

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP G21B1 30006 60005
WBS B25.A31N.L1
COMMESSA J16L1

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

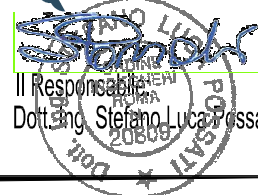
RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:

3TI PROGETTI ITALIA
INGEGNERIA INTEGRATA S.p.A.

Stefano Luca Possati
Il Responsabile
Dott. Ing. Stefano Luca Possati



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MINORI**
SOTTOVIA
SOTTOVIA SVINCOLO COGOLLO DEL CENGIO 1
RELAZIONE DI CALCOLO

Progressivo Rev.
08 02 02 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: -
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	3TI PROGETTI - F.DONATIELLO	P.DI SANZO	S.L.POSSATI	NOME FILE: J16L1_08_02_02_001_0101_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	3TI PROGETTI - F.DONATIELLO	M. SORGE	S.L.POSSATI	CM. PROGR. FG. LIV. REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	3TI PROGETTI - PIERUCCI	M. SORGE	S.L.POSSATI	J16L1_08_02_02_001_0101_OPD_02

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

SOTTOVIA SVINCOLO DI COGOLLO
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

INDICE

PREMESSA	4
1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2 MATERIALI	7
2.1 Calcestruzzo	7
2.2 Acciaio d’armatura B450C	7
3 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	9
4 Parametri per la definizione dell’azione sismica	9
4.1 Vita nominale, classi d’uso e periodo di riferimento	9
4.2 Parametri di pericolosità sismica	10
4.3 Definizione dell’azione sismica	10
5 SOTTOVIA SCATOLARE	13
5.1 MODELLO DI CALCOLO	13
5.2 ANALISI DEI CARICHI	16
5.2.1 Carichi permanenti verticali ($g_1 + g_2$)	16
5.2.2 Peso proprio dello scatolare (g_1)	16
5.2.3 Peso proprio del ricoprimento (g_2)	17
5.2.4 Spinta statica del terreno (g_3)	17
5.2.5 Carichi mobili e sovraccarichi laterali	18
5.2.6 Azione sismica (q_6)	20
5.2.7 Azione termica	21
5.2.8 Ritiro	21
5.3 CRITERI DI VERIFICA	21
5.3.1 Verifica agli stati limite ultimi	21
5.3.1 Verifica agli stati limite d’ esercizio	24
5.4 RISULTATI ANALISI STRUTTURALI	35
5.4.1 Verifiche di resistenza e fessurazione. Soletta di fondazione	38
5.4.1 Verifiche di resistenza e fessurazione. Soletta di copertura	44
5.4.1 Verifiche di resistenza e fessurazione. Piedritti	50
6 MURI DI IMBOCCO	56
6.1 DATI GENERALI	56
6.2 ANALISI DEI CARICHI	58
6.2.1 Peso proprio	58
6.2.2 Peso del terreno portato	59

6.2.3	<i>Spinta delle terre</i>	59
6.2.4	<i>Spinta in presenza di sisma</i>	60
6.2.1	<i>Verifica a ribaltamento</i>	61
6.2.1	<i>Verifica a scorrimento</i>	62
6.2.1	<i>Verifica a carico limite</i>	63
6.2.2	<i>Verifica alla stabilità globale</i>	64
6.3	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	65
6.3.1	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	65
6.3.1	<i>Descrizione combinazioni di carico</i>	66
6.4	DICHIARAZIONI SECONDO NTC 2008 (punto 10.2)	74
7	INCIDENZE	76

PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche di sicurezza del sottovia svincolo di Cogollo, che fa parte del progetto definitivo dell’Autostrada Valdastico A31 Nord, I Lotto “Piovene Rocchette - Valle dell’Astico”, nonché dei relativi muri d’ala.

Il sottopasso, di lunghezza in asse tracciamento di 12.97m, si compone di uno scatolare ubicato tra le progressive km 0+170.281 e km 0+183.001, uscita Svincolo di Cogollo dir. Trento. Il manufatto ha sezione di larghezza interna netta 8,42m e altezza variabile tra i 5,91m e i 6,41m.

La soletta inferiore ha spessore costante di 1,20m e la soletta superiore è di 75 cm, mentre i piedritti hanno spessore di 1,00m.

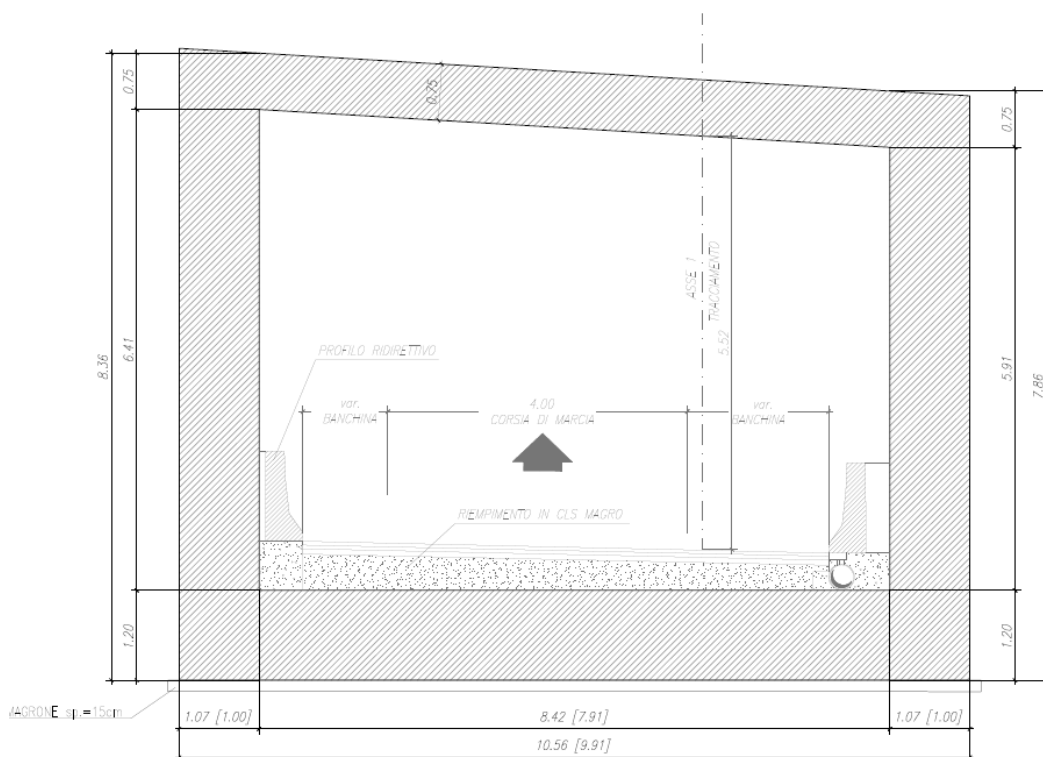


Figura 1 – Sezione tipo

Il sottovia, nella configurazione finale, presenta un ricoprimento sulla soletta superiore di 15cm per tutta la sua estensione, pari allo spessore del pacchetto stradale, al quale, per il dimensionamento, si sono aggiunti i carichi stradali previsti dalla normativa vigente per i ponti di prima categoria. Tali condizioni di carico sono state assunte per tutta l’estensione

del sottovia, in modo da avere in futuro la massima flessibilità di utilizzo dell’area soprastante.

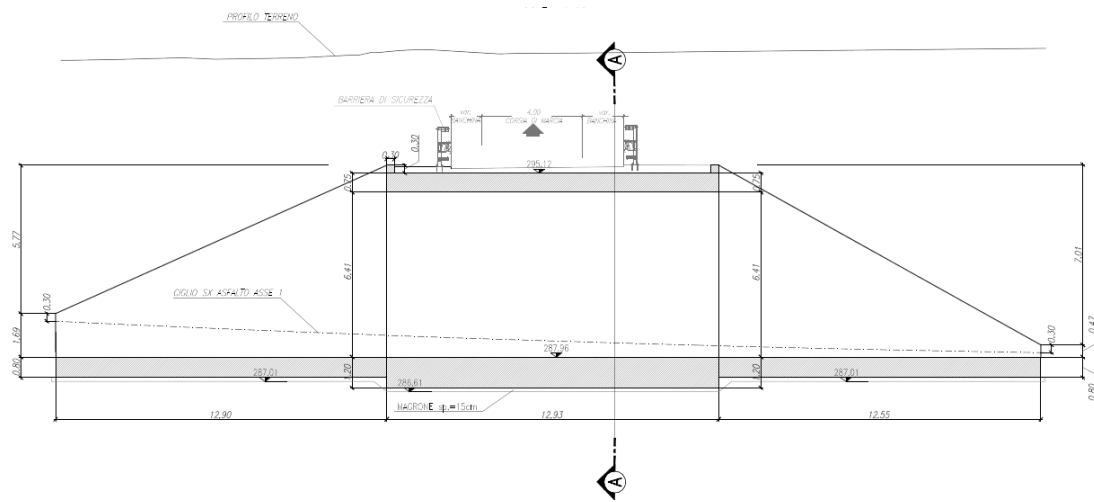


Figura 2 – Sezione tipo

Agli imbocchi sono presenti dei muri in calcestruzzo armato, che sostengono la scarpata del terreno. La verifica dei suddetti muri è trattata al capitolo 6 della presente relazione.

Le azioni di origine sismica per la galleria ed i relativi muri di imbocco sono state calcolate con riferimento ad una vita nominale $VN = 100$ anni e considerando la classe d'uso IV ($CU = 2,0$), da cui si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica $VR = 100 \times 2,0 = 200$ anni.

Il calcolo della struttura scatolare è stato eseguito con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le opere sono conformi alla normativa vigente, e in particolare:

- Legge 05.11.1971 n.1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 02/02/2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)”;
- EN 1991-1-4:2005 “Eurocodice 1 - Parte 1-4: Azioni del vento”;
- EN 1992-1-1:2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1993-1-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- EN 1994-2:2006 “Eurocodice 4 – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 – Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EN 206 - 2013: “Concrete – Specification, performance, production and conformity”;
- UNI 11104-2016: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.

2 MATERIALI

Nelle verifiche strutturali si fa riferimento ai seguenti materiali:

2.1 Calcestruzzo

Sottofondazioni

- Classe di resistenza C12/15
- Contenuto minimo di cemento 150 kg/m³

Sottovia. Fondazione e elevazione

- Classe di resistenza C28/35
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica di progetto a compressione $f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro minimo $c = 45 \text{ mm}$

Muri di imbocco. Fondazione e elevazione

- Classe di resistenza C28/35
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica di progetto a compressione $f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro minimo $c = 45 \text{ mm}$

2.2 Acciaio d'armatura B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di progetto $y_d = 391 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

In accordo con le NTC, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- $\gamma_c = 1,50$ per il calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio d'armatura in barre e in trefoli

3 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

Il dimensionamento delle opere è stato eseguito considerando un terreno di rinfiaccio laterale e di copertura avente le seguenti caratteristiche:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno di fondazione si sono assunte le seguenti proprietà meccaniche:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 38^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

4 Parametri per la definizione dell'azione sismica

4.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU:

$$VR = VN \times CU$$

La vita nominale è assunta pari a $VN = 100$ anni, mentre il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = IV, tale coefficiente vale $CU = 2,0$ e quindi:

$$VR = 200 \text{ anni}$$

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, necessario ad individuare l’azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell’azione sismica è dato dall’espressione:

$$TR = - VR / \ln(1- PVR)$$

da cui si ottiene: TR = 1898 anni

4.2 Parametri di pericolosità sismica

In generale, l’azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- ag: accelerazione orizzontale massima al sito;
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- TC*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere in oggetto occorre definire solo i primi due, in quanto il terzo parametro (T*c) non entra nel calcolo con il metodo pseudo-statico.

Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo “Spettri di Risposta” ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, impostando le coordinate geografiche esatte del sottovia.

4.3 Definizione dell’azione sismica

In accordo con i §§ 7.11.6.1 e 7.11.6.2.1 delle NTC, l’analisi della sicurezza è stata eseguita mediante analisi pseudostatica considerando l’equilibrio limite dell’opera di sostegno e del cuneo di terreno a tergo dell’opera.

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche si considerano:

- Le spinte dei terreni comprensive degli effetti sismici;
- Le forze d’inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno portato.

