

# 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

PROGETTAZIONE:  
**ITALCONSULT**

RESPONSABILE DELL'INTERMEDIAZIONE  
TRA LE PARTI INTERESSATE SPECIALISTICHE:  
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renzo



Il Responsabile:  
Ing. Giovanni Mondello

ELABORATO: IMPIANTI  
RELAZIONI  
STRUTTURE  
RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI PMV E OPERE ACCESSORIE

Progressivo Rev.  
**12 01 04 002 02**

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: -
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	ITALCONSULT - CUGINI	A. MIOSI	G. MONDELLO	NOME FILE: J16L1_12_01_04_002_0101_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	ITALCONSULT - CUGINI	A. MIOSI	G. MONDELLO	CM. PROGR. FG. LIV. REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	ITALCONSULT - CUGINI	A. MIOSI	G. MONDELLO	J16L1_12_01_04_002_0101_OPD_02

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

*Committente:*



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI DI FONDAZIONE PORTALI PMV E OPERE ACCESSORIE

## I N D I C E

<b>1</b>	<b>OGGETTO</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DEI PLINTI DI FONDAZIONE</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI</b>	<b>6</b>
4.1	Calcestruzzo per getti plinti di fondazione - C28/35	6
4.2	Acciaio per armature B450C	6
<b>5</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI</b>	<b>6</b>
5.1	Parametri geotecnici Tratto da 0+000 a 0+450	6
5.2	Parametri geotecnici Tratto da 0+450 a 2+200	6
5.3	Parametri geotecnici viadotto Astico - Piovene Rocchette	6
5.1	Parametri geotecnici galleria artificiale Sant’Agata	7
5.2	Parametri geotecnici galleria Sant’Agata 2 – Imbocco sud	7
5.3	Parametri geotecnici galleria Sant’Agata 2 - Galleria	7
5.4	Parametri geotecnici galleria Sant’Agata 2 – Imbocco nord	7
5.5	Parametri geotecnici svincolo Cogollo del Cengio	7
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA</b>	<b>7</b>
6.1	Criteri generali di verifica	7
6.1.1	<i>Verifica della capacità portante</i>	8
6.1.2	<i>Verifiche allo stato limite di scorrimento sul piano di posa</i>	8
6.1.3	<i>Verifica allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (Ribaltamento) EQU</i>	8
<b>7</b>	<b>CODICE DI CALCOLO</b>	<b>9</b>
<b>8</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>9</b>
<b>9</b>	<b>MODELLAZIONE</b>	<b>10</b>
9.1	Plinto portale d’ingresso in autostrada L = 5 m	10
9.2	Plinto portale d’imbocco in galleria L = 11 m	10
9.3	Plinto portale in itinere L = 14 m	10
9.4	Plinto palo TVCC	11
9.5	Basamento traliccio ponte radio	11
<b>10</b>	<b>VERIFICHE</b>	<b>12</b>
10.1	Plinto portale di entrata in autostrada L = 5 m	12

10.1.1	<i>Verifica a ribaltamento nel piano del portale</i>	12
10.1.2	<i>Verifica a ribaltamento ortogonale al piano del portale</i>	12
10.1.3	<i>Verifiche capacità portante</i>	12
10.1.4	<i>Verifica a scorrimento</i>	13
10.1.5	<i>Verifica a flessione armature</i>	13
10.1.6	<i>Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)</i>	15
<b>10.2</b>	<b>Plinto portale PMV di imbocco in galleria L = 11 m</b>	<b>16</b>
<b>10.3</b>	<b>Plinto portale PMV in itinere L = 14 m</b>	<b>16</b>
10.3.1	<i>Verifiche a ribaltamento nel piano del portale</i>	16
10.3.2	<i>Verifiche a ribaltamento ortogonale al piano del portale</i>	16
10.3.3	<i>Verifiche capacità portante</i>	16
10.3.4	<i>Verifica a scorrimento</i>	17
10.3.5	<i>Verifica a flessione delle armature</i>	17
10.3.6	<i>Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)</i>	19
<b>10.4</b>	<b>Plinto palo TVCC</b>	<b>20</b>
10.4.1	<i>Verifica a ribaltamento</i>	20
10.4.2	<i>Verifica capacità portante</i>	20
10.4.3	<i>Verifica a scorrimento</i>	21
10.4.4	<i>Verifica a flessione armatura</i>	21
10.4.5	<i>Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)</i>	22
<b>10.5</b>	<b>Basamento traliccio ponte radio</b>	<b>23</b>
10.5.1	<i>Verifica al ribaltamento</i>	23
10.5.2	<i>Verifica della capacità portante</i>	23
10.5.3	<i>Verifica a scorrimento</i>	24
10.5.4	<i>Verifica a flessione armatura</i>	24
10.5.5	<i>Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)</i>	26

## **1 OGGETTO**

Il presente documento riporta i calcoli e le verifiche strutturali dei plinti di fondazione in calcestruzzo armato delle tre tipologie di pannelli a messaggio variabile che saranno realizzati sulla tratta dell’Autostrada A 31 Nord Trento Rovigo – Tronco Trento - Valdastico – Piovene Rocchette.

## **2 DESCRIZIONE DEI PLINTI DI FONDAZIONE**

Le tipologie di plinto sono così suddivise:

### Plinti portale di ingresso in autostrada

Plinto diretto a gradoni dimensioni massime 2,5 x 2,5 x 2,2 m

### Portale in itinere

Plinto diretto a gradoni dimensioni massime 4 x 3 x 3 m

### Portali di ingresso in galleria

Plinto diretto a gradoni dimensioni massime 4 x 3 x 3 m

### Plinto per palo TVCC

Plinto diretto dimensioni 2 m x 2 m x 1 m

### Basamento per traliccio ponte radio

Plinto diretto dimensioni 3,5 m x 3,5 m x 1,5 m

## **3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;

- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo per getti plinti di fondazione - C28/35

- resistenza caratteristica cubica: Rck = 35 MPa
- resistenza caratteristica cilindrica: fck = 28 MPa
- modulo di elasticità: Eck = 31447 MPa
- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,2$
- resistenza ammissibile a compressione:  $\sigma = 11$  MPa
- resistenza ammissibile a taglio sezione non armata:  $t_{co} = 0,67$  MPa
- resistenza ammissibile massima a taglio:  $t_{c1} = 1,97$  MPa

### 4.2 Acciaio per armature B450C

- modulo di elasticità:  $E_k = 206000$  MPa
- tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 540$  MPa
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450$  MPa
- resistenza ammissibile a trazione:  $\sigma = 255$  MPa

