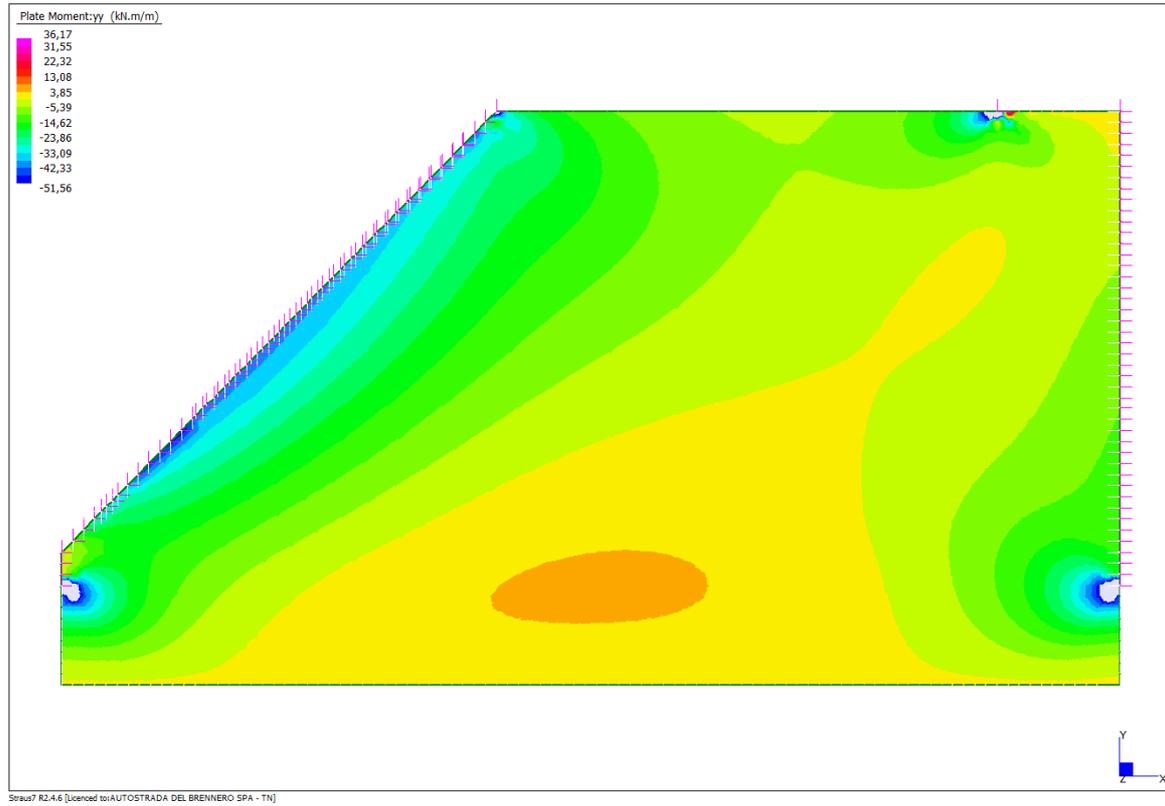
AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Momento massimo dovuto ai carichi mobili (carico distribuito): $M_{xx}^- = -25.80$ kNm.

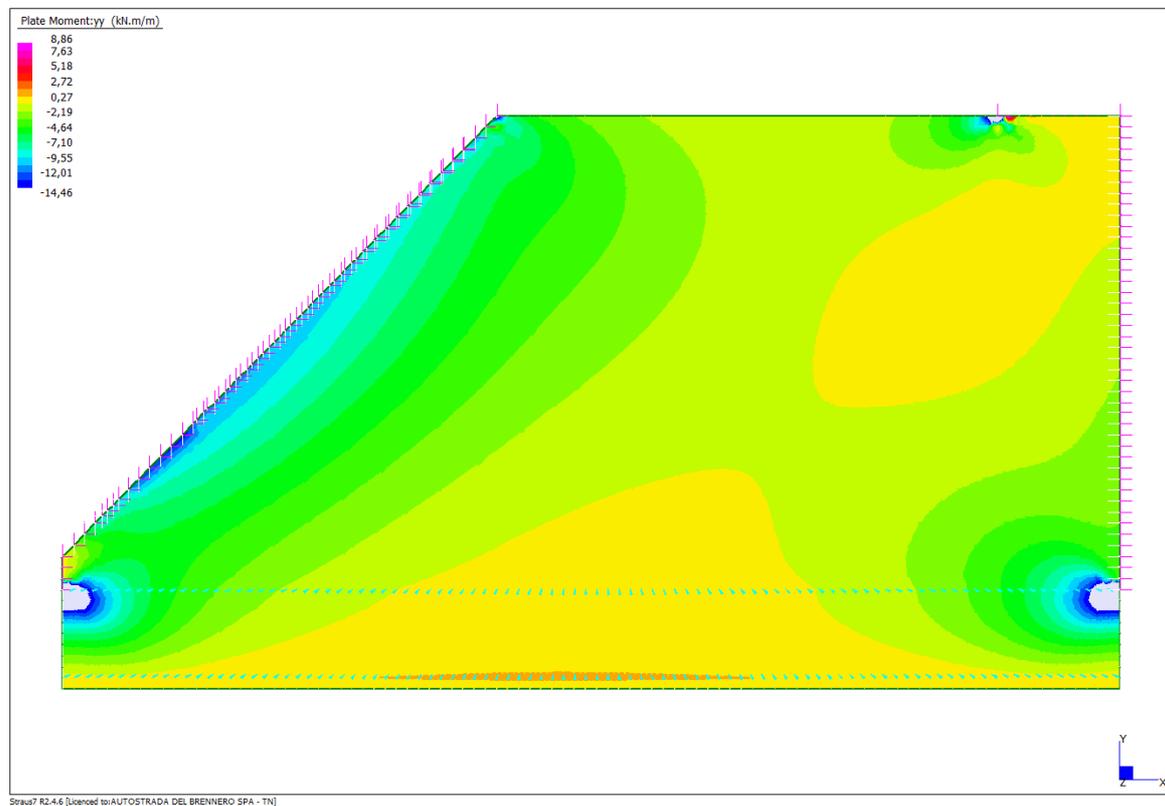


2.4.2 Sollecitazioni flessionali in direzione trasversale – Y

Momento all'incastro dovuto ai pesi propri strutturali (cordolo+soletta): $M_{yy}^- = -51.56$ kNm

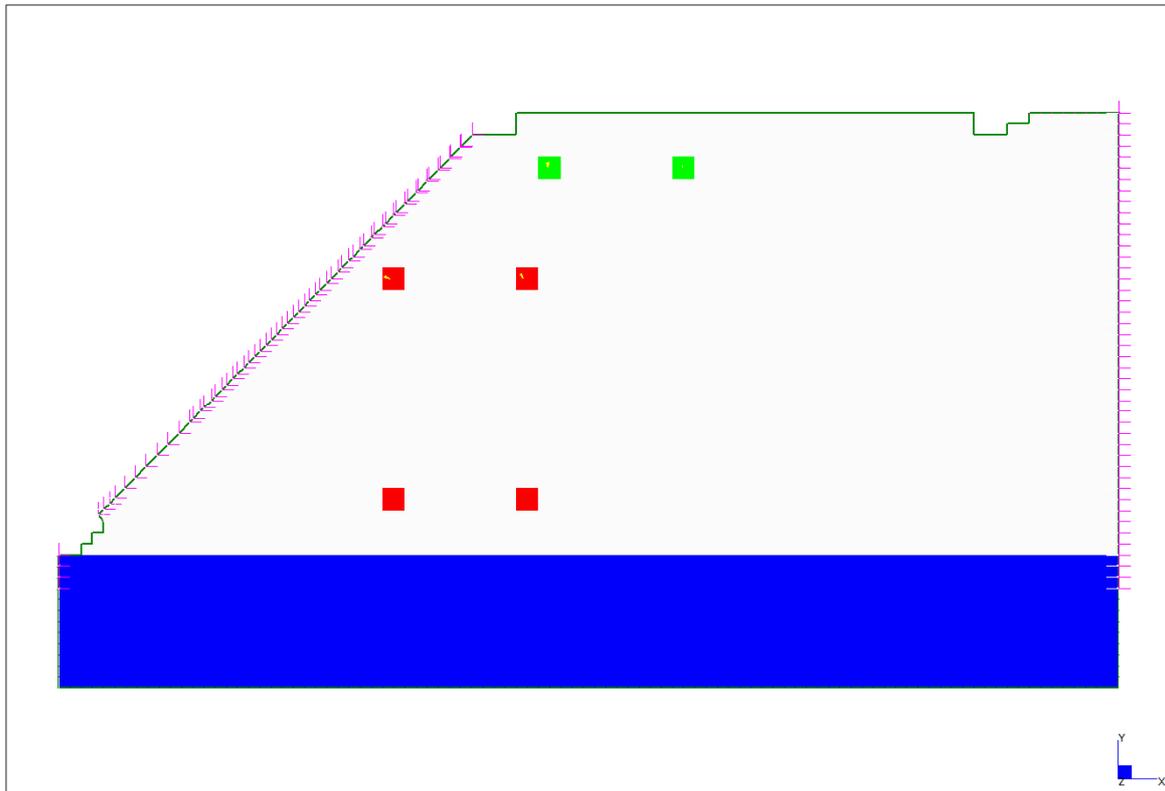


Momento in mezzzeria dovuto alle finiture (pavimentazione+sicurvvia+B.A.): $M_{yy}^- = -14.46$ kNm



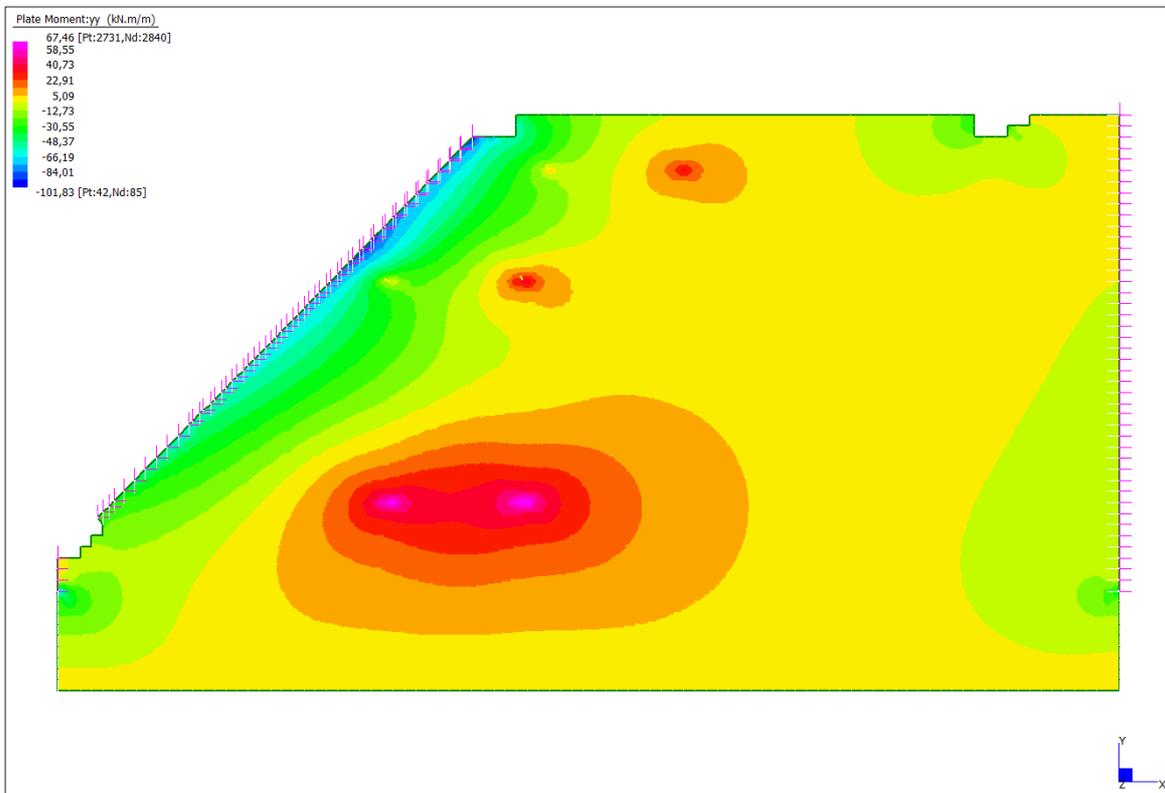
AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

La disposizione delle impronte di carico dello Schema 1 che massimizza il momento flettente trasversale nella sezione di incastro è quella rappresentata in figura. In rosso sono evidenziate le quattro impronte della Corsia 1 ($Q_{1k} = 150 \text{ kN}$) e in verde quelle della Corsia 2 ($Q_{2k} = 100 \text{ kN}$):



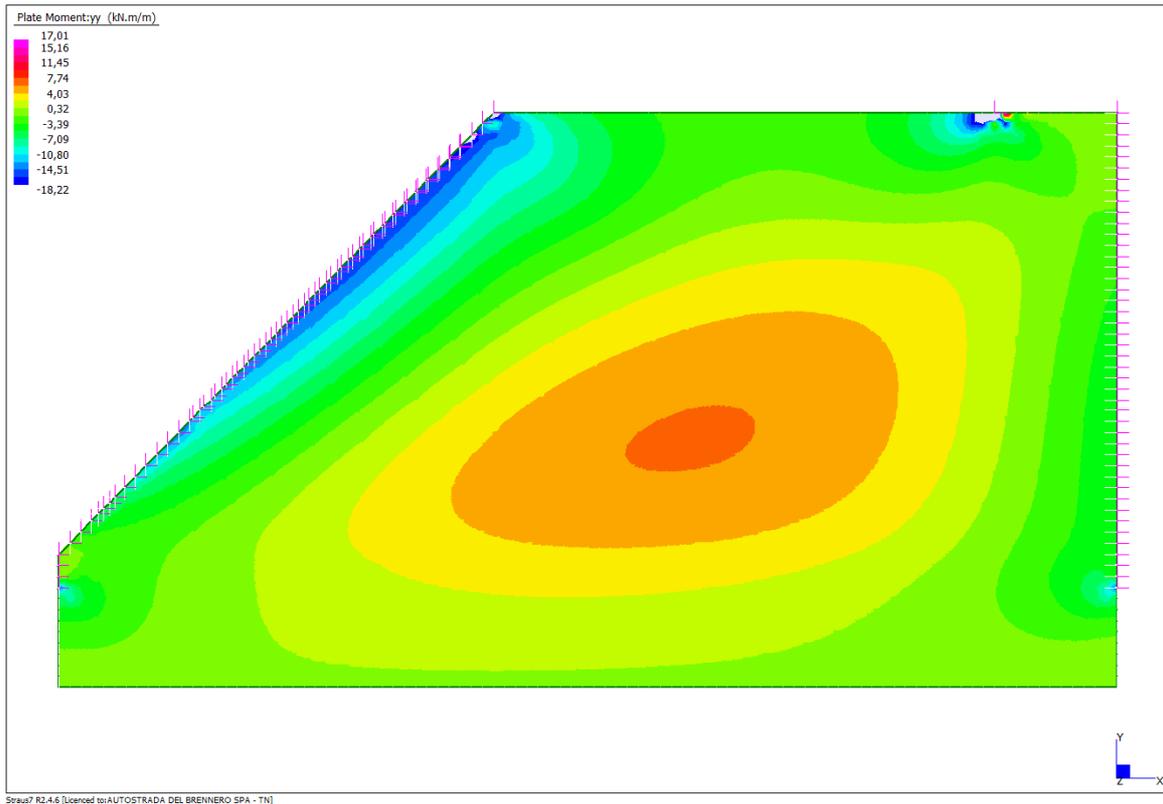
Straus7 R2.4.6 [licensed to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

Momento massimo dovuto ai carichi mobili (mezzo tandem): $M_{yy} = -101.83 \text{ kNm}$



Straus7 R2.4.6 [licensed to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

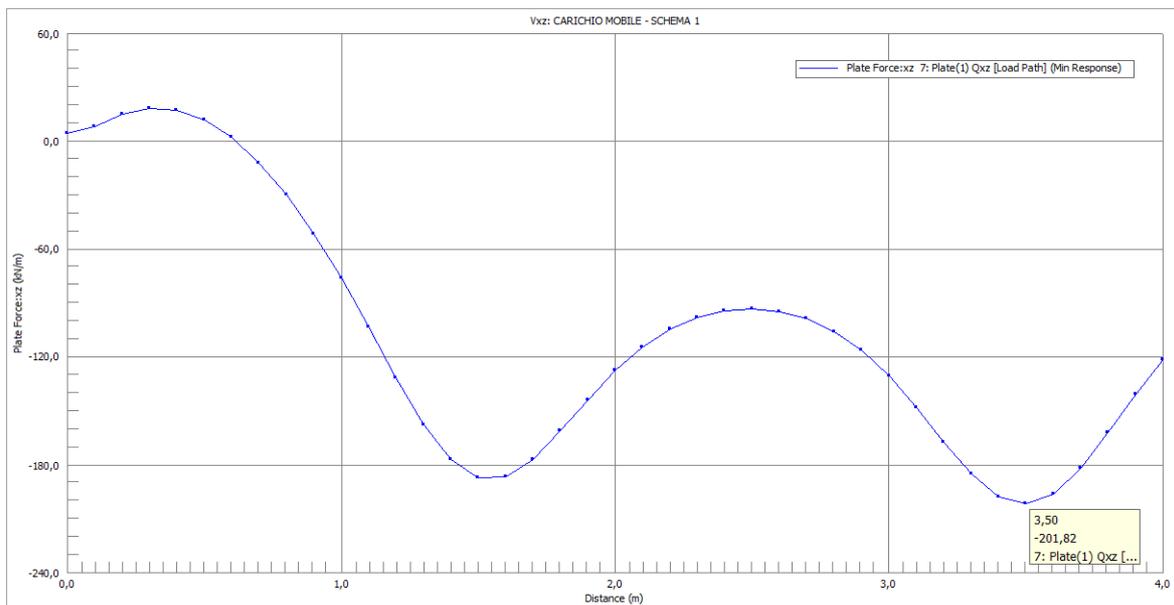
Momento massimo dovuto ai carichi mobili (carico distribuito): $M_{yy}^- = -18.22 \text{ kNm}$.



2.4.3. Sollecitazioni taglianti

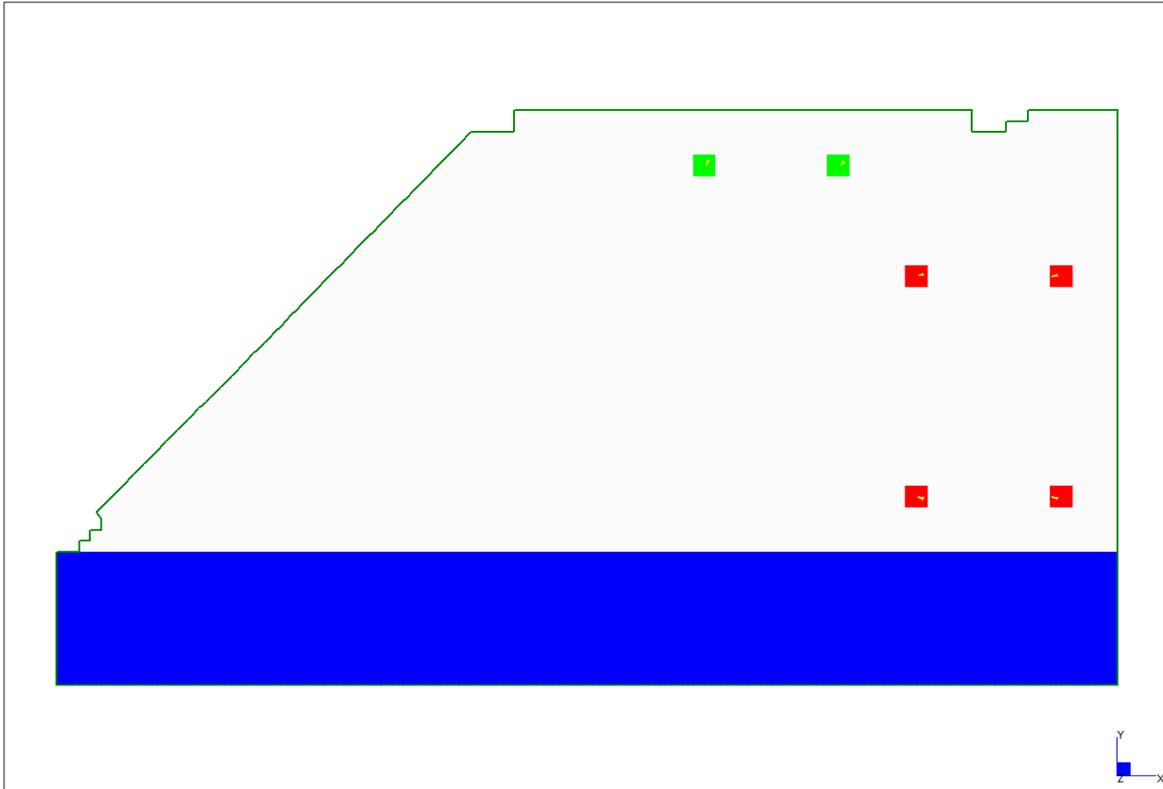
Taglio dovuto ai pesi propri strutturali (cordolo+soletta):	$V_{xz} = 36.71 \text{ kNm}$
Taglio dovuto alle finiture (pavimentazione+sicurvita+B.A.):	$V_{xz} = 7.86 \text{ kNm}$
Taglio dovuto ai carichi mobili (carico distribuito):	$V_{xz} = 25.72 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza, nella valutazione dell'azione tagliante dovuta allo schema di carico 1, si è considerato come taglio sollecitante, il valore di picco, senza alcuna ripartizione e diffusione tramite lo spessore della soletta.



AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

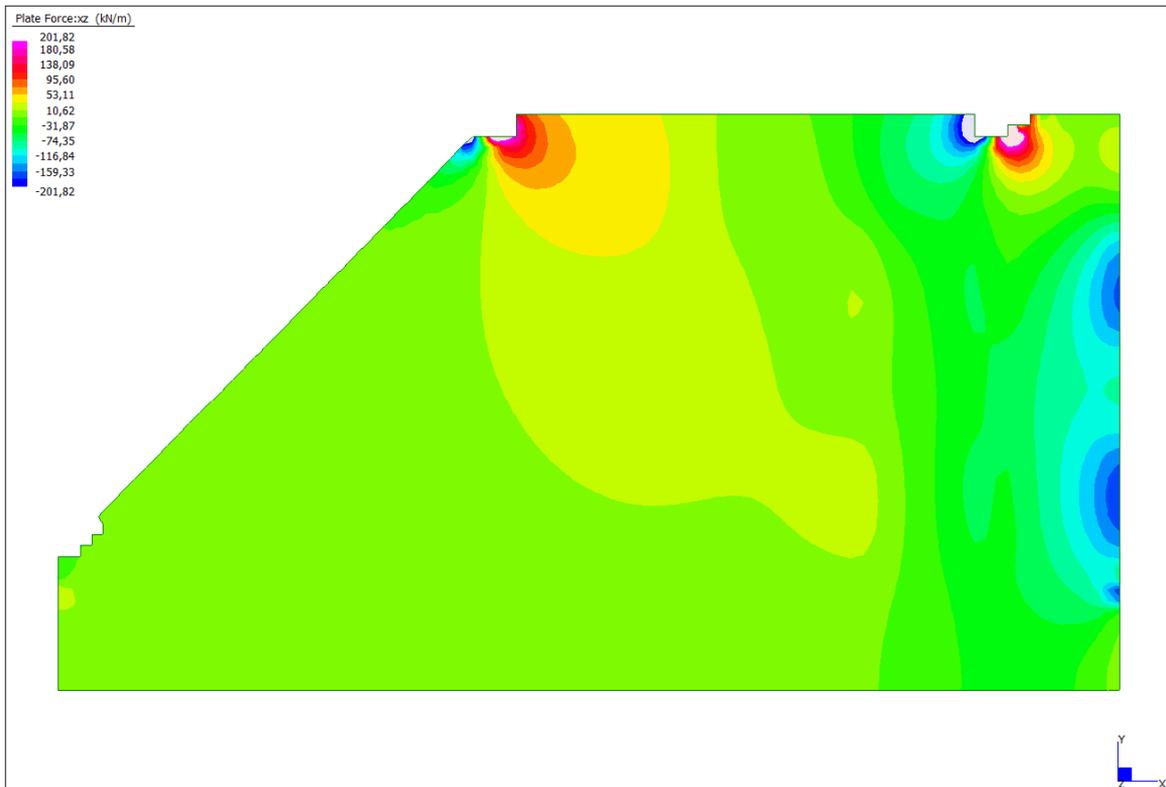
La disposizione delle impronte di carico dello Schema 1 che massimizza l'azione tagliante nella sezione di incastro è quella rappresentata in figura. In rosso sono evidenziate le quattro impronte della Corsia 1 ($Q_{1k} = 150 \text{ kN}$) e in verde quelle della Corsia 2 ($Q_{2k} = 100 \text{ kN}$):



Straus7 R2.4.6 (Licensed to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN)

Taglio dovuto ai carichi mobili (mezzo tandem):

$$V_{xz} = 201.82 \text{ kNm}$$



2.1 Verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo

Per le verifiche allo S.L.U. delle sezioni, le sollecitazioni flettenti di progetto vengono calcolate con la seguente combinazione di carico

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

dove: $\gamma_{g1} = 1.35$ è il coefficiente amplificativo per i carichi permanenti;
 $\gamma_{g2} = 1.50$ è il coefficiente amplificativo per i carichi accidentali;
 $\gamma_{c.m.} = 1.35$ è il coefficiente amplificativo per i carichi mobili.

Si ottengono dunque, nella sezione di mezzeria, i seguenti momenti sollecitanti di progetto e le rispettive combinazioni di carico:

Casi di carico	Comb.	Momento longitudinale	Momento trasversale
		M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]
Peso proprio	g_1	35.46	4.40
Finiture	g_2	10.16	0.34
Carichi mobili tandem	q_1	114.97	79.42
Carichi mobili distribuiti	q_1	11.10	6.04
Combinazione SLU	UI	63.11	6.45
Combinazione SLU	UII	233.31	121.82
Combinazione SLU	UIII	185.51	90.12
Combinazione SLE	TI	45.62	4.74
Combinazione SLE	TII	171.69	90.20
Combinazione SLE	TIII	136.29	66.72

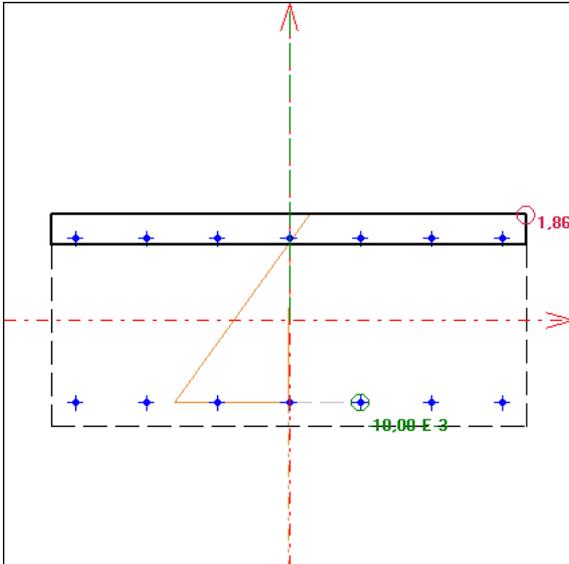
Si ottengono dunque, nella sezione d'incastro, le seguenti azioni sollecitanti di progetto e le rispettive combinazioni di carico:

Casi di carico	Comb.	Momento longitudinale	Momento trasversale	Taglio	
		M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]	V_{xz} [kN]	V_{yz} [kN]
Peso proprio	g_1	-72.23	-51.56	36.71	33.22
Finiture	g_2	-19.86	-14.46	7.86	9.13
Carichi mobili tandem	q_1	-126.58	-101.83	201.82	64.95
Carichi mobili distribuiti	q_1	-25.80	-18.22	25.72	14.59
Combinazione SLU	UI	-127.30	-91.30	61.35	58.54
Combinazione SLU	UII	-333.01	-253.36	368.53	165.92
Combinazione SLU	UIII	-269.39	-204.24	279.58	132.18
Combinazione SLE	TI	-92.09	-66.02	44.57	42.35
Combinazione SLE	TII	-244.47	-186.07	272.11	121.89
Combinazione SLE	TIII	-197.35	-149.68	206.22	96.90

2.1.1 Verifica a momento flettente longitudinale

SEZIONE IN CAMPATA:

Momento sollecitante: $M_{SLU} = 1.35 \times (35.46+114.97+11.10) + 1.50 \times 10.16 = \mathbf{233.31 \text{ kNm}}$
 Armatura inferiore: $A_s = \phi \ 20/15 \text{ cm} = 2092 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Armatura superiore: $A'_s = \phi \ 20/15 \text{ cm} = 2092 \text{ mm}^2/\text{m}$



Condizione di carico n. 2

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 304,00 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = $1,857 \text{ E-3}$
 min eps s = $-10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 6,26 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1566$ $x/h = 0,1392$ ($d = 40,0$ $h = 45,0 \text{ cm}$)

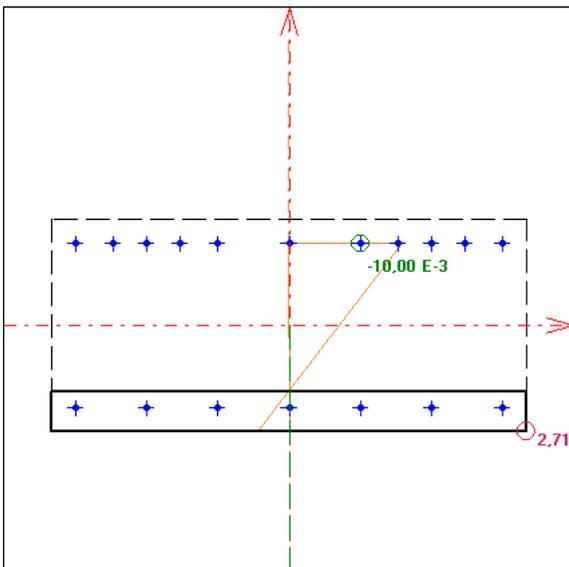
Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,0000^\circ$

$$M_{Rd} = 304.00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 233.31 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione in mezzzeria della soletta è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza $\eta = 1.30$.