Inerzia dello scatolare e del terreno portato

E' rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Il coefficiente sismico orizzontale, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, è valutato con la seguente formula:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità;

$\beta_m = 1,00$ è un coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica che assume i valori riportati nella tabella 7.11.I delle NTC. Nel caso di opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a_g = (S_S * S_T) * a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica SS ed il coefficiente di amplificazione topografica ST si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per il sito interessato dall’opera si ha:

Long (°)	Lat (°)	ag/g	Fo	T*c (s)
11,243475	45,471408	0,257	2,404	0,289

quindi, sulla base della categoria di suolo, attribuita a ciascun sito in funzione della stratigrafia del terreno, è stata valutata l’accelerazione massima $a_{max} = S * ag$ attesa al sito, in funzione dei relativi coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Considerando la categoria di suolo C e la categoria topografica = T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto un valore di a_{max} pari a 0,257g. Ai fini del dimensionamento delle opere è stata comunque assunta, come accelerazione orizzontale massima attesa al sito, il valore:

$$a_{max} = 0,257 \text{ g}$$

Il coefficiente sismico orizzontale assume di conseguenza i valori:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0,257$$

Le forze d’inerzia orizzontali agenti per effetto del sisma sono quindi valutate come:

$$F_o = k_h \times W$$

dove W è il peso della struttura e dei relativi sovraccarichi permanenti. Il punto di applicazione di dette forze d’inerzia è il baricentro delle masse attivate dall’azione sismica.

I valori dei parametri sismici assunti nei calcoli sono riassunti nella tabella seguente:

parametro	formula o riferimento	valore
β_m	rif. Tabella 7.11.I delle NTC	1,00
a_{max}	$S_S * S_T * a_g$	0,257 g
kh	$\beta_m \times \frac{a_{max}}{g}$	0,257

5 SOTTOVIA SCATOLARE

5.1 MODELLO DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte mediante l’ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all’intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Convenzione assi:

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

Si fa riferimento al seguente sottovia di geometria e caratteristiche dei materiali e del terreno seguenti:

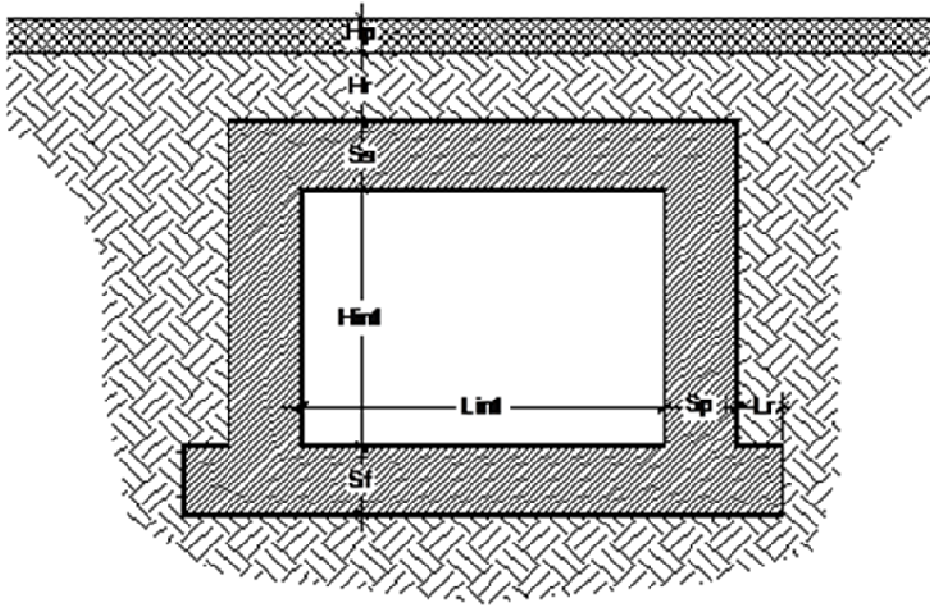


Figura 3 - Modello di calcolo – Geometria dello scatolare

Caratteristiche materiali e terreno

Calcestruzzo armato - Peso specifico	γ	25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo		C28/35	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R_{ck}	35	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f_{ck}	29	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E	32600	N/mm ²
Pacchetto stradale - Peso specifico	γ	20	kN/m ³
Terreno del rilevato - Peso specifico	γ	19	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	φ	30	°
Terreno di fondazione	K_w	5000	kN/m ³
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione		aggressive	

Ricoprimento

Spessore pacchetto stradale	H_p	0.15	m
Spessore del rinterro	H_r	0.00	m

Geometria

Spessore soletta superiore	S_s	0.75	m
Spessore soletta di fondazione	S_f	1.20	m
Spessore piedritti	S_p	1.00	m
Altezza netta	H_{int}	6.41	m
Larghezza netta	L_{int}	8.42	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L_r	0.20	m

Il terreno di fondazione è schematizzato secondo il modello di Winkler utilizzando un coefficiente di sottofondo cautelativo, pari a 5.000 kN/m³.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

Rigidezze molle

Interasse molle	i	$(1.00/2 + 8.42 + 1.00/2) / 10 =$	0.94 m
Molle centrali	$K1$	$5000 \cdot 0.94 =$	4;710 kN/m
Molle intermedie	$K2$	$1.5 \cdot 5000 \cdot 0.94 =$	7;065 kN/m
Molle laterali	$K3$	$2.0 \cdot 5000 \cdot (0.94/2 + 1.00/2) =$	9;710 kN/m
Molle risolto	$K4$	$1.5 \cdot 5000 \cdot 0.20 =$	1;500 kN/m

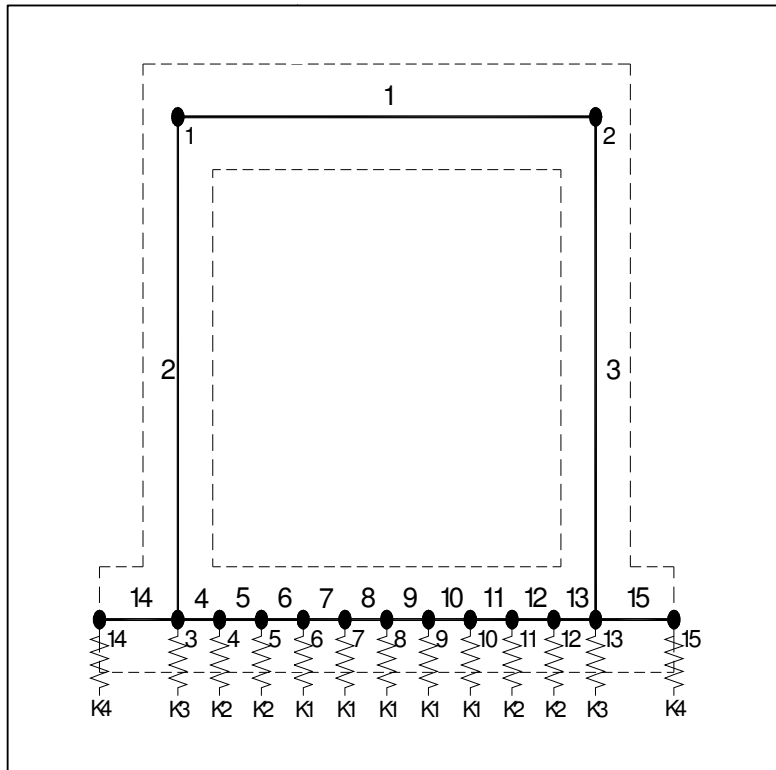


Figura 4 - Modello di calcolo - Numerazione dei nodi e degli elementi beam

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi parametrica.

5.2 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta lo schema rappresentativo della sezione trasversale tipo con l’indicazione dei principali elementi geometrici caratterizzanti lo scatolare, utilizzati nell’analisi dei carichi parametrica.

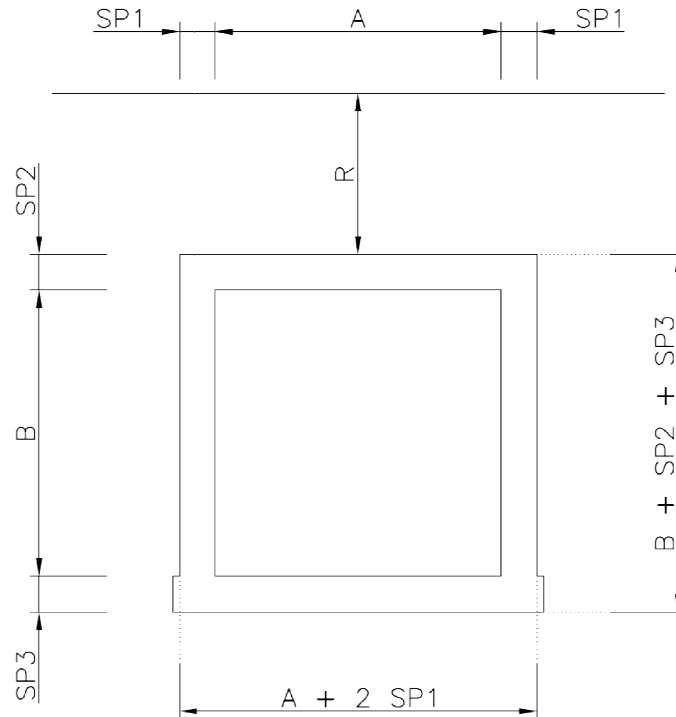


Figura 2 - Sezione trasversale

5.2.1 Carichi permanenti verticali ($g_1 + g_2$)

Si assume per il calcestruzzo un peso specifico $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Per la pavimentazione e il terreno di ricoprimento si considera invece un peso specifico pari rispettivamente a $\gamma_p = 20 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

5.2.2 Peso proprio dello scatolare (g_1)

Sulle solette e piedritti agisce, per effetto del peso proprio, una forza uniformemente distribuita pari a:

$$g_1 = \gamma_c \times SP_i \quad [\text{kN/m}] \quad \text{per } i = 1 \div 3$$

Tale forza viene computata automaticamente dal modello.

5.2.3 *Peso proprio del ricoprimento (g2)*

Il ricoprimento (R) dello scatolare comprende lo spessore della pavimentazione stradale (pav), in quanto nel caso specifico il terreno di ricoprimento, di spessore ter in Figura 5, è nullo.

Il peso proprio del ricoprimento viene applicato come carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore:

$$g2 = \gamma_p \times pav \quad [\text{kN/m}]$$

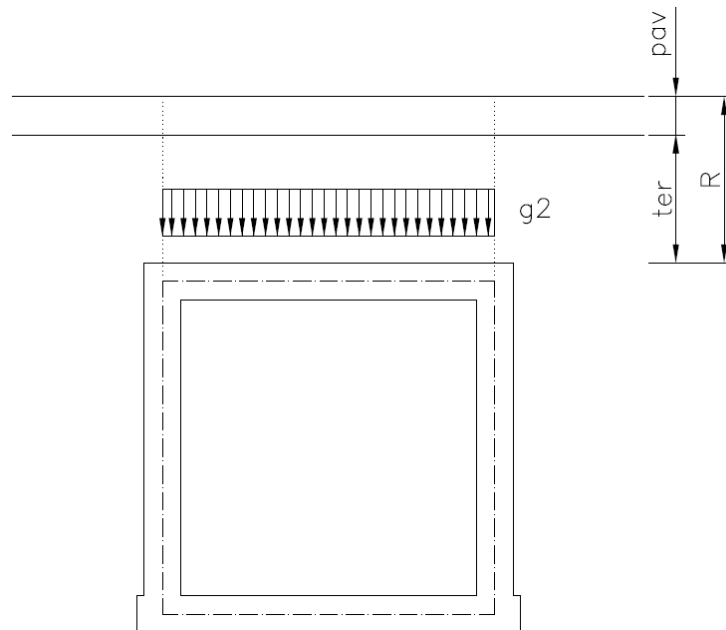


Figura 3 - Peso proprio del ricoprimento “g2”

5.2.4 *Spinta statica del terreno (g3)*

Si considera sui piedritti la spinta a riposo del terreno. Il coefficiente di spinta applicato vale:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

La pressione del terreno agente alle profondità degli assi baricentrici delle solette è:

Spinta del terreno

K0		$1 - \text{sen}(30^\circ) =$	0.500
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.500 \cdot 3.00 =$	1.50 kN/m ²
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.500 \cdot (3.00 + 19 \cdot 0.75/2) =$	5.06 kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.500 \cdot [3.00 + 19 \cdot (0.75/2 + 6.41 + 1.20/2)] =$	75.22 kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.500 \cdot [3.00 + 19 \cdot (0.75/2 + 6.41 + 1.20)] =$	80.92 kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(1.50 + 5.06)/2 \cdot 0.75/2$	1.23 kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(75.22 + 80.92)/2 \cdot 1.20/2$	46.84 kN/m

5.2.5 Carichi mobili e sovraccarichi laterali

In campata, invece, si considera 1 corsia dello schema di carico mobile 1 ripartito per diffusione dalla superficie stradale all’asse della soletta superiore.