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri costitutivi che caratterizzano i terreni che interessano le opere di fondazione, utilizzati nelle analisi svolte, sono riepilogati qui nel seguito:

### 5.1 Parametri geotecnici Tratto da 0+000 a 0+450

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	$G_s$ (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_u$ (kPa)	$C'$ kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$G_{max}$ (Mpa)	$\nu$ (-)	$k_0$ (-)
19	-	2.75	2	60	1E-6	-	-	0	40	40	100	0.3	0.5

### 5.2 Parametri geotecnici Tratto da 0+450 a 2+200

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	$G_s$ (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_u$ (kPa)	$C'$ kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$G_{max}$ (Mpa)	$\nu$ (-)	$k_0$ (-)
20	-	2.75	2	65	5E-6	-	-	0	42	150	300	0.3	0.5

### 5.3 Parametri geotecnici viadotto Astico - Piovene Rocchette

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	$G_s$ (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_u$ (kPa)	$C'$ kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$G_{max}$ (Mpa)	$\nu$ (-)	$k_0$ (-)
19.5	-	2.75	1.5	60	5E-6	-	-	0	40	40	100	0.3	0.5

### 5.1 Parametri geotecnici galleria artificiale Sant'Agata

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	G <sub>s</sub> (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	C <sub>u</sub> (kPa)	C' kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	G <sub>max</sub> (Mpa)	v (-)	k <sub>0</sub> (-)
29	-	2.75	1.5	65	5E-6	-	-	0	40	150	300	0.3	0.5

### 5.2 Parametri geotecnici galleria Sant'Agata 2 – Imbocco sud

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	G <sub>s</sub> (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	C <sub>u</sub> (kPa)	C' kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	G <sub>max</sub> (Mpa)	v (-)	k <sub>0</sub> (-)
20	-	2.75	1.5	65	5E-6	-	-	0	40	150	300	0.3	0.5

### 5.3 Parametri geotecnici galleria Sant'Agata 2 - Galleria

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	G <sub>s</sub> (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	C <sub>u</sub> (kPa)	C' kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	G <sub>max</sub> (Mpa)	v (-)	k <sub>0</sub> (-)
20	-	2.75	1.5	50	5E-6	-	-	0	40	150	300	0.3	0.5

### 5.4 Parametri geotecnici galleria Sant'Agata 2 – Imbocco nord

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	G <sub>s</sub> (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	C <sub>u</sub> (kPa)	C' kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	G <sub>max</sub> (Mpa)	v (-)	k <sub>0</sub> (-)
20	-	2.75	1.5	65	5E-6	-	-	0	40	150	300	0.3	0.5

### 5.5 Parametri geotecnici svincolo Cogollo del Cengio

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	IP (-)	G <sub>s</sub> (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	C <sub>u</sub> (kPa)	C' kPa	$\phi'$ (°)	E (MPa)	G <sub>max</sub> (Mpa)	v (-)	k <sub>0</sub> (-)
20	-	2.75	1.5	70	1E-6	-	-	0	38	150	300	0.3	0.45

## 6 CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

### 6.1 Criteri generali di verifica

In accordo al paragrafo 6.4.2.1. i plinti sono verificati per i seguenti stati limite ultimi:

#### SLU di tipo GEOTECNICO

1. Verifica della capacità portante secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
2. Verifica a scorrimento secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
3. Stabilità globale secondo Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2)

#### SLU di tipo STRUTTURALE

1. Verifiche di resistenza secondo approccio 2 (A1+M1+R3)



### 6.1.1 Verifica della capacità portante

La verifica di capacità portante è effettuata secondo la formula di Terzaghi che nella sua forma generalizzata si presenta come segue

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + \\ + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \\ + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

Con:

$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi'/2)$	Fattore di capacità portante dovuto a coesione
$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	Fattore di capacità portante dovuto a peso del terreno
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$	Fattore di capacità portante dovuto a sovraccarico
$s_c, s_q, s_{\gamma}$	Fattori di forma
$d_c, d_q, d_{\gamma}$	Fattori di profondità
$i_c, i_q, i_{\gamma}$	Fattori di inclinazione del carico
$b_c, b_q, b_{\gamma}$	Fattori di inclinazione della base
$g_c, g_q, g_{\gamma}$	Fattori di inclinazione del piano campagna

### 6.1.2 Verifiche allo stato limite di scorrimento sul piano di posa

Sono incrementate le azioni (A1), invariati i parametri geotecnici (M1) e ridotta la resistenza (R3).

### 6.1.3 Verifica allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (Ribaltamento) EQU

Nella verifica al ribaltamento le azioni verticali sono favorevoli e le azioni orizzontali sfavorevoli. L'azione di progetto viene incrementata di un fattore  $\gamma_G = 1,5$  (tabella 6.2.I colonna A1) Il coefficiente di attrito di progetto è:  $\tan \delta_d = \tan \delta_k / \gamma_{\phi'}$  con  $\gamma_{\phi'} = 1$  (da tabella 6.2.II colonna M1).

I parametri geotecnici dell'unità stratigrafica interessata dalla realizzazione dei plinti sono i seguenti:

$$\phi = 40^{\circ}$$

$$\gamma = 1900 \text{ daN/m}^3$$

$$c = 0 \text{ kPa} = 0 \text{ daN/m}^2$$

Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2(\pi/4 + \phi'/2) = 63,98$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi' = 109$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cotg} \phi' = 75,06$$

Fattori di forma (per fondazione a pianta di forma quadrata)

$$s_c = 1 + N_q / N_c = 1 + 63,98 / 75,06 = 1,85$$

$$s_q = 1 + \text{tg} \phi = 1,83$$

$$s_\gamma = 0,6$$

Fattori di profondità

A favore di sicurezza si decide di non considerare il contributo dei fattori di profondità.

Fattori di inclinazione

I fattori di inclinazione della base e di inclinazione del piano campagna sono da considerare unitari in quanto i plinti poggiano su piani orizzontali.