SEZIONE ALL'INCASTRO:

Momento sollecitante: $M_{SLU} = 1.35 \times (72.23+126.58+25.80) + 1.50 \times 19.86 = \mathbf{333.01 \text{ kNm}}$
 Armatura inferiore: $A_s = \phi \ 20/15 \text{ cm} = 2092 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Armatura superiore: $A'_s = \phi \ 20/15 \text{ cm} + 4 \phi \ 24 = 3904 \text{ mm}^2/\text{m}$



Condizione di carico n. 3

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $-90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = -550,82 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = $2,706 \text{ E-3}$
 min eps s = $-10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 8,52 \text{ cm}$
 $x/d = 0,2130$ $x/h = 0,1893$ ($d = 40,0$ $h = 45,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $-90,0000^\circ$

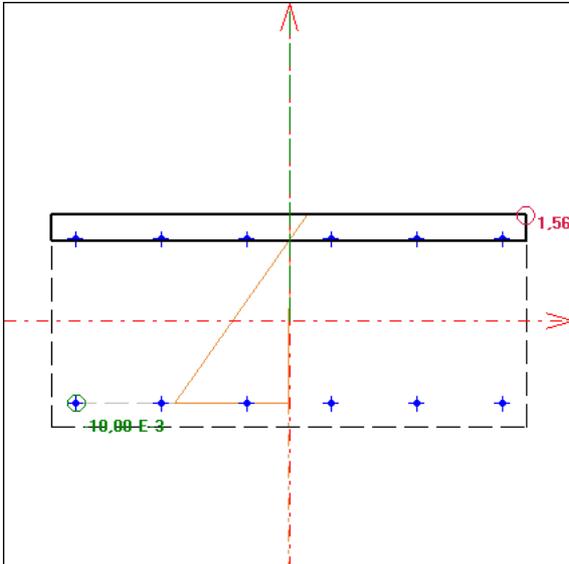
$$M_{Rd} = 550.82 \text{ kNm} > M_{Sd} = 333.01 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione all'incastro della soletta è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza $\eta = 1.65$.

2.1.2 Verifica a momento flettente trasversale

SEZIONE IN CAMPATA:

Momento sollecitante: $M_{SLU} = 1.35 \times (4.40 + 79.42 + 6.04) + 1.50 \times 0.34 = 121.82 \text{ kNm}$
 Armatura inferiore: $A_s = \phi 16/15 \text{ cm} = 1340 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Armatura superiore: $A'_s = \phi 16/15 \text{ cm} = 1340 \text{ mm}^2/\text{m}$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 198,72 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = $1,563 \text{ E-3}$
 min eps s = $-10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 5,44 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1351$ $x/h = 0,1202$ ($d = 40,22$ $h = 45,23 \text{ cm}$)

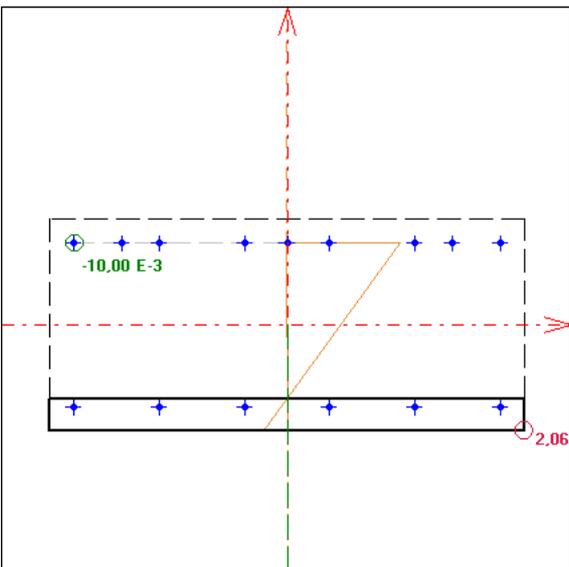
Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $89,8685^\circ$

$M_{Rd} = 198.72 \text{ kNm} > M_{Sd} = 121.82 \text{ kNm}$

La verifica a flessione in mezzeria della soletta è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza $\eta = 1.63$.

SEZIONE ALL'INCASTRO:

Momento sollecitante: $M_{SLU} = 1.35 \times (51.56 + 101.83 + 18.22) + 1.50 \times 14.46 = 253.36 \text{ kNm}$
 Armatura inferiore: $A_s = \phi 16/15 \text{ cm} = 1340 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Armatura superiore: $A'_s = \phi 16/15 \text{ cm} + 3 \phi 20/\text{m} = 2283 \text{ mm}^2/\text{m}$



Condizione di carico n. 2

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $-90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = -330,67 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = $2,059 \text{ E-3}$
 min eps s = $-10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 6,86 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1707$ $x/h = 0,1518$ ($d = 40,16$ $h = 45,17 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $270,0953^\circ$

$M_{Rd} = 330.67 \text{ kNm} > M_{Sd} = 253.36 \text{ kNm}$

La verifica a flessione all'incastro della soletta è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza $\eta = 1.30$.

2.1.3 Verifica a taglio - V_{xz} – SEZIONE ALL'INCASTRO

La verifica a taglio in corrispondenza delle sezioni di estremità dell'impalcato è condotta nell'ipotesi di sezione dotata di armatura trasversale. Il massimo taglio resistente si ottiene imponendo l'uguaglianza della resistenza a taglio-compressione con quella a taglio-trazione, determinando così l'angolo θ di inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo:

$$\frac{A_{sw}f_{ywd}}{b_w s (a_{cw}v_1f_{cd})} = \sin^2\theta = 0.080652$$

da cui:

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{1 - \sin^2\theta}{\sin^2\theta}} = 3.38 > 2.50$$

si ricava $\theta = 16.48^\circ$. La relazione $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ non è soddisfatta, questo significa che il collasso avviene lato acciaio con bielle compresse integre. Il taglio resistente viene quindi valutato con $\cot(\theta)=2.50$.

$V_{Sd} =$ **368.53 kN**

$R_{ck} =$ 35.0 N/mm²

$f_{yk} =$ 450 N/mm²

$f_{cd} =$ 16.5 N/mm² resistenza di calcolo a compressione del cls = 0,85 f_{ck} /1,5

$f'_{cd} =$ 8.2 N/mm² resistenza a compress. ridotta del cls d'anima = 0,5 f_{cd}

$f_{yd} =$ 391 N/mm² tensione di calcolo dell'acciaio = f_{yk} /1,30

$b_w =$ 100.0 cm larghezza minima della sezione

$h =$ 45 cm altezza della sezione

$c =$ 5.0 cm copriferro

$d =$ 40.0 cm altezza utile della sezione

$\theta =$ 21.8 ° inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

$A_{sw} =$ 3.39 cm² area dell'armatura trasversale = 3 Ø 12

$s =$ 20 cm interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha =$ 90 ° angolo di inclinazione dell'armatura trasversale

$\sigma_{cp} =$ 0.00 N/mm² tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}/f_{cd} =$ 0.00

$\alpha_c =$ 1.00

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$V_{Rcd} =$ 1022 kN = 0,9 d $b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta)$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$V_{Rsd} =$ 597 kN = 0,9 d $A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$

Verifica:

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) =$ 597 kN > 368.53 kN = V_{Sd}

L'effetto combinato di flessione e taglio sulla sezione deve soddisfare la relazione seguente:

$$\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z}$$

dove: $\Delta F_{td} = 0.5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) = 0.5 \times 368.53 \times (\cot 21.80 - \cot 90) = 460.70 \text{ kN}$

da cui

$$\frac{333.01 \text{ kNm}}{0.36 \text{ m}} + 460.70 \text{ kN} = 1385.72 \text{ kN} \leq \frac{550.82 \text{ kNm}}{0.36 \text{ m}} = 1530.06 \text{ kN}$$

La verifica a taglio è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza è pari a $\eta = 1.62$. In corrispondenza delle sezioni di estremità, e fino ad una distanza di 1.00 m dalla spalla, nella soletta vengono disposte **staffe $\phi 12$ a 3 bracci/m** e interasse longitudinale **s = 20 cm**. Oltre tali sezioni, il taglio sollecitante V_{Sd} è inferiore al taglio resistente valutato per la sezione priva di armatura trasversale:

Taglio sollecitante allo SLU: $V_{XZ} = 1.35 \times (43.50 + 62.10 + 14.21) + 1.50 \times 12.03 = 179.79 \text{ kN}$

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$V_{Sd} =$	179,79	kN	
$R_{ck} =$	35	N/mm ²	
$f_{ck} =$	29,1	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} =$	16,5	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls
$b_w =$	100,0	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	40,0	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	20,92	cm ²	area dell'armatura longitudinale $\phi 20/15 \text{ cm}$
$k =$	1,71		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,005		$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,42		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 203,03 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 168 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = \quad \mathbf{203,03 \text{ kN}} \quad > \quad 179,79 \text{ kN} = V_{Sd}$$

2.1.4 Verifica a taglio – V_{yz}

La verifica a taglio della sezione di continuità tra impalcato esistente e nuovo allargamento è condotta nell'ipotesi di sezione priva di armatura trasversale. A favore di sicurezza, la verifica è stata condotta assumendo le sollecitazioni di picco, senza alcuna redistribuzione. Valori così elevati si registrano solamente nella zona localizzata della soletta in prossimità delle spalle, ripartendo il taglio sollecitante per unità di lunghezza. Nella parte restante della zona di connessione con l'impalcato esistente, le sollecitazioni taglianti sono nettamente inferiori.

Taglio allo SLU: $V_{XZ} = 1.35 \times (33.22+64.95+14.59) + 1.50 \times 9.13 = \mathbf{165.92 \text{ kN/m}}$

$$V_{Sd} = 165,92 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 29,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls}$$

$$f_{cd} = 16,5 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$b_w = 100,0 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 41,0 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 13,40 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale } \phi 16/15\text{cm}$$

$$k = 1,70 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,003 = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,42 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione } \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 176,96 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 171 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = \mathbf{176,96 \text{ kN}} > 165,92 \text{ kN} = V_{Sd}$$

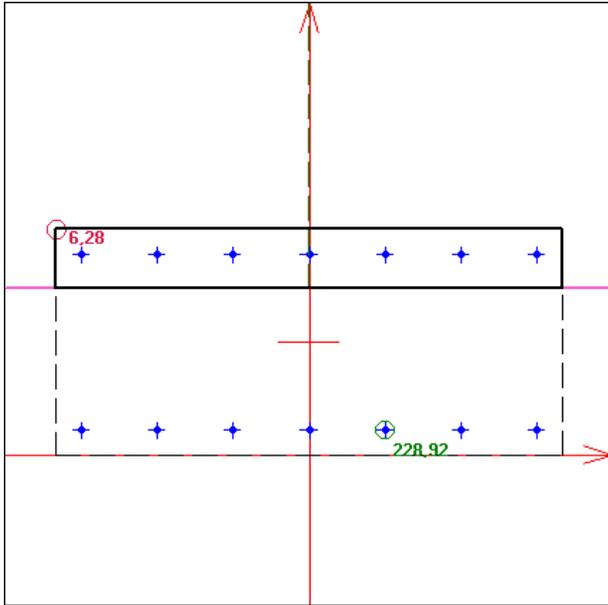
La verifica a taglio è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza è pari a $\eta = 1.07$.

2.2 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

2.2.1 Verifica tensionale – direzione X

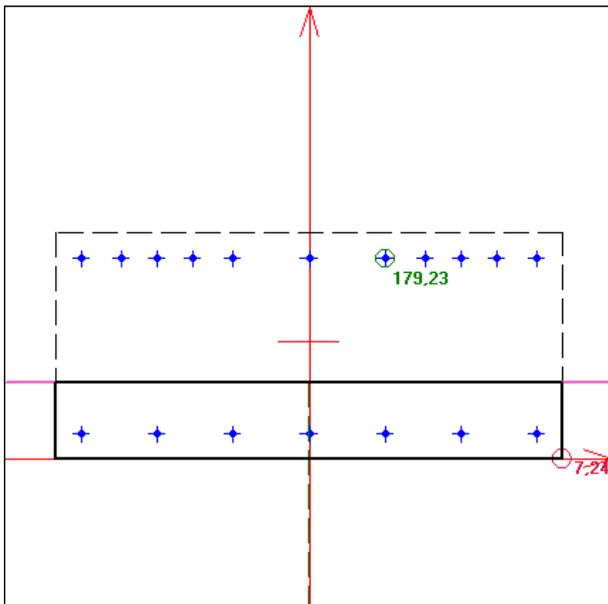
Per la verifica alle tensioni ammissibili si adotta la combinazione Rara (TII):

Momento flettente in campata: $M_{l,Ed} = 35.46 + 10.16 + 114.97 + 11.10 = 171.69 \text{ kNm}$



$$\begin{aligned}
 - \sigma_{c,MAX} &= 6.28 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,adm} &= 17.43 \text{ N/mm}^2 & (0.60 f_{ck}) \\
 - \sigma_{s,MAX} &= 228.92 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,adm} &= 360.00 \text{ N/mm}^2 & (0.80 f_{yk})
 \end{aligned}$$

Momento flettente all'incastro: $M_{t,Ed} = - 72.23 - 19.86 - 126.58 - 25.80 = - 244.47 \text{ kNm}$

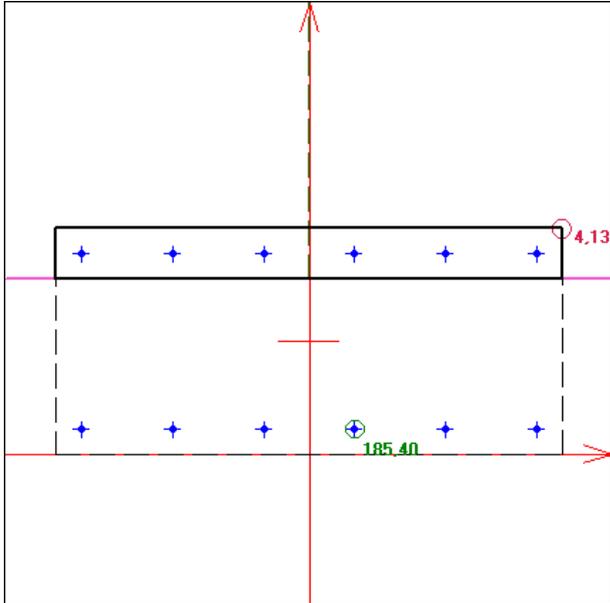


$$\begin{aligned}
 - \sigma_{c,MAX} &= 7.24 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,adm} &= 17.43 \text{ N/mm}^2 & (0.60 f_{ck}) \\
 - \sigma_{s,MAX} &= 179.23 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,adm} &= 360.00 \text{ N/mm}^2 & (0.80 f_{yk})
 \end{aligned}$$

2.2.2 Verifica tensionale – direzione Y

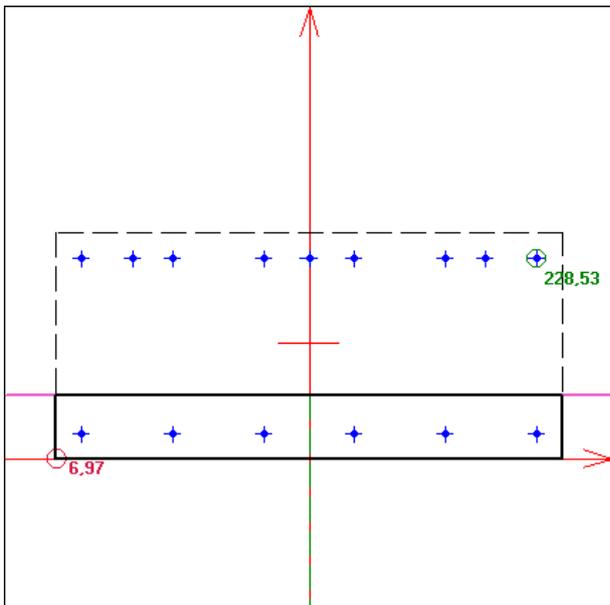
Per la verifica alle tensioni ammissibili si adotta la combinazione Rara (TII):

Momento flettente in campata: $M_{l,Ed} = 4.40 + 0.34 + 79.42 + 6.04 = \mathbf{90.20 \text{ kNm}}$



$$\begin{aligned}
 - \sigma_{c,MAX} &= 4.13 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,adm} &= 17.43 \text{ N/mm}^2 & (0.60 f_{ck}) \\
 - \sigma_{s,MAX} &= 185.40 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,adm} &= 360.00 \text{ N/mm}^2 & (0.80 f_{yk})
 \end{aligned}$$

Momento flettente all'incastro: $M_{t,Ed} = - 51.56 - 14.46 - 101.83 - 18.22 = - \mathbf{186.07 \text{ kNm}}$



$$\begin{aligned}
 - \sigma_{c,MAX} &= 6.97 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,adm} &= 17.43 \text{ N/mm}^2 & (0.60 f_{ck}) \\
 - \sigma_{s,MAX} &= 228.53 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,adm} &= 360.00 \text{ N/mm}^2 & (0.80 f_{yk})
 \end{aligned}$$

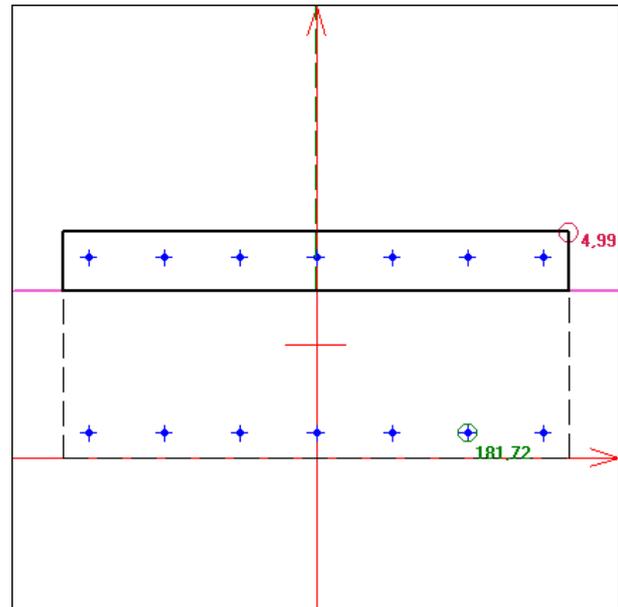
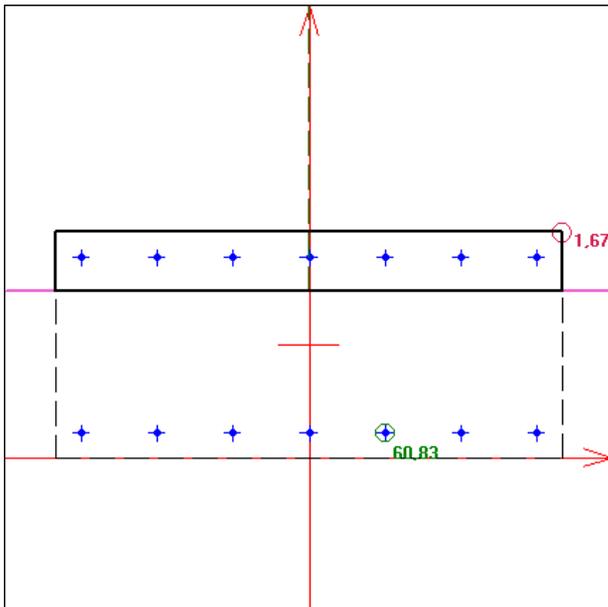
2.2.3 Verifica S.L.E. a fessurazione

Secondo la normativa, la verifica deve essere eseguita per le combinazioni di carico quasi permanente (**QP**) e frequente (**FR**). Il calcolo dell'apertura delle fessure viene eseguito secondo il D.M. 14/01/2008 e la circolare del C.S.LL.PP n° 617 del 02/02/2009.

1. Calcolo del momento di prima fessurazione – SEZIONE M(+):

$M_{QP} = 45.62 \text{ kNm/m}$

$M_{FR} = 136.29 \text{ kNm/m}$



$\sigma_c = 1.67 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 60.83 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_c = 4.99 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 181.72 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cubica caratteristica del cls
Resistenza cilindrica a compressione del cls
Resistenza media a trazione semplice del cls
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata
Coefficiente di omogeneizzazione acciaio/cls
Coefficiente di omogeneizzazione cls in trazione
Base della sezione
Altezza della sezione
Area armatura superiore
Area armatura inferiore
Posizione asse neutro dal lembo compresso
Posizione asse neutro
Momento d'inerzia sezione omogeneizzata

$R_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{ct} = 2.36 \text{ N/mm}^2$
 $n = 15$
 $n' = 0.5$
 $b = 1000 \text{ mm}$
 $h = 450 \text{ mm}$
 $A'_s = 2092 \text{ mm}^2$
 $A_s = 2092 \text{ mm}^2$
 $(h-x) = 116.63 \text{ mm}$
 $x = 333.37 \text{ mm}$
 $I_{nn} = 9592019867 \text{ mm}^4$

Momento di prima fessurazione

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{ct}}{n'} \cdot \frac{I_{nn}}{x}$$

$M_{cr} = 138.95 \text{ kNm}$

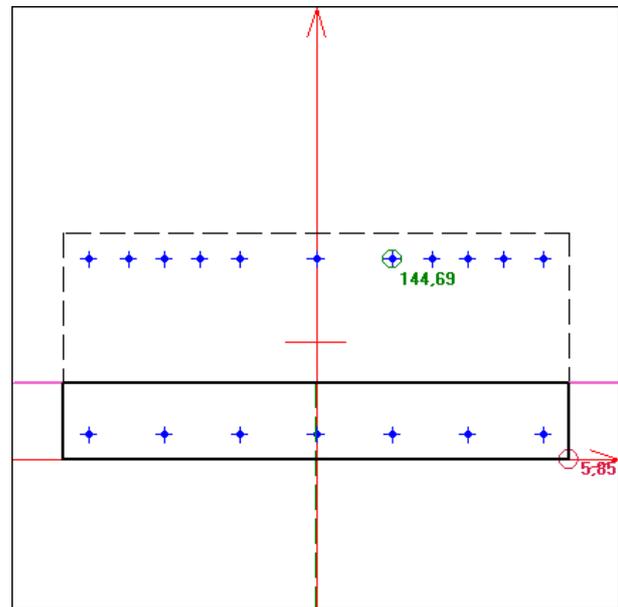
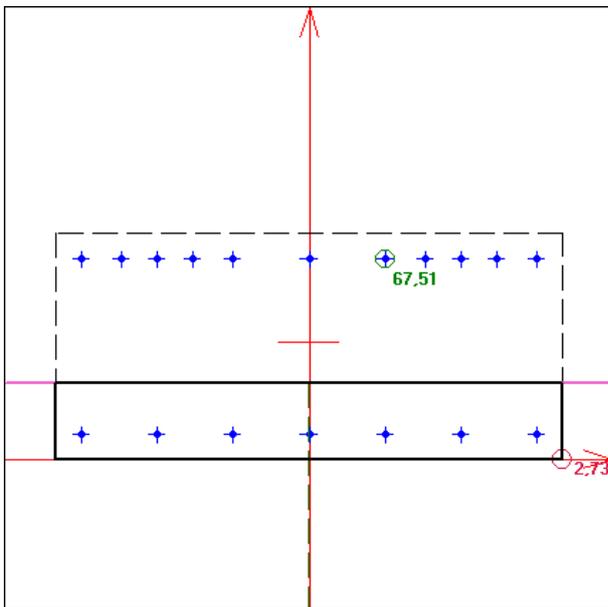
- Verifica – FREQUENTE: $M_{FR} = 136.29 \text{ kNm} < M_{cr} = 138.95 \text{ kNm}$
- Verifica – Q. PERMANENTE: $M_{QP} = 45.62 \text{ kNm} < M_{cr} = 138.95 \text{ kNm}$

In entrambi i casi non si verifica l'apertura delle fessure pertanto non è necessario proseguire nella verifica a fessurazione. La verifica a fessurazione risulta dunque soddisfatta.

2. Calcolo del momento di prima fessurazione – SEZIONE M(-):

$M_{QP} = -92.09 \text{ kNm/m}$

$M_{FR} = -197.35 \text{ kNm/m}$



$\sigma_c = 2.73 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 67.51 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_c = 5.85 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 144.69 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cubica caratteristica del cls
Resistenza cilindrica a compressione del cls
Resistenza media a trazione semplice del cls
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata
Coefficiente di omogeneizzazione acciaio/cls
Coefficiente di omogeneizzazione cls in trazione
Base della sezione
Altezza della sezione
Area armatura superiore
Area armatura inferiore
Posizione asse neutro dal lembo compresso
Posizione asse neutro
Momento d'inerzia sezione omogeneizzata

$R_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{ct} = 2.36 \text{ N/mm}^2$
 $n = 15$
 $n' = 0.5$
 $b = 1000 \text{ mm}$
 $h = 450 \text{ mm}$
 $A'_s = 3904 \text{ mm}^2$
 $A_s = 2092 \text{ mm}^2$
 $(h-x) = 299.01 \text{ mm}$
 $x = 150.99 \text{ mm}$
 $I_{nn} = 9918543961 \text{ mm}^4$

Momento di prima fessurazione

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{ct}}{n'} \cdot \frac{I_{nn}}{x}$$

$M_{cr} = -310.38 \text{ kNm}$

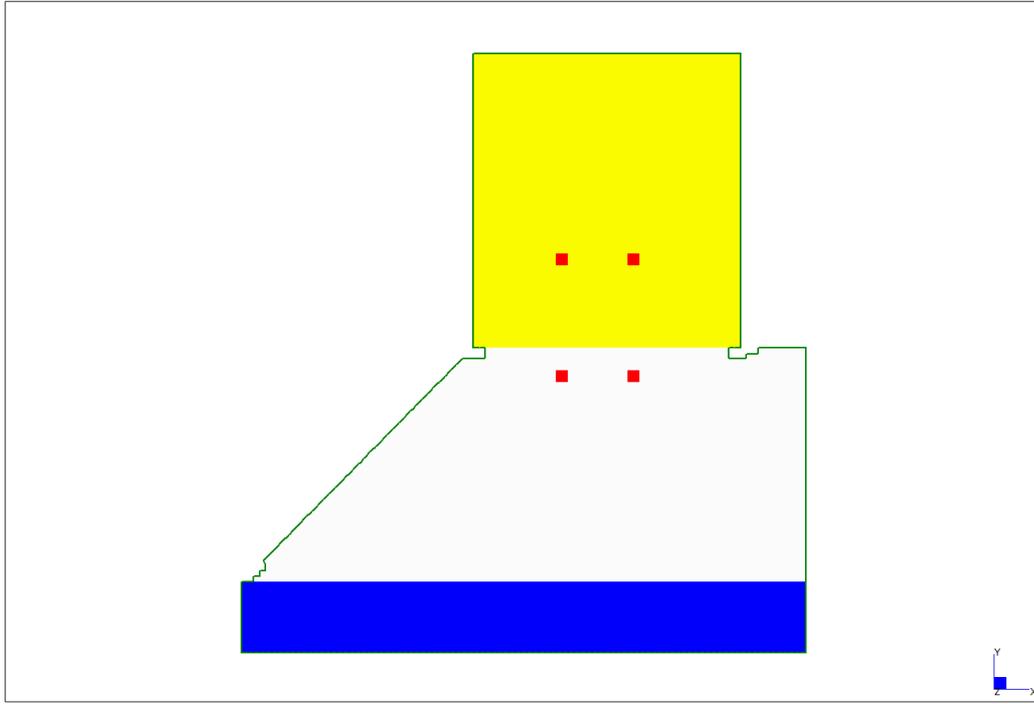
- Verifica – FREQUENTE: $M_{FR} = 197.35 \text{ kNm} < M_{cr} = 310.38 \text{ kNm}$
- Verifica – Q. PERMANENTE: $M_{QP} = 92.09 \text{ kNm} < M_{cr} = 310.38 \text{ kNm}$

In entrambi i casi non si verifica l'apertura delle fessura pertanto non è necessario proseguire nella verifica a fessurazione. La verifica a fessurazione risulta dunque soddisfatta.

3 DIMENSIONAMENTO DELLA CONNESSIONE

3.1 Analisi delle sollecitazioni

Le azioni che si trasferiscono reciprocamente tra l'impalcato esistente e il nuovo allargamento sono state valutate modellando l'intero impalcato della carreggiata sud e disponendo lo schema 1 del carico mobile in modo tale da massimizzare le sollecitazioni flessionali e taglianti.