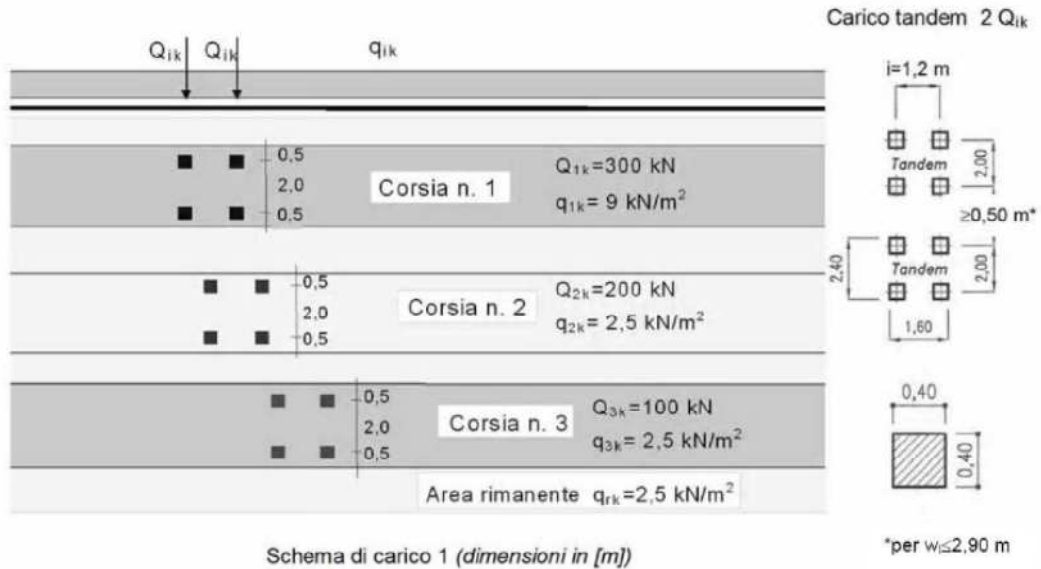


Figura 6 - Carichi mobili da traffico (Schema di carico 1)

Si ipotizza una diffusione di 1:1 a partire dall’estradosso della soletta di copertura.

La larghezza dell’impronta di carico nella direzione trasversale allo scatolare vale:

$$L_x = 1,60 + R + SP2/2 = 2.65 \quad [m]$$

dove $R=0.15\text{ m}$; $SP2=0.75\text{ m}$

Nell’altra direzione, parallela all’asse dello scatolare, per una colonna di carico:

$$L_{y1} = 2,40 + R + SP2/2 = 3.45 \quad [m]$$

dove $R=0.15\text{ m}$; $SP2=0.75\text{ m}$

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

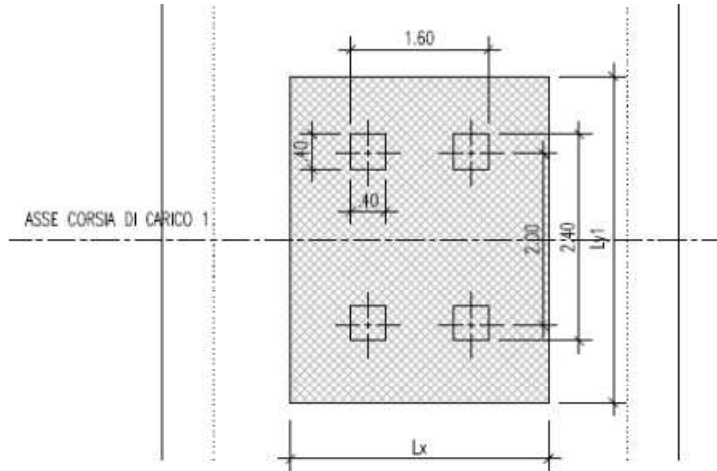


Figura 7 - Impronta di carico corrispondente ad un carico tandem

Il carico ripartito agente sulla soletta sarà il massimo fra i seguenti valori:

$$q_l = 600 / (L_x \times L_{y1}) \quad \text{considerando 1 corsia di carico}$$

Oltre al carico tandem ripartito si applica il carico uniformemente ripartito su tutta la soletta e pari a $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$. Entrambe le azioni sono compressive del coefficiente dinamico.

Si riassumono i carichi accidentali sulla copertura nella seguente tabella:

Carichi accidentali sulla copertura

Tandem			
Ldiffusione x			1.60 m
Ldiffusione y			2.40 m
Impronta di carico x	Ld1	$1.60 + 2 \cdot (0.15 + 0.00 + 0.75/2) =$	2.65 m
Impronta di carico y	Ld2	$2.40 + 2 \cdot (0.15 + 0.00 + 0.75/2) =$	3.45 m
Impronta sull'impalcato		$2.65 \cdot 3.45 =$	9.14 m ²
carico q1 (totale)			600 kN
carico q1 (ripartito)	Q _{1k}	$600 / 9.14 =$	65.63 kN/m²
Carico distribuito			
	Ld3	$3.00 + 2 \cdot (0.15 + 0.00 + 0.75/2) =$	4.05 m
	q _{1k}	$9.00 \cdot (3.00 / 4.05) =$	6.67 kN/m²

L'azione di frenamento agisce in concomitanza ai carichi accidentali ed è calcolata in accordo al § 5.1.3.5:

Frenamento q3

q3	q3	$180 < 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w \cdot L < 900 \text{ kN}$	95.84 kN/m
----	----	--	-------------------

La spinta dovuta al carico accidentale è calcolata come:

Spinta del carico accidentale

Spinta dovuta al q1	p	$0.500 \cdot (65.63+6.67) =$	36.15 kN/m²
---------------------	---	------------------------------	-------------------------------

5.2.6 Azione sismica (q6)

Si adotta il criterio dell'analisi pseudo-statica con riferimento ai coefficienti definiti al paragrafo 4, ipotizzando che le masse interessate dall'azione sismica siano quelle del peso proprio della struttura e dei sovraccarichi permanenti.

Azione sismica orizzontale sullo scatolare

Sisma orizzontale

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -		SLV
Vita nominale	Vr			100 anni
Classe d'uso	Cu			IV
accelerazione orizzontale	ag/g			0.257
amplificazione spettrale	Fo			2.404
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E		C
Coeff. Amplificazione stratigrafica	Ss			1.329
Coeff. Amplificazione topografica	St			1
Coefficiente S	S = Ss · St			1.329
accelerazione orizzontale max	amax/g = ag/g · S			0.342
Fattore di struttura	q			1.00
Forza orizz. sul s. di cop. dovuta a perm+0.2acc.	FHs	$0.342 \cdot (0.75 \cdot 25 + 3.00 + 0.2 \cdot 25 \cdot 13) / 1.00 =$		9.15 kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	FHp	$0.342 \cdot (1.00 \cdot 25) / 1.00 =$		8.54 kN/m²

Incremento dinamico di spinta del terreno (q6)

L'incremento dinamico di spinta del terreno, per strutture rigide e con pareti verticali, viene calcolato con la formula di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad H/2:

$$\Delta P_d = a_{max}(\%g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale	kh = amax/g			0.342
Coefficiente sismico verticale	kv = ±0.5·kh			0.171
Risultante della spinta sismica	$\Delta S_E = (amax/g) \cdot \gamma \cdot (Hint+Ss+Sf)^2$			453.7 kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_E = \Delta S_E / H$			61.4 kN/m²

5.2.7 Azione termica

Azione termica

Variazione termica uniforme	ΔT_U	15 °
Variazione termica a farfalla	ΔT_F	5 °
Variazione termica uniforme di calcolo	$\Delta T_{U*} = 15 / 3 =$	5 °
Variazione termica a farfalla di calcolo	$\Delta T_{F*} = 5 / 3 =$	1.67 °

5.2.8 Ritiro

Ritiro (applicato alla soletta superiore)	ΔT_R	-15 °
--	--------------	-------

5.3 CRITERI DI VERIFICA

5.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

Con riferimento alla sezione presso-inflessa, rappresentata in Figura 4 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dai modelli $\sigma - \epsilon$, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$MR_d = MR_d (NEd) \geq MEd$$

dove:

- MR_d è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd ;
 - NEd è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
 - MEd è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.
-

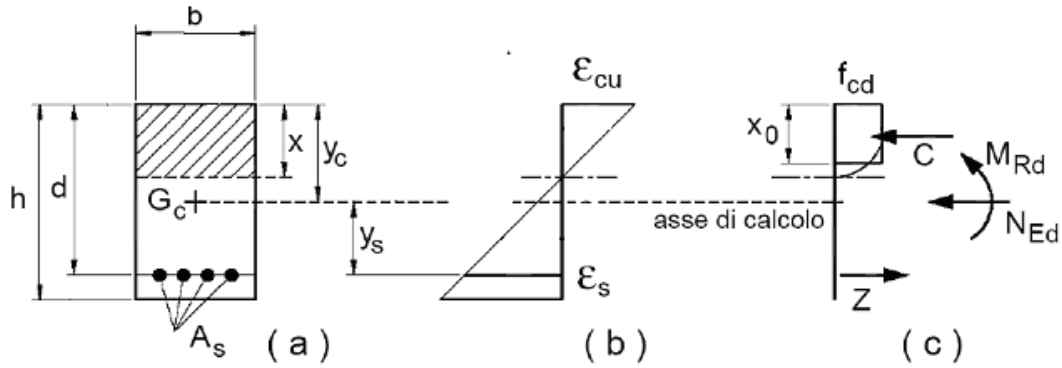


Figura 4 - Sezione pressoinflessa

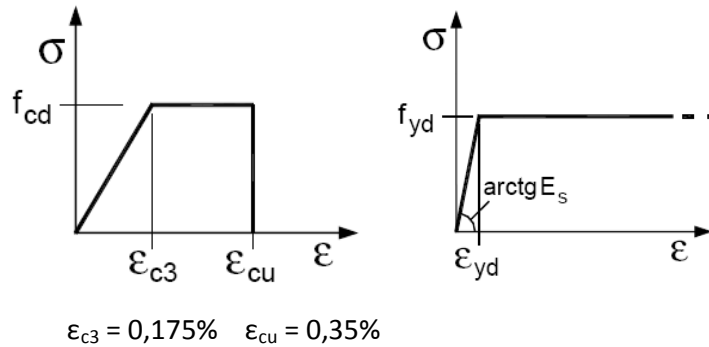


Figura 9 – Sezione presso-inflessa

Le verifiche sono eseguite facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria e trascurando il contributo dell’armatura compressa.

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2008, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\},$$

resistenza di calcolo dell’elemento privo di armatura a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall’armatura a taglio alla tensione di snervamento.

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad ;$$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} \quad ;$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad ;$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

5.3.1 Verifica agli stati limite d’ esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell’acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, con riferimento al D.M.14-01-2008, punto 4.1.2.2.4.6, la verifica allo stato limite di apertura delle fessure consiste nel controllare che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali $w_1=0,2\text{mm}$, $w_2=0,3\text{mm}$, $w_3=0,4\text{mm}$ con i criteri stabiliti dalla tabella 4.1.IV delle NTC, qui di seguito riportata.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure dipendono dalle condizioni ambientali in cui si trova l’opera e sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 4.1.III delle NTC e con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del C.S.LL.PP..