Il carico assiale sollecitante derivante dal palo non è inclinato

Pertanto la formula di Brinch Hansen è riconducibile a:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + c \cdot N_c \cdot s_c$$

Le verifiche vengono svolte in accordo ai seguenti criteri:

## **7 CODICE DI CALCOLO**

Programma di calcolo:

MODEST Versione 8.12 prodotto da Tecnisoft

Licenza d'uso intestata a:

ETS SPA

Via Don A. Mazzi 32

24018 Villa D'Almè BG

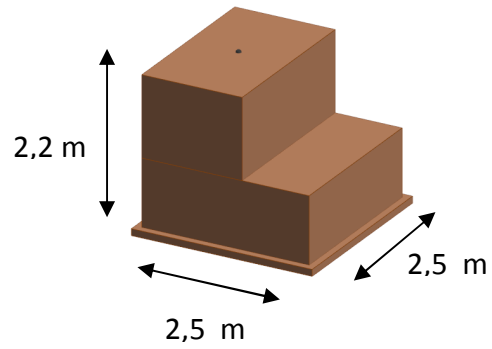
Chiave HW: 6972

## **8 ANALISI DEI CARICHI**

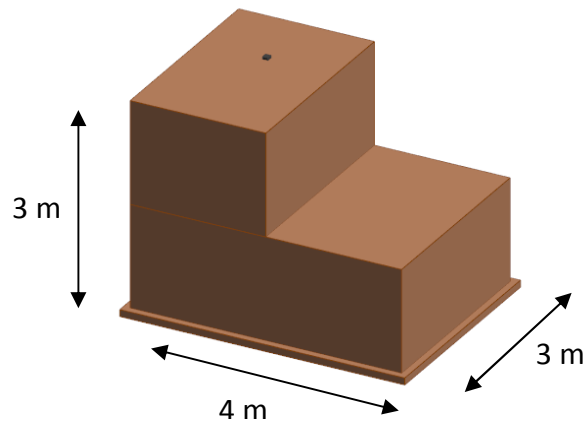
Si riportano i carichi agenti alla testa dei plinti derivanti dalle strutture in elevazione dei portali determinati nella relazione di calcolo J16L1-12010401-0101-OPD00

## 9 MODELLAZIONE

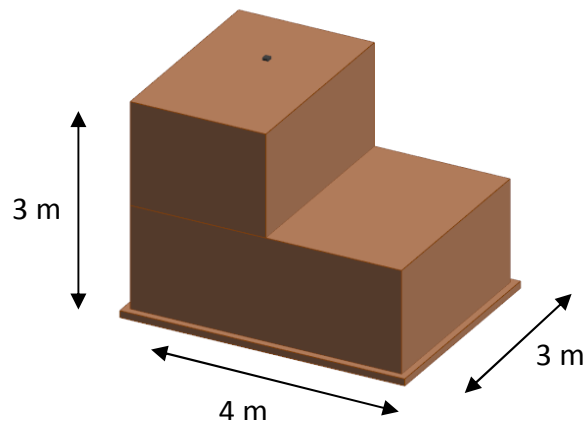
### 9.1 *Plinto portale d'ingresso in autostrada L = 5 m*



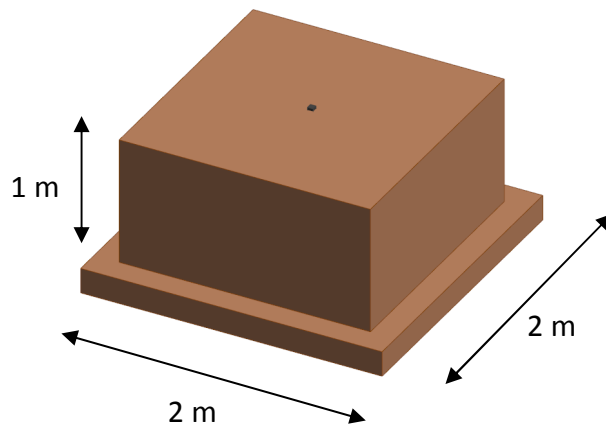
### 9.2 *Plinto portale d'imbocco in galleria L = 11 m*



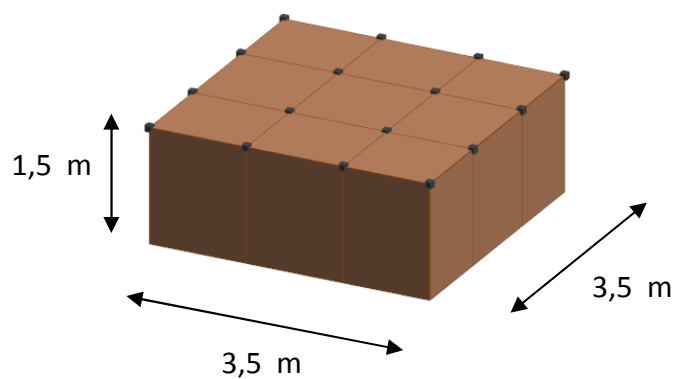
### 9.3 *Plinto portale in itinere L = 14 m*



9.4 *Plinto palo TVCC*



9.5 *Basamento traliccio ponte radio*



## 10 VERIFICHE

### 10.1 *Plinto portale di entrata in autostrada L = 5 m*

#### 10.1.1 *Verifica a ribaltamento nel piano del portale*

Momento ribaltante

$$M_{rib, sisma} = 8675 \text{ daNm (derivante da analisi modale)}$$

Momento stabilizzante

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 \cdot 10,75 \text{ m}^3 \cdot 1,75 \text{ m} = 42328 \text{ daNm}$$

$$M_{stab} / M_{rib} = 42328 \text{ daNm} / 8675 \text{ daNm} = 4,87 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.1.2 *Verifica a ribaltamento ortogonale al piano del portale*

Momenti ribaltanti

$$M_{rib, vento} = 1,5 \cdot 140 \text{ daN/m}^2 \cdot 1,8 \text{ m} \cdot 3,9 \text{ m} \cdot (6,5+2,2+0,9) \text{ m} = 14152 \text{ daNm}$$

$$M_{rib, sisma} = 15594 \text{ daNm (derivante da analisi modale)}$$

Momento stabilizzante

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 \cdot 10,75 \text{ m}^3 \cdot 1,25 \text{ m} = 30234 \text{ daNm}$$

$$M_{stab} / M_{rib} = 30234 \text{ daNm} / 15594 \text{ daNm} = 1,93 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.1.3 *Verifiche capacità portante*

Il peso che il sistema plinto-portale esercita sul terreno è :

$$N_{ed} = 1,3 \cdot 30375 \text{ daN} = 39487 \text{ daN}$$

Il momento all'incastro del montante del portale vale  $M_{ed} = 15594 \text{ daNm}$ .