Strau7 R2.4.6 (Licenced to:AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN)

Peso proprio:

$$M_{yy}^{(+)} = -4.71 \text{ kNm/m}$$

$$V_{yz} = 2.52 \text{ kN/m}$$

Finiture:

$$M_{yy}^{(+)} = -1.28 \text{ kNm/m}$$

$$V_{yz} = 0.62 \text{ kN/m}$$

Carico mobile (mezzo tandem):

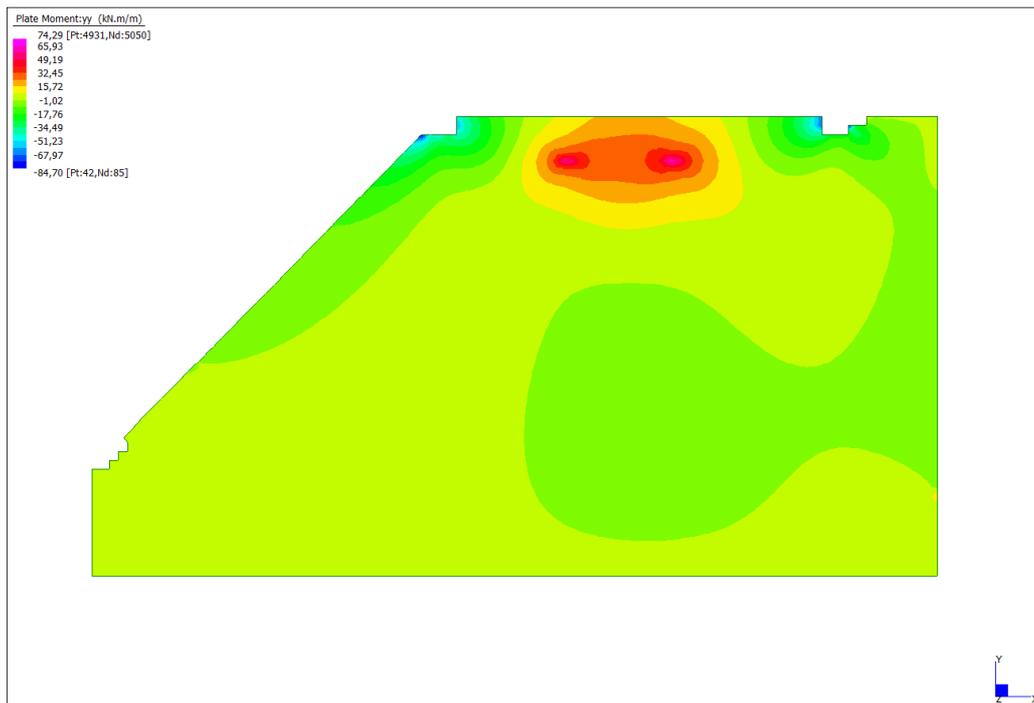
$$M_{yy}^{(+)} = 19.68 \text{ kNm/m}$$

$$V_{yz} = 9.63 \text{ kN/m}$$

Carico mobile (distribuito):

$$M_{yy}^{(+)} = -3.05 \text{ kNm/m}$$

$$V_{yz} = 1.00 \text{ kN/m}$$



Strau7 R2.4.6 (Licenced to:AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN)

Le sollecitazioni massime in combinazione S.L.U. necessarie per dimensionare i connettori REBAR secondo la tecnologia proposta da HILTI valgono:

Momento trasversale nella sezione di incastro:
Taglio trasversale nella sezione di incastro:

$$M_{yy,max} = 14.17 \text{ kNm/m}$$

$$V_{xz,cor} = 18.68 \text{ kN/m}$$

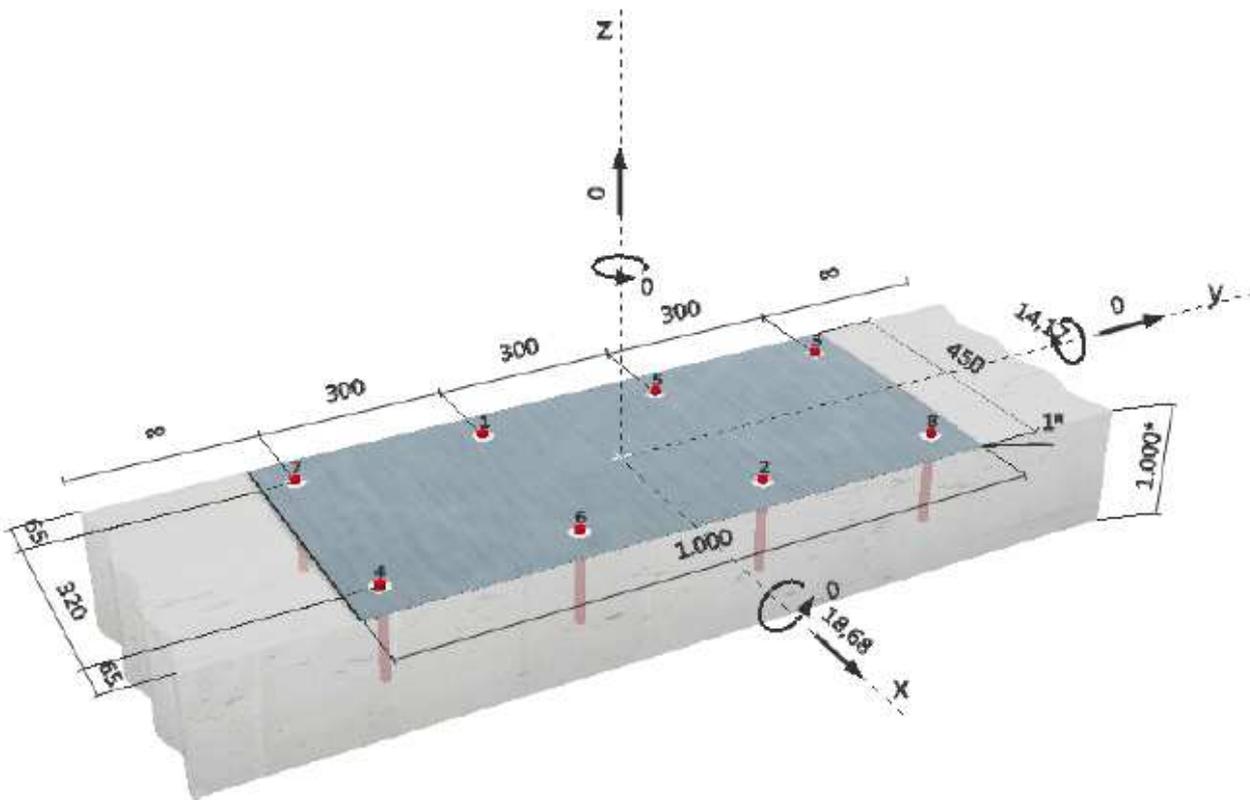
3.2 Verifiche sui connettori

1 Dati da inserire

<p>Tipo e dimensione dell'ancorante:</p> <p>Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio anulare tra piastra e anco</p> <p>Profondità di posa effettiva:</p> <p>Materiale:</p> <p>Certificazione No.:</p> <p>Emesso l Valido:</p> <p>Prova:</p> <p>Fissaggio distanziato:</p> <p>Piastra d'ancoraggio:</p> <p>Profilo:</p> <p>Materiale base:</p> <p>Installazione:</p> <p>Armatura:</p>	<p>HIT-RE 500 V3 + Rebar B450C 16mm</p> <p>$h_{ef,act} = 150 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)</p> <p>B450C</p> <p>Dati Tecnici Hilti</p> <p>- -</p> <p>Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND</p> <p>$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 1 \text{ mm}$</p> <p>$l_x \times l_y \times t = 450 \text{ mm} \times 1.000 \text{ mm} \times 1 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)</p> <p>nessun profilo</p> <p>fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cube} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 1.000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C</p> <p>Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto</p> <p>interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $< 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)</p> <p>con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12 + \text{maglia chiusa (staffe)}$ $s \leq$</p>	
--	--	--

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



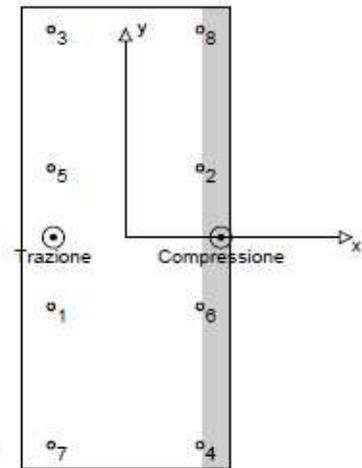
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	9,682	2,335	2,335	0,000
2	0,162	2,335	2,335	0,000
3	9,682	2,335	2,335	0,000
4	0,162	2,335	2,335	0,000
5	9,682	2,335	2,335	0,000
6	0,162	2,335	2,335	0,000
7	9,682	2,335	2,335	0,000
8	0,162	2,335	2,335	0,000



Compressione max. nel calcestruzzo:

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-155/0):
risultante delle forze di compressione (x/y)=(205/0):

0,04 [%]
1,32 [N/mm²]
39,373 [kN]
39,373 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

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

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	9,682	74,286	14	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	39,373	70,743	56	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	39,373	67,536	59	OK
Fessurazione**	39,373	158,428	25	OK

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

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
104,000	1,400	74,286	9,682

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,cr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
801,741	191,147	14,00	437	219	65
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{s,Np}^0$	$\psi_{s,Np}$	
1,018	9,67	2,300	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,Np}$
155	0,588	0	1,000	0,789	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
72,946	106,114	1,500	70,743	39,373	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
607,500	202,500	225	450		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
155	0,592	0	1,000	0,787	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
7,200	72,449	1,500	67,536	39,373	

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\Psi_{h,sp}$		
518.000	90.000	150	300	1,356		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	k_1
155	0,508	0	1,000	0,830	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
72,449	1,500	158,428	39,373			

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)*	2,335	34,667	7	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	18,680	227,972	9	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	18,680	40,532	47	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
52,000	1,500	34,667	2,335

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
807.500	202.500	225	450	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,787	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,cp}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
72,449	1,500	227,972	18,680		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_v [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
150	16,0	1,700	0,152	0,076	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
65	76.050	19.013			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{sp,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{re,V}$
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,400
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
10,857	1,500	40,532	18,680		

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

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,583	0,461	1,500	76	OK

$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1,0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	0,120 [kN]	δ_N	=	0,002 [mm]
V_{Sk}	=	3,459 [kN]	δ_V	=	0,138 [mm]
			δ_{NV}	=	0,138 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	0,120 [kN]	δ_N	=	0,003 [mm]
V_{Sk}	=	3,459 [kN]	δ_V	=	0,208 [mm]
			δ_{NV}	=	0,208 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- Hai selezionato il riempimento dei fori. Assicurati che vi sia un metodo corretto per riempire lo spazio anulare tra l'installazione e HIT-RE 500 V3 + Rebar B450C 16mm, e contatta Hilti in caso di domande.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!

L'ancoraggio risulta verificato!

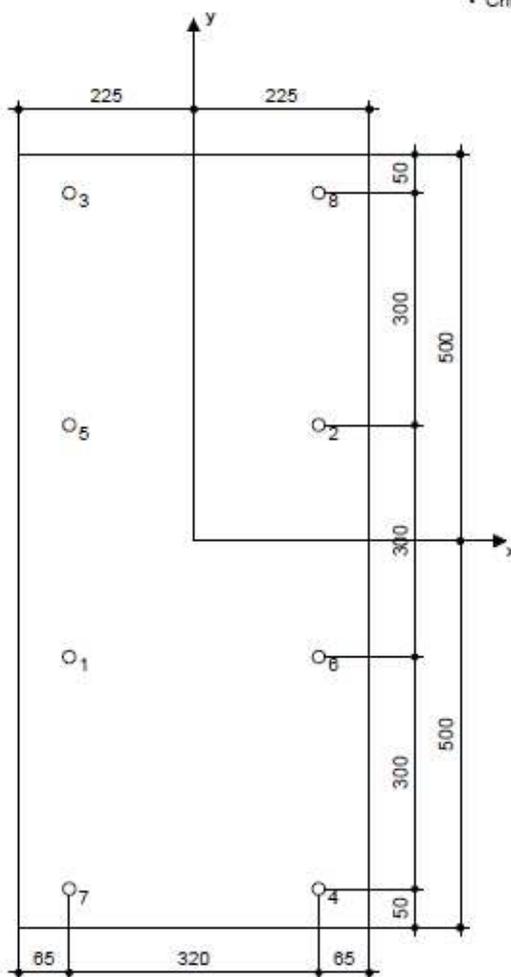
8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
 Profilo: nessun profilo
 Diametro del foro nella piastra: $d_f = 16$ mm
 Spessore della piastra (input): 1 mm
 Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
 Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione
 Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + Rebar B450C 16mm
 Coppia di serraggio: -
 Diametro del foro nel materiale base: 20 mm
 Profondità del foro nel materiale base: 150 mm
 Spessore minimo del materiale base: 190 mm

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartuccia e il miscelatore • Per installazioni profonde è necessario utilizzare l'ugello per iniezione • Seismic/Filling set • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c_x	c_{yx}	c_y	c_{xy}	Ancorante	x	y	c_x	c_{yx}	c_y	c_{xy}
1	-160	-150	65	385	-	-	5	-160	150	65	385	-	-
2	160	150	385	65	-	-	6	160	-150	385	65	-	-
3	-160	450	65	385	-	-	7	-160	-450	65	385	-	-
4	160	-450	385	65	-	-	8	160	450	385	65	-	-

4 ANCORAGGIO DELLA BARRIERA DI SICUREZZA

4.1 Azioni di progetto

In seguito all'urto di un veicolo pesante, tutti i piantoni del tratto di sicurvia interessato dall'urto subiscono una significativa deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone, in fase d'urto, viene calcolato in funzione del **momento limite plastico**:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

dove:

- f_y = tensione di snervamento
- W_{pl} = modulo di resistenza plastico

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da utilizzare nel calcolo del momento plastico, si osserva che non è formalmente corretto adottare il rispettivo valore caratteristico, in quanto tale tensione rappresenta il frattile 5% della distribuzione statistica (probabilità del 5% di essere minorato). Poiché l'azione d'urto è proporzionale allo snervamento f_y , in questo caso si dovrà utilizzare il **frattile 95%** (probabilità del 5% di essere maggiorato), come avviene per i valori caratteristici delle azioni.

Le formule per il calcolo del valore caratteristico sono:

$$\begin{aligned} f_{k,0.05} &= f_m - k s \\ f_{k,0.95} &= f_m + k s \end{aligned}$$

dove:

- $f_m = f_k / (1 - kp)$ = valore medio
- $s = p f_m$ = scarto quadratico medio
- $p = 8.00\%$ = coefficiente di variazione dello snervamento (acciai S235 – S355)
- $k = 1.64$ = coefficiente funzione del numero di campioni ($n = \infty$)

Sostituendo, il frattile 95% della distribuzione statistica vale:

$$f_{k,0.95} = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k (1 + k p) / (1 - k p) = 1.302 f_k$$

Per acciaio **S355 JOWP** (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve considerare:

- Valore medio: $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$
- Frattile 95%: $f_{yk,0.95} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti **HE 100 B** la tensione di snervamento risulta compresa tra 403 N/mm^2 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone HE 100 B, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 S_x = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = f_{yk,0.95} W_{pl} = 461 \times 0.104 = 47.9 \text{ kNm}$$

Essendo l'interasse dei puntoni pari a 1.33 m, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = M_{pl} / i = 47.9 / 1.33 = 35.93 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/2008 prevede di considerare nel progetto strutturale dei ponti, le forze causate da collisioni accidentali sui dispositivi di sicurezza. Secondo quanto specificato al § 3.6.3.3.2, si deve

considerare una forza orizzontale equivalente di collisione pari a **100 kN**. Tale azione trasversale deve essere ripartita su **0.50 m** e applicata a **1.00 m** di altezza dal piano viario.
Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista da Normativa, si ipotizza che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che quest'ultima sporga 20 cm dal piano viabile. In questo modo la forza di collisione si deve ripartire su una lunghezza di barriera pari a:

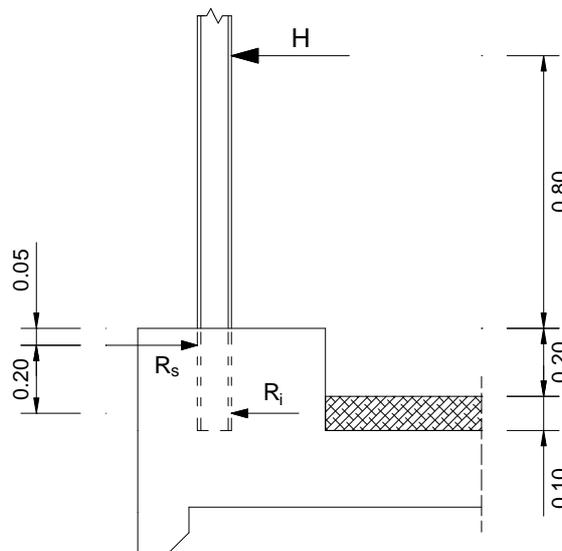
- Braccio della coppia: $b_r = 1.00 - 0.20 + 0.05 = 0.85 \text{ m}$
- Lunghezza di ripartizione: $l_{rip,pl} = (100 \text{ kN} \times 0.85 \text{ m}) / 36.21 \text{ kNm/m} = 2.35 \text{ m}$

Tale larghezza corrisponde ad assumere la forza prevista dal D.M. 14/01/2008 distribuita su 50 cm e ripartita a **45°** all'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$\begin{aligned} L_{ripart.} &= 0.50 + 2 \times 0.85 \times \text{TAN}(45^\circ) = 2.20 \text{ m} \\ H_{urto} &= 100 \text{ kN} / 2.20 \text{ m} = \mathbf{45.45 \text{ kN/m}} \\ M_{urto} &= 100 \text{ kN} \times 0.85 \text{ m} / 2.20 \text{ m} = \mathbf{38.64 \text{ KNm/m}} \approx M_{pl} = 35.93 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

dove si è assunto l'angolo di ripartizione della forza d'urto relativo al montante **HE 100B** del sicurvia del cordolo laterale; questa semplificazione risulta prudente in quanto la larghezza di ripartizione è minore.

4.2 Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale



Con riferimento alla Figura: $R_i = (38.64 \times 1.33) / 0.20 = 256.7 \text{ kN}$
 $R_s = 256.7 + (45.45 \times 1.33) = 317.1 \text{ kN}$

Alla reazione eccezionale R_s resistono:

- 2 + 2 Φ 12** (staffe adiacenti al foro)
- 2 Φ 22** (ferri inclinati di 30° nel piano orizzontale e di 15° in quello verticale)

$$A_s = 452 + 760 \times \cos(30^\circ) \times \cos(15^\circ) = 1088 \text{ mm}^2$$

Sforzo resistente con la tensione di calcolo dell'acciaio (B450C):

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\ F_{Rd} &= 391 \times 1088 = 425.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Coefficiente di sicurezza: $F_{Ed} / F_{Rd} = 425.4 / 317.1 = 1.34 < 1.00$ **VERIFICATA**

Il coefficiente di sicurezza ottenuto è da considerarsi soddisfacente in virtù delle caratteristiche di eccezionalità ed istantaneità dell'azione d'urto.

4.3 Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura verticale

Verifica della sezione di base del cordolo:

Caratteristiche della sezione:

b	=	1000 mm
h	=	1200 mm
d	=	1160 mm
A _s	=	680 mm ² /m (6 + 2 Φ 12 / 1.33m)

Si considerano due combinazioni di carico:

- 1) Carichi permanenti e urto sulla barriera di sicurezza;
- 2) Carichi permanenti, carichi mobili e sgombero neve.

Urto:

$l_{ripartiz}$	=	$0.50 + 2 \times (1.00 + 0.10) \times \text{TAN}(45^\circ)$	=	2.70 m
V	=	$100 / 2.70$	=	37.03 kN
M	=	$100 \times 1.10 / 2.70$	=	40.74 kNm

Sgombero neve: secondo la UNI EN 1794-1 il carico dinamico causato dalla rimozione della neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera. Esso è assunto uniformemente distribuito su un'area di 2.00m x 2.00m e con la risultante applicata a 1.50m dal piano stradale. Ipotizzando una velocità di spazzamento di 60 km/h si ricava una forza risultante $F = 15 \text{ kN}$. Risulta pertanto:

$$\begin{aligned} V &= 15.0 / 2 &= 7.50 \text{ kN} \\ M &= 7.50 \times (1.50 + 0.10) &= 12.00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Si verifica solo la combinazione più gravosa (combinazione 1 – urto sulla barriera di sicurezza).

4.3.1 Verifica tensionale

Lo stato tensionale della sezione risulta:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0.51 \text{ N/mm}^2 < 17.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2\text{)} & \mathbf{VERIFICATA} \\ \sigma_s &= 53.95 \text{ N/mm}^2 < 360.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio B450C)} & \mathbf{VERIFICATA} \end{aligned}$$

4.3.2 Verifica allo Stato Limite Ultimo

Le sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo sono pari a:

$$\begin{aligned} M_{slu} &= 1.5 \times 40.74 = 61.11 \text{ kNm/m} \\ V_{slu} &= 1.5 \times 35.71 = 55.54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

1) Per la verifica a flessione si assume:

- Resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione del cls: $f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di calcolo per acciaio B450C: $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

Momento resistente della sezione: $M_{Rd} = 302.29 \text{ kNm} > 61.61 \text{ kNm}$

La sezione di ancoraggio risulta essere quindi **VERIFICATA** a flessione.

2) Per la verifica a taglio si assume:

- Resistenza caratteristica a trazione del cls: $f_{ctk} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione del cls: $f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di calcolo per acciaio B450C: $f_{ywd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

Si esegue la verifica allo SLU della sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio:

$$V_{Sd} = 55,54 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 29,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls}$$

$$f_{cd} = 16,5 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$b_w = 100,0 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 115,0 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 6,79 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale}$$

$$k = 1,42 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,001 = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,32 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione } \leq 0,2 f_{cd}$$

□

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$\begin{aligned} V_{Rcd} &= 234,03 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \\ V_{Rcd,min} &= 366 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \end{aligned}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 365,9 \text{ kN} > 55,54 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione di ancoraggio risulta essere quindi **VERIFICATA** a taglio.

5 SPALLE SOTTOPASSO

Il prolungamento del sottopasso viene realizzato con spalle in cemento armato gettato in opera, del tipo a mensola, dello spessore di 60 cm e aventi quota di imposta pari alle fondazioni delle spalle esistenti.

5.1 Caratteristiche dei materiali

Per le parti strutturali nuove si adottano i seguenti valori di resistenza:

Calcestruzzo:	C 28/35
Armatura ordinaria:	B 450 C
Acciaio per sicurtà:	S 355 J0 W P
	$\left(\begin{array}{l} \text{Corten A} \\ f_{yk} \geq 345 \text{ N/mm}^2 \\ f_{tk} \geq 480 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right)$

5.2 Considerazioni geotecniche

Il rilevato è costituito da materiali appartenenti ai gruppi A₁, A₂, A₃ della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006/1963, messi in opera a strati di uniforme spessore, non eccedente cm 50.

I rilevati per tutta la loro altezza presentano i requisiti di densità riferita alla densità massima secca AASHO modificata non inferiore al 90% negli strati inferiori ed al 95% in quello superiore (ultimi 30 cm). Inoltre per tale ultimo strato, che costituisce il piano di posa della fondazione stradale, si ha un modulo di compressibilità M_E, definito dalle Norme Svizzere (SNV 670317), il cui valore, misurato in condizioni di umidità prossima a quella di costipamento, al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso fra 0,15 e 0,25 N/mm², non è inferiore a 50 N/mm².

Tali caratteristiche portano ad assegnare al materiale di riempimento i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35 \div 37^\circ$
Angolo di attrito terra-muro	$\delta = 10^\circ$
Coesione a lungo termine	C = 0
Coesione apparente a breve termine	C' = 8 ÷ 10 kPa

Tali valori risultano confermati sia dal comportamento delle varie opere realizzate nel corso degli anni lungo il tracciato sia dalle caratteristiche del materiale dei primi metri dei sondaggi geognostici realizzati per l'esecuzione di opere particolari.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni assunti in fase di verifica, in seguito ad approfondite analisi conseguenti al sondaggio **S1** (132.30 m s.l.m.) eseguito in prossimità del ponte sul canale Biffis (loc. Zuane), si è considerato prudenzialmente per il terreno in fondazione:

- *UNITA' GEOTECNICA TIPO B: sabbia fine (da 4,00 a 7,70 m)*

Peso di volume	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 32^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 30^\circ$

5.3 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato

Il calcolo, statico e dinamico, è stato effettuato secondo il metodo agli stati limite con l'ausilio del programma di calcolo automatico MAX versione 14.01(a) prodotto dalla Aztec Informatica srl (Casole Bruzio - CS). La copia è concessa in licenza d'uso ad Autostrada del Brennero S.p.a. (AIR0111W8)

I calcoli sono svolti secondo il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- **D.M. 14 gennaio 2008:** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **C.M. 02 febbraio 2009 n. 617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

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

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica di stabilità complesso fondazione terreno (carico limite) secondo il metodo di Vesic;
- verifica della stabilità globale con il metodo di Bishop.
- 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 14/01/2008.

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.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software utilizzato per il calcolo 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.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo in modo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Illustra inoltre in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, dopo una corposa introduzione che descrive l'analisi dei carichi e il metodo generale di modellazione.

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.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli, effettuando un confronto con le verifiche svolte con altri software e con 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, permettendo di considerare il software idoneo all'utilizzo.

5.4 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale

L'analisi strutturale e geotecnica dei muri è stata effettuata secondo l'approccio 1 considerando la combinazione 2 (**A2+M2+R2**) per la *verifica di stabilità globale* del complesso opera di sostegno – terreno e l'Approccio 2, con la combinazione (**A1+M1+R3**) per le *verifiche a scorrimento, ribaltamento e capacità portante* previste al p.to 6.5.3 del D.M. 2008. I coefficienti parziali per i parametri del terreno e per le azioni sono riportati nelle tabelle che seguono.

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO			
PARAMETRO		COEFFICIENTE	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE AZIONI (S.L.U)				
AZIONE	γ	EQU	A1	A2
Permanente sfavorevole	γ_G	0.9	1.0	1.0
Permanente favorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutt. sfavorevole	$\gamma_{G, ns}$	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutt. favorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile sfavorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
Variabile favorevole		1.5	1.5	1.3

Nelle verifiche di capacità portante è stato assunto $\gamma_R = 1.40$, nelle verifiche di scorrimento è stato assunto $\gamma_R = 1.10$ mentre nelle verifiche a ribaltamento è stato assunto $\gamma_R = 1.15$ (tabella 6.5.I p.to 6.5.3.1.1).

Nella verifica di stabilità globale il coefficiente R2 è stato assunto $\gamma_R = 1.10$ (tabella 6.8.I p.to 6.8.2).

- per le verifiche strutturali è stata verificata la combinazione (A1+M1-STR);
- per la verifica di stabilità globale è stata verificata la combinazione (A2+M2+R2);
- per la verifica a ribaltamento è stata verificata la combinazione (A1+M1+R3);
- per la verifica a scorrimento è stata verificata la combinazione (A1+M1+R3);
- per la verifica di portanza è stata verificata la combinazione (A1+M1+R3).

Nelle verifiche, per le condizioni (A1+M1-STR), (A1+M1+R3) e (A2+M2+R2), sono state verificate le combinazioni:

- soli carichi permanenti in presenza di sisma;
- permanenti con carico da traffico, se presente.

Si precisa che per il calcolo della spinta è stato applicato il metodo di Mononobe-Okabe che adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale.

Per la verifica di stabilità globale è stato adottato il metodo di Bishop, che prevede un coefficiente di sicurezza espresso dalla seguente formula:

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

dove il termine m è espresso da

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

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.

La verifica a carico limite è stata condotta secondo la teoria di Vesic.

Per quanto riguarda l'analisi strutturale delle sezioni, sono state applicate le seguenti impostazioni:

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	Aggressive
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)

I risultati delle verifiche non sono riportati in relazione; in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

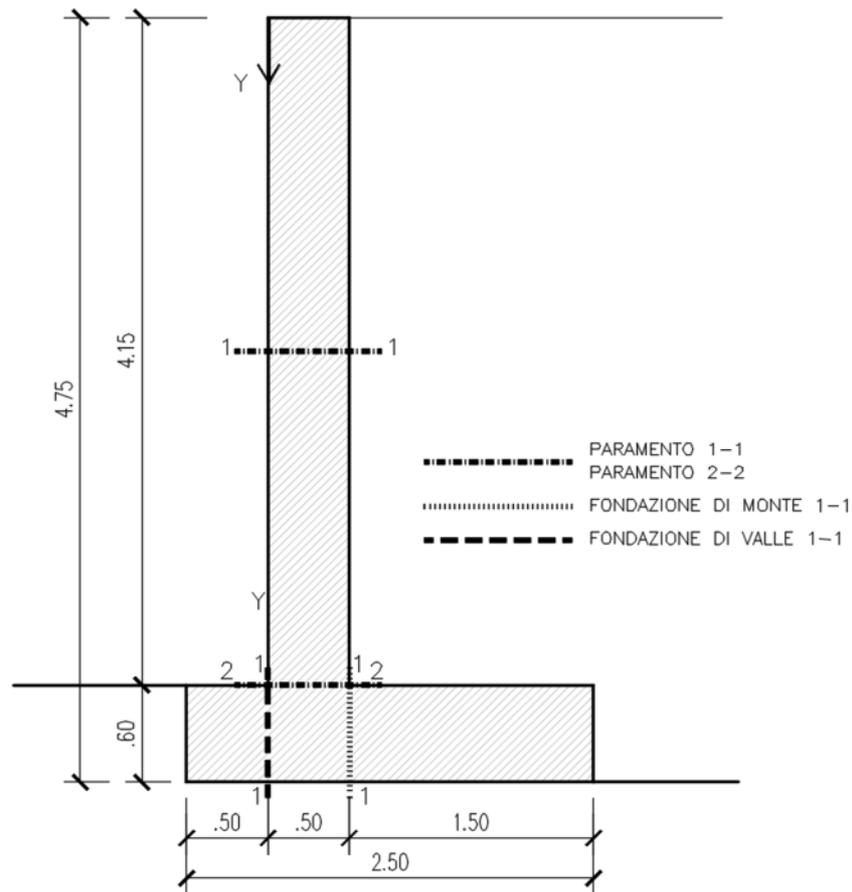
Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$
		$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

In relazione sono riportate le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa. In particolare sono evidenziati i dettagli solo delle sezioni critiche indicate in figura (mezzeria e base del paramento e sezione di incastro degli sbalzi di fondazione di valle e di monte). Il programma in realtà effettua le verifiche in dieci sezioni per ogni elemento strutturale, che si tralasciano però per brevità.

Si precisa che il momento ultimo e lo sforzo assiale ultimo sono calcolati considerando un meccanismo di rottura ad eccentricità costante. Individuato nel dominio di resistenza lo stato di sollecitazione (M, N) della sezione nella combinazione di carico analizzata, le sollecitazioni ultime riportate in relazione (M_u , N_u) corrispondono all'intersezione con il dominio di resistenza della retta passante per l'origine e per il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione. Il fattore di sicurezza è uguale al rapporto tra la distanza dall'origine del punto che nel dominio di resistenza rappresenta lo stato ultimo e la distanza di quello che individua lo stato di sollecitazione.