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

5.4 COMBINAZIONI DI CARICO

CASO DI CARICO	
PERM	Carico perm. sul solettone di copertura
	Carico perm. sui risvolti del sol. di fond.
	Carico perm. sui risvolti del sol. di fond.
	Carico perm. sul solettone di copertura (su 1/2 spessore del piedritto)
	Carico perm. sul solettone di copertura (su 1/2 spessore del piedritto)
Q1-M	Carico acc. Q1k sul solettone di copertura (disposizione per max M)
Q1-T	Carico acc. Q1k sul solettone di copertura (disposizione per max T)
Q2	Carico acc. q1k sul solettone di copertura
Q3	Frenamento
SPTSX	Spinta del terreno sulla parete SX
	Spinta del terreno sulla parete SX (su 1/2 spessore del solettone sup.)
	Spinta del terreno sulla parete SX (su 1/2 spessore del solettone inf.)
SPTDX	Spinta del terreno sulla parete DX
	Spinta del terreno sulla parete DX (su 1/2 spessore del solettone sup.)
	Spinta del terreno sulla parete DX (su 1/2 spessore del solettone inf.)
SPACCSX	Spinta del carico acc. sulla parete SX
	Spinta del carico acc. sulla parete SX (su 1/2 spessore del solettone sup.)
	Spinta del carico acc. sulla parete SX (su 1/2 spessore del solettone inf.)
SPACCDX	Spinta del carico acc. sulla parete SX
	Spinta del carico acc. sulla parete SX (su 1/2 spessore del solettone sup.)
	Spinta del carico acc. sulla parete SX (su 1/2 spessore del solettone inf.)
TERM	Variazione termica uniforme sul solettone sup.
	Variazione termica a farfalla sul solettone sup.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

RITIRO	Variazione termica equivalente al ritiro sul solettone sup.
SISMAH	Azione sismica sul solettone superiore
	Azione sismica sul piedritto sx
	Azione sismica sul piedritto dx
SPSDX	Incremento sismico della spinta del terreno sulla parete DX

NAME=	01S1-11M	01
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.35	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	02S1-11T	02
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.35	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	03S1-12M	03
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.35	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.35	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

NAME=	04S1-12T	04
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.35	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.35	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	05S1-13M	05
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.35	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	06S1-13T	06
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.35	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

NAME=	07S1-14-	07
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.35	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	08S1-15-	08
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	0.72	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	09S1-21M	09
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.35	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

NAME=	10S1-21T	10
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.35	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	11S1-22M	11
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.35	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.35	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	12S1-22T	12
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.35	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.35	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

NAME=	13S1-23M	13
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.35	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	14S1-23T	14
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.35	
LOAD=Q2 SF=	1.35	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	15S1-24-	15
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.35	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

NAME=	16S1-25-	16
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.35	
LOAD=TERM SF=	-0.72	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	17S1T11M	17
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.0125	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	18S1T11T	18
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.0125	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

NAME=	19S1T12M	19
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.0125	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.0125	
LOAD=SPACCDX SF=	1.0125	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	20S1T12T	20
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.0125	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.0125	
LOAD=SPACCDX SF=	1.0125	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	21S1T13M	21
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.0125	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.0125	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

NAME=	22S1T13T	22
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.0125	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.0125	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	23S1T14-	23
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.0125	
LOAD=SPACCDX SF=	1.0125	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	24S1T15-	24
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	1.0125	
LOAD=TERM SF=	1.2	
LOAD=RITIRO SF=	0	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

NAME=	25S1T21M	25
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.0125	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	-1.2	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	26S1T21T	26
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	0	
LOAD=Q1-T SF=	1.0125	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1	
LOAD=SPTDX SF=	1	
LOAD=SPACCSX SF=	0	
LOAD=SPACCDX SF=	0	
LOAD=TERM SF=	-1.2	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

NAME=	27S1T22M	27
LOAD=PERM SF=	1.35	
LOAD=Q1-M SF=	1.0125	
LOAD=Q1-T SF=	0	
LOAD=Q2 SF=	0.54	
LOAD=Q3 SF=	0	
LOAD=SPTSX SF=	1.35	
LOAD=SPTDX SF=	1.35	
LOAD=SPACCSX SF=	1.0125	
LOAD=SPACCDX SF=	1.0125	
LOAD=TERM SF=	-1.2	
LOAD=RITIRO SF=	1.2	
LOAD=SISMAH SF=	0	
LOAD=SPSDX SF=	0	

5.5 RISULTATI ANALISI STRUTTURALI

Le azioni caratteristiche determinate precedentemente vengono combinate nel modello al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto, per effettuare le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

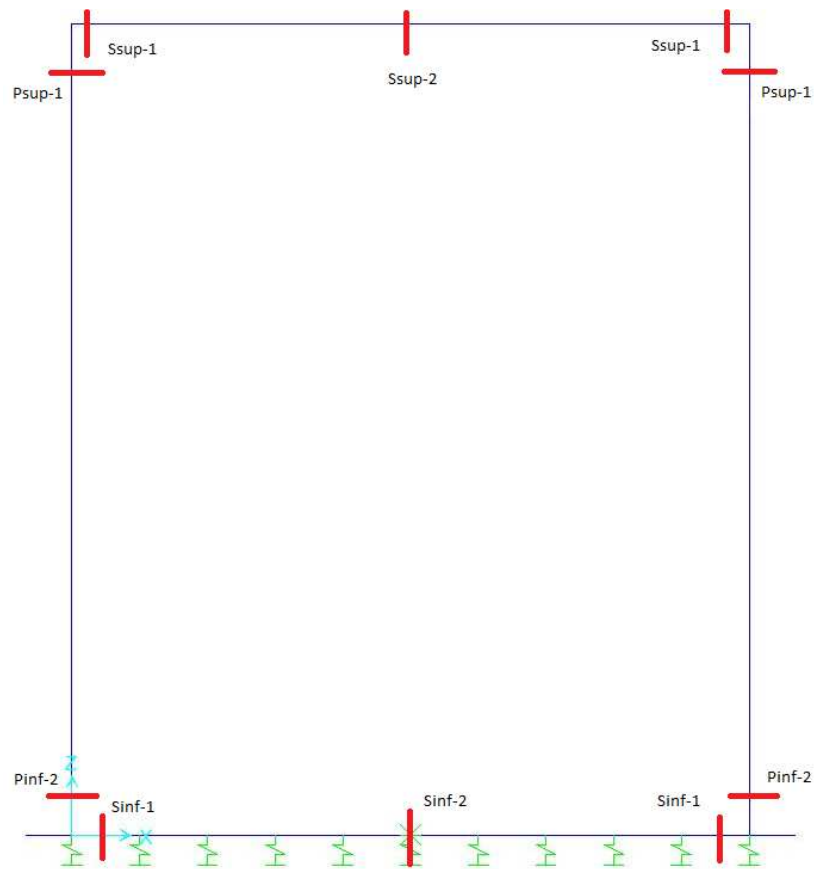


Figura 5 –Sezioni di verifica

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

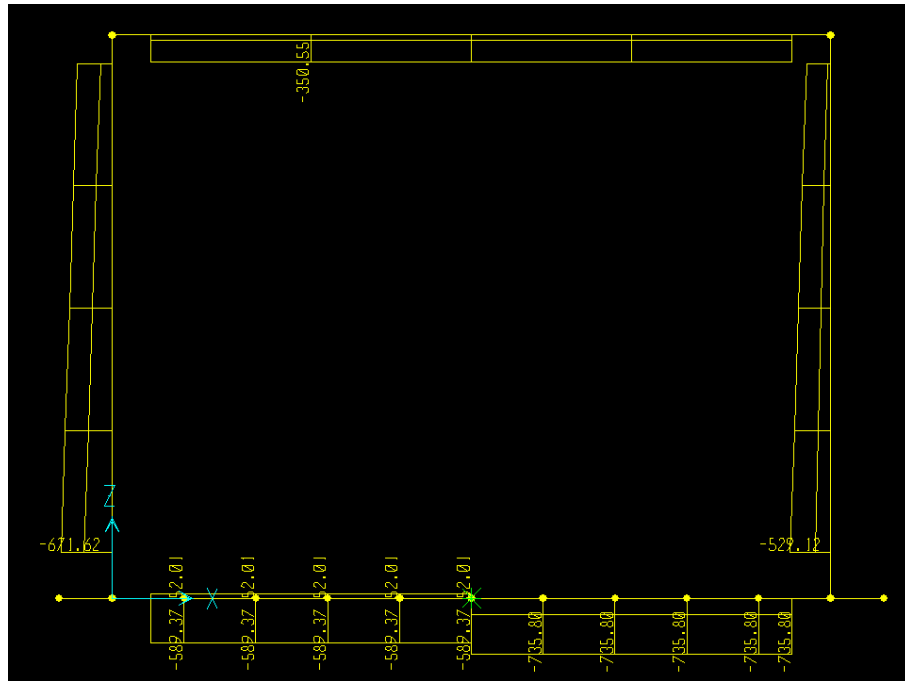


Figura 6 –Sforzo normale. Involuppo SLU

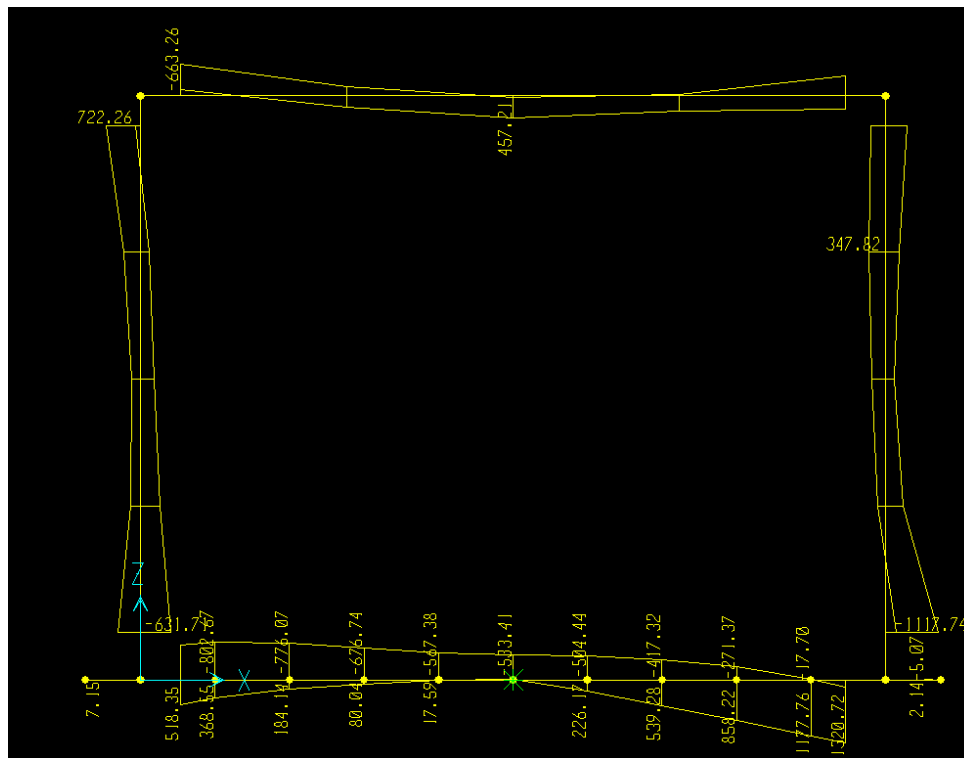


Figura 7 –Momento flettente. Involuppo SLU

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

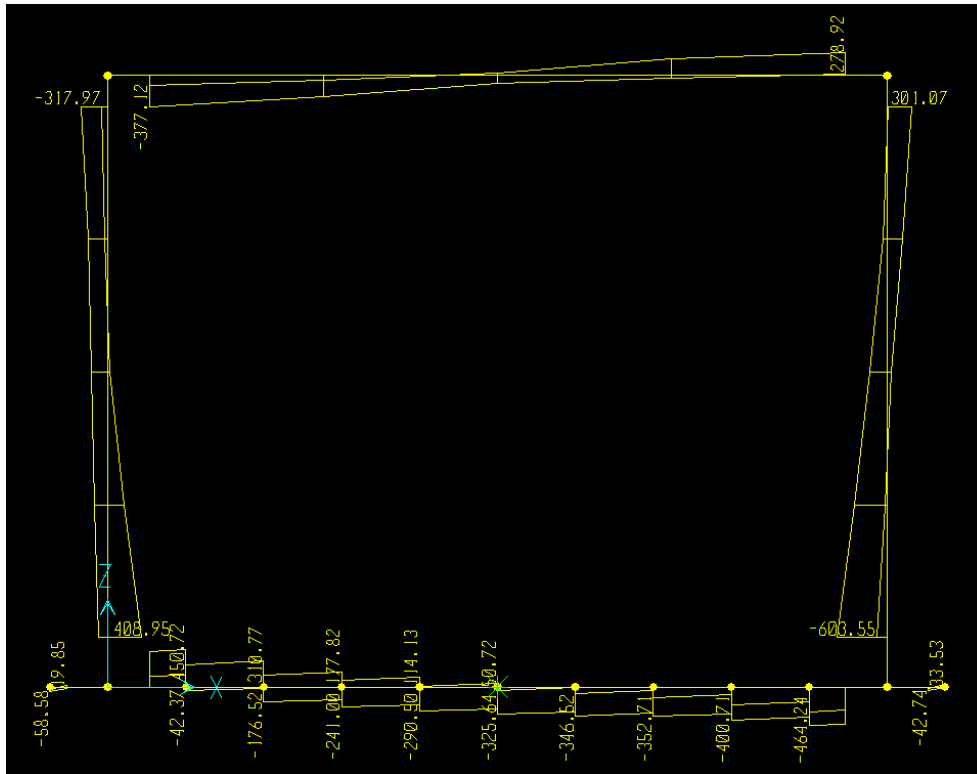


Figura 8 –Sforzo di taglio. Involuppo SLU

5.5.1 Verifiche di resistenza e fessurazione. Soletta di fondazione

Sezione: 100 x 120 cm

- Armatura a flessione:

Appoggio Sinf-1:

Armatura tesa

ϕ 20/20 cm + ϕ 20/40 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

Campata Sinf-2:

Armatura tesa

ϕ 20/20 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

- Armatura a taglio:

Spille ϕ 12/40 cm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (APPOGGIO Sinf-1)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C28/35
R_{ck}	35 N/mm^2
f_{ck}	29.05 N/mm^2
γ_c	1.5
f_{cd}	19.4 N/mm^2
f_{cc}	16.5 N/mm^2