Pertanto l'eccentricità risulta:

$$e = M/N = 15594 \text{ daNm} / 39487 \text{ daN} = 0,39 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e = 2,5 - 2 \cdot 0,39 \text{ m} = 1,72 \text{ m}$$

Si determina il carico limite:

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 1/2 \cdot 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 1,72 \text{ m} \cdot 109 \cdot 0,6 + 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot 63,98 \cdot 1,72 \\ &= 106864 \text{ daN/m}^2 + 209086 \text{ daN/m}^2 = 315951 \text{ daN/m}^2 = 31,59 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Q_{lim} / 2,3 = 13,73 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,49 \text{ daN/cm}^2 < 13,73 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.1.4 Verifica a scorrimento

L'azione che induce scorrimento del plinto è la seguente:

Sed = 2585 daN

$Srd = 1/\gamma_R \cdot [(C'K / \gamma_C) \cdot B \cdot L' + Ned \cdot \tan \phi_k / \gamma_k]$

Eliminando il contributo coesivo che è assente la resistenza risulta:

$Srd = 1/1,1 \cdot (39487 \text{ daN} \cdot \tan 40^\circ) = 30121 \text{ daN}$

$Srd / Sed = 30121 \text{ daN} / 2585 \text{ daN} = 11,65 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

#### 10.1.5 Verifica a flessione armature

Ferri superiori direzione X	Ø12/20 cm
Ferri superiori direzione Y	Ø12/20 cm
Ferri inferiori direzione X	Ø12/20 cm
Ferri inferiori direzione Y	Ø12/20 cm

#### Simbologia

Caso = Caso di verifica  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco  
 Az = Azioni ed effetti sul plinto/palo  
 RVN = Reazioni vincolari agenti  
 TAG = Effetti dovuti ai tagli  
 ECC = Effetti dovuti all'eccentricità  
 PP = Effetti dovuti al peso proprio  
 SVR = Effetti dovuti ai sovraccarichi e al peso del terreno  
 TOT = Azioni totali di calcolo  
 N = Sforzo normale  
 Tx = Taglio in dir. X  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Mx = Momento intorno all'asse X  
 My = Momento intorno all'asse Y  
 $\sigma_t$  = Tensione sul terreno  
 PV = Punto di verifica  
 XXn = Posizione di verifica (coord. Y) per flessione intorno all'asse X  
 YYn = Posizione di verifica (coord. X) per flessione intorno all'asse Y  
 Coord. = Coordinata del punto di verifica  
 Mom = Momento flettente  
 Mu = Momento ultimo  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa  
 AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo

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

$\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
c = Ricoprimento dell'armatura  
s = Distanza minima tra le barre  
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_{rm}$  = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_{c\ eff}$  = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{sr}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{sm}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
Wk = Apertura delle fessure  
Tipo = Tipo di verifica effettuata  
Cf = Copriferro  
Cls = Tipo di calcestruzzo  
Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
Acc. = Tipo di acciaio  
Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fcd <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctd <daN/cm <sup>2</sup> >	Acc.	Fyk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fyd <daN/cm <sup>2</sup> >
4.00	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Le tensioni sul terreno vengono calcolate oltre che per l'effetto delle reazioni vincolari anche considerando i seguenti effetti

**Azioni ed effetti comuni**

Az	N <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>
PP	26875.00	0.00	5625.00
SVR	0.00		

**Azioni, effetti e tensioni sul terreno**

Caso	CC	TCC	Az	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	$\sigma_t$ <daN/cm <sup>2</sup> >
17	25	SLU	RVN	2932.76	-0.00	-2610.39	15078.30	-7962.92	
		SLU	TAG				5742.85	-0.00	
		SLU	ECC				0.00	1466.38	
		SLU	TOT	29807.80	-0.00	-2610.39	20821.20	-871.54	-1.49
4	5	SLD	RVN	2082.96	339.66	-400.51	2484.47	-3299.57	
		SLD	TAG				881.12	747.24	
		SLD	ECC				0.00	1041.48	
		SLD	TOT	28958.00	339.66	-400.51	3365.59	4114.16	-0.75
20	28	SLE Q	RVN	2082.96	-0.00	-252.00	1541.43	-5514.61	
		SLE Q	TAG				554.40	-0.00	
		SLE Q	ECC				0.00	1041.48	
		SLE Q	TOT	28958.00	-0.00	-252.00	2095.83	1151.88	-0.59
18	26	SLE R	RVN	2208.42	-0.00	-1740.26	10033.40	-5957.48	
		SLE R	TAG				3828.57	-0.00	
		SLE R	ECC				0.00	1104.21	
		SLE R	TOT	29083.40	-0.00	-1740.26	13862.00	771.73	-1.04
19	27	SLE F	RVN	2114.18	-0.00	-558.05	3295.91	-5624.78	
		SLE F	TAG				1227.71	-0.00	
		SLE F	ECC				0.00	1057.09	
		SLE F	TOT	28989.20	-0.00	-558.05	4523.62	1057.30	-0.68

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione**

Caso	CC	TCC	PV	Coord. <m>	Mom <daNm>	Mu <daNm>	Sic.
17	25	SLU	YY1	0.25	25627.30	162992.00	6.36
17	25	SLU	YY3	0.75	12770.50	46177.20	3.62

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

4	5	SLD	YY1	0.25	10323.80	187802.00	18.19
4	5	SLD	YY3	0.75	5144.54	53250.40	10.35

**Stato limite d'esercizio - Verifiche a flessione**

Caso	CC	TCC	PV	Coord. <m>	Mom <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
18	26	SLE R	YY1	0.25	16193.10	24.88	12.44	-3.37	479.68
18	26	SLE R	YY3	0.75	8069.29	12.44	12.44	-5.99	702.88
19	27	SLE F	YY1	0.25	8830.27	24.88	12.44	-1.84	261.57
19	27	SLE F	YY3	0.75	4400.27	12.44	12.44	-3.27	383.29
20	28	SLE Q	YY1	0.25	6972.06	24.88	12.44	-1.45	
20	28	SLE Q	YY3	0.75	3474.29	12.44	12.44	-2.58	

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	PV	Coord. <m>	Mom <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	$\Phi$	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	W <sub>k</sub> <mm>
20	28	SLE Q	YY1	0.25	6972.06	34.00	168.00	0.23	315.63	12.00	1.13	217.65	206.53	19926.30	0.04	0.02
20	28	SLE Q	YY3	0.75	3474.29	34.00	168.00	0.22	262.22	12.00	1.13	172.75	302.58	12810.90	0.06	0.03
19	27	SLE F	YY1	0.25	8830.27	34.00	168.00	0.23	315.63	12.00	1.13	217.65	261.57	19926.30	0.05	0.03
19	27	SLE F	YY3	0.75	4400.27	34.00	168.00	0.22	262.22	12.00	1.13	172.75	383.22	12810.90	0.07	0.03