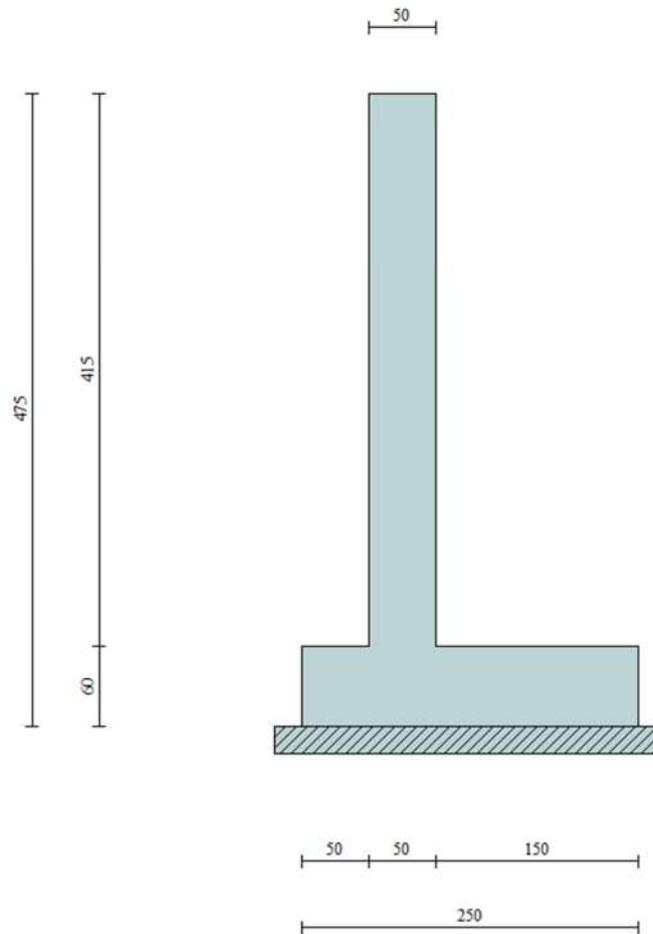


Si precisa che il programma MAX non permette di considerare un numero non intero di armature a metro lineare. Sono stati considerati quindi tre ferri a metro di diametro sufficiente per soddisfare le verifiche delle sezioni; in realtà tutti gli elementi strutturali saranno armati con ferri dello stesso diametro previsto nel programma ma con passo 30 cm; l'armatura inserita effettivamente sarà quindi superiore a quella considerata nelle verifiche.

5.5 Prolungamento – fase transitoria (paramento libero)

5.5.1 Caratteristiche geometriche

In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche.



La modellazione non comprende la zona di incastro con la soletta, di dimensioni 0,60x0,45m, considerato invece in fase definitiva di analisi.

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	4,15 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	4,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,20 [m]

5.5.2 Analisi dei carichi

Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio del muro ($\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$), del terreno ($\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$) e la spinta dello stesso (secondo le modalità descritte in precedenza). La pavimentazione a tergo della spalla e lo spessore di terreno di 45 cm per raggiungere la quota di estradosso della soletta non vengono considerati.

Carichi variabili

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m^2 , rappresentante il carico veicolare transitante in prossimità del muro.

Azione sismica

L'analisi sismica delle spalle è stata effettuata dal programma considerando la spinta sismica calcolata secondo il metodo di Mononobe-Okabe applicata nello stesso punto di quella statica e una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa della spalla, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi; k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

I dati per la definizione dell'azione sismica sono riassunti in tabella. Vista la temporaneità dello schema di vincolo della spalla, legato all'assenza della soletta che realizza il collegamento con la spalla adiacente per formare lo scatolare, si è deciso di differenziare l'azione sismica di progetto considerando una $V_N = 50$ anni (opere ordinarie) anziché una $V_N = 100$ anni (opere strategiche).

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2,0
Vita di riferimento (V_R)	100 anni

Per lo SLV e con:

- $a_g = 0.210 \text{ g}$ accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido
- $F_0 = 2.462$ fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $S = 1.389$ categoria di sottosuolo **C** e categoria topografica **T2**;
- $\beta_m = 0.310$ coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008);

si ottiene: $k_h = 0.1087, k_v = \pm 0.0544$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + k_v) K_a$$

in cui H è l'altezza della spalla, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \varphi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cos\theta^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \varphi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cos\theta^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

con: $\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Si assume:

$\phi_{d, M1} = 35.0^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M1);
 $\phi_{d, M2} = 29.3^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M2);

$\delta = 0^\circ$ angolo di attrito tra terreno e muro;
 $\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro;
 $\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

Per le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni sismiche previste dal D.M. 14/01/2008, sono state eseguite sia le verifiche geotecniche (**ribaltamento**, **scorrimento**, **portanza** e **stabilità globale**) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione).

5.5.3 Combinazioni di carico

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte:

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	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1,00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1,00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 6 - 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

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	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

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	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

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	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	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	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	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	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

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	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

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 15 - 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	1,35	1.00	1,35

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

C.m. A TERGO SFAV 1.35 1.00 1.35

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1,00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 17 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
C.m. A TERGO	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 18 - 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
C.m. A TERGO	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	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

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	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

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	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
C.m. A TERGO	SFAV	1,00	1,00	1,00

5.5.4 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 [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

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 [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (CM A TERGO MURO)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=10,00$ $Q_i=20,0000$ $Q_f=20,0000$

5.5.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1,60	--	3,17	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,16	--	3,90	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,92	--	3,99	--
4	A1-M1 - [1]	--	1,85	--	3,28	--
5	EQU - [1]	--	--	2,10	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1,79
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,29	--	1,71	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,35	--	1,77	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,48	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,59	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,45
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,42
13	A1-M1 - [3]	--	1,52	--	2,04	--
14	A1-M1 - [3]	--	1,47	--	1,65	--
15	A1-M1 - [3]	--	1,31	--	1,46	--
16	A1-M1 - [3]	--	1,69	--	2,13	--
17	EQU - [3]	--	--	1,40	--	--
18	STAB - [3]	--	--	--	--	1,51
19	SLEQ - [1]	--	2,16	--	5,27	--
20	SLEF - [1]	--	2,16	--	5,27	--
21	SLER - [1]	--	1,69	--	2,88	--

5.5.6 Analisi della spinta

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 Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche
Vita di riferimento	100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.06 m/s ²
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.62
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 10.58$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 5.29$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
------------------------------------	--------------------------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	4,00 [m]
Peso muro	89,3750 [kN]
Baricentro del muro	X=-0,04 Y=-3,07

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = -4,75
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,75 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

5.5.7 Verifiche geotecniche

Verifica a scorrimento – COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	55,0279	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	55,0279	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -3,17 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2710	[°]	
Incremento sismico della spinta	9,7038	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -3,17 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3371	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	112,0500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -2,08 [m]
Inerzia del muro	9,7124	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-4,8562	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	12,1765	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-6,0883	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	87,1368	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	195,2305	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	195,2305	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	87,1368	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,66	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,78	[m]
Risultante in fondazione	213,7938	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24,05	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	128,1024	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	334,5565	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,78	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,21917	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 35.49$	$N_q = 23.18$	$N_\gamma = 30.21$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,36$	$i_q = 0,38$	$i_\gamma = 0,21$
Fattori profondità	$d_c = 1,18$	$d_q = 1,12$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 14.90 \qquad N'_q = 10.00 \qquad N'_\gamma = 6.44$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento **1.29**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Verifica a carico limite – COMBINAZIONE n° 15

Valore della spinta statica	109,0422	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	109,0422	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,91 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2710	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	152,5500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -2,08 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	109,0422	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	246,6750	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	246,6750	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	109,0422	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,63	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,87	[m]
Risultante in fondazione	269,7012	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	154,5766	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	360,8842	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,87	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,26381	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 35.49$	$N_q = 23.18$	$N_\gamma = 30.21$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,36$	$i_q = 0,39$	$i_\gamma = 0,22$
Fattori profondità	$d_c = 1,18$	$d_q = 1,12$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 15.11$	$N'_q = 10.13$	$N'_\gamma = 6.57$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.46
--	-------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Verifica a ribaltamento – COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	125,6546	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	125,6546	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,86	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	145,8450	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -2,08	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	125,6546	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	230,5575	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	237,6976	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	333,5006	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	230,5575	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	125,6546	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,83	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,25	[m]
Risultante in fondazione	262,5754	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28,59	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	192,3939	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.40
---	-------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Verifica di stabilità globale – Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,55 Y[m]= 2,71

Raggio del cerchio R[m]= 8,05

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,51

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 6,05

Larghezza della striscia dx[m]= 0,50

Coefficiente di sicurezza C= 1.42

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	5,0234	65.69	4,5780	0,0120	29.26	0,000	0,000
2	13,7218	58.31	11,6754	0,0094	29.26	0,000	0,000
3	20,3014	52.00	15,9982	0,0080	29.26	0,000	0,000
4	25,5976	46.50	18,5691	0,0072	29.26	0,000	0,000
5	29,9983	41.52	19,8862	0,0066	29.26	0,000	0,000
6	33,7113	36.90	20,2419	0,0062	29.26	0,000	0,000
7	36,8635	32.55	19,8332	0,0058	29.26	0,000	0,000
8	39,5387	28.40	18,8047	0,0056	29.26	0,000	0,000
9	41,7952	24.41	17,2698	0,0054	29.26	0,000	0,000
10	45,6996	20.54	16,0319	0,0053	26.73	0,000	0,000
11	47,4287	16.76	13,6796	0,0051	26.56	0,000	0,000
12	48,6986	13.06	11,0079	0,0051	26.56	0,000	0,000
13	63,3978	9.42	10,3759	0,0050	26.56	0,000	0,000
14	19,1285	5.81	1,9375	0,0049	26.56	0,000	0,000
15	15,6267	2.23	0,6081	0,0049	26.56	0,000	0,000
16	15,5913	-1.34	-0,3658	0,0049	26.56	0,000	0,000
17	15,3287	-4.92	-1,3158	0,0049	26.56	0,000	0,000
18	14,7634	-8.52	-2,1881	0,0050	26.56	0,000	0,000
19	13,8885	-12.16	-2,9248	0,0050	26.56	0,000	0,000
20	12,6928	-15.84	-3,4648	0,0051	26.56	0,000	0,000
21	11,1606	-19.59	-3,7428	0,0052	26.56	0,000	0,000
22	9,3067	-23.44	-3,7017	0,0054	28.78	0,000	0,000
23	7,1452	-27.40	-3,2878	0,0055	29.26	0,000	0,000
24	4,5784	-31.50	-2,3925	0,0058	29.26	0,000	0,000
25	1,5510	-35.80	-0,9073	0,0061	29.26	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 592,5379 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 176,2062 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan\phi_i = 312,4960 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 4.06$$

5.5.8 Verifiche strutturali

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

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

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 per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]
σ _c	tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,08	25,9375	35,0156	9,8053	25,5569	14,1764	29,3586
2	4,15	51,8750	70,0313	78,4427	141,4489	55,0486	87,0700

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,08	25,9375	25,9375	7,2632	18,9310	10,5010	21,7471
2	4,15	51,8750	51,8750	58,1057	104,7770	42,0041	64,4963

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,08	100, 50	18,85	36,95	799,67	-784,83	30,40	221,07	--	--
2	4,15	100, 50	20,11	20,11	139,30	-379,83	2,69	224,73	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	2,08	100, 50	20,11	20,11	0,557	0,054	16,14	-6,79
2	4,15	100, 50	20,11	20,11	2,962	0,161	109,03	-34,63

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	16,4518	27,9530	62,8420	105,9256

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	13,6724	20,0175	52,7124	76,5926

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 60	20,11	20,11	0,00	428,67	15,34	238,28	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 60	20,11	20,11	0,407	0,158	18,865	-4,785

Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-145,2139	-65,0345	-160,8698	-62,6887

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-86,9358	-48,1737	-85,1953	-46,4361

Inviluppo SLU - Verifiche

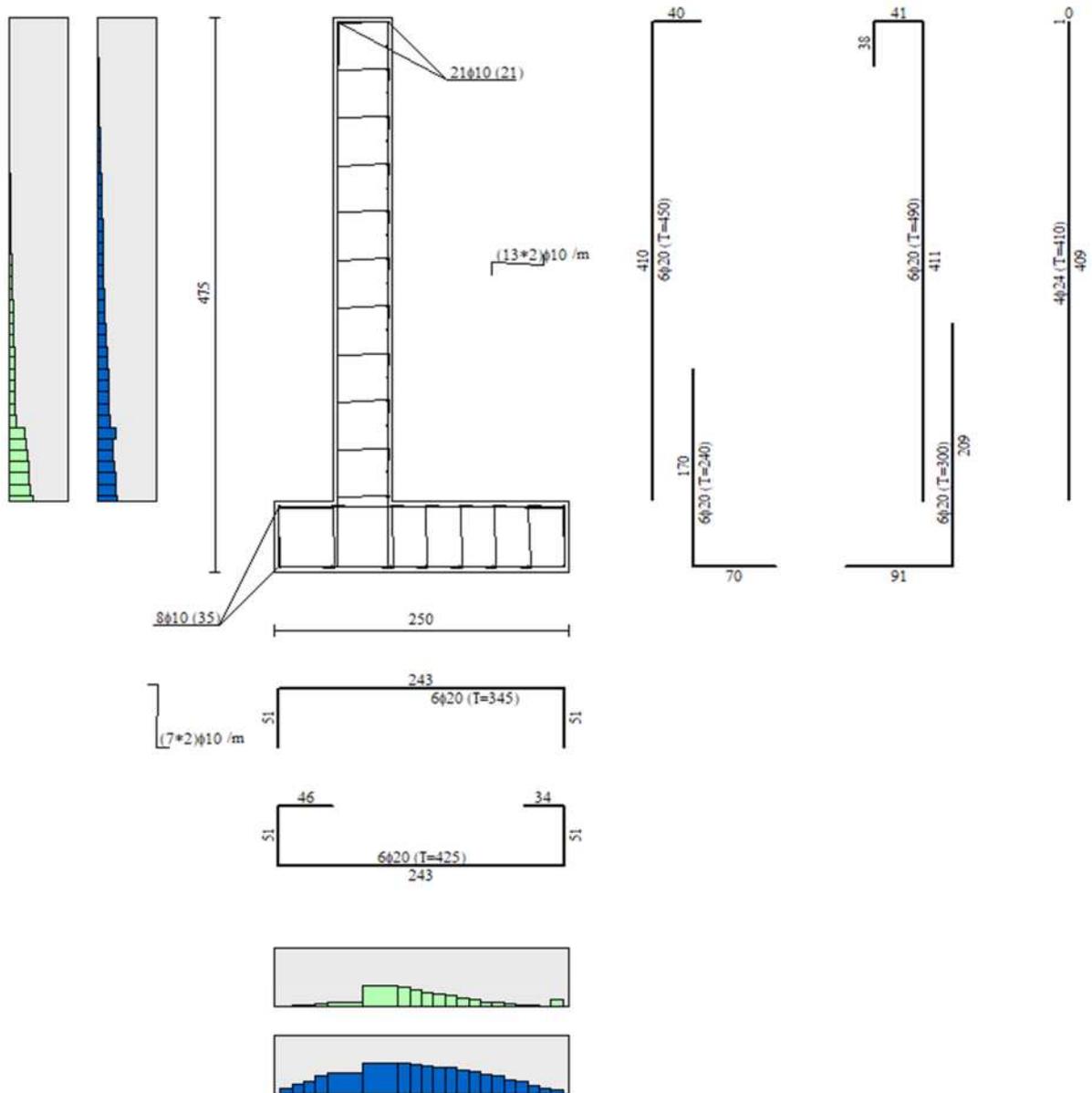
Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
2	1,50	100, 60	20,11	20,11	0,00	-428,67	2,95	238,28	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2	1,50	100, 60	20,11	20,11	1,766	-0,176	-20,781	81,930

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

5.5.9 Elenco ferri



Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto superiore	6	20,00	3,45	0,0834	0,5003	
2	Diritto inferiore	6	20,00	4,25	0,1020	0,6121	

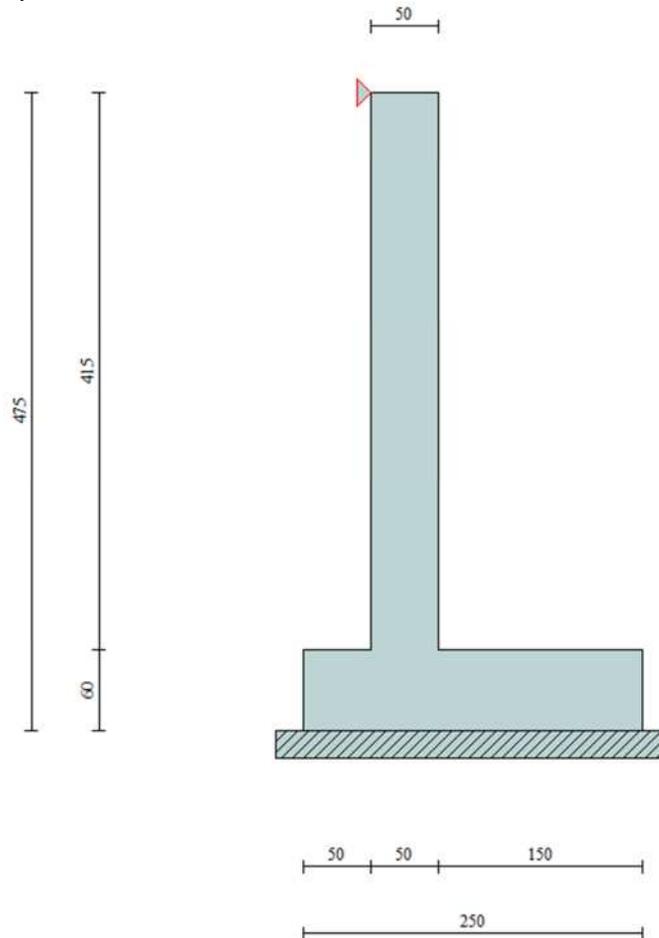
Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto inferiore	6	20,00	4,90	0,1164	0,6986	
2	Diritto superiore	6	20,00	4,50	0,1092	0,6550	
3	Diritto superiore	6	20,00	3,00	0,0727	0,4359	
4	Diritto inferiore	6	20,00	2,40	0,0556	0,3338	
7	Diritto superiore	4	24,00	4,10	0,1433	0,5731	

5.6 Prolungamento – fase definitiva (paramento incastrato)

5.6.1 Impostazioni di modellazione

Il criterio di modellazione adottato prevede l'inserimento nel programma dei muri come indicato in figura con tratteggio obliquo.



5.6.2 Analisi dei carichi

Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio del muro ($\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$), del terreno ($\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$) e la spinta dello stesso (secondo le modalità descritte in precedenza). La pavimentazione a tergo della spalla ($G_2 = 2.64 \text{ kN/m}$) e il terreno necessario a raggiungere la quota di estradosso della soletta ($G_1 = 8.10 \text{ kN/m}$) vengono considerati come carico esterno aggiuntivo che genera quindi solo spinta costante lungo l'altezza della spalla.

Inoltre sono da considerarsi applicate al paramento della spalla le reazioni derivanti dall'impalcato in corrispondenza della sezione di incastro:

- Peso proprio: $G_1 = 37.09 \text{ kN/m}$ e $M_1 = -72.23 \text{ kNm}$
- Finiture: $G_2 = 7.84 \text{ kN/m}$ e $M_2 = -19.86 \text{ kNm}$

Per i carichi permanenti non strutturali; vista la scarsa incertezza sull'entità del peso attribuito, sono stati adottati gli stessi coefficienti dei carichi permanenti strutturali, come concesso dalla normativa (Tabella 2.6.I).

Carichi variabili

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m², rappresentante il carico veicolare transitante in prossimità del muro. Al paramento della spalla vengono applicate in aggiunta la risultante dei carichi da traffico dello schema di carico 1:

- Mezzo tandem: $q_1 = 201.82 \text{ kN/m}$ e $M = 126.58 \text{ kNm}$
- Carico uniforme: $q_1 = 25.72 \text{ kN/m}$ e $M = 25.80 \text{ kNm}$
- Frenata: $q_3 = 381.60 \text{ kN/9.20m} = 41.45 \text{ kN/m}$

Azione sismica

L'analisi sismica delle spalle è stata effettuata dal programma considerando la spinta sismica calcolata secondo il metodo di Mononobe-Okabe applicata nello stesso punto di quella statica e una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa della spalla, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi; k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

I dati per la definizione dell'azione sismica sono riassunti in tabella.

Vita nominale (V_N)	100 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2,0
Vita di riferimento (V_R)	200 anni

Per lo SLV e con:

- $a_g = 0.270 \text{ g}$ accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido
- $F_0 = 2.413$ fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $S = 1.572$ categoria di sottosuolo **C** e categoria topografica **T2**;
- $\beta_m = 0.310$ coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008);

si ottiene: $k_h = 0.1314, k_v = \pm 0.0657$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + k_v) K_a$$

in cui H è l'altezza della spalla, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

$$\beta > \varphi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cos\theta^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

con: $\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Si assume:

$\phi_{d, M1} = 35.0^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M1);
 $\phi_{d, M2} = 29.3^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M2);

$\delta = 0^\circ$ angolo di attrito tra terreno e muro;
 $\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro;
 $\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

Per le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni sismiche previste dal D.M. 14/01/2008, è stata eseguita sia la verifica di portanza (**carico limite**) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione).

5.6.3 Condizioni di carico

Condizione n° 1 (Pavimentazione)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=8,00$ $Q_i=2,6400$ $Q_f=2,6400$

Condizione n° 2 (Riempimento)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=8,00$ $Q_i=8,1000$ $Q_f=8,1000$

Condizione n° 3 (PP Soletta)

C Paramento $X=-0,25$ $Y=0,00$ $F_x=0,0000$ $F_y=37,0900$ $M=72,2300$

Condizione n° 4 (Pav+Sic+BA)

C Paramento $X=-0,25$ $Y=0,00$ $F_x=0,0000$ $F_y=7,8400$ $M=19,8600$

Condizione n° 5 (C.m. A TERGO)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=8,00$ $Q_i=20,0000$ $Q_f=20,0000$

Condizione n° 6 (C.m. IMPALCATO)

C Paramento $X=-0,25$ $Y=0,00$ $F_x=0,0000$ $F_y=201,8200$ $M=119,6100$

Condizione n° 7 (C.m. DISTR. IMPALCATO)

C Paramento $X=-0,25$ $Y=0,00$ $F_x=0,0000$ $F_y=25,7200$ $M=25,8000$

Condizione n° 8 (Frenata)

C Paramento $X=-0,50$ $Y=0,00$ $F_x=41,4500$ $F_y=0,0000$ $M=0,0000$

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

5.6.4 Combinazioni di carico

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte:

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	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Riempimento	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pavimentazione	SFAV	1,10	1.00	1,10
PP Soletta	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pav+Sic+BA	SFAV	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 6 - 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
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	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
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	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
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	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	1,00	1.00	1,00
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	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	1,00	1.00	1,00
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	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
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	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
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1,00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 17 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Riempimento	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pavimentazione	SFAV	1,10	1,00	1,10
PP Soletta	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pav+Sic+BA	SFAV	1,10	1,00	1,10
C.m. A TERGO	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 18 - 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
Riempimento	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1,00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1,00	1,00
C.m. A TERGO	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 19 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1,00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 20 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	1,00	1,35

Combinazione n° 21 - Caso A1-M1 (STR)

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	1.00	1,35

Combinazione n° 23 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Riempimento	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pavimentazione	SFAV	1,10	1.00	1,10
PP Soletta	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pav+Sic+BA	SFAV	1,10	1.00	1,10
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,50	1.00	1,50
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,50	1.00	1,50

Combinazione n° 24 - 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
Riempimento	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1.00	1,00
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,30	1.00	1,30
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 25 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	0.75	1.01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	0.40	0.54
Frenata	SFAV	1,35	1.11	1.50

Combinazione n° 26 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1.00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1.00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1.00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	0.75	1.01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	0.40	0.54
Frenata	SFAV	1,35	1.11	1.50

Combinazione n° 27 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,75	1,01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,40	0,54
Frenata	SFAV	1,35	1,11	1,50

Combinazione n° 28 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,75	1,01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,40	0,54
Frenata	SFAV	1,35	1,11	1,50

Combinazione n° 29 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Riempimento	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pavimentazione	SFAV	1,10	1,00	1,10
PP Soletta	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pav+Sic+BA	SFAV	1,10	1,00	1,10
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,50	0,75	1,12
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,50	0,40	0,60
Frenata	SFAV	1,50	1,11	1,67

Combinazione n° 30 - 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
Riempimento	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pavimentazione	SFAV	1,00	1,00	1,00
PP Soletta	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pav+Sic+BA	SFAV	1,00	1,00	1,00
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,30	0,75	0,98
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,30	0,40	0,52
Frenata	SFAV	1,30	1,11	1,44

Combinazione n° 31 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1,00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,75	1,01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,40	0,54
Frenata	SFAV	1,35	1,11	1,50
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	0,40	0,54

Combinazione n° 32 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
Riempimento	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pavimentazione	SFAV	1,35	1,00	1,35
PP Soletta	SFAV	1,35	1,00	1,35
Pav+Sic+BA	SFAV	1,35	1,00	1,35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,75	1,01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1,35	0,40	0,54
Frenata	SFAV	1,35	1,11	1,50
C.m. A TERGO	SFAV	1,35	0,40	0,54

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Combinazione n° 33 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1.35	1.00	1.35
Pavimentazione	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Soletta	SFAV	1.35	1.00	1.35
Pav+Sic+BA	SFAV	1.35	1.00	1.35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1.35	0.75	1.01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1.35	0.40	0.54
Frenata	SFAV	1.35	1.11	1.50
C.m. A TERGO	SFAV	1.35	0.40	0.54

Combinazione n° 34 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Riempimento	SFAV	1.35	1.00	1.35
Pavimentazione	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Soletta	SFAV	1.35	1.00	1.35
Pav+Sic+BA	SFAV	1.35	1.00	1.35
C.m. IMPALCATO	SFAV	1.35	0.75	1.01
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1.35	0.40	0.54
Frenata	SFAV	1.35	1.11	1.50
C.m. A TERGO	SFAV	1.35	0.40	0.54

Combinazione n° 35 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Riempimento	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pavimentazione	SFAV	1.10	1.00	1.10
PP Soletta	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pav+Sic+BA	SFAV	1.10	1.00	1.10
C.m. IMPALCATO	SFAV	1.50	0.75	1.12
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1.50	0.40	0.60
Frenata	SFAV	1.50	1.11	1.67
C.m. A TERGO	SFAV	1.50	0.40	0.60

Combinazione n° 36 - 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
Riempimento	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione	SFAV	1.00	1.00	1.00
PP Soletta	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pav+Sic+BA	SFAV	1.00	1.00	1.00
C.m. IMPALCATO	SFAV	1.30	0.75	0.98
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1.30	0.40	0.52
Frenata	SFAV	1.30	1.11	1.44
C.m. A TERGO	SFAV	1.30	0.40	0.52

Combinazione n° 37 - 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
Pavimentazione	SFAV	1.00	1.00	1.00
PP Soletta	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pav+Sic+BA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Riempimento	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 38 - 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
Pavimentazione	SFAV	1.00	1.00	1.00
PP Soletta	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pav+Sic+BA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Riempimento	SFAV	1.00	1.00	1.00

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Combinazione n° 39 - Rara (SLE)

	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
Pavimentazione	SFAV	1.00	1.00	1.00
PP Soletta	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pav+Sic+BA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Riempimento	SFAV	1.00	1.00	1.00
C.m. A TERGO	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 40 - Rara (SLE)

	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
Pavimentazione	SFAV	1.00	1.00	1.00
PP Soletta	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pav+Sic+BA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Riempimento	SFAV	1.00	1.00	1.00
Frenata	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 41 - Rara (SLE)

	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
Pavimentazione	SFAV	1.00	1.00	1.00
PP Soletta	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pav+Sic+BA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Riempimento	SFAV	1.00	1.00	1.00
C.m. IMPALCATO	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 42 - Rara (SLE)

	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
Pavimentazione	SFAV	1.00	1.00	1.00
PP Soletta	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pav+Sic+BA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Riempimento	SFAV	1.00	1.00	1.00
C.m. DISTR. IMPALCATO	SFAV	1.00	1.00	1.00

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

5.6.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

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]	--	99,99	--	8,39	--
2	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	7,01	--
3	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	7,40	--
4	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	7,89	--
5	EQU - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	--
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	2,91	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	3,45	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
13	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	5,87	--
14	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	6,21	--
15	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	6,47	--
16	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	5,65	--
17	EQU - [3]	--	--	--	--	--
18	STAB - [3]	--	--	--	--	--
19	A1-M1 - [4]	--	99,99	--	4,31	--
20	A1-M1 - [4]	--	99,99	--	4,54	--
21	A1-M1 - [4]	--	99,99	--	4,14	--
22	A1-M1 - [4]	--	99,99	--	4,35	--
23	EQU - [4]	--	--	--	--	--
24	STAB - [4]	--	--	--	--	--
25	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	5,11	--
26	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	5,43	--
27	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	5,39	--
28	A1-M1 - [5]	--	99,99	--	5,74	--
29	EQU - [5]	--	--	--	--	--
30	STAB - [5]	--	--	--	--	--
31	A1-M1 - [6]	--	99,99	--	5,43	--
32	A1-M1 - [6]	--	99,99	--	5,79	--
33	A1-M1 - [6]	--	99,99	--	5,14	--
34	A1-M1 - [6]	--	99,99	--	5,46	--
35	EQU - [6]	--	--	--	--	--
36	STAB - [6]	--	--	--	--	--
37	SLEQ - [1]	--	99,99	--	9,46	--
38	SLEF - [1]	--	99,99	--	9,46	--
39	SLER - [1]	--	99,99	--	7,63	--
40	SLER - [1]	--	99,99	--	9,46	--
41	SLER - [1]	--	99,99	--	6,09	--
42	SLER - [1]	--	99,99	--	9,39	--