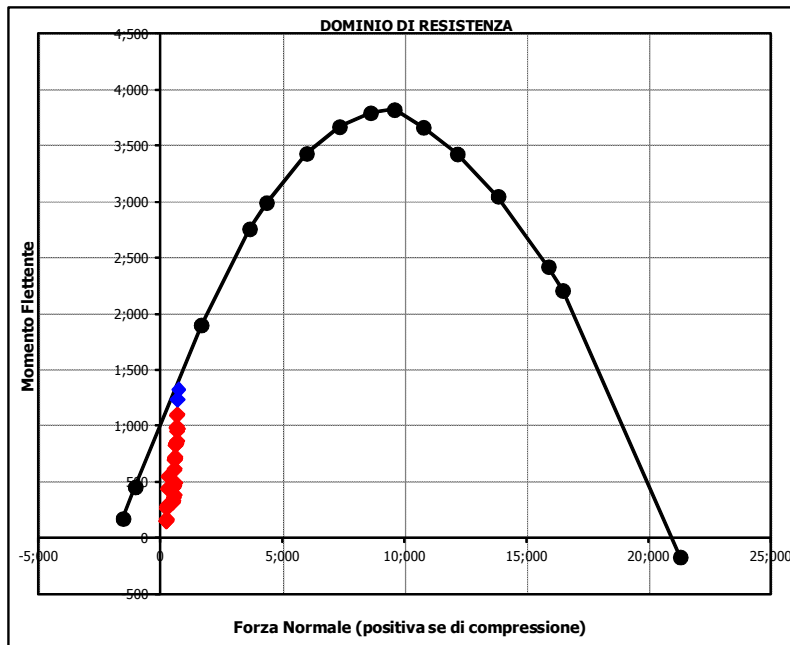
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 120 \text{ cm}$
Base della sezione	$b = 100 \text{ cm}$
Copriferro	$d' = 4 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione	$d = 116 \text{ cm}$

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
2.5	20	7.85	cm^2
		0.00	cm^2
23.56			cm^2

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
		0.00	cm^2
		0.00	cm^2
15.71			cm^2

Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	58SED2-	736	1321
(Nmin)	01S1-11M	217	157
(Mmax)	58SED2-	736	1321
(Mmin)	17S1T11M	225	152

Caratteristiche di sollecitazione		
	Comb.	Msd
01S1-11M	217	157
02S1-11T	239	175
03S1-12M	530	366
04S1-12T	552	384
05S1-13M	638	847
06S1-13T	659	865
07S1-14-	566	389
08S1-15-	673	870
09S1-21M	241	265
10S1-21T	262	283
11S1-22M	554	474
12S1-22T	575	492
13S1-23M	662	955
14S1-23T	683	973
15S1-24-	589	497
16S1-25-	697	978
17S1T11M	225	152
18S1T11T	241	165
19S1T12M	482	320
20S1T12T	498	334
21S1T13M	567	700
22S1T13T	583	713
23S1T14-	506	337
24S1T15-	591	717
25S1T21M	255	283
26S1T21T	271	297
27S1T22M	512	452
28S1T22T	528	465
29S1T23M	597	831
30S1T23T	613	845
31S1T24-	536	469
32S1T25-	621	848
33S2-11M	293	439
34S2-11T	309	453
35S2-12M	550	608
36S2-12T	566	621
37S2-13M	635	987
38S2-13T	651	1000
39S2-21M	317	547
40S2-21T	333	561
41S2-22M	574	716
42S2-22T	590	729
43S2-23M	659	1095
44S2-23T	675	1109
45S2T11M	225	152
46S2T11T	241	165
47S2T12M	482	320
48S2T12T	498	334
49S2T13M	567	700
50S2T13T	583	713
51S2T21M	255	283
52S2T21T	271	297
53S2T22M	512	452
54S2T22T	528	465
55S2T23M	597	831
56S2T23T	613	845
57SED1-	717	1235
58SED2-	736	1321



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (CAMPATA Sinf-2)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C28/35
R_{ck}	35 N/mm^2
f_{ck}	29.05 N/mm^2
γ_c	1.5
f_{cd}	19.4 N/mm^2
f_{ctd}	16.5 N/mm^2

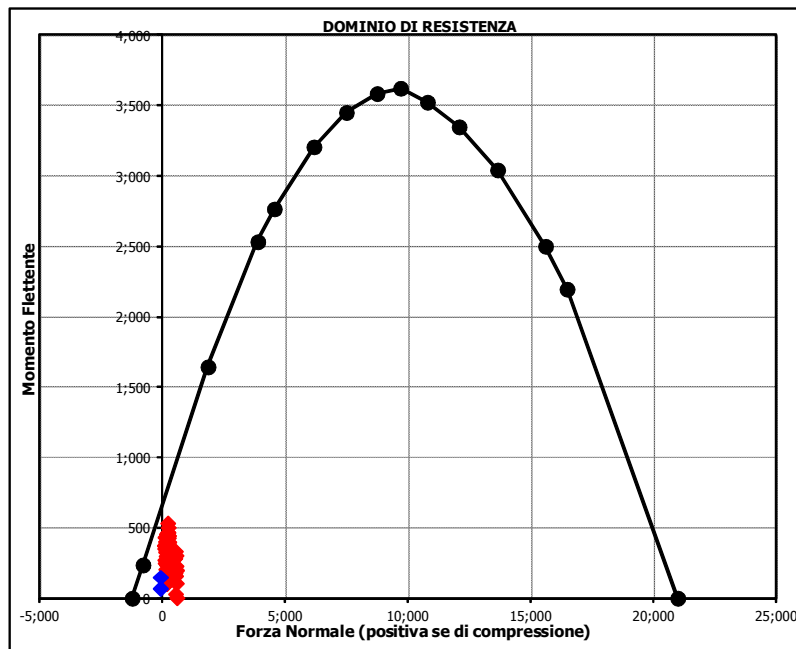
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 120 \text{ cm}$
Base della sezione	$b = 100 \text{ cm}$
Copriferro	$d' = 6.2 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione	$d = 113.8 \text{ cm}$

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
		0.00	cm^2
		0.00	cm^2
		15.71	cm^2

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
		0.00	cm^2
		0.00	cm^2
		15.71	cm^2

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
(Nmax)	15S1-24-	589	3
(Nmin)	57SED1-	-52	149
(Mmax)	01S1-11M	217	533
(Mmin)	15S1-24-	589	3

Caratteristiche di sollecitazione		
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	217	533
02S1-11T	239	503
03S1-12M	530	334
04S1-12T	552	304
05S1-13M	109	434
06S1-13T	131	404
07S1-14-	566	107
08S1-15-	145	207
09S1-21M	241	430
10S1-21T	262	400
11S1-22M	554	230
12S1-22T	575	200
13S1-23M	133	330
14S1-23T	155	300
15S1-24-	589	3
16S1-25-	169	103
17S1T11M	225	469
18S1T11T	241	446
19S1T12M	482	307
20S1T12T	498	285
21S1T13M	140	388
22S1T13T	156	365
23S1T14-	506	156
24S1T15-	165	237
25S1T21M	255	342
26S1T21T	271	320
27S1T22M	512	181
28S1T22T	528	158
29S1T23M	170	262
30S1T23T	186	239
31S1T24-	536	30
32S1T25-	195	111
33S2-11M	164	456
34S2-11T	180	434
35S2-12M	421	295
36S2-12T	437	272
37S2-13M	79	376
38S2-13T	95	353
39S2-21M	187	353
40S2-21T	203	330
41S2-22M	444	191
42S2-22T	460	169
43S2-23M	103	272
44S2-23T	119	249
45S2T11M	225	469
46S2T11T	241	446
47S2T12M	482	307
48S2T12T	498	285
49S2T13M	140	388
50S2T13T	156	365
51S2T21M	255	342
52S2T21T	271	320
53S2T22M	512	181
54S2T22T	528	158
55S2T23M	170	262
56S2T23T	186	239
57SED1-	-52	149
58SED2-	-34	67



VERIFICA A TAGLIO

Calcestruzzo

Tipo	C28/35	
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	29.1	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	16.5	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V_{Ed}	kN	464
N_{Ed}	kN	0

Soletta inf

Armatura a taglio

Diametro	mm	12
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	2.83
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		5
\varnothing_1	mm	20
n_2		
\varnothing_2	mm	
Asl	cm ²	15.71

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	120
c	cm	4
d	cm	116
k	N/mm ²	1.42
v_{min}	N/mm ²	0.32
ρ		0.0014
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	368
----------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{RSd}	kN	722
V_{RCd}	kN	2963
V_{Rd}	kN	722

VERIFICA A FESSURAZIONE (APPOGGIO Sinf-1)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	622	kN m
Sforzo normale	N	443	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	120	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = \downarrow$ 5.0 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} = \downarrow$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} = \downarrow$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = \downarrow$ 5.0 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.1	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	236.9	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	140.4	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	80.4	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	28.1	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	12440	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1.6E+07	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	2643435	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	627	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	856	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	193.3	cm	
	u (M_{fess})	133.3	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.0		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	372.4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	25.4	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00045		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	19.0	cm	
Area efficace	AC_{eff}	1900	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.7	cm ²	
	ρ_r	0.00827		
Distanza tra le barre	s	20.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	24.1	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.11	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	-	mm	

VERIFICA A FESSURAZIONE (CAMPATA Sinf-2)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	343	kN m
Sforzo normale	N	159	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R _{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ _{Camm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f _{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f _{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ _{Samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	120	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS ₁ '	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{s1} = 5.0 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS ₂ '	0.00	cm ²	Ø	C _{s2} = cm
Armatura tesa (2° strato)	AS ₂	0.00	cm ²	Ø	C _{t2} = cm
Armatura tesa (1° strato)	AS ₁	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{t1} = 5.0 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	2.8	N/mm ²	< σ _{Camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	154.7	N/mm ²	< σ _{Samm}

Eccentricità	e (M)	216.1	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	156.1	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	24.7	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	12440	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	1.6E+07	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	2515436	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{fess*}	567	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f _{ctm})	M _{fess}	796	kN m	
Eccentricità per M=M _{fess}	e (M _{fess})	500.6	cm	
	u (M _{fess})	440.6	cm	
Compressione max nel cls. per M=M _{fess}	σ _{cr}	6.5		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per M=M _{fess}	σ _{sr}	418.9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per M=M _{fess}	y (M _{fess})	21.6	cm	
	β ₁	1		
	β ₂	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ε _{sm}	0.00029		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d _{eff}	19.0	cm	
Area efficace	AC _{eff}	1900	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS _{eff}	15.7	cm ²	
	ρ _r	0.00827		
Distanza tra le barre	s	20.0	cm	
	K ₂	0.4		
	K ₃	0.125		
Distanza media tra le fessure	s _{fm}	24.1	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.07	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	-	mm	

5.5.1 Verifiche di resistenza e fessurazione. Soletta di copertura

Sezione: 100 x 75 cm

- Armatura a flessione:

Appoggio Ssup-1:

Armatura tesa

ϕ 24/20 cm + ϕ 20/40 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

Campata Ssup-2:

Armatura tesa

ϕ 24/20 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

- Armatura a taglio:

Spille ϕ 16/40 cm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (APPOGGIO Ssup-1)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$
	$\epsilon_{y,d} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C28/35
R_{ck}	35 N/mm^2
f_{ck}	29.05 N/mm^2
γ_c	1.5
f_{cd}	19.4 N/mm^2
f_{cc}	16.5 N/mm^2

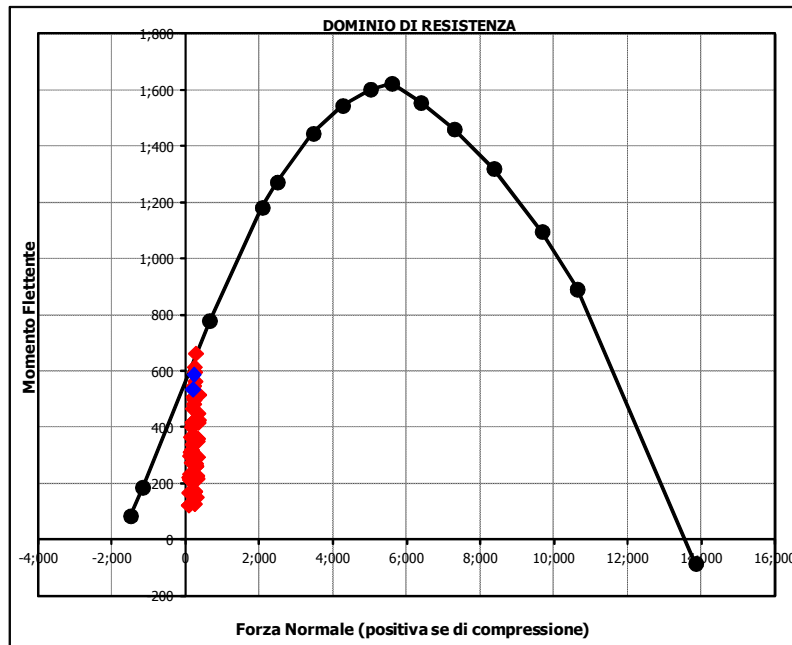
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 75 \text{ cm}$
Base della sezione	$b = 100 \text{ cm}$
Copriferro	$d' = 6.2 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione	$d = 68.8 \text{ cm}$