**Verifiche effettuate**

Caso	Tipo
17	$\sigma_{t \min}$ (max compr.), sLU N cost - min. sic.
4	sLD N cost - min. sic.
20	c.Q.Per. - $\sigma_{c \min}$ (max compr.), c.Q.Per. - W <sub>k max</sub>
18	c.Rare - $\sigma_{c \min}$ (max compr.), c.Rare - $\sigma_{f \max}$ (max traz.), c.Rare - $\sigma_{f \min}$ (max compr.)
19	c.Freq - W <sub>k max</sub>

**10.1.6 Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)**

La tensione sollecitante risulta essere:

$$ved = 1,15 \cdot [394870 \text{ N} / (2500 \text{ mm} \cdot 2160 \text{ mm})] = 0,085 \text{ MPa}$$

Tale valore deve essere inferiore al massimo tra i seguenti valori resistenti:

$$vrd,c1 = Crd,c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,128 \text{ MPa}$$

$$vrd,c2 = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,274 \text{ MPa}$$

con:

$$\rho = 0,0002 \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,3 \leq 2$$

$$Crd,c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

Pertanto risulta che:

$$Ved = 0,085 \text{ MPa} < 0,274 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$



### 10.2 *Plinto portale PMV di imbocco in galleria L = 11 m*

Per le verifiche del plinto del portale PMV di imbocco in galleria si rimanda ai successivi paragrafi relativi al plinto del portale PMV in itinere da 14 m.

### 10.3 *Plinto portale PMV in itinere L = 14 m*

#### 10.3.1 *Verifiche a ribaltamento nel piano del portale*

Momento ribaltante

$$M_{rib,sisma} = 72300 \text{ daNm (derivante da analisi modale)}$$

Momento stabilizzante

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 \cdot 27 \text{ m}^3 \cdot 3 \text{ m} = 182250 \text{ daNm}$$

$$M_{stab} / M_{rib} = 182250 \text{ daNm} / 72300 \text{ daNm} = 2,52 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.3.2 *Verifiche a ribaltamento ortogonale al piano del portale*

Momento ribaltante

$$M_{rib,sisma} = 81757 \text{ daNm (derivante da analisi modale)}$$

Momento stabilizzante

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 \cdot 27 \text{ m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} = 91125 \text{ daNm}$$

$$M_{stab} / M_{rib} = 91125 \text{ daNm} / 81757 \text{ daNm} > 1,1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.3.3 *Verifiche capacità portante*

Il peso che il sistema plinto-portale esercita sul terreno è :

$$N_{ed} = 1,3 \cdot 67500 \text{ daN} = 87750 \text{ daN}$$

Il momento all'incastro del montante del portale vale  $M_{ed} = 81757 \text{ daNm}$ .

Pertanto l'eccentricità risulta:

$$e = M/N = 81757 \text{ daNm} / 67500 \text{ daN} = 1,21 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e = 4 - 2 \cdot 1,07 \text{ m} = 1,58 \text{ m}$$

Si determina il carico limite:

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 1/2 \cdot 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 1,58 \text{ m} \cdot 109 \cdot 0,6 + 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 63,98 \cdot 1,58 \\ &= 98165 \text{ daN/m}^2 + 288101 \text{ daN/m}^2 \quad 386266 \text{ daN/m}^2 = 38,62 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Q_{lim}/2,3 = 16,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$0,73 \text{ daN/cm}^2 < 16,8 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.3.4 Verifica a scorrimento

L'azione che induce scorrimento del plinto è la seguente:

$$Sed = 23248 \text{ daN}$$

$$Srd = 1/\gamma_R \cdot [(C'K / \gamma_C) \cdot B \cdot L' + Ned \cdot \tan \phi_k / \gamma_k]$$

Eliminando il contributo coesivo che è assente la resistenza risulta:

$$Srd = 1/1,1 \cdot (67500 \text{ daN} \cdot \tan 40^\circ) = 51490 \text{ daN}$$

$$Srd / Sed = 51490 \text{ daN} / 23248 \text{ daN} = 2,21 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.3.5 Verifica a flessione delle armature

Ferri superiori direzione X	Ø16/20 cm
Ferri superiori direzione Y	Ø16/20 cm
Ferri inferiori direzione X	Ø20/20 cm
Ferri inferiori direzione Y	Ø20/20 cm

#### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
Az	= Azioni ed effetti sul plinto/palo
RVN	= Reazioni vincolari agenti
TAG	= Effetti dovuti ai tagli
ECC	= Effetti dovuti all'eccentricità
PP	= Effetti dovuti al peso proprio
SVR	= Effetti dovuti ai sovraccarichi e al peso del terreno
TOT	= Azioni totali di calcolo
N	= Sforzo normale
Tx	= Taglio in dir. X
Ty	= Taglio in dir. Y
Mx	= Momento intorno all'asse X
My	= Momento intorno all'asse Y
$\sigma_t$	= Tensione sul terreno
PV	= Punto di verifica
XXn	= Posizione di verifica (coord. Y) per flessione intorno all'asse X
YYn	= Posizione di verifica (coord. X) per flessione intorno all'asse Y
Coord.	= Coordinata del punto di verifica
Mom	= Momento flettente

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

Mu = Momento ultimo  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa  
 AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 c = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre  
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_{rm}$  = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_{c\ eff}$  = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{sr}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{sm}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Cf = Copriferro  
 Cls = Tipo di calcestruzzo  
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
 Acc. = Tipo di acciaio  
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Acc.	Fyk	Fyd
<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
4.00	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Le tensioni sul terreno vengono calcolate oltre che per l'effetto delle reazioni vincolari anche considerando i seguenti effetti