5.6.6 *Analisi della spinta*

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 Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.65 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.31
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)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 42.37$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 21.19$

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

Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0
Lunghezza del muro	4,00 [m]

Peso muro	89,3750 [kN]
Baricentro del muro	X=-0,04 Y=-3,07

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = -4,75
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,75 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

5.6.7 Verifiche geotecniche

Verifica a carico limite – COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	68,8525	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	68,8525	[kN]
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]
	Y = -3,01	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2710	[°]
Incremento sismico della spinta	87,4112	[kN]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]
	Y = -2,38	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,7804	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	128,1600	[kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]
	Y = -2,08	[m]
Inerzia del muro	37,8705	[kN]
Inerzia verticale del muro	-18,9352	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	54,3047	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-27,1523	[kN]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	19,04	[kN]
Componente dir. Y	44,93	[kN]
Reazione vincolare	151,78	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	117,7110	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	221,1274	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-18,7057	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	221,1274	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	117,7110	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,50	[m]
Risultante in fondazione	250,5060	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28,03	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,0000	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	643,7187	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,50	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,08845	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,08845	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 35,49$	$N_q = 23,18$	$N_\gamma = 30,21$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,26$	$i_q = 0,29$	$i_\gamma = 0,14$
Fattori profondità	$d_c = 1,18$	$d_q = 1,12$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 10.90$

$N'_q = 7.62$

$N'_\gamma = 4.14$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo **2.91**

5.6.8 Verifiche strutturali

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

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

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 per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,08	70,8675	402,8501	-119,6277	73,8068	-113,1729	-31,7538
2	4,15	96,8050	437,8657	-184,3651	16,4336	-62,4909	34,1105

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,08	70,8675	272,6875	11,0559	42,8225	-72,8942	-24,9370
2	4,15	96,8050	298,6250	-73,1145	6,2979	-35,3520	23,8513

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	2,08	100, 50	20,11	20,11	237,05	400,15	3,34	229,63	--	--
2	4,15	100, 50	20,11	20,11	206,81	5,03	2,14	235,84	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	2,08	100, 50	20,11	20,11	1,361	-0,182	13,514	-18,733
2	4,15	100, 50	20,11	20,11	2,252	-0,088	-29,894	27,205

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	7,9939	29,2616	31,9755	117,0463

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	10,2982	20,3893	41,1930	81,5570

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 60	20,11	20,11	0,00	428,67	14,65	238,28	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 60	20,11	20,11	0,414	0,168	19,215	-4,874

Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-28,9264	148,0204	-38,5686	197,3606

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-1,7483	98,0707	-2,3310	130,7610

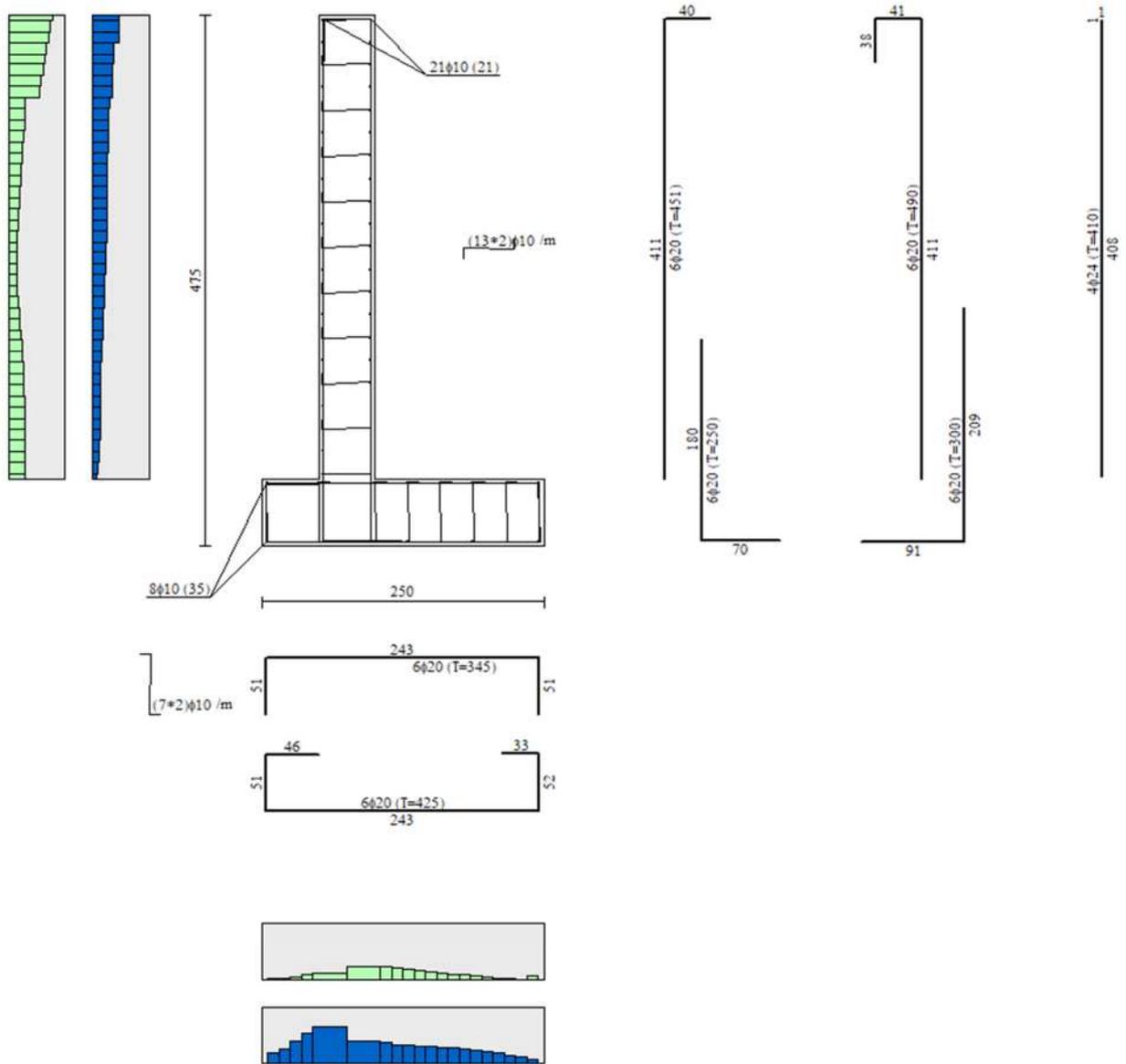
Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
2	1,50	100, 60	20,11	20,11	0,00	-428,67	2,90	238,28	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2	1,50	100, 60	20,11	20,11	1,992	0,270	92,424	-23,443

5.6.9 Elenco ferri



Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _F [kN]	P _{gr} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto superiore	6	20,00	3,45	0,0834	0,5003	
2	Diritto inferiore	6	20,00	4,22	0,1020	0,6121	

Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _F [kN]	P _{gr} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto inferiore	6	20,00	4,90	0,1164	0,6986	
2	Diritto superiore	6	20,00	4,50	0,1092	0,6550	
3	Diritto superiore	6	20,00	3,00	0,0727	0,4359	
4	Diritto inferiore	6	20,00	2,50	0,0556	0,3338	
7	Diritto superiore	4	24,00	4,10	0,1433	0,5731	

6 MURI ANDATORI – LATO SUD

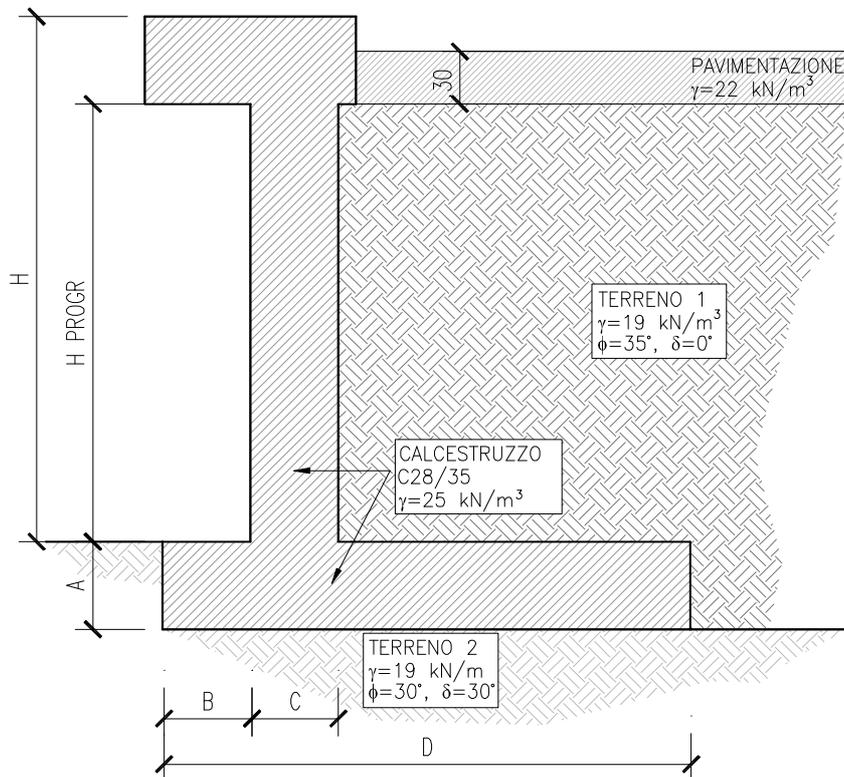
Il prolungamento del sottopasso e il sostegno del rilevato autostradale si realizza mediante muri in cemento armato gettato in opera, del tipo a mensola, dello spessore di 50 cm e aventi quota di imposta variabile.

6.1 Caratteristiche dei materiali

Per le parti strutturali nuove si adottano i seguenti valori di resistenza:

Calcestruzzo: C 28/35
Armatura ordinaria: B 450 C
Acciaio per sicurvia: S 355 J0 W P

Corten A
 $f_{yk} \geq 345 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} \geq 480 \text{ N/mm}^2$



6.2 Considerazioni geotecniche

Il rilevato autostradale è costituito da materiali appartenenti ai gruppi A₁, A₂, A₃ della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006/1963, messi in opera a strati di uniforme spessore, non eccedente cm 50.

I rilevati per tutta la loro altezza presentano i requisiti di densità riferita alla densità massima secca AASHTO modificata non inferiore al 90% negli strati inferiori ed al 95% in quello superiore (ultimi 30 cm). Inoltre per tale ultimo strato, che costituisce il piano di posa della fondazione stradale, si ha un modulo di compressibilità M_E , definito dalle Norme Svizzere (SNV 670317), il cui valore,

misurato in condizioni di umidità prossima a quella di costipamento, al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso fra 0,15 e 0,25 N/mm², non è inferiore a 50 N/mm².

Tali caratteristiche portano ad assegnare al materiale di riempimento i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35 \div 37^\circ$
Angolo di attrito terra-muro	$\delta = 10^\circ$
Coazione a lungo termine	$C = 0$
Coazione apparente a breve termine	$C' = 8 \div 10 \text{ kPa}$

Tali valori risultano confermati sia dal comportamento delle varie opere realizzate nel corso degli anni lungo il tracciato sia dalle caratteristiche del materiale dei primi metri dei sondaggi geognostici realizzati per l'esecuzione di opere particolari.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni assunti in fase di verifica, in seguito ad approfondite analisi conseguenti al sondaggio **S1** (132.30 m s.l.m.) eseguito in prossimità del ponte sul canale Biffis (loc. Zuane), si è considerato prudenzialmente per le due tipologie di terreno in fondazione:

- *UNITA' GEOTECNICA TIPO A: limo sabbioso (da 1,20 a 4,00 m)*

Peso di volume	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 28^\circ$
Angolo di attrito terreno-muro	$\delta = 28^\circ$

- *UNITA' GEOTECNICA TIPO B: sabbia fine (da 4,00 a 7,70 m)*

Peso di volume	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 32^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 30^\circ$

6.3 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato

Il calcolo, statico e dinamico, è stato effettuato secondo il metodo agli stati limite con l'ausilio del programma di calcolo automatico MAX versione 14.0 prodotto dalla Aztec Informatica srl. La copia è concessa in licenza d'uso ad Autostrada del Brennero S.p.a. (AIR0111W8).

I calcoli sono svolti secondo il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 02 febbraio 2009 n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

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

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica di stabilità complesso fondazione terreno (carico limite) secondo il metodo di Vesic;
- verifica della stabilità globale con il metodo di Bishop;
- 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 14/01/2008.

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.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software utilizzato per il calcolo 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.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo in modo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Illustra inoltre in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, dopo una corposa introduzione che descrive l'analisi dei carichi e il metodo generale di modellazione.

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.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli, effettuando un confronto con le verifiche svolte con altri software e con 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, permettendo di considerare il software idoneo all'utilizzo.

6.4 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale

L'analisi strutturale e geotecnica dei muri è stata effettuata secondo l'approccio 1 considerando le combinazioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2) previste dal p.to 6.5.3 del D.M. 14/01/2008 con i coefficienti parziali per i parametri del terreno e per le azioni riportati nelle tabelle che seguono.

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO			
PARAMETRO		COEFFICIENTE	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE AZIONI (S.L.U)				
AZIONE	γ	EQU	A1	A2
Permanente favorevole	γ_G	0.9	1.0	1.0
Permanente sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutt. favorevole	$\gamma_{G, ns}$	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutt. sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
Variabile sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Nelle verifiche di capacità portante, scorrimento e ribaltamento è stato assunto $\gamma_R = 1.00$; per la verifica di stabilità globale $\gamma_R = 1.10$ (tabella 6.5.I p.to 6.5.3.1.1 D.M. 14/01/2008).

Come prescritto dalla normativa di riferimento le azioni A1 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M1 e le azioni A2 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M2; in particolare:

- per le verifiche strutturali è stata verificata la combinazione (A1+M1+R1);
- per la verifica a ribaltamento è stata verificata la combinazione (EQU+M2+R1);
- per la verifica a scorrimento è stata verificata la combinazione (A2+M2+R2);
- per la verifica di portanza sono state verificate entrambe le combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2), non potendo stabilire a priori la più gravosa.

Nelle verifiche riportate nei capitoli relativi ai singoli muri, per le condizioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2+R1) sono state verificate le combinazioni:

solli carichi permanenti in presenza di sisma;

- permanenti con urto, se presente;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione concorde all'urto, con o senza carico mobile;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione contraria all'urto, con o senza carico mobile.

Si precisa che per il calcolo della spinta è stato applicato il metodo di Mononobe-Okabe che adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale.

Per la verifica di stabilità globale è stato adottato il metodo di Bishop, che prevede un coefficiente di sicurezza espresso dalla seguente formula:

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

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

dove il termine m è espresso da

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

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.

La verifica a carico limite è stata condotta secondo la teoria di Vesic.

Per quanto riguarda l'analisi strutturale delle sezioni, sono state applicate le seguenti impostazioni:

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	1.60
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	Aggressive
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)

I risultati delle verifiche non sono riportati in relazione; in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

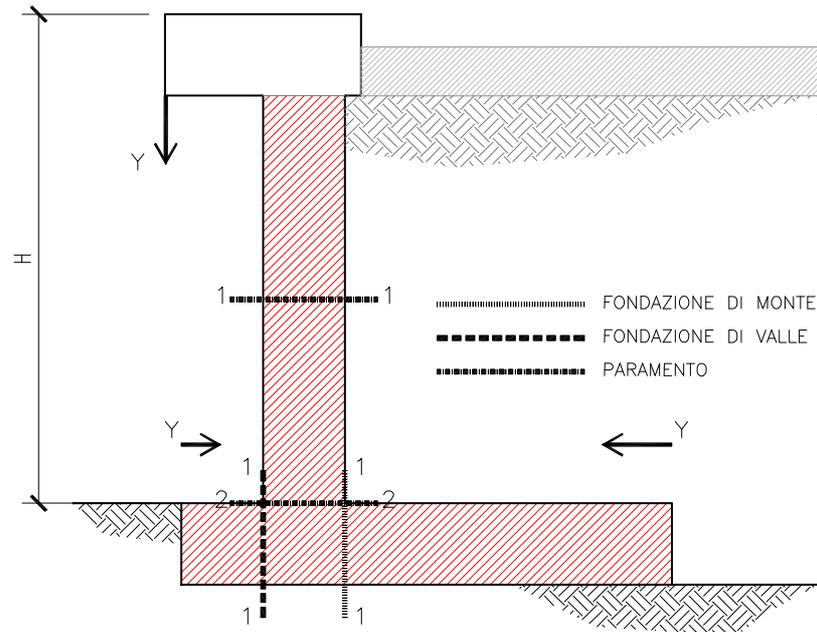
Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

In relazione sono riportate le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa. In particolare sono evidenziati i dettagli solo delle sezioni critiche indicate in figura (mezzeria e base del paramento e sezione di incastro degli sbalzi di fondazione di valle e di monte). Il programma in realtà effettua le verifiche in dieci sezioni per ogni elemento strutturale, che si tralasciano però per brevità.

Si precisa che il momento ultimo e lo sforzo assiale ultimo sono calcolati considerando un meccanismo di rottura ad eccentricità costante. Individuato nel dominio di resistenza lo stato di sollecitazione (M, N) della sezione nella combinazione di carico analizzata, le sollecitazioni ultime riportate in relazione (M_u , N_u) corrispondono all'intersezione con il dominio di resistenza della retta passante per l'origine e per il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione. Il fattore di sicurezza è uguale al rapporto tra la distanza dall'origine del punto che nel dominio di resistenza rappresenta lo stato ultimo e la distanza di quello che individua lo stato di sollecitazione.

Si precisa che il programma MAX non permette di considerare un numero non intero di armature a metro lineare. Sono stati considerati quindi tre ferri a metro di diametro sufficiente per soddisfare le verifiche delle sezioni; in realtà tutti gli elementi strutturali saranno armati con ferri dello stesso diametro previsto nel programma ma con passo 30 cm; l'armatura inserita effettivamente sarà quindi superiore a quella considerata nelle verifiche.



6.5 Analisi dei carichi

Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio del muro ($\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$), del terreno ($\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$) e la spinta dello stesso (secondo le modalità descritte in precedenza). I carichi permanenti non strutturali sono quelli di sicurvia (1.24 kN/m), pavimentazione ($\gamma_{PAV} = 22.0 \text{ kN/m}^3$), e barriera antirumore; vista la scarsa incertezza sull'entità del peso da attribuire agli elementi non strutturali, per questa tipologia di carico sono stati adottati gli stessi coefficienti dei carichi permanenti strutturali, come concesso dalla normativa (tabella 2.6.1).

Si precisa che per tenere conto del carico dovuto al pacchetto di pavimentazione è stato assunto un carico equivalente uniformemente distribuito pari a 6.60 kN/m^2 .

Il cordolo non è presente nella modellazione del muro nel programma; si tiene conto dello stesso considerando il suo peso come carico permanente sommato a quello del sicurvia e della barriera antirumore.

Si assume a favore di sicurezza l'analisi dei carichi relativa alla barriera con montanti di altezza pari a 5.00m che costituisce la massima altezza prevista per l'intervento.

In particolare si assume:

peso profilato HEB 180	0.512	kN/m
elementi di fissaggio (per h montante)	0.120	kN/m
pannello fonoassorbente	1.575	kN/m
pannello in c.a. h=0.50m circa	1.978	kN/m
piastra acciaio e rinforzi (per montante)	0.643	kN

Carichi variabili

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m^2 , rappresentante il carico veicolare transitante in prossimità del muro.

Azioni eccezionali: urto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento
 $W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico
 S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato. Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio
 s = scarto quadratico medio
 k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$
(Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/08)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s . Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$
$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1-0.1312} = 1.15 f_k$$
$$f'_k = f_k \frac{1+0.1312}{1-0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

valore medio	$f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$
frattile 0.95	$f_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm².

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/08 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$
$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.45 \text{ kN/m}$$
$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.64 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Vento

Il carico da vento è calcolato in accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (p.to 3.3 D.M. 14/1/2008 e C.M. 2/2/2009) e sarà utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sulle barriere antirumore.

Dati generali di ingresso:

- Regione:

	$V_{ref,o}$	a_o	K_a
zona 1 = Regione Trentino Alto Adige, Veneto;	25	1000	0.010

- Periodo di Ritorno (Tr) = 1000 anni, a cui corrisponde un coefficiente correttivo $\alpha_R = 1.1574$

- Classe di rugosità: “ C ” Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...)

- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità:

	Rugosità	
	C	D
fino a 500 m (da Modena a Chiusa) – 427 m.s.l.m	III	II

- Densità dell'aria 1.25 kg/m³

Risultati generali:

Si può dire che, note le regioni e le quote s.l.m. del tracciato autostradale si identificano due casistiche per il calcolo della velocità di riferimento del vento:

- da Modena fino a circa Colle Isarco (fino a 1000 m.slm) le quote “ a_s ” (altezza s.l.m) sono inferiori ad “ a_o ”, in questo caso la velocità di riferimento V_b sarà sempre la stessa:

$$V_b = V_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

- da Colle Isarco al Brennero (1370 m.s.l.m.) le quote sono superiori ad “ a_o ”, in questo caso la velocità massima di riferimento è variabile, $V_b(a_s)$ e sarà:

$$V_b = V_{b,0} + K_a \cdot (a_s - a_o) = 28.70 \text{ m/s (per } a_s = 1370 \text{ m)}$$

La velocità di riferimento sarà poi incrementata del coefficiente α_R in funzione del tempo di ritorno (Tr) pari a 1000 anni è pari a:

Da Modena a Vipiteno, si ha pertanto $V_{b(Tr=1000\text{anni})} = 25.00 \cdot 1.1574 = 28.94 \text{ m/s (Cat. II,III,IV)}$

- Coefficiente topografico C_t : come prescritto dalla normativa di riferimento si assume pari a 1.0.

- Coefficiente di esposizione $c_e(z)$: è funzione dell'altezza z dell'opera rispetto al suolo e della classificazione del luogo in cui verrà ubicata l'opera:

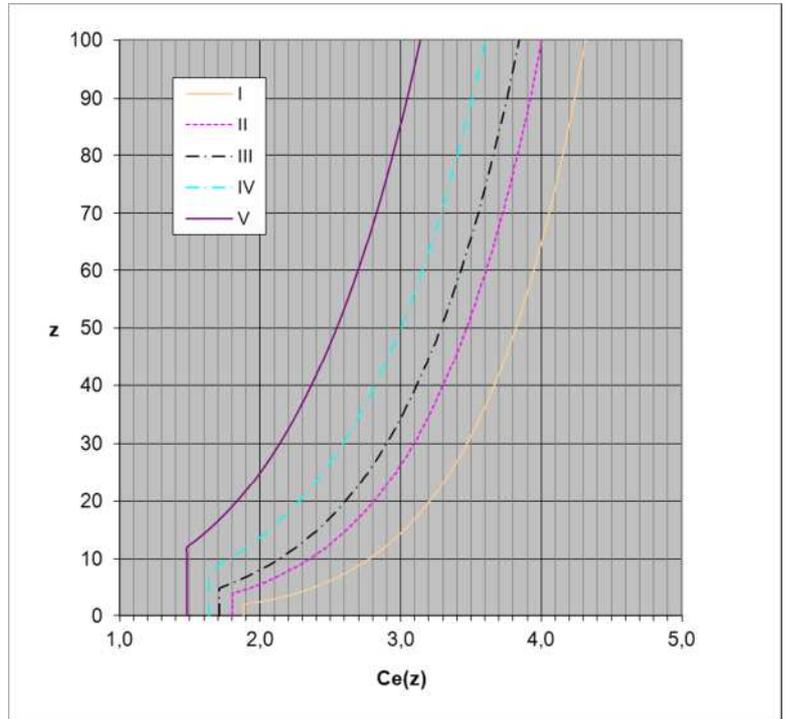
$$c_e(z) = k_r^2 c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_{ev}(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Di seguito sono diagrammati i valori di c_{ev} in funzione di z per tutte le categorie di esposizione

Grafico del C_{ev} Coefficiente di esposizione

Ct = 1	Categoria di esposizione		
	II	III	IV
z	$C_{ev}(z)$	$C_{ev}(z)$	$C_{ev}(z)$
1	1,801	1,708	1,634
2	1,801	1,708	1,634
3	1,801	1,708	1,634
4	1,801	1,708	1,634
5	1,929	1,708	1,634
6	2,037	1,817	1,634
7	2,130	1,912	1,634
8	2,212	1,995	1,634
9	2,286	2,070	1,712
10	2,352	2,138	1,783
11	2,413	2,200	1,848
12	2,469	2,257	1,908
13	2,521	2,311	1,964
14	2,570	2,360	2,017
15	2,616	2,407	2,066
16	2,659	2,451	2,113
17	2,700	2,493	2,157
18	2,738	2,533	2,199
19	2,775	2,570	2,238
20	2,810	2,606	2,277



Assumendo $C_t = 1.0$, classe di rugosità più sfavorevole pari a "C", ipotizzando la categoria di esposizione più sfavorevole ("III") e valutando prudenzialmente il coefficiente C_e in corrispondenza della quota massima del manufatto ($z = 9.00 \text{ m} > z_{\min} = 4.00 \text{ m}$), si ottiene:

$C_e = 2.070$ (cat. II) valido nel tratto da Modena a Chiusa

- Pressione cinetica di riferimento (q_b):

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b(z)^2 = \frac{1}{2} \rho 28.94^2 = 523.45 \text{ N/m}^2$$

- Pressione del vento (p):

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove: c_p = coefficiente di pressione distinto per pressione interna ed esterna ($C_{pe}; C_{pi}$)

c_d = coefficiente dinamico (preso convenzionalmente pari a 1)

$q = q(z)$ con z = altezza massima manufatto da terra

Si adottano prudenzialmente come coefficienti di pressione i seguenti valori

Sopravento	$C_{pe} = 0.8$
Sottovento	$C_{pi} = 0.4$

La pressione del vento è quindi pari a: $p = 523.45 \times 2.070 \times (0.8+0.4) \times 1.0 = 1.30 \text{ N/m}^2$

La pressione dinamica dovuta al passaggio dei veicoli, come si ricava dalla UNI EN 1794-1, per traffico di veicoli all'aria aperta alla distanza di 3.0 metri dal dispositivo per la riduzione del rumore ed a velocità maggiori di 120 km/h vale: $p_{veicolo} = \pm 0.800 \text{ kN/m}^2$

Tale azione dinamica, secondo la UNI EN 1794-1, si può assumere che non sia concomitante al carico del vento di progetto.

La pressione globale viene assunta quindi pari a :

$$p_{vento,CALCOLO} = \pm 1.30 \text{ kN/m}^2$$

Azione sismica

L'analisi sismica delle spalle è stata effettuata dal programma considerando la spinta sismica calcolata secondo il metodo di Mononobe-Okabe applicata nello stesso punto di quella statica e una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa della spalla, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi; k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

I dati per la definizione dell'azione sismica sono riassunti in tabella.

Vita nominale (V_N)	100 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2,0
Vita di riferimento (V_R)	200 anni

Per lo SLV e con:

- a_g = 0.270 g accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido
- F_0 = 2.413 fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- S = 1.572 categoria di sottosuolo C e categoria topografica T2;
- β_m = 0.310 coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008);

si ottiene: $k_h = 0.1314$, $k_v = \pm 0.0657$

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + k_v) K_a$$

in cui H è l'altezza della spalla, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \varphi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cos\theta^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \varphi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cos\theta^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

con: $\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Si assume:

$\phi_{d, M1} = 35.0^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M1);

$\phi_{d, M2} = 29.3^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno di progetto (comb. M2);

$\delta = 0^\circ$ angolo di attrito tra terreno e muro;

$\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro;

$\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

Per le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni sismiche previste dal D.M. 14/01/2008, sono state eseguite sia le verifiche geotecniche (**ribaltamento**, **scorrimento**, **portanza** e **stabilità globale**) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione).

6.6 Combinazioni di carico

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte:

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
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 7 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 9 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 14 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 17 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 21 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 22 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 24 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 25 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 26 - Caso A2-M2 (GEO)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 28 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 29 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 30 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 31 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 32 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1.00	1,30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 33 - Caso A2-M2 (GEO)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 34 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1.00	1,10
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 35 - 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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 36 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 37 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 38 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 39 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 40 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

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

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 41 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	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	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 42 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 43 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 44 - Quasi Permanente (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 45 - Frequente (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,00	0,75	0,75

Combinazione n° 46 - Frequente (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 47 - Frequente (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 48 - Frequente (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento -	SFAV	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 49 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,00	0,60	0,60

Combinazione n° 50 - Rara (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 51 - Rara (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento -	SFAV	1,00	1,00	1,00

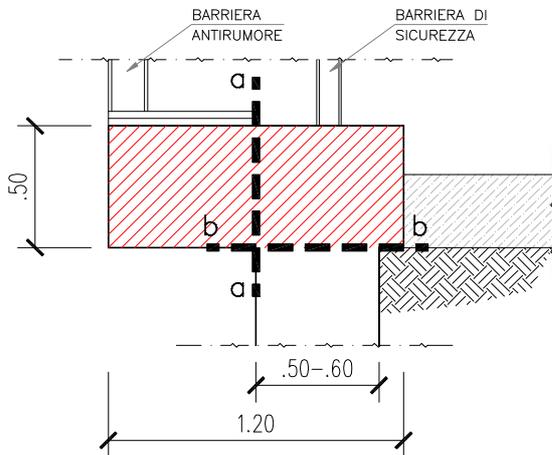
Combinazione n° 52 - Rara (SLE)

	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
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento -	SFAV	1,00	0,60	0,60

* Si osserva che l'urto è stato assunto come carico eccezionale ed è stato quindi coefficientato con 1.00 (1.16 in alcune combinazioni per necessità computazionali del programma); nelle combinazioni che comprendono l'urto sono stati tuttavia mantenuti i coefficienti di sicurezza sui carichi permanenti delle combinazioni fondamentali (1,00-1,30), per esigenze legate alle rigide modalità di applicazione dei coefficienti dettate dal programma di calcolo utilizzato; questo risulta comunque a favore di sicurezza.