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	24	22.62	cm^2
		0.00	cm^2
		0.00	cm^2
		22.62	cm^2

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
		0.00	cm^2
		0.00	cm^2
		15.71	cm^2

Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	35S2-12M	351	516
(Nmin)	26S1T21T	73	124
(Mmax)	37S2-13M	266	663
(Mmin)	26S1T21T	73	124

Caratteristiche di sollecitazione		
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	127	366
02S1-11T	106	234
03S1-12M	343	427
04S1-12T	321	295
05S1-13M	235	615
06S1-13T	214	483
07S1-14-	307	218
08S1-15-	200	406
09S1-21M	104	299
10S1-21T	82	167
11S1-22M	319	360
12S1-22T	298	228
13S1-23M	211	549
14S1-23T	190	417
15S1-24-	284	152
16S1-25-	176	340
17S1T11M	120	313
18S1T11T	104	214
19S1T12M	289	361
20S1T12T	273	263
21S1T13M	204	508
22S1T13T	188	410
23S1T14-	265	218
24S1T15-	180	365
25S1T21M	89	223
26S1T21T	73	124
27S1T22M	259	271
28S1T22T	243	173
29S1T23M	174	418
30S1T23T	158	320
31S1T24-	235	128
32S1T25-	150	275
33S2-11M	181	467
34S2-11T	165	369
35S2-12M	351	516
36S2-12T	334	417
37S2-13M	266	663
38S2-13T	250	564
39S2-21M	157	401
40S2-21T	141	302
41S2-22M	327	450
42S2-22T	311	351
43S2-23M	242	597
44S2-23T	226	498
45S2T11M	120	313
46S2T11T	104	214
47S2T12M	289	361
48S2T12T	273	263
49S2T13M	204	508
50S2T13T	188	410
51S2T21M	89	223
52S2T21T	73	124
53S2T22M	259	271
54S2T22T	243	173
55S2T23M	174	418
56S2T23T	158	320
57SEDI-	226	584
58SED2-	207	534



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (CAMPATA Ssup-2)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C28/35
R_{ck}	35 N/mm^2
f_{ck}	29.1 N/mm^2
γ_c	1.5
f_{cd}	19.4 N/mm^2
f_{cc}	16.5 N/mm^2

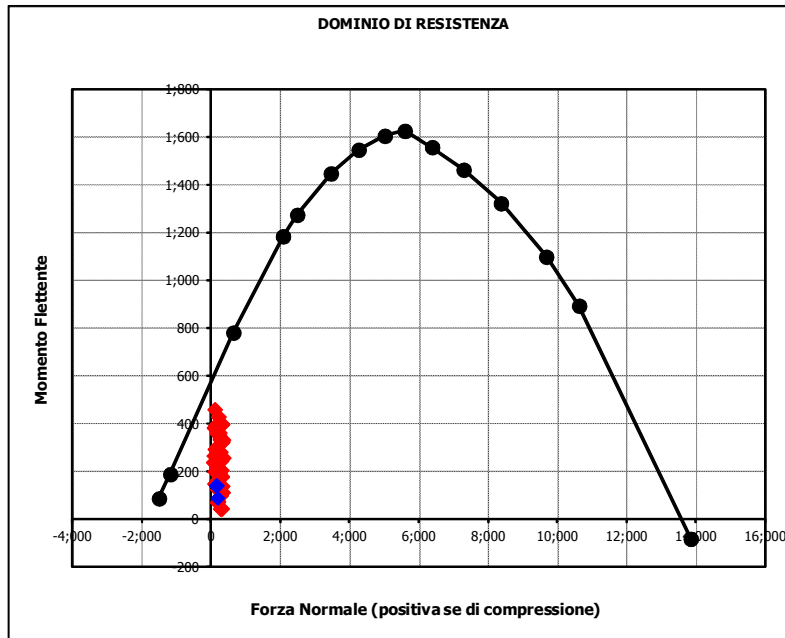
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 75 \text{ cm}$
Base della sezione	$b = 100 \text{ cm}$
Copriferro	$d' = 6.2 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione	$d = 68.8 \text{ cm}$

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	24	22.62 cm^2	
		0.00 cm^2	
		0.00 cm^2	
		22.62 cm^2	

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71 cm^2	
		0.00 cm^2	
		0.00 cm^2	
		15.71 cm^2	

Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	35S2-12M	351	255
(Nmin)	26S1T21T	73	237
(Mmax)	09S1-21M	104	457
(Mmin)	07S1-14-	307	42

Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	127	391	
02S1-11T	106	198	
03S1-12M	343	330	
04S1-12T	321	137	
05S1-13M	235	360	
06S1-13T	214	167	
07S1-14-	307	42	
08S1-15-	200	73	
09S1-21M	104	457	
10S1-21T	82	264	
11S1-22M	319	396	
12S1-22T	298	203	
13S1-23M	211	427	
14S1-23T	190	234	
15S1-24-	284	109	
16S1-25-	176	139	
17S1T11M	120	292	
18S1T11T	104	147	
19S1T12M	289	243	
20S1T12T	273	98	
21S1T13M	204	267	
22S1T13T	188	123	
23S1T14-	265	42	
24S1T15-	180	67	
25S1T21M	89	382	
26S1T21T	73	237	
27S1T22M	259	333	
28S1T22T	243	188	
29S1T23M	174	357	
30S1T23T	158	213	
31S1T24-	235	132	
32S1T25-	150	157	
33S2-11M	181	304	
34S2-11T	165	159	
35S2-12M	351	255	
36S2-12T	334	110	
37S2-13M	266	280	
38S2-13T	250	135	
39S2-21M	157	370	
40S2-21T	141	226	
41S2-22M	327	322	
42S2-22T	311	177	
43S2-23M	242	346	
44S2-23T	226	201	
45S2T11M	120	292	
46S2T11T	104	147	
47S2T12M	289	243	
48S2T12T	273	98	
49S2T13M	204	267	
50S2T13T	188	123	
51S2T21M	89	382	
52S2T21T	73	237	
53S2T22M	259	333	
54S2T22T	243	188	
55S2T23M	174	357	
56S2T23T	158	213	
57SED1-	187	86	
58SED2-	169	136	



VERIFICA A TAGLIO

Calcestruzzo

Tipo	C28/35	
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	29.1	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	16.5	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V_{Ed}	kN	377
N_{Ed}	kN	0

Soletta sup

Armatura a taglio

Diametro	mm	16
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	5.03
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		5
\varnothing_1	mm	20
n_2		
\varnothing_2	mm	
Asl	cm ²	15.71

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	75
c	cm	5
d	cm	70
k	N/mm ²	1.53
v_{min}	N/mm ²	0.36
ρ		0.0022
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	251
----------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{RSd}	kN	775
V_{RCd}	kN	1788
V_{Rd}	kN	775

VERIFICA A FESSURAZIONE (APPOGGIO Ssup-1)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	370	kN m
Sforzo normale	N	147	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	75	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = \downarrow$ 6.0 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} = \downarrow$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	7.85	cm ²	2.5 Ø 20	$c_{t2} = \downarrow$ 6.0 cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	22.62	cm ²	5 Ø 24	$c_{t1} = \downarrow$ 6.2 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.3	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	172.5	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	251.6	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	214.1	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	21.8	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8147	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	4198716	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	1416228	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	247	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	344	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	233.9	cm	
	u (M_{fess})	196.4	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	5.0		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	158.9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	22.0	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00047		
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	20.2	cm	
Area efficace	AC_{eff}	2020	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	30.5	cm ²	
	p_r	0.01509		
Distanza tra le barre	s	20.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	22.0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.10	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.18	mm	

VERIFICA A FESSURAZIONE (CAMPATA Ssup-2)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	278	kN m
Sforzo normale	N	64	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	75	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = 6.0$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	22.62	cm ²	5 Ø 24	$c_{t1} = 6.2$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.4	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	181.6	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	435.5	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	398.0	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	18.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8037	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	4081819	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	1105524	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	229	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	323	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	506.8	cm	
	u (M_{fess})	469.3	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	5.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	213.5	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	18.2	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00035		
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	23.0	cm	
Area efficace	AC_{eff}	2300	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	22.6	cm ²	
	ρ_r	0.00983		
Distanza tra le barre	s	20.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	26.2	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.09	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.15	mm	

5.5.1 Verifiche di resistenza e fessurazione. Piedritti

Sezione: 100 x 100 cm

- Armatura a flessione:

Spiccato Pinf-2:

Armatura tesa

ϕ 24/20 cm + ϕ 20/40 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

Sommità Psup-1:

Armatura tesa

ϕ 20/20 cm + ϕ 20/40 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

- Armatura a taglio:

Spille ϕ 16/40 cm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (Spiccato Pinf-2)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

Calcestruzzo	
Tipo	C28/35
R_{ck}	35 N/mm^2
f_{ck}	29.05 N/mm^2
γ_c	1.5
f_{cd}	19.4 N/mm^2
f_{cc}	16.5 N/mm^2

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 100 \text{ cm}$
Base della sezione	$b = 100 \text{ cm}$
Copriferro	$d' = 6.2 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione	$d = 93.8 \text{ cm}$

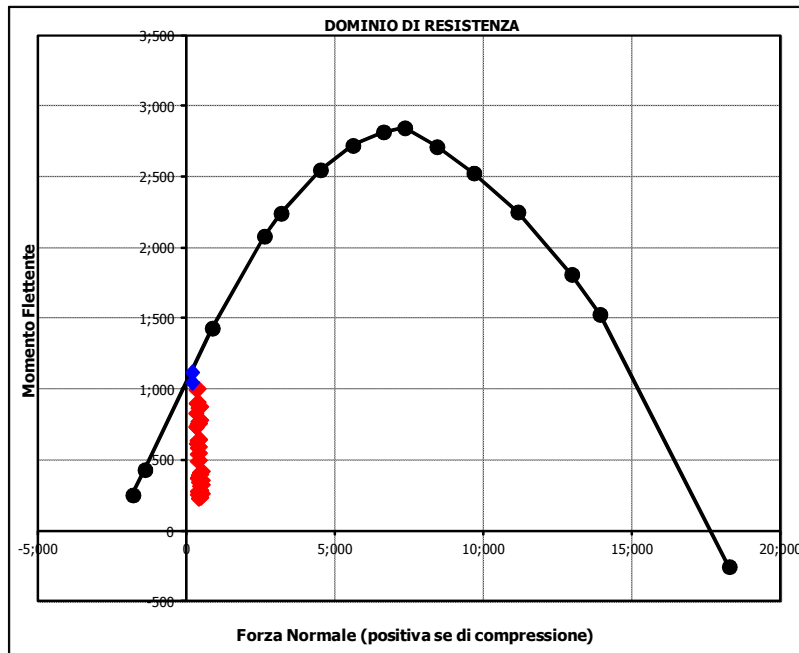
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	24	22.62	cm^2
2.5	20	7.85	cm^2
		0.00	cm^2
30.47			cm^2

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
		0.00	cm^2
		0.00	cm^2
15.71			cm^2

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
(Nmax)	01S1-11M	529	266
(Nmin)	57SED1-	201	1043
(Mmax)	58SED2-	201	1118
(Mmin)	18S1T11T	406	231

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	529	266
02S1-11T	439	255
03S1-12M	529	329
04S1-12T	439	318
05S1-13M	477	784
06S1-13T	387	774
07S1-14-	369	281
08S1-15-	317	737
09S1-21M	529	360
10S1-21T	439	350
11S1-22M	529	423
12S1-22T	439	413
13S1-23M	477	879
14S1-23T	387	869
15S1-24-	369	376
16S1-25-	317	832
17S1T11M	474	238
18S1T11T	406	231
19S1T12M	474	288
20S1T12T	406	281
21S1T13M	434	648
22S1T13T	366	640
23S1T14-	369	258
24S1T15-	329	618
25S1T21M	474	353
26S1T21T	406	345
27S1T22M	474	403
28S1T22T	406	395
29S1T23M	434	762
30S1T23T	366	755
31S1T24-	369	373
32S1T25-	329	732
33S2-11M	435	501
34S2-11T	367	494
35S2-12M	435	551
36S2-12T	367	543
37S2-13M	394	911
38S2-13T	326	903
39S2-21M	435	596
40S2-21T	367	588
41S2-22M	435	646
42S2-22T	367	638
43S2-23M	394	1,005
44S2-23T	326	998
45S2T11M	474	238
46S2T11T	406	231
47S2T12M	474	288
48S2T12T	406	281
49S2T13M	434	648
50S2T13T	366	640
51S2T21M	474	353
52S2T21T	406	345
53S2T22M	474	403
54S2T22T	406	395
55S2T23M	434	762
56S2T23T	366	755
57SED1-	201	1,043
58SED2-	201	1,118