**Azioni ed effetti comuni**

Az	N	Mx	My
	<daN>	<daNm>	<daNm>
PP	67500.00	0.00	22500.00
SVR	0.00		

**Azioni, effetti e tensioni sul terreno**

Caso	CC	TCC	Az	N	Tx	Ty	Mx	My	$\sigma_c$
				<daN>	<daN>	<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN/cmq>
17	17	SLU	RVN	11932.00	-0.00	-11640.80	79027.80	-72477.90	
	17	SLU	TAG				34922.50	-0.00	
	17	SLU	ECC				0.00	11932.00	
	17	SLU	TOT	79432.00	-0.00	-11640.80	113950.00	-38045.90	-28.98
6	6	SLD	RVN	9413.98	-1283.65	736.57	-6141.88	-65977.40	
	6	SLD	TAG				-2209.72	-3850.94	
	6	SLD	ECC				0.00	9413.98	
	6	SLD	TOT	76914.00	-1283.65	736.57	-8351.59	-37914.30	-1.25
20	20	SLE Q	RVN	8558.16	-0.00	451.20	-4045.49	-51410.10	
	20	SLE Q	TAG				-1353.60	-0.00	
	20	SLE Q	ECC				0.00	8558.16	
	20	SLE Q	TOT	76058.20	-0.00	451.20	-5399.09	-20351.90	-0.98
18	18	SLE R	RVN	9006.16	-0.00	-7760.55	52659.30	-54546.00	
	18	SLE R	TAG				23281.60	-0.00	
	18	SLE R	ECC				0.00	9006.16	
	18	SLE R	TOT	76506.20	-0.00	-7760.55	75940.90	-23039.90	-3.14
19	19	SLE F	RVN	8670.16	-0.00	-1176.11	7167.09	-52194.10	
	19	SLE F	TAG				3528.33	-0.00	
	19	SLE F	ECC				0.00	8670.16	
	19	SLE F	TOT	76170.20	-0.00	-1176.11	10695.40	-21023.90	-1.08

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

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione**

Caso	CC	TCC	PV	Coord. <m>	Mom <daNm>	Mu <daNm>	Sic.
6	6	SLD	YY1	0.45	65735.90	677842.00	10.31
6	6	SLD	YY3	1.00	43091.80	223741.00	5.19

**Stato limite d'esercizio - Verifiche a flessione**

Caso	CC	TCC	PV	Coord. <m>	Mom <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_\epsilon$ <daN/cmq>
18	18	SLE R	YY1	0.45	206936.00	67.64	26.14	-15.41	1725.19
18	18	SLE R	YY3	1.00	135652.00	34.56	33.08	-29.39	2812.53
19	19	SLE F	YY1	0.45	52405.50	67.64	26.14	-3.90	436.90
19	19	SLE F	YY3	1.00	34353.30	34.56	33.08	-7.44	712.26
20	20	SLE Q	YY1	0.45	45106.60	67.64	26.14	-3.36	
20	20	SLE Q	YY3	1.00	29568.70	34.56	33.08	-6.41	

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	CC	TCC	PV	Coord. <m>	Mom <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_c$ eff <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	$W_k$ <mm>
20	20	SLE Q	YY1	0.45	45106.60	30.00	241.66	0.23	442.15	20.00	34.56	6320.59	376.05	12329.20	0.07	0.05
20	20	SLE Q	YY3	1.00	29568.70	30.00	241.66	0.22	324.07	20.00	34.56	4236.32	613.06	8416.86	0.12	0.07
19	19	SLE F	YY1	0.45	52405.50	30.00	241.66	0.23	442.15	20.00	34.56	6320.59	436.90	12329.20	0.08	0.06
19	19	SLE F	YY3	1.00	34353.30	30.00	241.66	0.22	324.07	20.00	34.56	4236.32	712.26	8416.85	0.14	0.08

**10.3.6 Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)**

La tensione sollecitante risulta essere:

$$ved = 1,15 \cdot [877500 \text{ N} / (3000 \text{ mm} \cdot 1460 \text{ mm})] = 0,230 \text{ MPa}$$

Tale valore deve essere inferiore al massimo tra i seguenti valori resistenti:

$$vrd,c1 = Crd,c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot fck)^{1/3} = 0,232 \text{ MPa}$$

$$vrd,c2 = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot fck^{1/2} = 0,296 \text{ MPa}$$

con:

$$\rho = 0,001 \leq 0,02$$

$$fck = 28 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,37 \leq 2$$

$$Crd,c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

Pertanto risulta che:

$$Ved = 0,230 \text{ MPa} < 0,296 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 10.4 Plinto palo TVCC

##### 10.4.1 Verifica a ribaltamento

Momento ribaltante

$$M_{rib} = 1.5 \cdot 75 \text{ daN/m}^2 \cdot 0.425 \text{ m} \cdot 18 \text{ m} \cdot (9+1) \text{ m} = 8609 \text{ daNm}$$

Momento stabilizzante

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 9000 \text{ daNm}$$

$$M_{stab} / M_{rib} = 9000 \text{ daNm} / 8609 \text{ daNm} = 1,04 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

##### 10.4.2 Verifica capacità portante

Il peso del palo è pari a:

$$P_{palo} = 1200 \text{ daN}$$

Il peso del plinto al quale il palo è collegato è pari a:

$$P_{plinto} = 2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 = 10000 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 1,3 \cdot (1200 \text{ daN} + 10000 \text{ daN}) = 14560 \text{ daN} = 145,6 \text{ kN}$$

Il momento all'incastro del palo vale  $M_{ed} = 6308 \text{ daNm}$ . Tale valore è già comprensivo del fattore di amplificazione di 1,5.

Pertanto l'eccentricità risulta:

$$e = M/N = 6308 \text{ daNm} / 14560 \text{ daN} = 0,43 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e = 2 \text{ m} - 2 \cdot 0,43 \text{ m} = 1,14 \text{ m}$$

Si determina il carico limite:

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 1/2 \cdot 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 1,14 \text{ m} \cdot 109 \cdot 0,6 + 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot 63,98 \cdot 1,83 \\ &= 70828 \text{ daN/m}^2 + 222458 \text{ daN/m}^2 = 293286 \text{ daN/m}^2 = 29,32 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Q_{lim} / 2,3 = 12,75 \text{ daN/cm}^2$$

$$0,36 \text{ daN/cm}^2 < 12,75 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 10.4.3 Verifica a scorrimento

L'azione che induce scorrimento del plinto è data dalla combinazione della pressione del vento distribuita linearmente sul palo. Pertanto:

$$P_{vento} = S_{ed} = 1,5 \cdot 75 \text{ daN/m}^2 \cdot 0,425 \text{ m} \cdot 18 \text{ m} = 861 \text{ daN}$$

$$S_{rd} = 1/\gamma_R \cdot [(C'K / \gamma_C) \cdot B \cdot L' + N_{ed} \cdot \tan \phi_k / \gamma_k]$$

Eliminando il contributo coesivo che è assente la resistenza risulta:

$$S_{rd} = 1/1,1 \cdot (11200 \text{ daN} \cdot \tan 40^\circ) = 8543 \text{ daN}$$

$$S_{rd} / S_{ed} = 8543 \text{ daN} / 861 \text{ daN} = 9,9 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 10.4.4 Verifica a flessione armatura