6.7 Verifica delle sezioni di sommità del muro

L'analisi che segue è valida per tutti i muri, indipendentemente dalla loro altezza; l'armatura in corrispondenza del cordolo è infatti identica, per ogni tipologia.



Si verificano le sezioni *a-a* e *b-b* illustrate in figura, precisando che si adottano nel calcolo le caratteristiche geometriche e meccaniche più sfavorevoli per tutti i casi che si possono presentare; la verifica della sezione *a-a* ha validità generale invece per la sezione *b-b* si adotta nel calcolo la base minima (pari a 50 cm) per ottenere il caso più sfavorevole.

Per avere la condizione di carico più gravosa, si considera anche l'altezza massima del montante della barriera antirumore prevista lungo tutta l'asta autostradale (5.50 m), per garantire la massima generalità del calcolo.

Le caratteristiche della sezione delle sezioni *a-a* e *b-b* sono:

SEZIONE a-a

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$A_s = (6+2)\phi 12/133\text{cm} \approx 6\phi 12/\text{m}$

$A'_s = (6+2)\phi 12/133\text{cm} \approx 6\phi 12/\text{m}$

SEZIONE b-b

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$A_s = \phi 16/30\text{cm}$

$A'_s = \phi 12/30\text{cm}$

Si riportano i risultati dell'analisi, precisando che la combinazione di carico allo stato limite ultimo è stata ottenuta utilizzando i coefficienti previsti nella tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008 per il caso STR.

L'urto è stato considerato come azione eccezionale ed è stato quindi combinato secondo la combinazione di carico relativa che prevede i permanenti al valore nominale e le sole verifiche allo stato limite ultimo (p.to 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008).

Si riassumono in tabella le azioni considerate:

AZIONI ALLA BASE DEL CORDOLO DEI MURI

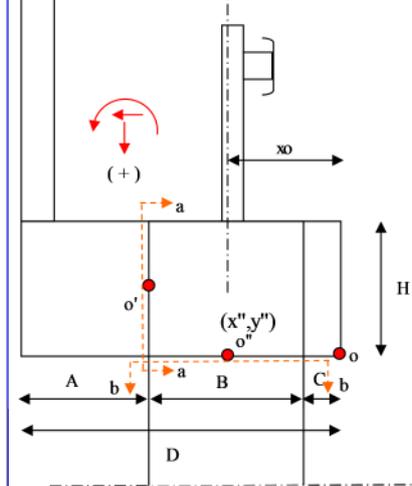
AZIONI IN TESTA AL MURO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o" "

	(x,y)	x'' (m)	γ	Sollecitazioni		
				H (kN)	N (kN)	M (kNm)
1. Montante barriera antirumore	0,750		1		1,19	0,89
2. Pannello di base in c.a. (h=0,5m circa)	0,750		1		1,93	1,45
3. Pannello fonoassorbente e scossalina	0,750		1		1,61	1,21
3. Piastra acciaio e rinforzi	0,550		1		0,24	0,13
4. Barriera H3 adeguata per BA (ex H4b)	-0,045		1		1,24	-0,06
5. Cordolo 1,2 x 0,5	0,250		1		14,63	3,66
G1 AZIONE PERMANENTE	0,349			-	20,84	7,28

	(x,y)	y'' (m)	γ	H (kN)	N (kN)	M (kNm)
Q1 AZIONE ACC. VENTO Vento p= 1,30 kN/mq		3,065	1	$\pm 6,50$	-	$\pm 19,92$

Q2 AZIONE ACC. URTO variabile in funzione della ripartizione	x,xxx	1	da calcolarsi caso per caso			
---	---------	---	-----------------------------	--	--	--



- A = 0,60 m
- B = 0,50 m
- C = 0,10 m
- D = 1,20 m
- H = 0,50 m

$x'' = 0,35$ m distanza tra o e o''
NB: l'ordinata di o e o'' coincidono

6.7.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

In tabella sono state riportate le sollecitazioni che interessano le sezioni a-a e b-b allo SLU.

AZIONI Per VERIFICA CORDOLO a-a - STATO LIMITE ULTIMO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto o'

	(x',y')	x' (m)	γ	Sollecitazioni SLU		
				H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
1. Montante barriera antirumore	0,500		1,5		1,78	0,89
2. Pannello di base in c.a. (h=0,5m circa)	0,500		1,5		2,90	1,45
3. Pannello fonoassorbente e scossalina	0,500		1,5		2,42	1,21
4. Piastra acciaio e rinforzi	0,300		1,5		0,36	0,11
5. Cordolo esterno muro	0,300		1,3		9,75	2,93
G1 AZIONE PERMANENTE	0,383			-	17,21	6,59

	(x',y')	y'' (m)	γ	H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
Q1 AZIONE ACC. VENTO Vento p= 1,30 kN/mq		2,815	1,5	$\pm 9,75$	-	$\pm 27,45$

SOMMANDO G+Q1 Sollecitazioni SLU - sezione a-a - comb. più gravosa				H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
				-9,75	17,21	34,04

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

AZIONI Per VERIFICA CORDOLO SEZ. b-b - STATO LIMITE ULTIMO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto o''		(x'', y'')		Sollecitazioni		
		x'' (m)	γ	H'' (kN)	N'' (kN)	M'' (kNm)
1.	Montante barriera antirumore	0,750	1,5		1,78	1,34
2.	Pannello di base in c.a. (h=0,5m circa)	0,750	1,5		2,90	2,17
3.	Pannello fonoassorbente e scossalina	0,750	1,5		2,42	1,81
4.	Piastra acciaio e rinforzi	0,550	1,5		0,36	0,20
5.	Barriera H3 adeguata per BA (ex H4b)	-0,045	1,0		1,24	-0,06
6.	Cordolo 1,2 x 0,5	0,250	1,3		19,01	4,75
G1	AZIONE PERMANENTE	0,368		-	27,71	10,21

		(x'', y'')		Sollecitazioni		
		y'' (m)	γ	H'' (kN)	N'' (kN)	M'' (kNm)
Q1	AZIONE ACC. VENTO Vento p= 1,30 kN/mq	3,065	1,5	± 9,75	-	± 29,88

Q2	AZIONE ACC. URTO H = 32,30 kN/mq	1,300	1,00	32,30	-	41,99
-----------	---	--------------	-------------	--------------	---	--------------

SOMMANDO G+Q1+Q2

Soll. SLU - sezione b-b - comb. più gravosa con vento
Soll. SLU - sezione b-b - comb. più gravosa con urto

H'' (kN)	N'' (kN)	M'' (kNm)
9,75	27,71	40,09
32,30	20,84	49,27

Riassumendo, le sollecitazioni allo stato limite ultimo nelle due sezioni considerate sono quindi:

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER FLESSIONE E TAGLIO sezioni a-a e b-b - SLU

Azioni di calcolo (riferite ad una sezione larga 1 metro)

Sezione "a-a"	
Nsd = H =	-9,75 kN
Vsd = N =	17,21 kN
Msd = M =	34,04 kNm

Sezione "b-b"	
Nsd = N' =	20,84 kN
Vsd = H' =	32,30 kN
Msd = M' =	49,27 kNm

VERIFICA A FLESSIONE

Azioni di calcolo

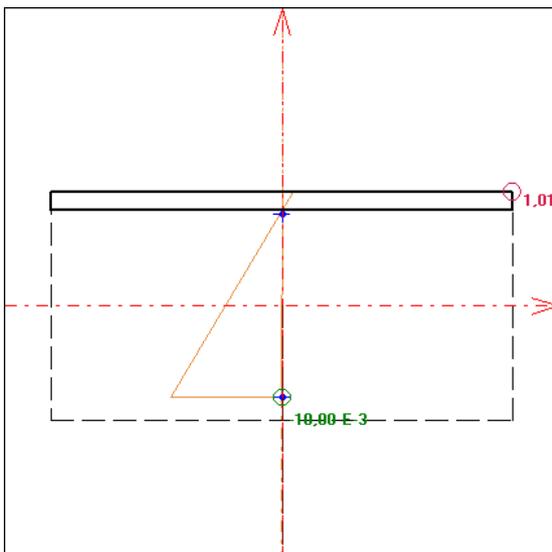
Sezione "a-a"	
M _{sdu} =	34,04 kNm
N _{sdu} =	-9,75 kN
A _{f sup} =	6φ12
A _{f inf} =	6φ12

armatura minima
armatura minima

Sezione "b-b"	
M _{sdu} =	49,27 kNm
N _{sdu} =	20,84 kN
A _{f sup} =	3,33φ16
A _{f inf} =	3,33φ12

Le verifiche a taglio e flessione sono soddisfatte, come risulta dai diagrammi e dalle tabelle seguenti:

SEZIONE a-a:



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante Nus = -9,75 kN
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
M_{xur} = 114,41 kNm
M_{yr} =

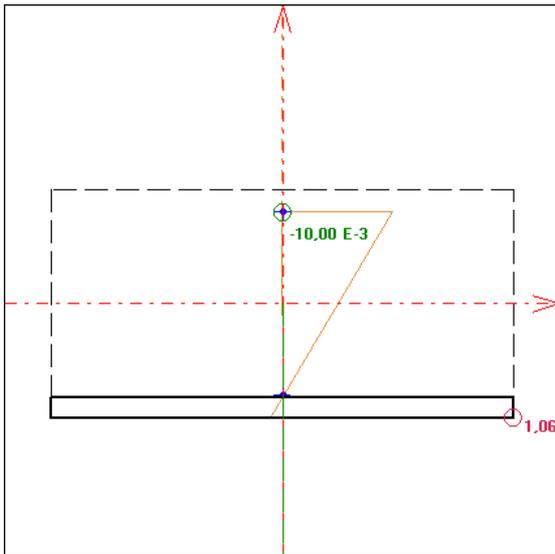
Campo 2 max eps c = 1,011 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 4,13 cm
x/d = 0,0918 x/h = 0,0827 (d = 45,0 h = 50,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

SEZIONE b-b:



Condizione di carico n. 2

Con: sforzo normale sollecitante Nus = 20,84 kN
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
M_{xr} = -121,17 kNm
M_{yr} =

Campo 2 max eps c = 1,061 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 4,32 cm
x/d = 0,0959 x/h = 0,0863 (d = 45,0 h = 50,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = -90,0000°

V _{Sd} sollecitazione di taglio	17,21	kN	32,30	kN
R _{ck} resistenza cubica caratteristica	35	N/mm ²	35	N/mm ²
f _{ck} resistenza caratteristica a compressione del cls = 0,83 R _{ck}	29,1	N/mm ²	29,1	N/mm ²
f _{cd} resistenza di calcolo a compressione del cls = 0,85 f _{ck} / 1,5	16,5	N/mm ²	16,5	N/mm ²
b _w larghezza minima della sezione	100	cm	100	cm
d altezza utile della sezione	45	cm	45	cm
A _{sl} area dell'armatura longitudinale	nr. 6		nr. 3,33	
	φ 12	6,79	φ 16	6,70
		cm ²		cm ²
k = 1+(20/d) ^{1/2} ≤ 2,0	1,67		1,67	
ρ ₁ = A _{sl} /(b _w d) ≤ 0,02	0,002		0,001	
V _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	0,41		0,41	
σ _{cp} tensione media di compress. nella sezione ≤ 0,2 f _{cd}	0,00	N/mm ²	0,00	N/mm ²
Resistenza di calcolo del calcestruzzo:				
V _{Rc} = [0,18 k (100 ρ ₁ f _{ck}) ^{1/3} / 1,5 + 0,15σ _{cp}] b _w d	147	kN	147	kN
V _{Rc} = (v _{min} + 0,15σ _{cp}) b _w d	183	kN	183	kN
OK: verifica soddisfatta		OK: verifica soddisfatta		

6.7.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le sollecitazioni allo stato limite di esercizio nelle due sezioni analizzate sono:

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. a-a - STATO LIMITE DI ESERCIZIO							
riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto o'		(x',y')	Sollecitazioni SLE				
			γ	H' (kN)	N (kN)	M' (kNm)	
1.	Montante barriera antirumore	0,500	1,0	1,19	0,59		
2.	Pannello di base in c.a. (h=0,5m circa)	0,500	1,0	1,93	0,97		
3.	Pannello fonoassorbente e scossalina	0,500	1,0	1,61	0,81		
4.	Piastra acciaio e rinforzi	0,300	1,0	0,24	0,07		
5.	Cordolo esterno muro	0,300	1,0	7,50	2,25		
G1	AZIONE PERMANENTE	0,376		-	12,47	4,69	
Q1 AZIONE ACC. VENTO		(x',y')					
		y'' (m)	2,815	1,0	± 6,50	-	± 18,30
SOMMANDO G+Q1		Sollecitazioni SLE - sezione a-a - comb. più gravosa			H' (kN)	N (kN)	M' (kNm)
					-6,50	12,47	22,99

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. b-b - STATO LIMITE DI ESERCIZIO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto o''

	(x'', y'')	x'' (m)	Sollecitazioni SLE			
			γ	H'' (kN)	N' (kN)	M'' (kNm)
1. Montante barriera antirumore		0,750	1,0	1,19	0,89	
2. Pannello di base in c.a. (h=0,5m circa)		0,750	1,0	1,93	1,45	
3. Pannello fonoassorbente e scossalina		0,750	1,0	1,61	1,21	
4. Piastra acciaio e rinforzi		0,550	1,0	0,24	0,13	
5. Barriera H3 adeguata per BA (ex H4b)		-0,045	1,0	1,24	-0,06	
6. Cordolo 1,2 x 0,5		0,250	1,0	14,63	3,66	
G1 AZIONE PERMANENTE		0,349		-	20,84	7,28

	(x'', y'')	y'' (m)	Sollecitazioni SLE			
			γ	H'' (kN)	N' (kN)	M'' (kNm)
Q1 AZIONE ACC. VENTO Vento p= 1,30 kN/mq		3,065	1,0	$\pm 6,50$	-	$\pm 19,92$

Q2 AZIONE ACC. URTO H = 0,00 kN/mq		1,300	1,0	0,00	-	0,00
---	--	--------------	-----	-------------	---	-------------

SOMMANDO G+Q1+Q2		Soll. SLE - sezione b-b - comb. più gravosa con vento		H'' (kN)	N' (kN)	M'' (kNm)
				6,50	20,84	27,20

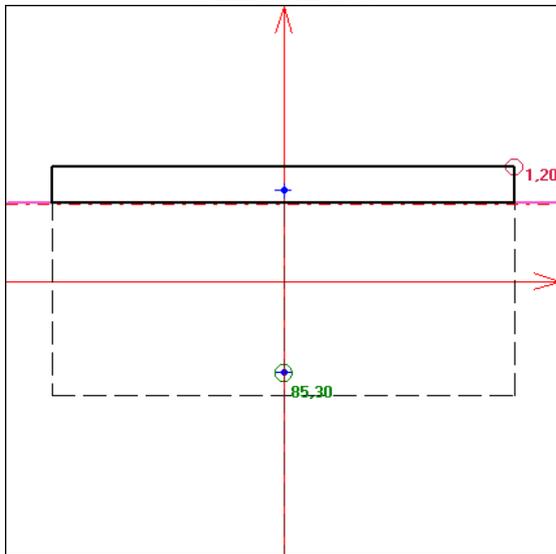
Le verifiche tensionali sono riassunte in tabella:

VERIFICHE TENSIONALI sezioni a-a e b-b - SLE

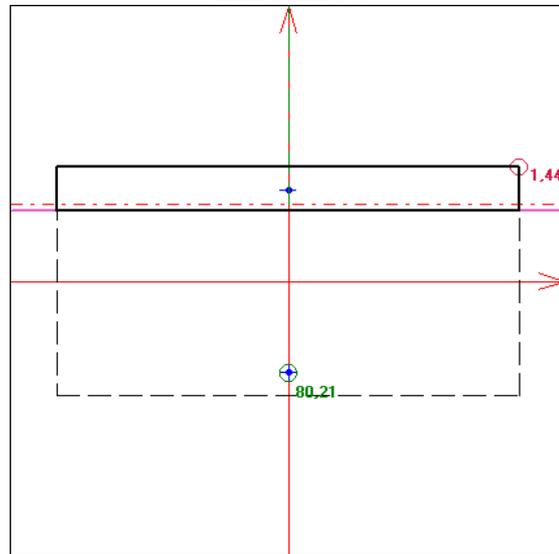
Sezione "a-a"	
M _{sdu} =	22,99 kNm
N _{sdu} =	-6,50 kN
Af sup =	6φ12
Af inf =	6φ12
h sez. =	0,50 m

Sezione "b-b"	
M _{sdu} =	27,20 kNm
N _{sdu} =	20,84 kN
armatura minima Af sup =	3,33φ16
armatura minima Af inf =	3,33φ12
h sez. =	0,50 m

SEZIONE a-a



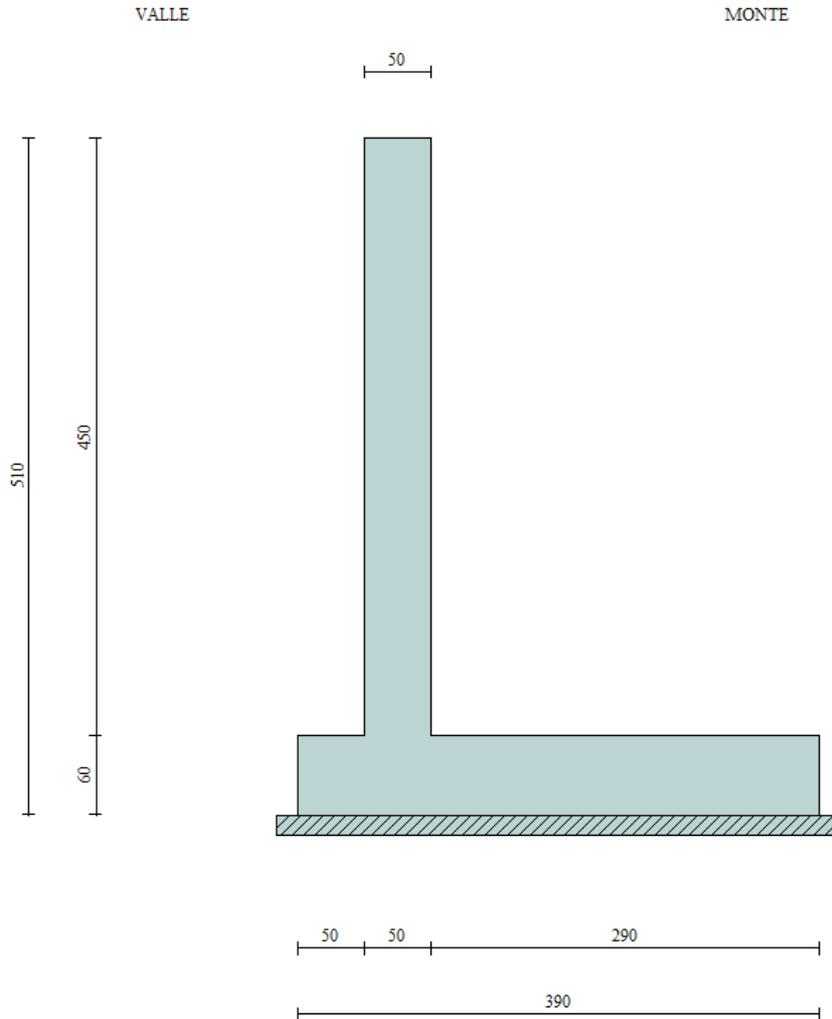
SEZIONE b-b



6.8 Muro andatore – H = 5.00 m

6.8.1 Caratteristiche geometriche

In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX14.



La modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m, considerato invece in fase definitiva di analisi.

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	4,50 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	2,00 [m]
 <u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,90 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,90 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

6.8.2 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 [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

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 [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=20,8400$	$M=7,2800$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=8,2600$	$F_y=0,0000$	$M=10,7400$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=19,9200$
---	-----------	-----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=-19,9200$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	--------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.8.3 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{clim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,21	--	5,00	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,79	--	5,25	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,60	--	5,50	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,39	--	4,82	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,78	--	2,63	--
6	EQU - [1]	--	--	2,91	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,83
8	A1-M1 - [2]	--	2,12	--	3,70	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,98	--	3,78	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,41	--	4,04	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,27	--	4,18	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,50	--	1,83	--
13	EQU - [2]	--	--	2,54	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,60
15	A1-M1 - [3]	--	2,47	--	5,17	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,30	--	4,72	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,15	--	4,90	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,62	--	4,95	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,61	--	2,31	--
20	EQU - [3]	--	--	3,10	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,60
22	A1-M1 - [4]	--	2,20	--	4,75	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,78	--	5,06	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,60	--	5,29	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,39	--	4,60	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,77	--	2,52	--
27	EQU - [4]	--	--	2,71	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,83
29	A1-M1 - [5]	--	2,91	--	7,37	--
30	A1-M1 - [5]	--	2,69	--	7,89	--
31	A1-M1 - [5]	--	3,39	--	7,42	--
32	A1-M1 - [5]	--	3,17	--	7,95	--
33	A2-M2 - [5]	--	2,11	--	3,90	--
34	EQU - [5]	--	--	4,33	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,83
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,50	--	3,04	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,59	--	3,10	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,04	--	1,13	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,10	--	1,16	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,04	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,36	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,41
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,36
44	SLEQ - [1]	--	3,06	--	8,01	--
45	SLEF - [1]	--	2,66	--	6,46	--
46	SLEF - [1]	--	3,06	--	8,01	--
47	SLEF - [1]	--	3,00	--	7,74	--
48	SLEF - [1]	--	3,11	--	8,27	--
49	SLER - [1]	--	2,47	--	5,53	--
50	SLER - [1]	--	2,82	--	6,75	--
51	SLER - [1]	--	3,34	--	9,41	--
52	SLER - [1]	--	2,66	--	6,61	--

6.8.4 Verifiche geotecniche

ANALISI DELLA SPINTA

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 Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Identificazione del sito

Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.65 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.31
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (per cento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.14$
Coefficiente di intensità sismica verticale (per cento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.57$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (per cento)	0,0
Lunghezza del muro	2,00 [m]
Peso muro	114,7500 [kN]
Baricentro del muro	X=0,36 Y=-3,55

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,90	Y = -5,10
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,90	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	5,10 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A SCORRIMENTO

COMBINAZIONE n° 38:

Valore della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,90	[m]	Y = -3,30 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	18,3280	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,90	[m]	Y = -3,30 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	267,0900	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 1,45	[m]	Y = -2,25 [m]
Inerzia del muro	15,0730	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-7,5365	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	35,0836	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-17,5418	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,74	[kN]
Componente dir. Y	20,84	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	167,6450	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	377,6017	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	377,6017	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	167,6450	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,83	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,35	[m]
Risultante in fondazione	413,1439	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,94	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	314,6636	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	425,5902	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,35	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,22543	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 23.18$	$N_q = 12.59$	$N_\gamma = 13.58$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,46$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 10.45$	$N'_q = 6.19$	$N'_\gamma = 3.44$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento **1.04**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A CARICO LIMITE

COMBINAZIONE n° 38:

Valore della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,90	[m]	Y = -3,30 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	18,3280	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,90	[m]	Y = -3,30 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	267,0900	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 1,45	[m]	Y = -2,25 [m]
Inerzia del muro	15,0730	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-7,5365	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	35,0836	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-17,5418	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,74	[kN]
Componente dir. Y	20,84	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	167,6450	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	377,6017	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	377,6017	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	167,6450	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,83	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,35	[m]
Risultante in fondazione	413,1439	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,94	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	314,6636	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	425,5902	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,35	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,22543	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 23.18$	$N_q = 12.59$	$N_\gamma = 13.58$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,46$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 10.45$	$N'_q = 6.19$	$N'_\gamma = 3.44$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.13
--	-------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A RIBALTAMENTO

COMBINAZIONE n° 40:

Valore della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	96,4230	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,90	[m]	Y = -3,30 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Incremento sismico della spinta	18,3280	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,90	[m]	Y = -3,30 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	267,0900	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 1,45	[m]	Y = -2,25 [m]
Inerzia del muro	15,0730	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-7,5365	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	35,0836	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-17,5418	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,74	[kN]
Componente dir. Y	20,84	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	167,6450	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	377,6017	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	404,6032	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	826,2630	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	377,6017	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	167,6450	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,83	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,35	[m]
Risultante in fondazione	413,1439	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,94	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	314,6636	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento **2.04**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

COMBINAZIONE 43:

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,84 Y[m]= 4,14

Raggio del cerchio R[m]= 10,38

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8,17

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,69

Larghezza della striscia dx[m]= 0,63

Coefficiente di sicurezza C= 1.36

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	7,3095	62.38	6,4762	0,0134	29.26	0,000	0,000
2	20,2606	55.86	16,7691	0,0111	29.26	0,000	0,000
3	31,8526	50.01	24,4052	0,0097	29.26	0,000	0,000
4	43,0132	44.82	30,3182	0,0088	29.26	0,000	0,000
5	50,0310	40.06	32,1997	0,0081	29.26	0,000	0,000
6	55,9881	35.62	32,6060	0,0077	29.26	0,000	0,000
7	61,0646	31.41	31,8253	0,0073	29.26	0,000	0,000
8	66,4022	27.39	30,5445	0,0070	28.11	0,000	0,000
9	71,3120	23.50	28,4406	0,0068	26.56	0,000	0,000
10	74,3479	19.73	25,1039	0,0066	26.56	0,000	0,000
11	76,8207	16.05	21,2406	0,0065	26.56	0,000	0,000
12	78,7648	12.44	16,9612	0,0064	26.56	0,000	0,000
13	106,5040	8.87	16,4215	0,0063	26.56	0,000	0,000
14	26,8531	5.34	2,4983	0,0063	26.56	0,000	0,000
15	25,7346	1.83	0,8206	0,0062	26.56	0,000	0,000
16	25,7446	-1.68	-0,7534	0,0062	26.56	0,000	0,000
17	25,2854	-5.19	-2,2861	0,0062	26.56	0,000	0,000
18	24,3515	-8.72	-3,6908	0,0063	26.56	0,000	0,000
19	22,9322	-12.28	-4,8781	0,0064	26.56	0,000	0,000
20	21,0101	-15.89	-5,7541	0,0065	26.56	0,000	0,000
21	18,5606	-19.57	-6,2184	0,0066	26.56	0,000	0,000
22	15,5497	-23.34	-6,1608	0,0068	26.56	0,000	0,000
23	11,9317	-27.22	-5,4572	0,0070	27.99	0,000	0,000
24	7,6444	-31.24	-3,9640	0,0073	29.26	0,000	0,000
25	2,6027	-35.43	-1,5089	0,0076	29.26	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 971,8719 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 275,9591 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 505,3479 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.61$$

6.8.5 Verifiche strutturali

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

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

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 per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,25	48,9650	63,6545	-23,7610	79,8740	12,4243	46,7788
2	4,50	77,0900	100,2170	60,9074	261,2287	67,8198	121,5225

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,25	48,9650	48,9650	-12,9631	56,1269	10,5571	33,1517
2	4,50	77,0900	77,0900	54,4165	187,9640	53,6801	88,4692

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,25	100, 50	9,42	3,39	122,94	120,91	2,38	196,22	--	--
2	4,50	100, 50	15,46	3,39	83,70	-280,25	1,08	207,81	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	2,25	100, 50	9,42	3,39	2,579	0,085	115,26	-25,29
2	4,50	100, 50	15,46	3,39	7,098	0,226	267,24	-73,97

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	14,2330	28,1472	56,3337	110,5294

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	13,2981	20,8570	52,7689	81,9388

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 60	9,42	15,46	0,00	323,58	11,50	216,43	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 60	9,42	15,46	0,534	0,172	26,117	-5,575

Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2,90	-370,3272	-66,8203	-181,3150	-30,5639

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2,90	-185,5216	-58,2297	-77,8532	-25,9056

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
2	2,90	100, 60	18,85	9,42	0,00	-392,81	1,06	216,43	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