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (Sommità Psup-1)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$
	$\epsilon_{y,d} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C28/35
R_{ck}	35 N/mm^2
f_{ck}	29.05 N/mm^2
γ_c	1.5
f_{cd}	19.4 N/mm^2
f_{cc}	16.5 N/mm^2

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 100 \text{ cm}$
Base della sezione	$b = 100 \text{ cm}$
Copriferro	$d' = 6.2 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione	$d = 93.8 \text{ cm}$

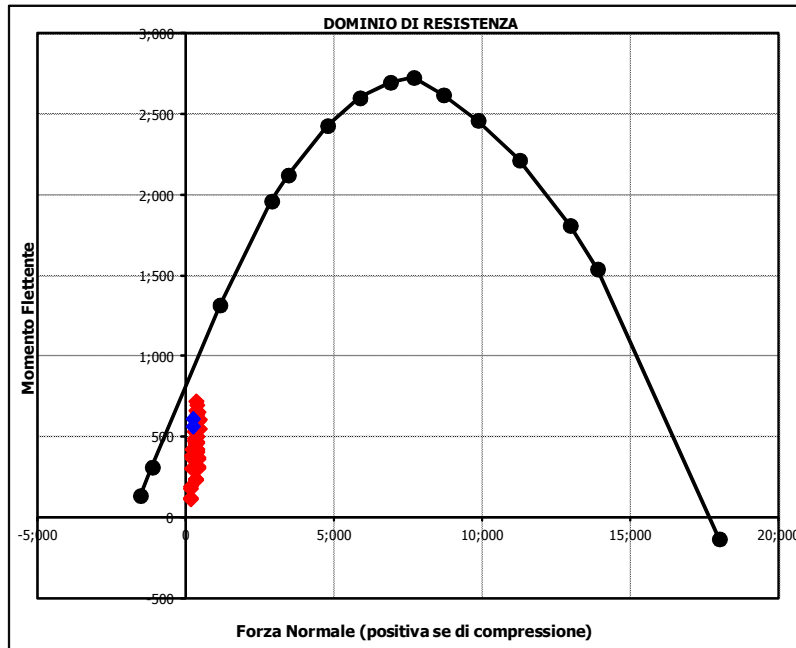
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
2.5	20	7.85	cm^2
		0.00	cm^2
		23.56	cm^2

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm^2
		0.00	cm^2
		0.00	cm^2
		15.71	cm^2

Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	06S1-13T	455	608
(Nmin)	07S1-14-	153	180
(Mmax)	37S2-13M	338	722
(Mmin)	31S1T24-	153	114

Caratteristiche di sollecitazione

	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	313	463	
02S1-11T	403	373	
03S1-12M	313	454	
04S1-12T	403	364	
05S1-13M	365	698	
06S1-13T	455	608	
07S1-14-	153	180	
08S1-15-	205	424	
09S1-21M	313	406	
10S1-21T	403	316	
11S1-22M	313	396	
12S1-22T	403	307	
13S1-23M	365	641	
14S1-23T	455	551	
15S1-24-	153	122	
16S1-25-	205	366	
17S1T11M	258	386	
18S1T11T	326	319	
19S1T12M	258	379	
20S1T12T	326	312	
21S1T13M	299	571	
22S1T13T	367	503	
23S1T14-	153	193	
24S1T15-	194	384	
25S1T21M	258	308	
26S1T21T	326	240	
27S1T22M	258	301	
28S1T22T	326	234	
29S1T23M	299	492	
30S1T23T	367	425	
31S1T24-	153	114	
32S1T25-	194	305	
33S2-11M	298	538	
34S2-11T	366	471	
35S2-12M	298	531	
36S2-12T	366	464	
37S2-13M	338	722	
38S2-13T	406	655	
39S2-21M	298	480	
40S2-21T	366	413	
41S2-22M	298	474	
42S2-22T	366	406	
43S2-23M	338	665	
44S2-23T	406	598	
45S2T11M	258	386	
46S2T11T	326	319	
47S2T12M	258	379	
48S2T12T	326	312	
49S2T13M	299	571	
50S2T13T	367	503	
51S2T21M	258	308	
52S2T21T	326	240	
53S2T22M	258	301	
54S2T22T	326	234	
55S2T23M	299	492	
56S2T23T	367	425	
57SED1-	233	606	
58SED2-	233	563	



VERIFICA A TAGLIO

Calcestruzzo

Tipo	C28/35	
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	29.1	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	16.5	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V_{Ed}	kN	604
N_{Ed}	kN	0

Piedritto dx

Armatura a taglio

Diametro	mm	16
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	5.03
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		5
\varnothing_1	mm	24
n_2		
\varnothing_2	mm	
Asl	cm ²	22.62

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	100
c	cm	4
d	cm	96
k	N/mm ²	1.46
v_{min}	N/mm ²	0.33
ρ		0.0024
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	319
----------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	30
V_{RSd}	kN	736
V_{RCd}	kN	3079
V_{Rd}	kN	736

VERIFICA A FESSURAZIONE (Spiccato Pinf-2)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	571	kN m
Sforzo normale	N	320	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	100	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = 5.0$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	22.62	cm ²	5 Ø 24	$c_{t1} = 5.2$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.6	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	222.9	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	178.2	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	128.2	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	25.8	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	10537	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	9491435	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	2290689	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	442	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	606	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	189.2	cm	
	u (M_{fess})	139.2	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	5.9		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	240.4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	25.5	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00044		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	22.0	cm	
Area efficace	$A_{c_{eff}}$	2200	cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{s_{eff}}$	22.6	cm ²	
	ρ_r	0.01028		
Distanza tra le barre	s	20.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	23.7	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.11	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.18	mm	

VERIFICA A FESSURAZIONE (Sommità Psup-1)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	418	kN m
Sforzo normale	N	222	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	100	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = 5.0$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = 5.0$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.6	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	232.9	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	188.1	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	138.1	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	21.8	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	10440	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	9287592	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1674320	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	415	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	576	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	259.4	cm	
	u (M_{fess})	209.4	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	6.3		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	345.3	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	20.5	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00044		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	19.0	cm	
Area efficace	A_{Ceff}	1900	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.7	cm ²	
	p_r	0.00827		
Distanza tra le barre	s	20.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	24.1	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.11	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.18	mm	

6 MURI DI IMBOCCO

Per il dimensionamento e la verifica dei muri è stato utilizzato il software Max vers. 10.10 di Aztec Informatica s.r.l., che effettua per la condizione statica e per quella sismica le verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio previste dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).

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

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

6.1 DATI GENERALI

Di seguito si riportano i dati relativi alla geometria del muro e fondazione:

Paramento

Altezza del paramento	4.85 [m]
Spessore in sommità	0.65 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.65 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	1.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.49 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.06 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.20 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.80 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

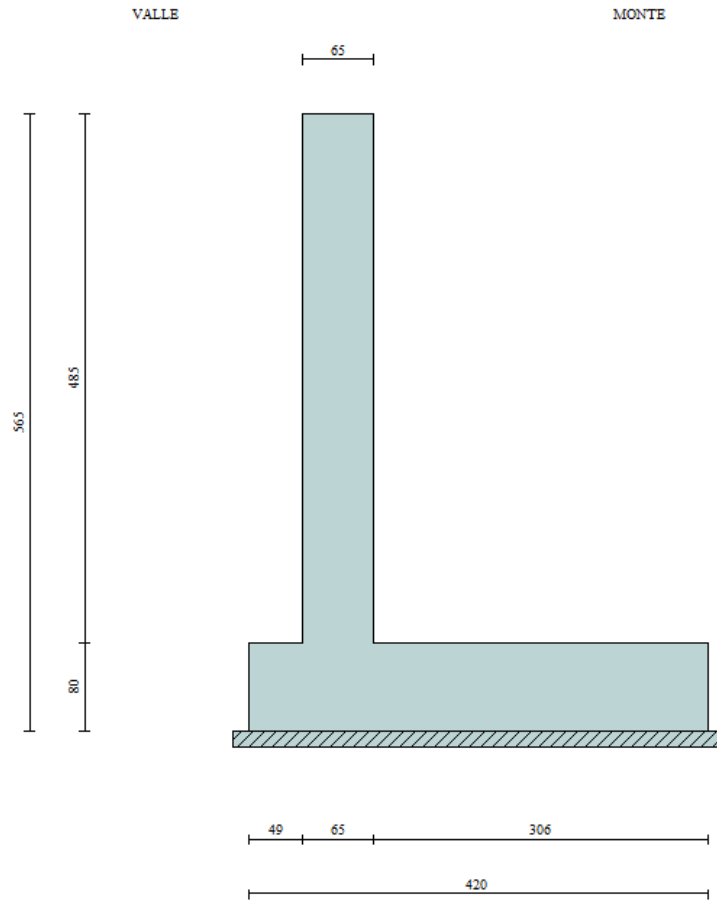


Figura 9 –Geometria muro

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

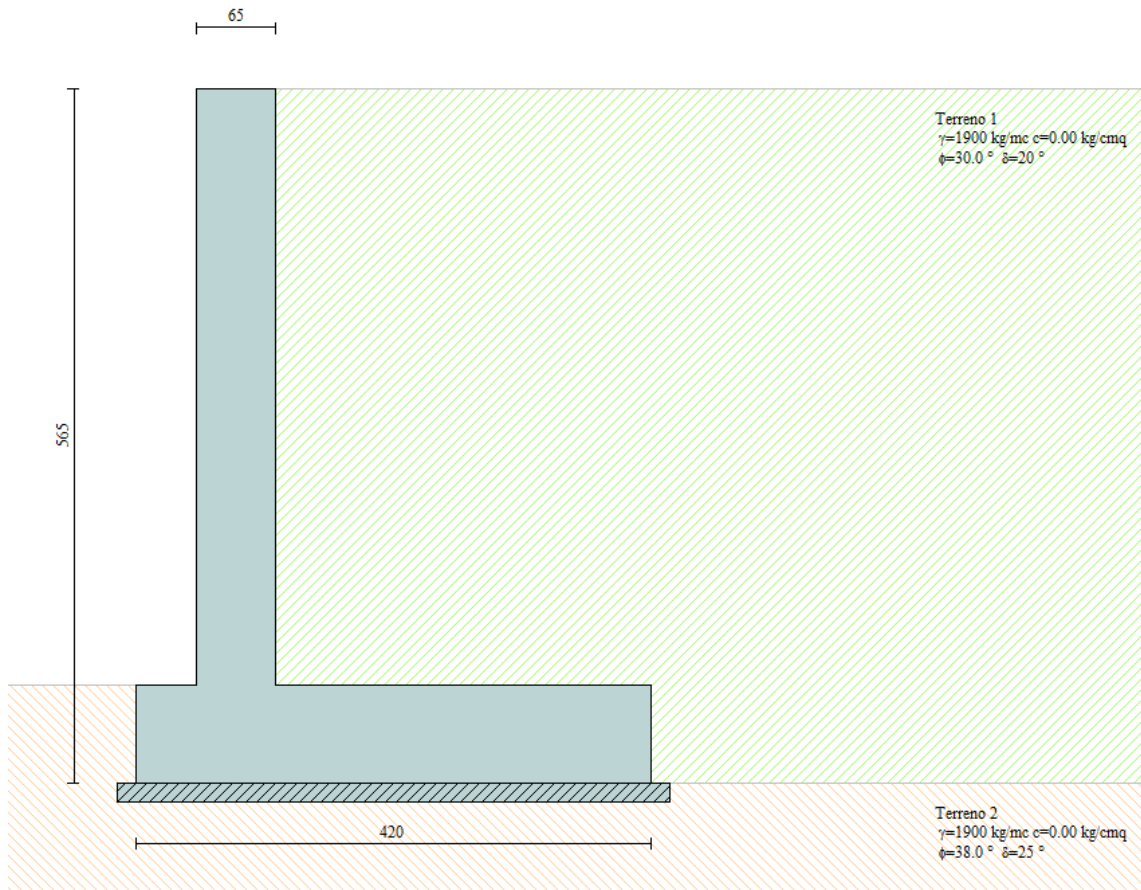


Figura 10 –Profilo

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kg]	Incr. sism.[kg]
1	A1-M1 - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.53	8.89	--	9016.46	2682.21
2	A1-M1 - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.46	9.16	--	9016.46	1758.60
3	A2-M2 - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.05	2.29	--	11042.37	3062.62
4	A2-M2 - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.01	2.33	--	11042.37	1931.48
5	EQU - [1]	SismaH + SismaV positivo	3.17	--	--	--	11042.37	3062.62
6	EQU - [1]	SismaH + SismaV negativo	2.77	--	--	--	11042.37	1931.48
7	STAB - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.36	11042.37	3062.62
8	STAB - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.34	11042.37	1931.48
9	SLEQ - [1]	--	--	2.66	17.38	--	9016.46	0.00
10	SLEF - [1]	--	--	2.66	17.38	--	9016.46	0.00
11	SLEF - [1]	--	--	2.66	17.38	--	9016.46	0.00

Figura 11 –Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza calcolati

6.2 ANALISI DEI CARICHI

6.2.1 Peso proprio

Per il peso proprio del muro di sostegno si considera il peso specifico del calcestruzzo armato pari a $GC = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.2.2 *Peso del terreno portato*

Il peso specifico del terreno portato è stato assunto pari a $GT = 19 \text{ kN/m}^3$.