Ferri superiori direzione X	Ø12/20 cm
Ferri superiori direzione Y	Ø12/20 cm
Ferri inferiori direzione X	Ø16/20 cm
Ferri inferiori direzione Y	Ø16/20 cm

#### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
Az	= Azioni ed effetti sul plinto/palo
	RVN = Reazioni vincolari agenti
	TAG = Effetti dovuti ai tagli
	ECC = Effetti dovuti all'eccentricità
	PP = Effetti dovuti al peso proprio
	SVR = Effetti dovuti ai sovraccarichi e al peso del terreno
	TOT = Azioni totali di calcolo
N	= Sforzo normale
Tx	= Taglio in dir. X
Ty	= Taglio in dir. Y
Mx	= Momento intorno all'asse X
My	= Momento intorno all'asse Y
$\sigma_t$	= Tensione sul terreno
FtirX	= Forza complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. X
Af <sub>x</sub>	= Area di ferro nel fondo in dir. X
FDtirX	= Forza resistente complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. X
FtirY	= Forza complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. Y
Af <sub>y</sub>	= Area di ferro nel fondo in dir. Y
FDtirY	= Forza resistente complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. Y
$\sigma_{fx}$	= Tensione nell'armatura nel fondo in dir. X
$\sigma_{fy}$	= Tensione nell'armatura nel fondo in dir. Y
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo

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

Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
 Acc. = Tipo di acciaio  
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Cf <cm>	ClS	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Acc.	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
4.00	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Le tensioni sul terreno vengono calcolate oltre che per l'effetto delle reazioni vincolari anche considerando i seguenti effetti

**Azioni ed effetti comuni**

Az	N <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>
PP	10000.00	0.00	0.00
SVR	0.00		

**Azioni, effetti e tensioni sul terreno**

Caso	CC	TCC	Az	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	$\sigma_t$ <daN/cmq>	
17	17	SLU	RVN	1487.58	888.75	0.00	0.00	6308.44		
		17	SLU	TAG			-0.00	888.75		
		17	SLU	ECC			0.00	0.00		
		17	SLU	TOT	11487.60	888.75	0.00	0.00	7197.19	-1.03
2	2	SLD	RVN	1258.72	101.06	25.86	-357.90	1240.05		
		2	SLD	TAG			-25.86	101.06		
		2	SLD	ECC			0.00	0.00		
		2	SLD	TOT	11258.70	101.06	25.86	-383.75	1341.11	-0.41
18	18	SLE R	RVN	1144.29	592.50	0.00	0.00	4205.63		
		18	SLE R	TAG			-0.00	592.50		
		18	SLE R	ECC			0.00	0.00		
		18	SLE R	TOT	11144.30	592.50	0.00	0.00	4798.13	-0.65

**Stato limite ultimo - Verifiche armatura fondo**

Caso	CC	TCC	FtirX <daN>	Af <sub>x</sub> <cmq>	FDtirX <daN>	FtirY <daN>	Af <sub>y</sub> <cmq>	FDtirY <daN>
17	17	SLU	774.78	20.11	78676.40	774.78	20.11	78676.40
2	2	SLD	655.58	20.11	90477.90	655.58	20.11	90477.90

**Stato limite d'esercizio - Verifiche armatura fondo**

Caso	CC	TCC	FtirX <daN>	Af <sub>x</sub> <cmq>	$\sigma_{fx}$ <daN/cmq>	FtirY <daN>	Af <sub>y</sub> <cmq>	$\sigma_{fy}$ <daN/cmq>
18	18	SLE R	595.98	20.11	29.64	595.98	20.11	29.64

**Verifiche effettuate**

Caso	Tipo
17	$\sigma_{t \min}$ (max compr.), SLU N cost - min. sic.
2	SLD N cost - min. sic.
18	C.Rare - $\sigma_{f \max}$ (max traz.)

**10.4.5 Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)**

La tensione sollecitante risulta essere:

$$ved = 1,15 \cdot [145600 \text{ N} / (2000 \text{ mm} \cdot 960 \text{ mm})] = 0,0875 \text{ MPa}$$

Tale valore deve essere inferiore al massimo tra i seguenti valori resistenti:

$$vrd,c1 = Crd,c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot fck)^{1/3} = 0,204 \text{ MPa}$$

$$vrdc,2 = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot fck^{1/2} = 0,246 \text{ MPa}$$

con:

$$\rho = 0,001 \leq 0,02$$

$$fck = 28 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,21 \leq 2$$

$$Crd,c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

Pertanto risulta che:

$$Ved = 0,0875 \text{ MPa} < 0,246 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

## 10.5 Basamento traliccio ponte radio

### 10.5.1 Verifica al ribaltamento

Momento ribaltante

$$M_{rib} = 1,5 \cdot 307 \text{ daN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} \cdot (10+1,5) \text{ m} = 42366 \text{ daNm}$$

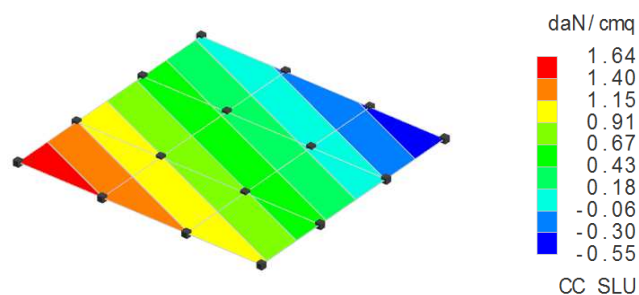
Momento stabilizzante

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 1,75 \text{ m} = 72351 \text{ daNm}$$

$$M_{stab} / M_{rib} = 72351 \text{ daNm} / 42366 \text{ daNm} = 1,7 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 10.5.2 Verifica della capacità portante

La massima pressione esercitata sul terreno dal basamento del traliccio del ponte radio è pari a  $1,64 \text{ daN/cm}^2$



Il peso del traliccio è pari a:

$$P_{traliccio} = 5520 \text{ daN}$$

Il peso del plinto nel quale il palo è infisso è pari a:

$$P_{plinto} = 3,5 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 2500 \text{ daN/m}^3 = 45937 \text{ daN}$$



$$Ned = 1,3 \cdot (5520 \text{ daN} + 45937 \text{ daN}) = 65238 \text{ daN} = 652 \text{ kN}$$