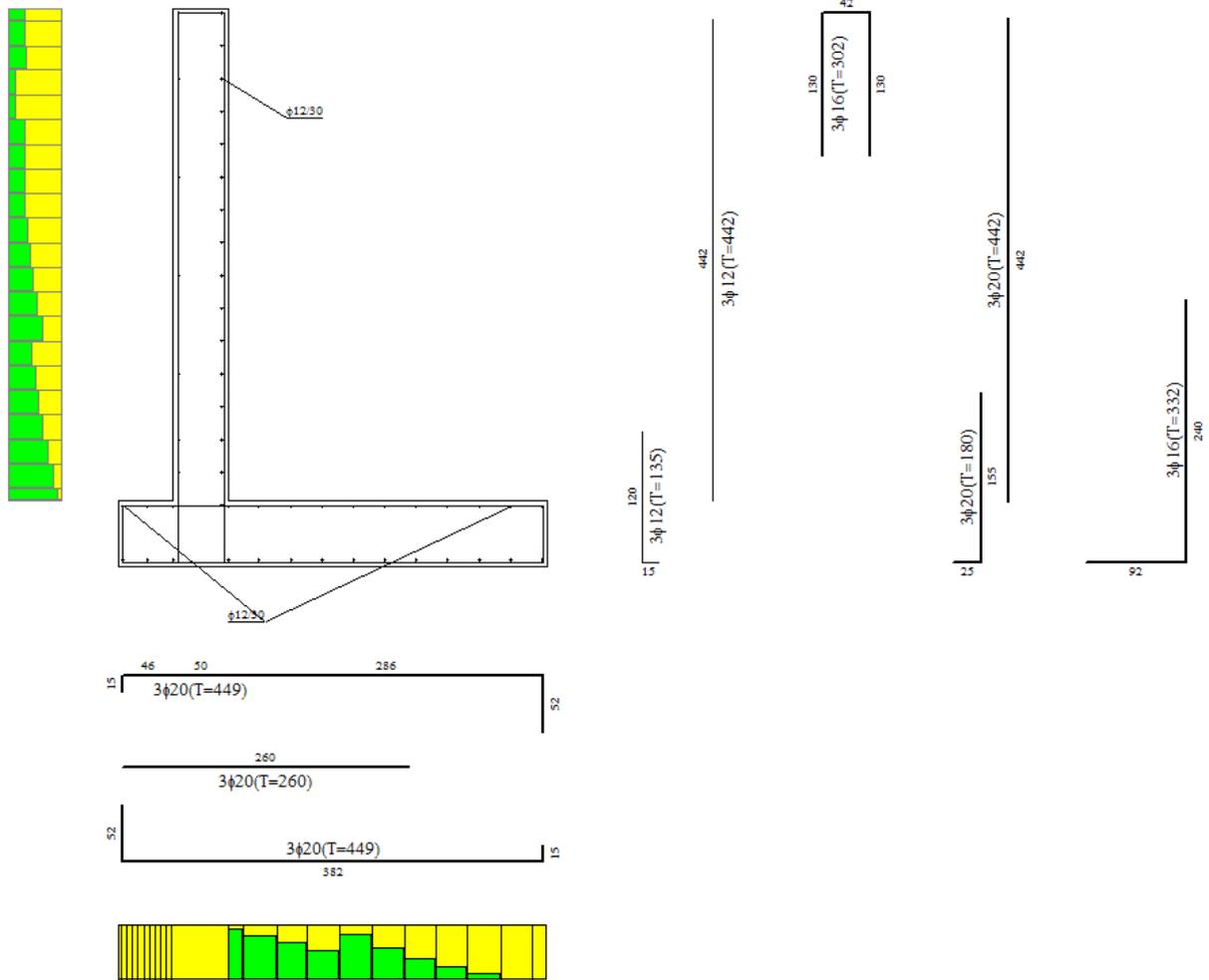
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2	2,90	100, 60	18,85	9,42	4,410	-0,164	-47,718	191,814

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.8.6 Elenco ferri

VALLE

MONTE

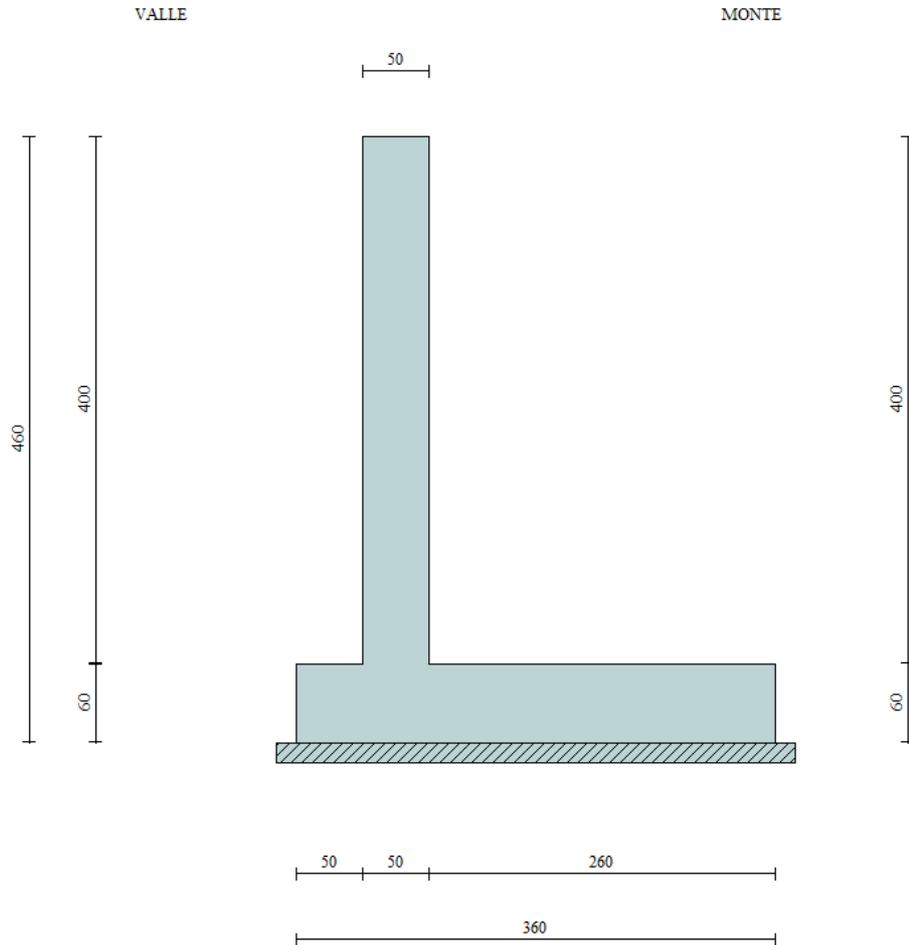


Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	20,00	3	449,00	0,1086	0,3258
Fondazione	20,00	3	260,00	0,0629	0,1886
Fondazione	20,00	3	449,00	0,1086	0,3258
Paramento	12,00	3	134,80	0,0117	0,0352
Paramento	12,00	3	442,00	0,0385	0,1154
Paramento	16,00	3	302,20	0,0468	0,1403
Paramento	20,00	3	179,80	0,0435	0,1305
Paramento	20,00	3	441,50	0,1068	0,3203
Paramento	16,00	3	331,80	0,0514	0,1541

6.9 Muro andatore – H = 4.50 m

6.9.1 Caratteristiche geometriche

In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX14.



La modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m, considerato invece in fase definitiva di analisi.

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	4,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	2,50 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,60 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

6.9.2 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 [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

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 [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=20,8400$	$M=7,2800$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=9,0100$	$F_y=0,0000$	$M=11,7100$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=19,9200$
---	-----------	-----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=-19,9200$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	--------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.9.3 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{clim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,21	--	4,95	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,78	--	5,26	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,58	--	5,50	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,40	--	4,80	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,77	--	2,64	--
6	EQU - [1]	--	--	2,78	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,88
8	A1-M1 - [2]	--	2,13	--	3,76	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,99	--	3,83	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,41	--	4,10	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,26	--	4,23	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,50	--	1,86	--
13	EQU - [2]	--	--	2,53	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,61
15	A1-M1 - [3]	--	2,50	--	5,45	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,35	--	4,99	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,19	--	5,19	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,66	--	5,21	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,63	--	2,45	--
20	EQU - [3]	--	--	3,21	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,61
22	A1-M1 - [4]	--	2,22	--	4,75	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,80	--	5,11	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,60	--	5,33	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,42	--	4,62	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,79	--	2,55	--
27	EQU - [4]	--	--	2,62	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,88
29	A1-M1 - [5]	--	3,08	--	8,05	--
30	A1-M1 - [5]	--	2,83	--	8,66	--
31	A1-M1 - [5]	--	3,56	--	8,06	--
32	A1-M1 - [5]	--	3,30	--	8,68	--
33	A2-M2 - [5]	--	2,21	--	4,29	--
34	EQU - [5]	--	--	4,61	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,88
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,52	--	3,23	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,61	--	3,29	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,06	--	1,21	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,12	--	1,24	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,09	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,42	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,44
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,39
44	SLEQ - [1]	--	3,13	--	8,40	--
45	SLEF - [1]	--	2,69	--	6,71	--
46	SLEF - [1]	--	3,13	--	8,40	--
47	SLEF - [1]	--	3,07	--	8,08	--
48	SLEF - [1]	--	3,20	--	8,74	--
49	SLER - [1]	--	2,47	--	5,64	--
50	SLER - [1]	--	2,84	--	6,86	--
51	SLER - [1]	--	3,49	--	10,18	--
52	SLER - [1]	--	2,70	--	6,96	--

6.9.4 Verifiche geotecniche

ANALISI DELLA SPINTA

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 Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Identificazione del sito

Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.65 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.31
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.14$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.57$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	2,50 [m]

Peso muro	104,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,30 Y=-3,19

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,60	Y = -4,60
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,60	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,60 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A SCORRIMENTO

COMBINAZIONE n° 38:

Valore della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	15,1048	[kN]	
Punto d'applicazione incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	214,7600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -2,00 [m]
Inerzia del muro	13,6609	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-6,8305	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	28,2098	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-14,1049	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,79	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	139,2270	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	319,0347	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	319,0347	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	139,2270	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,75	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,16	[m]
Risultante in fondazione	348,0909	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,58	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	238,2514	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	387,3132	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,16	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,20194	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 23.18$	$N_q = 12.59$	$N_\gamma = 13.58$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,40$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 10.24 \qquad N'_q = 6.08 \qquad N'_\gamma = 3.41$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento **1.06**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A CARICO LIMITE

COMBINAZIONE n° 38:

Valore della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	15,1048	[kN]	
Punto d'applicazione incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	214,7600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -2,00 [m]
Inerzia del muro	13,6609	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-6,8305	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	28,2098	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-14,1049	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,79	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	139,2270	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	319,0347	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	319,0347	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	139,2270	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,75	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,16	[m]
Risultante in fondazione	348,0909	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,58	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	238,2514	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	387,3132	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,16	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,20194	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 23.18$	$N_q = 12.59$	$N_\gamma = 13.58$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,40$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 10.24$	$N'_q = 6.08$	$N'_\gamma = 3.41$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico limite **1.21**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A RIBALTAMENTO

COMBINAZIONE n° 40:

Valore della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	79,4655	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	

Incremento sismico della spinta	15,1048	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -2,97 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	214,7600	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -2,00 [m]
Inerzia del muro	13,6609	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-6,8305	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	28,2098	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-14,1049	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,79	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	139,2270	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	319,0347	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	308,5445	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	644,5555	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	319,0347	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	139,2270	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,75	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,16	[m]
Risultante in fondazione	348,0909	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,58	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	238,2514	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento **2.09**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

COMBINAZIONE 43:

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,66 Y[m]= 3,74

Raggio del cerchio R[m]= 9,37

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,50

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 6,94

Larghezza della striscia dx[m]= 0,58

Coefficiente di sicurezza C= 1.39

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	6,0177	62.24	5,3249	0,0122	29.26	0,000	0,000
2	18,1298	55.75	14,9867	0,0101	29.26	0,000	0,000
3	28,9119	49.88	22,1073	0,0088	29.26	0,000	0,000
4	35,8001	44.65	25,1605	0,0080	29.26	0,000	0,000
5	41,5755	39.87	26,6516	0,0074	29.26	0,000	0,000
6	46,4728	35.40	26,9223	0,0069	29.26	0,000	0,000
7	50,6406	31.17	26,2122	0,0066	29.26	0,000	0,000
8	55,1988	27.12	25,1666	0,0064	27.99	0,000	0,000
9	59,2403	23.22	23,3555	0,0062	26.56	0,000	0,000
10	61,7165	19.43	20,5258	0,0060	26.56	0,000	0,000
11	63,7252	15.72	17,2645	0,0059	26.56	0,000	0,000
12	65,2947	12.08	13,6637	0,0058	26.56	0,000	0,000
13	91,0792	8.49	13,4439	0,0057	26.56	0,000	0,000
14	23,3502	4.93	2,0070	0,0057	26.56	0,000	0,000
15	22,1538	1.39	0,5383	0,0057	26.56	0,000	0,000
16	22,1124	-2.14	-0,8260	0,0057	26.56	0,000	0,000
17	21,6788	-5.68	-2,1463	0,0057	26.56	0,000	0,000
18	20,8480	-9.25	-3,3495	0,0057	26.56	0,000	0,000
19	19,6100	-12.85	-4,3596	0,0058	26.56	0,000	0,000
20	17,9494	-16.50	-5,0972	0,0059	26.56	0,000	0,000
21	15,8444	-20.22	-5,4765	0,0060	26.56	0,000	0,000
22	13,2648	-24.04	-5,4029	0,0062	26.56	0,000	0,000
23	10,1699	-27.97	-4,7695	0,0064	28.55	0,000	0,000
24	6,5044	-32.05	-3,4517	0,0067	29.26	0,000	0,000
25	2,1918	-36.33	-1,2984	0,0070	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 819,4809$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 227,1533$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 426,0892$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 3.48$

6.9.5 Verifiche strutturali

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

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

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 per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,00	46,2100	60,0730	-26,2242	72,5358	8,2871	40,5132
2	4,00	71,2100	92,5730	30,6986	205,9442	52,8200	102,0579

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	2,00	46,2100	46,2100	-15,1078	50,7322	7,3747	28,6143
2	4,00	71,2100	71,2100	30,6789	147,5093	41,8446	73,9238

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	2,00	100, 50	9,42	3,39	137,74	106,41	2,64	195,73	--	--
2	4,00	100, 50	15,46	3,39	99,69	-283,30	1,38	207,00	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	2,00	100, 50	9,42	3,39	2,332	0,073	103,24	37,66
2	4,00	100, 50	15,46	3,39	5,586	0,189	206,61	-58,54

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	12,0214	25,7108	47,6585	100,7831

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	11,3679	19,0050	45,1779	74,5365

Inviluppo SLU – Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 60	6,03	12,06	0,00	254,01	9,88	215,56	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 60	6,03	12,06	0,552	0,157	30,301	-5,530

Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2,60	-279,0474	-34,7092	-154,9240	-19,2683

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2,60	-141,8033	-32,9183	-68,9610	-17,3845

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
2	2,60	100, 60	15,46	6,03	0,00	-323,67	1,16	215,56	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

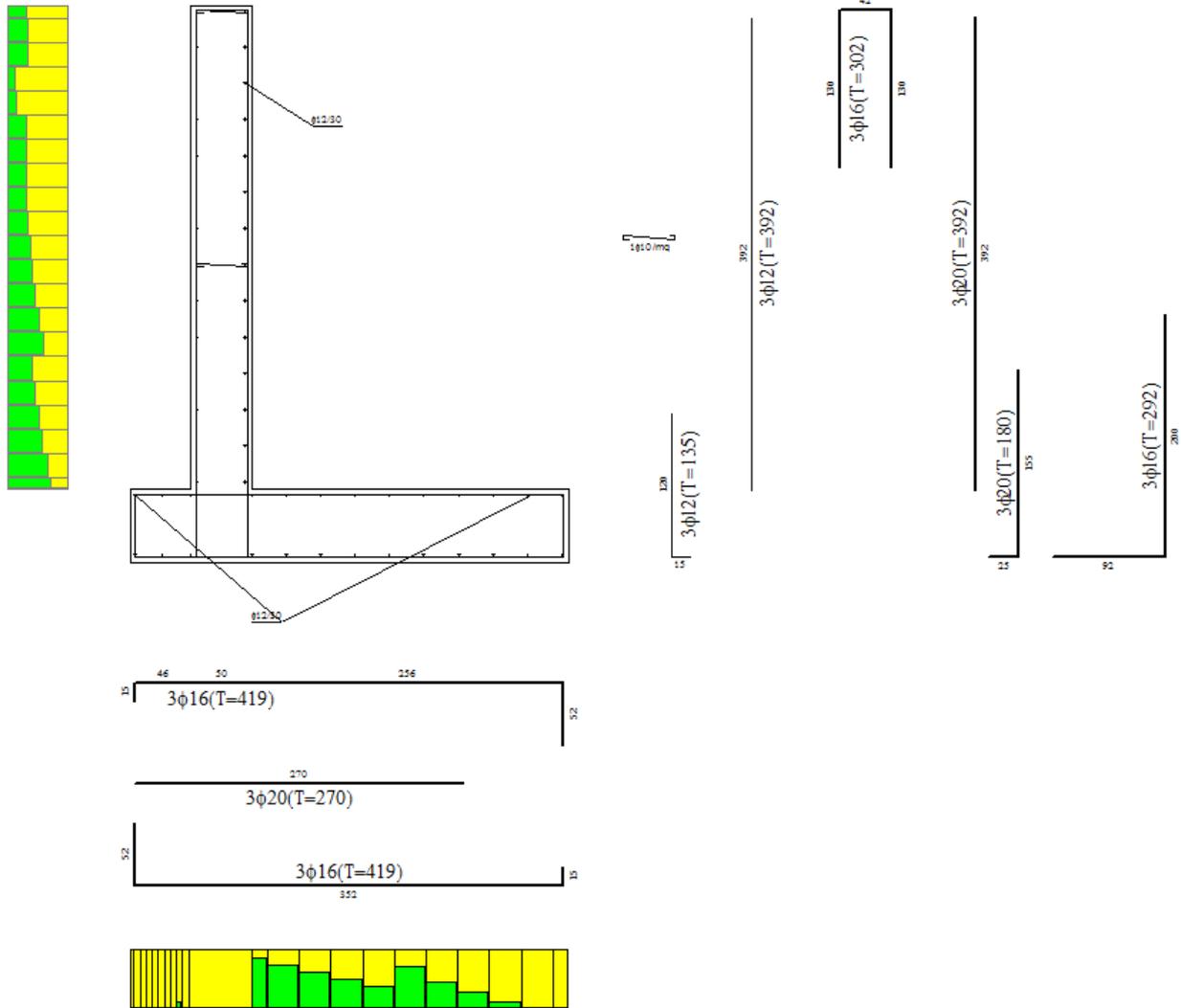
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2	2,60	100, 60	15,46	6,03	3,742	-0,145	-39,41	177,92

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.9.6 Elenco ferri

VALLE

MONTE

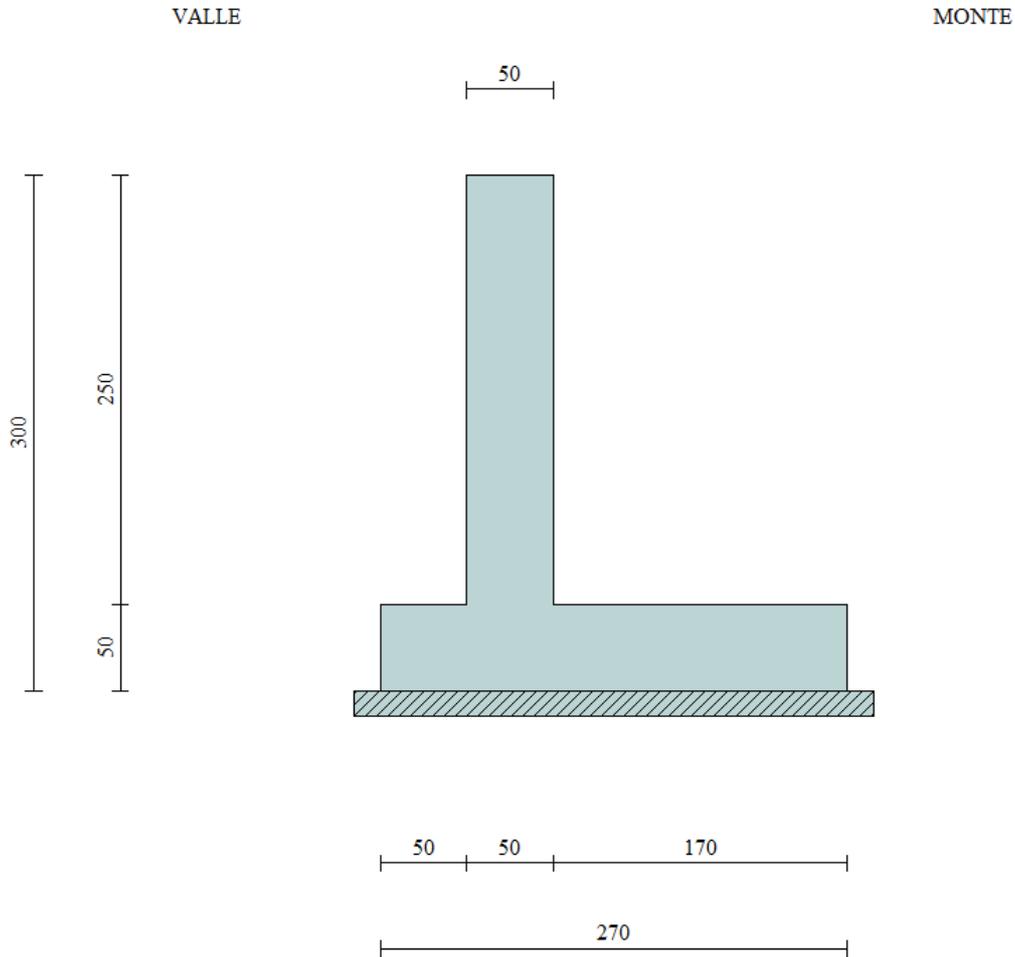


Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	16,00	3	419,00	0,0649	0,1946
Fondazione	20,00	3	270,00	0,0653	0,1959
Fondazione	16,00	3	419,00	0,0649	0,1946
Paramento	12,00	3	134,80	0,0117	0,0352
Paramento	12,00	3	392,00	0,0341	0,1024
Paramento	16,00	3	302,20	0,0468	0,1403
Paramento	20,00	3	179,80	0,0435	0,1305
Paramento	20,00	3	392,00	0,0948	0,2844
Paramento	16,00	3	291,80	0,0452	0,1355
Paramento	10,00	1	58,11	0,0035	0,0035

6.10 Muro andatore – H = 3.00 m

6.10.1 Caratteristiche geometriche

In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX14.



La modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m, considerato invece in fase definitiva di analisi.

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	2,50 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	2,50 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,70 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

6.10.2 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 [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

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 [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=20,8400$	$M=7,2800$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=12,3500$	$F_y=0,0000$	$M=16,0500$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=19,9200$
---	-----------	-----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=-19,9200$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	--------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.10.3 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,95	--	2,55	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,40	--	2,90	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,20	--	2,96	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,15	--	2,56	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,56	--	1,61	--
6	EQU - [1]	--	--	2,10	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,94
8	A1-M1 - [2]	--	2,04	--	2,54	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,89	--	2,58	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,23	--	2,73	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,08	--	2,80	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,39	--	1,40	--
13	EQU - [2]	--	--	2,48	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,53
15	A1-M1 - [3]	--	2,51	--	4,41	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,47	--	4,10	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,28	--	4,33	--
18	A1-M1 - [3]	--	2,70	--	4,17	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,63	--	2,25	--
20	EQU - [3]	--	--	3,99	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,53
22	A1-M1 - [4]	--	2,13	--	2,76	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,63	--	3,08	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,41	--	3,17	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,35	--	2,75	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,70	--	1,73	--
27	EQU - [4]	--	--	2,14	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	1,94
29	A1-M1 - [5]	--	4,03	--	6,26	--
30	A1-M1 - [5]	--	3,65	--	6,38	--
31	A1-M1 - [5]	--	4,50	--	5,48	--
32	A1-M1 - [5]	--	4,12	--	5,56	--
33	A2-M2 - [5]	--	2,73	--	3,58	--
34	EQU - [5]	--	--	6,62	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	1,94
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,53	--	2,77	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,62	--	2,78	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,07	--	1,22	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,13	--	1,23	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,36	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,78	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,43
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,38
44	SLEQ - [1]	--	3,32	--	6,33	--
45	SLEF - [1]	--	2,66	--	4,95	--
46	SLEF - [1]	--	3,32	--	6,33	--
47	SLEF - [1]	--	3,18	--	5,87	--
48	SLEF - [1]	--	3,48	--	6,81	--
49	SLER - [1]	--	2,32	--	3,80	--
50	SLER - [1]	--	2,70	--	4,28	--
51	SLER - [1]	--	4,30	--	7,33	--
52	SLER - [1]	--	2,76	--	5,53	--

6.10.4 Verifiche geotecniche

ANALISI DELLA SPINTA

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 Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Identificazione del sito

Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.65 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.31
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.14$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.57$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
------------------------------------	--------------------------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	2,50 [m]

Peso muro	65,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,06 Y=-2,03

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,70	Y = -3,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,70	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,00 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

VERIFICA A SCORRIMENTO

COMBINAZIONE n° 38:

Valore della spinta statica	36,1644	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	36,1644	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,91 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	6,8741	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,91 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	91,9700	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,85	[m]	Y = -1,25 [m]
Inerzia del muro	8,5381	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-4,2690	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	12,0807	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-6,0404	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,79	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	66,4433	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	167,8706	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	167,8706	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	66,4433	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,47	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,63	[m]
Risultante in fondazione	180,5416	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,59	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	79,5257	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	205,6106	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,63	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12772	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 18.10$	$N_q = 8.70$	$N_\gamma = 8.25$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,47$	$i_\gamma = 0,29$
Fattori profondità	$d_c = 1,13$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 8.33$	$N'_q = 4.56$	$N'_\gamma = 2.36$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.07
--	-------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A CARICO LIMITE

COMBINAZIONE n° 38:

Valore della spinta statica	36,1644	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	36,1644	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,91 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	6,8741	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,91 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	91,9700	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,85	[m]	Y = -1,25 [m]
Inerzia del muro	8,5381	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-4,2690	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	12,0807	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-6,0404	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,79	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	66,4433	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	167,8706	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	167,8706	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	66,4433	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,47	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,63	[m]
Risultante in fondazione	180,5416	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,59	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	79,5257	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	205,6106	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,63	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12772	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 18.10$	$N_q = 8.70$	$N_\gamma = 8.25$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,47$	$i_\gamma = 0,29$
Fattori profondità	$d_c = 1,13$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 8.33$	$N'_q = 4.56$	$N'_\gamma = 2.36$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico limite **1.22**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A RIBALTAMENTO

COMBINAZIONE n° 6:

Valore della spinta statica	39,7809	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	39,7809	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70	[m]	Y = -1,91	[m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	85,0170	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,85	[m]	Y = -1,25	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,26	[kN]
Componente dir. Y	23,33	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	54,0451	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	166,8480	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	112,9584	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	236,8797	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	166,8480	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	54,0451	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,61	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,23	[m]
Risultante in fondazione	175,3828	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,95	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	101,3235	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento **2.10**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

COMBINAZIONE 43:

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,12 Y[m]= 1,95

Raggio del cerchio R[m]= 5,70

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,13

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,25

Larghezza della striscia dx[m]= 0,38

Coefficiente di sicurezza C= 1.38

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	5,3339	64.92	4,8310	0,0087	29.26	0,000	0,000
2	10,2963	57.57	8,6902	0,0069	29.26	0,000	0,000
3	14,0553	51.04	10,9299	0,0059	29.26	0,000	0,000
4	17,0638	45.36	12,1409	0,0052	29.26	0,000	0,000
5	19,5483	40.20	12,6177	0,0048	29.26	0,000	0,000
6	21,6295	35.41	12,5339	0,0045	29.26	0,000	0,000
7	23,6206	30.90	12,1299	0,0043	28.02	0,000	0,000
8	25,9765	26.59	11,6272	0,0041	23.04	0,000	0,000
9	27,1983	22.44	10,3813	0,0040	23.04	0,000	0,000
10	28,1957	18.41	8,9037	0,0039	23.04	0,000	0,000
11	28,9860	14.47	7,2431	0,0038	23.04	0,000	0,000
12	52,9415	10.60	9,7406	0,0037	23.04	0,000	0,000
13	25,9414	6.78	3,0636	0,0037	23.04	0,000	0,000
14	12,7533	2.99	0,6658	0,0037	23.04	0,000	0,000
15	11,6984	-0.78	-0,1601	0,0037	23.04	0,000	0,000
16	11,5733	-4.56	-0,9209	0,0037	23.04	0,000	0,000
17	11,2699	-8.36	-1,6394	0,0037	23.04	0,000	0,000
18	10,7840	-12.20	-2,2793	0,0038	23.04	0,000	0,000
19	10,1089	-16.10	-2,8027	0,0038	23.04	0,000	0,000
20	9,2343	-20.07	-3,1688	0,0039	23.04	0,000	0,000
21	8,1461	-24.15	-3,3323	0,0040	23.04	0,000	0,000
22	6,8246	-28.36	-3,2416	0,0042	24.39	0,000	0,000
23	5,2425	-32.75	-2,8358	0,0044	29.26	0,000	0,000
24	3,3611	-37.36	-2,0398	0,0046	29.26	0,000	0,000
25	1,1233	-42.29	-0,7558	0,0050	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 402,9070$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 102,3221$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 187,2628$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 3.12$

6.10.5 Verifiche strutturali

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

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

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 per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	1,25	36,8350	47,8855	-28,4912	55,6438	-1,6144	24,1632
2	2,50	52,4600	68,1980	-19,9772	92,2361	16,9798	53,4524

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	1,25	36,8350	36,8350	-17,6017	38,4883	-0,2418	16,9329
2	2,50	52,4600	52,4600	-9,8025	65,0064	14,0614	38,0109

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,25	100, 50	6,03	3,39	97,12	87,97	2,26	192,52	--	--
2	2,50	100, 50	9,42	3,39	111,33	164,51	2,03	196,85	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,25	100, 50	6,03	3,39	2,104	0,043	118,29	66,01
2	2,50	100, 50	9,42	3,39	2,984	0,097	135,56	-29,08

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	4,9894	18,0754	20,4355	70,3237

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	5,3031	13,2313	21,6023	51,5252

Inviluppo SLU – Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 50	9,24	6,79	0,00	118,40	6,55	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 50	9,24	6,79	0,645	0,132	45,234	-4,905

Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,70	-93,3890	18,0622	-85,0991	13,0781

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,70	-49,6192	9,7089	-42,1892	6,9173

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
2	1,70	100, 50	9,24	3,39	0,00	60,68	1,71	187,44	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