6.2.3 *Spinta delle terre*

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

6.2.4 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

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

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_H W \quad F_{iV} = \pm k_V W$$

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

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

6.2.1 Verifica a ribaltamento

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

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

6.2.1 Verifica a scorrimento

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

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

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

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

6.2.1 Verifica a carico limite

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

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

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

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c i_c} + q N_q d_{q i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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

6.2.2 Verifica alla stabilità globale

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

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

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

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove 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 e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

6.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

6.3.1 Stati limite ultimi (SLU)

I coefficienti di partecipazione per le combinazioni statiche sono:

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

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

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00
---------------------------	-----------------	------	------	------	------

I coefficienti di partecipazione per le combinazioni sismiche sono:

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

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

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

6.3.1 Descrizione combinazioni di carico

Combinazione n° 1 - 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° 2 - 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° 3 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

	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° 4 - 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

Combinazione n° 5 - 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° 6 - 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° 7 - 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° 8 - 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° 9 - 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° 10 - 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° 11 - 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

Per i parametri sismici utilizzati nelle combinazioni di carico relative si fa riferimento ai dati riportati al capitolo 4 della presente relazione.

Di seguito si riportano i risultati relativi alla combinazione di carico n°4 (Caso A2-M2-GEO-Sisma negativo):

Valore della spinta statica	11042.37	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	10602.07	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	3087.07	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.06	[m]	Y = -3.77 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.23	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52.95	[°]	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Incremento sismico della spinta	1931.48	[kg]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.06	[m]	Y = -3.77 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	45.99	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	28197.90	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.53	[m]	Y = -2.42 [m]
Inerzia del muro	1724.19	[kg]	
Inerzia verticale del muro	-862.10	[kg]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	2986.17	[kg]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-1493.08	[kg]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	17166.89	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	45751.01	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	45751.01	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	17166.89	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.50	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.20	[m]
Risultante in fondazione	48865.71	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.57	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	22890.35	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	106626.32	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1.8679	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3107	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 35.51$	$N_q = 23.19$	$N_\gamma = 22.05$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$

Fattori inclinazione	$i_c = 0.60$	$i_q = 0.60$	$i_\gamma = 0.13$
Fattori profondità	$d_c = 1.07$	$d_q = 1.03$	$d_\gamma = 1.03$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 22.59$	$N'_q = 14.28$	$N'_\gamma = 2.91$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.33

Di seguito si riportano le sollecitazioni sul paramento:

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.24	394.06	6.92	64.69
3	0.48	788.12	35.08	175.26
4	0.73	1182.19	95.63	331.72
5	0.97	1576.25	199.68	534.08
6	1.21	1970.31	358.37	782.34
7	1.46	2364.38	582.82	1076.48
8	1.70	2758.44	884.17	1416.52
9	1.94	3152.50	1273.54	1802.46
10	2.18	3546.56	1762.07	2234.29
11	2.42	3940.63	2360.88	2712.01
12	2.67	4334.69	3081.10	3235.62
13	2.91	4728.75	3933.87	3805.13
14	3.15	5122.81	4930.30	4420.54
15	3.40	5516.88	6081.54	5081.83
16	3.64	5910.94	7398.70	5789.02
17	3.88	6305.00	8892.92	6542.11
18	4.12	6699.06	10575.33	7341.09
19	4.37	7093.13	12457.06	8185.96
20	4.61	7487.19	14549.23	9076.72
21	4.85	7881.25	16862.98	10013.38

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

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

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Le sollecitazioni della fondazione di valle valgono:

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.05	19.95	812.82
3	0.10	79.51	1616.73
4	0.15	178.24	2411.75
5	0.20	315.72	3197.86
6	0.24	491.49	3975.07
7	0.29	705.13	4743.37
8	0.34	956.19	5502.78
9	0.39	1244.25	6253.28
10	0.44	1568.87	6994.89
11	0.49	1929.61	7727.59

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Le sollecitazioni della fondazione di monte valgono:

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.31	-361.88	-2307.39
3	0.61	-1376.71	-4267.62
4	0.92	-2938.25	-5880.68
5	1.22	-4940.28	-7146.59
6	1.53	-7276.56	-8065.35
7	1.84	-9840.86	-8636.94
8	2.14	-12526.95	-8861.37
9	2.45	-15228.61	-8738.64

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

10	2.75	-17839.59	-8268.75
11	3.06	-20253.68	-7451.71

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Le armature minime per il soddisfacimento delle verifiche e le tensioni nei materiali del muro sono:

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 65	10.05	10.05	0	0	1000.00	23104	--	--
2	0.24	100, 65	10.05	10.05	937249	-16449	2378.43	23159	--	--
3	0.48	100, 65	10.05	10.05	913921	-40681	1159.61	23214	--	--
4	0.73	100, 65	10.05	10.05	867052	-70135	733.43	23268	--	--
5	0.97	100, 65	10.05	10.05	725719	-91933	460.41	23323	--	--
6	1.21	100, 65	10.05	10.05	579565	-105413	294.15	23377	--	--
7	1.46	100, 65	10.05	10.05	424224	-104571	179.42	23432	--	--
8	1.70	100, 65	10.05	10.05	274211	-87894	99.41	23486	--	--
9	1.94	100, 65	10.05	10.05	165488	-66854	52.49	23541	--	--
10	2.18	100, 65	10.05	10.05	103223	-51285	29.11	23595	--	--
11	2.42	100, 65	10.05	10.05	70981	-42526	18.01	23650	--	--
12	2.67	100, 65	10.05	10.05	52927	-37621	12.21	23705	--	--
13	2.91	100, 65	10.05	10.05	41486	-34512	8.77	23759	--	--
14	3.15	100, 65	10.05	10.05	33647	-32383	6.57	23814	--	--
15	3.40	100, 65	10.05	10.05	27979	-30843	5.07	23868	--	--
16	3.64	100, 65	10.05	10.05	23715	-29684	4.01	23923	--	--
17	3.88	100, 65	10.05	10.05	20409	-28786	3.24	23977	--	--
18	4.12	100, 65	10.05	10.05	17783	-28073	2.65	24032	--	--
19	4.37	100, 65	10.05	10.05	15656	-27495	2.21	24087	--	--
20	4.61	100, 65	10.05	10.05	13904	-27019	1.86	24141	--	--
21	4.85	100, 65	10.05	10.05	12442	-26622	1.58	24196	--	--

Le armature minime per il soddisfacimento delle verifiche e le tensioni nei materiali della fondazione di valle sono:

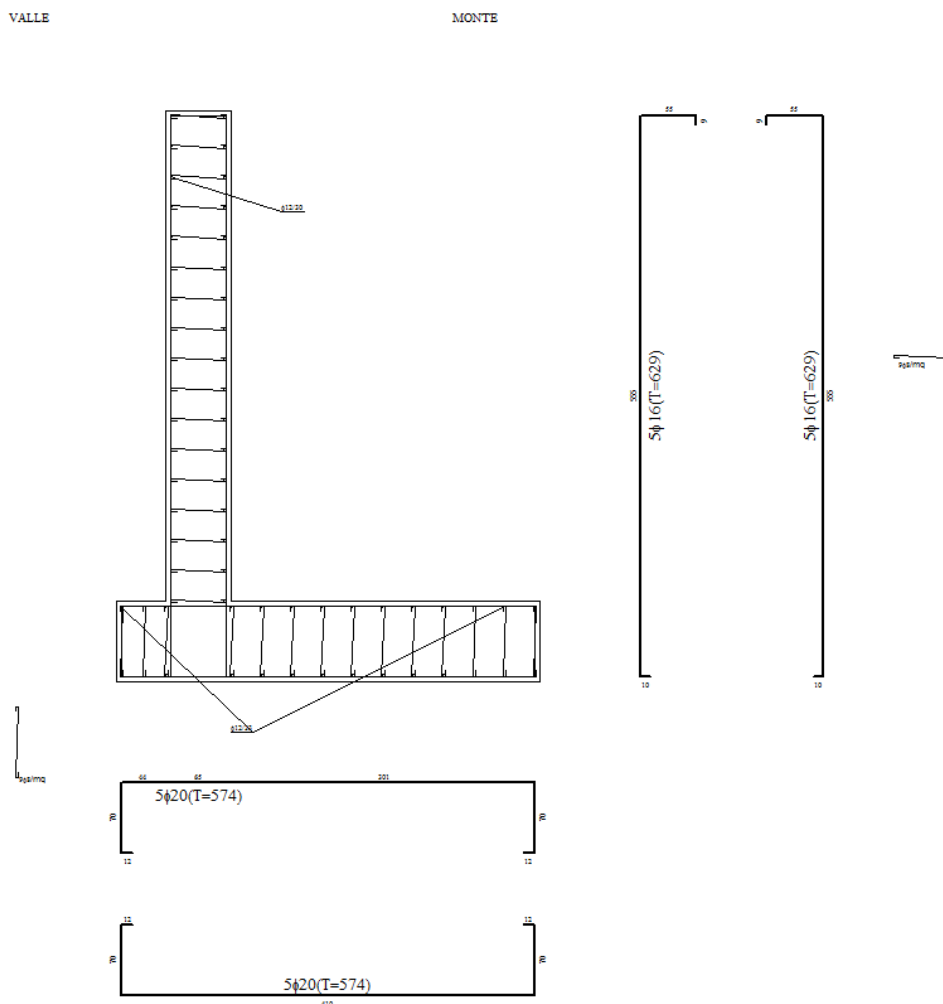
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 80	15.71	15.71	0	0	1000.00	27223	--	--
2	0.05	100, 80	15.71	15.71	0	45166	2263.93	27223	--	--
3	0.10	100, 80	15.71	15.71	0	45166	568.05	27223	--	--
4	0.15	100, 80	15.71	15.71	0	45166	253.39	27223	--	--
5	0.20	100, 80	15.71	15.71	0	45166	143.06	27223	--	--
6	0.24	100, 80	15.71	15.71	0	45166	91.90	27223	--	--
7	0.29	100, 80	15.71	15.71	0	45166	64.05	27223	--	--
8	0.34	100, 80	15.71	15.71	0	45166	47.24	27223	--	--
9	0.39	100, 80	15.71	15.71	0	45166	36.30	27223	--	--
10	0.44	100, 80	15.71	15.71	0	45166	28.79	27223	--	--
11	0.49	100, 80	15.71	15.71	0	45166	23.41	27223	--	--

Le armature minime per il soddisfacimento delle verifiche e le tensioni nei materiali della fondazione di monte sono:

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 80	15.71	15.71	0	0	1000.00	27223	--	--
2	0.31	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	124.81	27223	--	--
3	0.61	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	32.81	27223	--	--
4	0.92	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	15.37	27223	--	--
5	1.22	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	9.14	27223	--	--
6	1.53	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	6.21	27223	--	--
7	1.84	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	4.59	27223	--	--
8	2.14	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	3.61	27223	--	--
9	2.45	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	2.97	27223	--	--
10	2.75	100, 80	15.71	15.71	0	-45166	2.53	27223	--	--

Di seguito si riportano le armature di progetto:



6.4 DICHIARAZIONI SECONDO NTC 2008 (punto 10.2)

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

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

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.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	3TI ITALIA S.P.A.
Licenza	AIR0126UF

Affidabilità dei codici di calcolo

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

Modalità di presentazione dei risultati

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

Informazioni generali sull'elaborazione

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

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

7 INCIDENZE

Incidenze sottovia:

	Incidenza
	kg/mc
Soletta sup app	80
Soletta sup camp	
Soletta inf app	60
Soletta inf camp	
Piedritto spiccato	80
Piedritto sommità	

Incidenze muri:

	Incidenza
	kg/mc
Elevazione	60
Fondazione	60