Si determina il carico limite:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 109 \cdot 0,6 + 1900 \text{ daN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 63,98 \cdot 1,83 \\ = 217455 \text{ daN/m}^2 + 333687 \text{ daN/m}^2 = 551142 \text{ daN/m}^2 = 55 \text{ daN/cm}^2$$

$$Q_{lim} / 2,3 = 23,91 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,64 \text{ daN/cm}^2 < 23,91 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 10.5.3 Verifica a scorrimento

L'azione che induce scorrimento del plinto è data dalla combinazione della pressione del vento distribuita linearmente sul palo. Pertanto:

$$P_{vento} = S_{ed} = 1,5 \cdot 307 \text{ daN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 3684 \text{ daN}$$

$$S_{rd} = 1/\gamma_R \cdot [(C'K / \gamma_C) \cdot B \cdot L' + Ned \cdot \tan \phi_k / \gamma_k]$$

Eliminando il contributo coesivo che è assente la resistenza risulta:

$$S_{rd} = 1/1,1 \cdot (50153 \text{ daN} \cdot \tan 40^\circ) = 38257 \text{ daN}$$

$$S_{rd} / S_{ed} = 38257 \text{ daN} / 3684 \text{ daN} = 10,38 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 10.5.4 Verifica a flessione armatura

#### Simbologia

Nodo	=	Numero del nodo
X	=	Coordinata X del nodo
Y	=	Coordinata Y del nodo
DV	=	Direzione di verifica XX = Verifica per momento Mxx YY = Verifica per momento Myy
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	=	Tipo di combinazione di carico SLU = Stato limite ultimo SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica) SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente SLD = Stato limite di danno SLV = Stato limite di salvaguardia della vita SLC = Stato limite di prevenzione del collasso SLO = Stato limite di operatività SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
S <sub>xm</sub>	=	Distanza media tra le fessure
Φ	=	Diametro della barra
A <sub>b</sub>	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	=	Area di calcestruzzo efficace
σ <sub>s</sub>	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ <sub>sr</sub>	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε <sub>sm</sub>	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
W <sub>k</sub>	=	Apertura delle fessure
A <sub>fE S</sub>	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
A <sub>fE I</sub>	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
Mom	=	Momento flettente
Mu	=	Momento ultimo

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

Sic. = Sicurezza a rottura  
Vsd<sub>u</sub> = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
Vrd<sub>u</sub> = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
Spess. = Spessore  
Cf sup = Copriferro superiore  
Cf inf = Copriferro inferiore  
Cls = Tipo di calcestruzzo  
Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
Acc. = Tipo di acciaio  
Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Spess. <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fcd <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctd <daN/cm <sup>2</sup> >	Acc.	Fyk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fyd <daN/cm <sup>2</sup> >
150.00	4.00	4.00	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	Mu <daNm>	Sic.
155	1.75	1.75	XX	33	SLU	10.05	10.05	-1580.83	-56908.10	35.999
4	-0.63	-1.75	XX	33	SLU	10.05	10.05	2443.78	56908.10	23.287
147	-1.89	-0.63	XX	15	SLD	10.05	10.05	623.64	65742.00	>100
156	0.63	1.75	YY	33	SLU	10.05	10.05	-2136.83	-56908.10	26.632
4	-0.63	-1.75	YY	33	SLU	10.05	10.05	2403.34	56908.10	23.679
3	0.63	-1.75	YY	27	SLD	10.05	10.05	548.87	65742.00	>100
1	1.75	-0.63	YY	7	SLD	10.05	10.05	550.11	65742.00	>100

**Stato limite ultimo - Verifica a taglio del calcestruzzo**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Vsd <sub>u</sub> <daN>	Vrd <sub>u</sub> <daN>
146	-1.89	-1.75	XX	33	SLU	10.05	10.05	4187.58	40893.70
147	-1.89	-0.63	XX	15	SLD	10.05	10.05	1054.25	43095.40
4	-0.63	-1.75	YY	33	SLU	10.05	10.05	4597.99	40893.70
3	0.63	-1.75	YY	27	SLD	10.05	10.05	1018.42	43095.40

**Stato limite d'esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	$\sigma_c$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_f$ <daN/cm <sup>2</sup> >
4	-0.63	-1.75	XX	34	SLE R	10.05	10.05	1659.93	1.14	117.86
21	-0.63	-0.63	XX	36	SLE Q	10.05	10.05	250.30	0.17	17.77
155	1.75	1.75	XX	34	SLE R	10.05	10.05	-1034.29	0.71	73.44
4	-0.63	-1.75	YY	34	SLE R	10.05	10.05	1621.77	1.11	115.16
24	0.63	-0.63	YY	36	SLE Q	10.05	10.05	227.08	0.16	16.12
156	0.63	1.75	YY	34	SLE R	10.05	10.05	-1404.43	0.96	99.72

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	$\Phi$	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_{sr}$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\epsilon_{sm}$	w <sub>k</sub> <mm>
21	-	-	XX	36	SLE Q	32.00	200.00	0.22	287.01	16.00	10.05	1279.19	17.77	8488.18	0.00	0.00
4	0.63	0.63	XX	35	SLE F	32.00	200.00	0.22	287.01	16.00	10.05	1279.19	36.67	8488.18	0.01	0.00
155	1.75	1.75	XX	35	SLE F	32.00	200.00	0.22	287.01	16.00	10.05	1279.19	6.34	8488.18	0.00	0.00
24	0.63	-	YY	36	SLE Q	32.00	200.00	0.22	287.01	16.00	10.05	1279.19	16.12	8488.18	0.00	0.00
4	-	-	YY	35	SLE F	32.00	200.00	0.22	287.01	16.00	10.05	1279.19	31.36	8488.18	0.01	0.00
156	0.63	1.75	YY	35	SLE F	32.00	200.00	0.22	287.01	16.00	10.05	1279.19	11.37	8617.90	0.00	0.00

10.5.5 Verifica a punzonamento (elemento non armato a taglio)

La tensione sollecitante risulta essere:

$$v_{ed} = 1,15 \cdot [501530 \text{ N} / (3500 \text{ mm} \cdot 1460 \text{ mm})] = 0,110 \text{ MPa}$$

Tale valore deve essere inferiore al massimo tra i seguenti valori resistenti:

$$v_{rd,c1} = C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,169 \text{ MPa}$$

$$v_{rd,c2} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,222 \text{ MPa}$$

con:

$$\rho = 0,0007 \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,13 \leq 2$$

$$C_{rd,c} = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

Pertanto risulta che:

$$v_{ed} = 0,110 \text{ MPa} < 0,222 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$