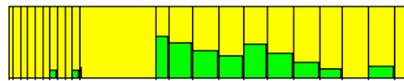
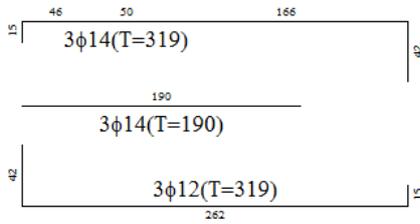
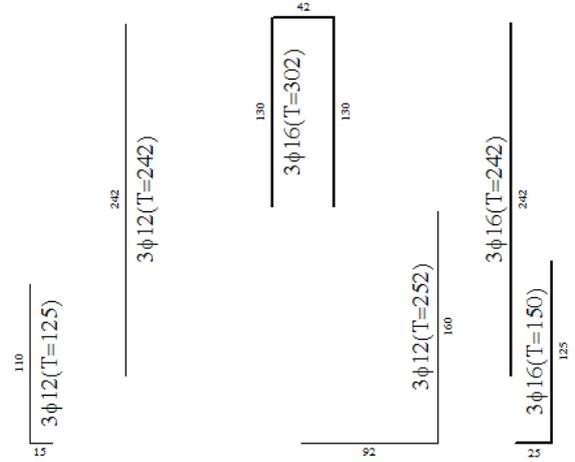
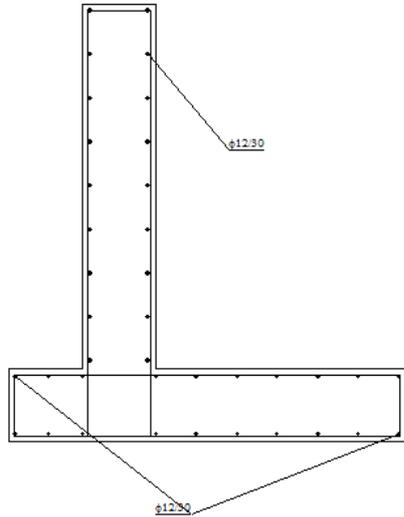
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2	1,70	100, 50	9,24	3,39	2,249	-0,108	65,41	125,78

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.10.6 Elenco ferri

VALLE

MONTE

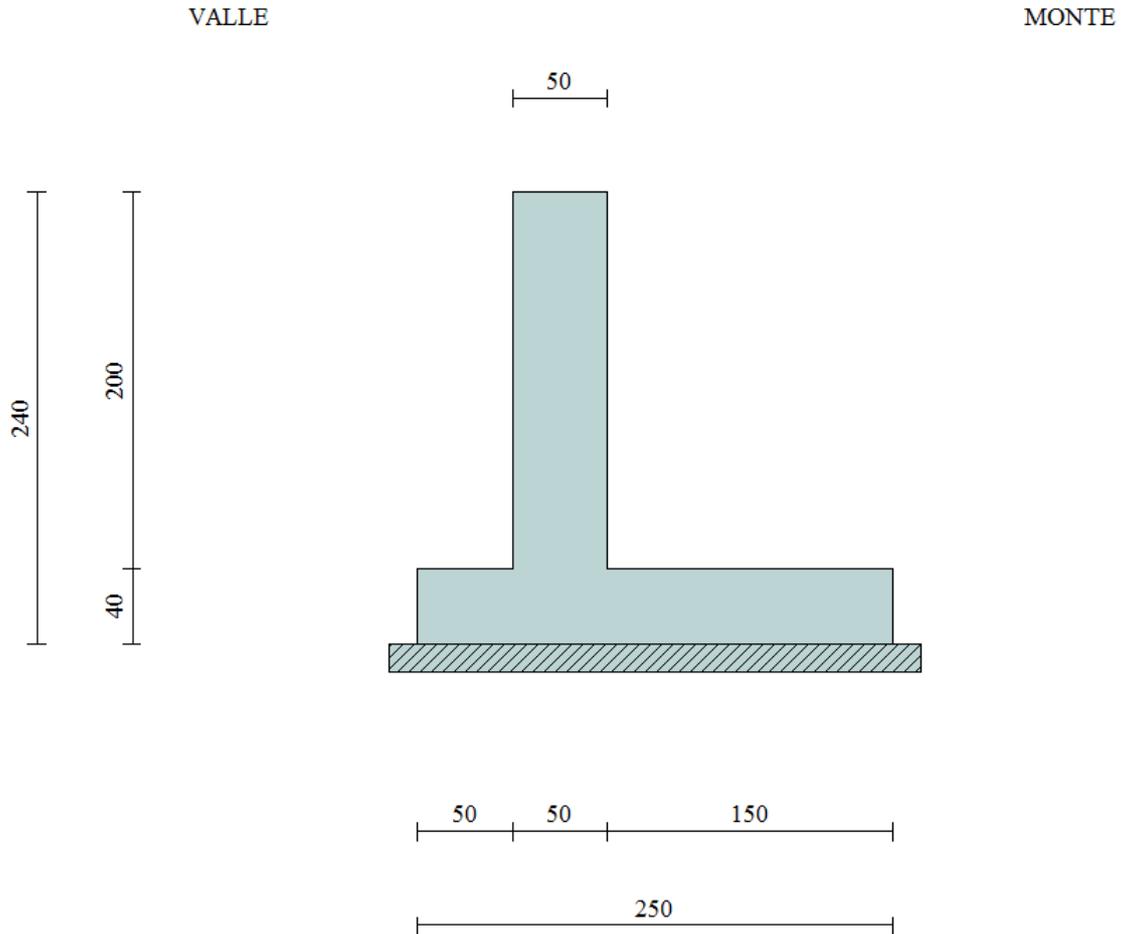


Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	14,00	3	319,00	0,0378	0,1134
Fondazione	12,00	3	319,00	0,0278	0,0833
Fondazione	14,00	3	189,70	0,0225	0,0674
Paramento	12,00	3	124,80	0,0109	0,0326
Paramento	12,00	3	242,00	0,0211	0,0632
Paramento	16,00	3	302,20	0,0468	0,1403
Paramento	16,00	3	149,80	0,0232	0,0696
Paramento	16,00	3	242,00	0,0375	0,1124
Paramento	12,00	3	251,80	0,0219	0,0658

6.11 Muro andatore – H = 2.50 m

6.11.1 Caratteristiche geometriche

In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX14.



La modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m, considerato invece in fase definitiva di analisi.

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	2,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	20,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

6.11.2 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 [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

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 [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=20,8400$	$M=7,2800$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=14,0800$	$F_y=0,0000$	$M=18,3100$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=19,9200$
---	-----------	-----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=-19,9200$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	--------------

6.11.3 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,91	--	2,02	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,32	--	2,46	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,13	--	2,44	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,10	--	2,10	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,53	--	1,32	--
6	EQU - [1]	--	--	1,86	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2,08
8	A1-M1 - [2]	--	2,20	--	2,62	--
9	A1-M1 - [2]	--	2,04	--	2,65	--
10	A1-M1 - [2]	--	2,38	--	2,81	--
11	A1-M1 - [2]	--	2,22	--	2,87	--
12	A2-M2 - [2]	--	1,48	--	1,44	--
13	EQU - [2]	--	--	2,68	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,57
15	A1-M1 - [3]	--	2,89	--	4,18	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,86	--	4,53	--
17	A1-M1 - [3]	--	2,66	--	4,55	--
18	A1-M1 - [3]	--	3,10	--	4,16	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,86	--	2,51	--
20	EQU - [3]	--	--	5,13	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,57
22	A1-M1 - [4]	--	2,27	--	2,54	--
23	A1-M1 - [4]	--	2,76	--	2,93	--
24	A1-M1 - [4]	--	2,53	--	2,97	--
25	A1-M1 - [4]	--	2,50	--	2,58	--
26	A2-M2 - [4]	--	1,80	--	1,62	--
27	EQU - [4]	--	--	2,01	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	2,08
29	A1-M1 - [5]	--	5,72	--	6,21	--
30	A1-M1 - [5]	--	5,19	--	6,28	--
31	A1-M1 - [5]	--	6,32	--	5,49	--
32	A1-M1 - [5]	--	5,79	--	5,53	--
33	A2-M2 - [5]	--	3,72	--	3,52	--
34	EQU - [5]	--	--	9,13	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	2,08
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,67	--	3,03	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,77	--	3,05	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,18	--	1,36	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,24	--	1,37	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,68	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,23	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,51
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,45
44	SLEQ - [1]	--	3,84	--	7,02	--
45	SLEF - [1]	--	2,96	--	5,44	--
46	SLEF - [1]	--	3,84	--	7,02	--
47	SLEF - [1]	--	3,60	--	6,36	--
48	SLEF - [1]	--	4,12	--	7,72	--
49	SLER - [1]	--	2,48	--	3,94	--
50	SLER - [1]	--	2,87	--	4,17	--
51	SLER - [1]	--	5,82	--	7,42	--
52	SLER - [1]	--	3,17	--	5,75	--

6.11.4 Verifiche geotecniche

ANALISI DELLA SPINTA

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 Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Identificazione del sito

Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.65 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.31
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 13.14$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.57$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	20,00 [m]
Peso muro	50,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,00 Y=-1,60

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = -2,40
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,40 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A SCORRIMENTO

COMBINAZIONE n° 38:

Valore della spinta statica	24,2332	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	24,2332	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,51 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Incremento sismico della spinta	4,6062	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,51 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,4375	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	66,9000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,00 [m]
Inerzia del muro	6,5677	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-3,2839	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	8,7876	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4,3938	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,79	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	46,9809	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	130,4323	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	130,4323	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	46,9809	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,37	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,50	[m]
Risultante in fondazione	138,6355	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,81	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	48,3056	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	176,9502	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,50	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09855	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00580	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 18.10$	$N_q = 8.70$	$N_\gamma = 8.25$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,36$	$i_q = 0,43$	$i_\gamma = 0,28$
Fattori profondità	$d_c = 1,13$	$d_q = 1,10$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 7.27$	$N'_q = 4.12$	$N'_\gamma = 2.27$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento **1.18**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A CARICO LIMITE

COMBINAZIONE n° 5:

Valore della spinta statica	24,2332	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	24,2332	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,51	[m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	66,9000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14,09	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	38,3273	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	138,1100	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	138,1100	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	38,3273	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,51	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,21	[m]
Risultante in fondazione	143,3295	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,51	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	70,7417	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	182,9847	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,21	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12480	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 18.10$	$N_q = 8.70$	$N_\gamma = 8.25$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,48$	$i_q = 0,54$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,13$	$d_q = 1,10$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 9.83$	$N'_q = 5.18$	$N'_\gamma = 3.23$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo **1.32**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A RIBALTAMENTO

COMBINAZIONE n° 6:

Valore della spinta statica	26,6566	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	26,6566	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,51	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	62,1900	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	16,26	[kN]
Componente dir. Y	23,33	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	42,9190	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	130,5210	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	92,0037	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	171,3308	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	130,5210	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	42,9190	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,64	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,82	[m]
Risultante in fondazione	137,3964	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,20	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	83,8242	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.86
---	-------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

COMBINAZIONE 43:

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,17 Y[m]= 2,11

Raggio del cerchio R[m]= 5,24

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,89

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,63

Larghezza della striscia dx[m]= 0,34

Coefficiente di sicurezza C= 1.45

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	4,3072	61.79	3,7955	0,0071	29.26	0,000	0,000
2	7,9506	55.16	6,5256	0,0059	29.26	0,000	0,000
3	10,8087	49.05	8,1641	0,0051	29.26	0,000	0,000
4	13,1333	43.63	9,0626	0,0046	29.26	0,000	0,000
5	15,0691	38.67	9,4160	0,0043	29.26	0,000	0,000
6	16,6980	34.04	9,3460	0,0040	29.26	0,000	0,000
7	18,6759	29.64	9,2367	0,0038	24.77	0,000	0,000
8	20,0427	25.43	8,6078	0,0037	23.04	0,000	0,000
9	20,9995	21.37	7,6517	0,0036	23.04	0,000	0,000
10	21,7777	17.41	6,5178	0,0035	23.04	0,000	0,000
11	23,0121	13.54	5,3895	0,0034	23.04	0,000	0,000
12	45,8958	9.74	7,7621	0,0034	23.04	0,000	0,000
13	12,3991	5.97	1,2901	0,0034	23.04	0,000	0,000
14	10,3657	2.23	0,4040	0,0033	23.04	0,000	0,000
15	9,8926	-1.50	-0,2582	0,0033	23.04	0,000	0,000
16	9,7628	-5.23	-0,8902	0,0034	23.04	0,000	0,000
17	9,4871	-8.99	-1,4824	0,0034	23.04	0,000	0,000
18	9,0619	-12.79	-2,0057	0,0034	23.04	0,000	0,000
19	8,4815	-16.64	-2,4292	0,0035	23.04	0,000	0,000
20	7,7371	-20.58	-2,7196	0,0036	23.04	0,000	0,000
21	6,8168	-24.62	-2,8399	0,0037	23.04	0,000	0,000
22	5,7042	-28.80	-2,7478	0,0038	23.47	0,000	0,000
23	4,3766	-33.15	-2,3932	0,0040	29.26	0,000	0,000
24	2,8016	-37.73	-1,7145	0,0042	29.26	0,000	0,000
25	0,9317	-42.62	-0,6309	0,0045	29.26	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 316,1891 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 73,0579 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 145,4766 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 2.61$$

6.11.5 Verifiche strutturali

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

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

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 per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	1,00	33,7100	43,8230	-27,7709	51,4891	-4,0782	21,9342
2	2,00	46,2100	60,0730	-26,2242	76,8286	8,2871	40,5132

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	1,00	33,7100	33,7100	-17,2976	35,5424	-2,1371	13,6827
2	2,00	46,2100	46,2100	-15,1078	50,7322	7,3747	28,6143

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	1,00	100, 50	6,03	3,39	96,43	85,30	2,45	192,09	--	--
2	2,00	100, 50	6,03	3,39	84,26	105,86	1,60	195,73	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	1,00	100, 50	6,03	3,39	1,943	0,035	109,47	68,25
2	2,00	100, 50	6,03	3,39	2,773	0,073	157,75	37,94

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	2,7863	15,8465	12,0281	60,4402

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	3,4215	10,8953	14,3732	42,4306

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	47,83	3,02	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	1,095	0,139	94,372	-4,116

Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-62,7716	23,6410	-63,7211	21,4328

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-31,5775	14,6443	-31,7469	13,3391

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
2	1,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	47,83	1,47	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

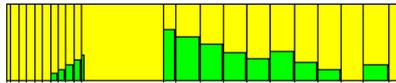
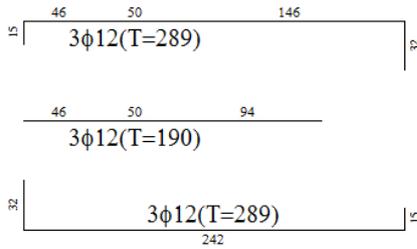
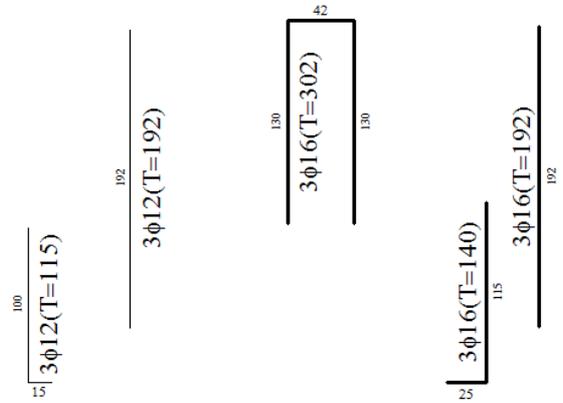
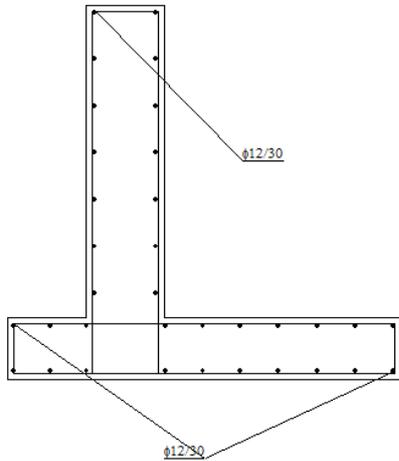
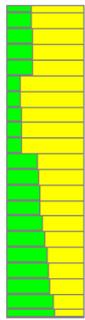
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2	1,50	100, 40	6,79	3,39	2,400	-0,104	126,84	139,15

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.11.6 Elenco ferri

VALLE

MONTE

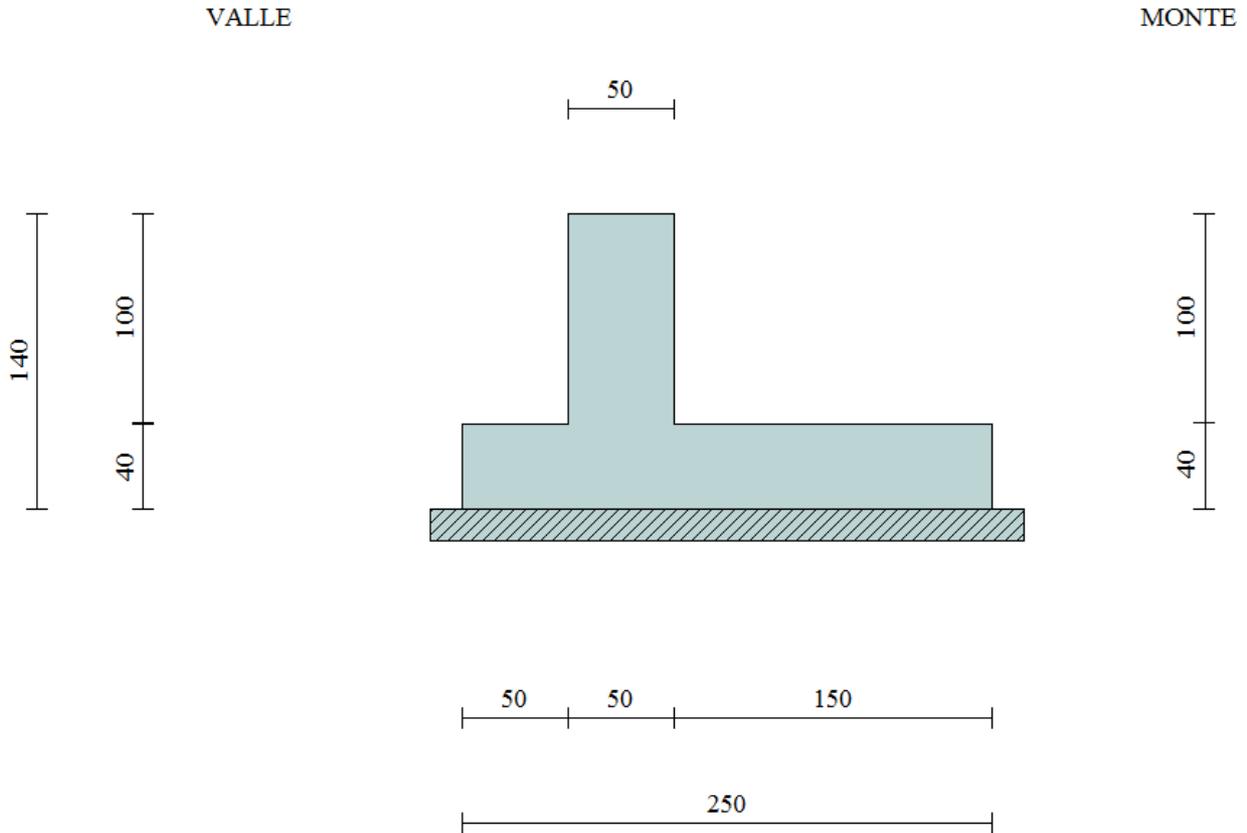


Destinazione	φ	n	L	P	P _g
Fondazione	12,00	3	289,00	0,0252	0,0755
Fondazione	12,00	3	289,00	0,0252	0,0755
Fondazione	12,00	3	190,00	0,0165	0,0496
Paramento	12,00	3	114,80	0,0100	0,0300
Paramento	12,00	3	191,60	0,0167	0,0500
Paramento	16,00	3	302,20	0,0468	0,1403
Paramento	16,00	3	139,80	0,0216	0,0649
Paramento	16,00	3	191,60	0,0297	0,0890

6.12 Muro andatore – H = 1.50 m

6.12.1 Caratteristiche geometriche

In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX14.



La modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m, considerato invece in fase definitiva di analisi.

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	1,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	20,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

6.12.2 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 [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

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 [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=20,8400$	$M=7,2800$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=6,6000$	$Q_f=6,6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=19,6100$	$F_y=0,0000$	$M=25,4900$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=19,9200$
---	-----------	-----------	----------	--------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,25$	$Y=0,00$	$F_x=-6,5000$	$F_y=0,0000$	$M=-19,9200$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	--------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.12.3 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,74	--	1,53	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,07	--	2,05	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,88	--	1,90	--
4	A1-M1 - [1]	--	1,93	--	1,73	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,41	--	1,08	--
6	EQU - [1]	--	--	1,57	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2,67
8	A1-M1 - [2]	--	3,20	--	4,38	--
9	A1-M1 - [2]	--	2,98	--	4,54	--
10	A1-M1 - [2]	--	3,37	--	4,49	--
11	A1-M1 - [2]	--	3,15	--	4,66	--
12	A2-M2 - [2]	--	2,13	--	2,55	--
13	EQU - [2]	--	--	3,93	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,75
15	A1-M1 - [3]	--	5,54	--	5,29	--
16	A1-M1 - [3]	--	5,64	--	5,56	--
17	A1-M1 - [3]	--	5,25	--	5,65	--
18	A1-M1 - [3]	--	5,93	--	5,21	--
19	A2-M2 - [3]	--	3,41	--	3,14	--
20	EQU - [3]	--	--	13,57	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,75
22	A1-M1 - [4]	--	2,89	--	3,29	--
23	A1-M1 - [4]	--	3,43	--	3,72	--
24	A1-M1 - [4]	--	3,13	--	3,71	--
25	A1-M1 - [4]	--	3,20	--	3,37	--
26	A2-M2 - [4]	--	2,29	--	2,15	--
27	EQU - [4]	--	--	2,06	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	2,67
29	A1-M1 - [5]	--	966,94	--	8,68	--
30	A1-M1 - [5]	--	874,52	--	8,96	--
31	A1-M1 - [5]	--	1037,19	--	7,86	--
32	A1-M1 - [5]	--	944,76	--	8,06	--
33	A2-M2 - [5]	--	36,94	--	5,00	--
34	EQU - [5]	--	--	26,79	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	2,67
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2,23	--	5,62	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2,37	--	5,59	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1,62	--	2,74	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1,71	--	2,72	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,96	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,27	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,78
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,70
44	SLEQ - [1]	--	6,84	--	10,59	--
45	SLEF - [1]	--	4,80	--	8,74	--
46	SLEF - [1]	--	6,84	--	10,59	--
47	SLEF - [1]	--	5,83	--	9,35	--
48	SLEF - [1]	--	8,26	--	11,95	--
49	SLER - [1]	--	3,55	--	6,23	--
50	SLER - [1]	--	3,68	--	5,42	--
51	SLER - [1]	--	49,19	--	10,72	--
52	SLER - [1]	--	6,01	--	7,34	--

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A SCORRIMENTO

COMBINAZIONE n° 5:

Valore della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -0,86 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	38,4000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	19,63	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,1979	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	97,1100	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	97,1100	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	29,1979	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,65	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,80	[m]
Risultante in fondazione	101,4045	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,73	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	63,2276	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	105,0542	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,80	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10810	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 18.10$	$N_q = 8.70$	$N_\gamma = 8.25$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,51$	$i_\gamma = 0,36$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 8.83$	$N'_q = 4.76$	$N'_\gamma = 2.94$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.41
--	-------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A CARICO LIMITE

COMBINAZIONE n° 5:

Valore della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	9,5683	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -0,86 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	38,4000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	19,63	[kN]
Componente dir. Y	21,21	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,1979	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	97,1100	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	97,1100	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	29,1979	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,65	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,80	[m]
Risultante in fondazione	101,4045	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,73	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	63,2276	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	105,0542	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,80	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10810	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 18.10$	$N_q = 8.70$	$N_\gamma = 8.25$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,51$	$i_\gamma = 0,36$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 8.83 \qquad N'_q = 4.76 \qquad N'_\gamma = 2.94$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo **1.08**

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA A RIBALTAMENTO

COMBINAZIONE n° 6:

Valore della spinta statica	10,5251	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	10,5251	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -0,86 [m]
Inclinaz. spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3434	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	36,5400	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante su fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -0,50 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	22,65	[kN]
Componente dir. Y	23,33	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	33,1747	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	93,6210	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	74,9835	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	118,0058	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	93,6210	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	33,1747	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,79	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,38	[m]
Risultante in fondazione	99,3250	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,51	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	74,0040	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.57
---	-------------

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

COMBINAZIONE 43:

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,92 Y[m]= 1,65

Raggio del cerchio R[m]= 3,89

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,95

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,61

Larghezza della striscia dx[m]= 0,26

Coefficiente di sicurezza C= 1.70

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	2,8865	60.43	2,5105	0,0052	29.26	0,000	0,000
2	4,9366	53.85	3,9863	0,0044	29.26	0,000	0,000
3	6,5523	47.70	4,8461	0,0038	29.26	0,000	0,000
4	7,8656	42.21	5,2846	0,0035	29.26	0,000	0,000
5	9,4338	37.17	5,7000	0,0032	24.65	0,000	0,000
6	10,4987	32.45	5,6335	0,0031	23.04	0,000	0,000
7	11,2627	27.97	5,2822	0,0029	23.04	0,000	0,000
8	11,8973	23.67	4,7759	0,0028	23.04	0,000	0,000
9	12,4162	19.50	4,1454	0,0027	23.04	0,000	0,000
10	12,8219	15.45	3,4147	0,0027	23.04	0,000	0,000
11	34,1951	11.46	6,7968	0,0026	23.04	0,000	0,000
12	12,4258	7.54	1,6305	0,0026	23.04	0,000	0,000
13	7,7676	3.65	0,4946	0,0026	23.04	0,000	0,000
14	7,6586	-0.22	-0,0296	0,0026	23.04	0,000	0,000
15	7,1274	-4.09	-0,5089	0,0026	23.04	0,000	0,000
16	6,9887	-7.99	-0,9711	0,0026	23.04	0,000	0,000
17	6,7586	-11.92	-1,3956	0,0026	23.04	0,000	0,000
18	6,4339	-15.91	-1,7632	0,0027	23.04	0,000	0,000
19	6,0094	-19.97	-2,0528	0,0027	23.04	0,000	0,000
20	5,4779	-24.15	-2,2413	0,0028	23.04	0,000	0,000
21	4,8292	-28.47	-2,3023	0,0029	23.04	0,000	0,000
22	4,0493	-32.98	-2,2042	0,0031	23.04	0,000	0,000
23	3,1179	-37.73	-1,9080	0,0033	25.38	0,000	0,000
24	2,0048	-42.81	-1,3625	0,0035	29.26	0,000	0,000
25	0,6618	-48.36	-0,4946	0,0039	29.26	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 206,0778$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 37,2671$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 91,4848$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 1.68$

6.12.5 Verifiche strutturali

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

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

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 per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Paramento

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	27,4600	35,6980	-24,7439	50,7768	-7,7508	24,6488
2	1,00	33,7100	43,8230	-27,7709	63,9496	-4,0782	28,3214

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	27,4600	27,4600	-15,4692	30,8708	-4,9621	8,1478
2	1,00	33,7100	33,7100	-17,2976	35,5424	-2,1371	13,6827

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 50	12,06	9,42	151,73	218,98	4,72	192,10	--	--
2	1,00	100, 50	6,03	3,39	74,59	85,30	1,90	192,09	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,50	100, 50	12,06	9,42	1,223	0,021	49,74	24,88
2	1,00	100, 50	6,03	3,39	1,943	0,035	109,47	68,25

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

Fondazione di valle

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	0,7460	13,4520	3,8638	50,4459

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,50	1,5372	7,5734	6,7852	29,0726

Inviluppo SLU – Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	47,83	3,56	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,50	100, 40	6,79	3,39	0,761	0,095	65,598	-2,861

Fondazione di monte

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-46,1942	25,2586	-49,1962	24,5607

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	1,50	-21,0733	16,5366	-17,1098	16,3212

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
2	1,50	100, 40	6,79	3,39	0,00	47,83	1,89	158,24	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

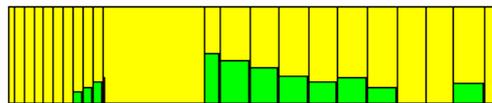
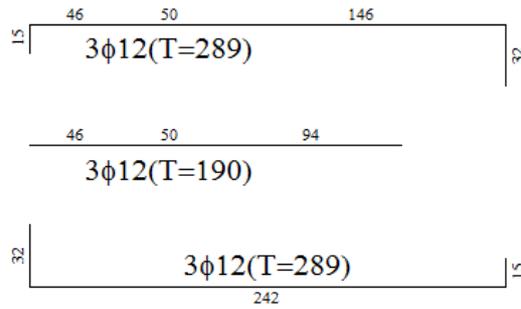
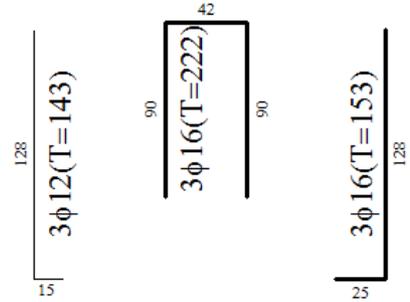
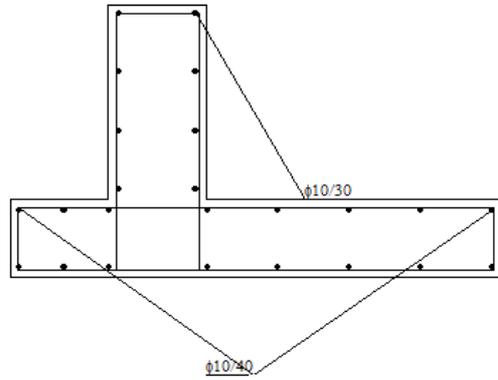
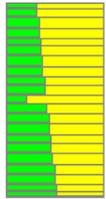
Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
2	1,50	100, 40	6,79	3,39	1,662	-0,056	143,234	92,861

AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETA' PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

6.12.6 Elenco ferri

VALLE

MONTE



Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	12,00	3	289,00	0,0252	0,0755
Fondazione	12,00	3	289,00	0,0252	0,0755
Fondazione	12,00	3	190,00	0,0165	0,0496
Paramento	12,00	3	142,80	0,0124	0,0373
Paramento	16,00	3	222,20	0,0344	0,1032
Paramento	16,00	3	152,80	0,0237	0,0710