

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 Renso



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

1	OGGETTO	4
2	DESCRIZIONE DEI PLINTI DI FONDAZIONE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4	MATERIALI	6
4.1	Calcestruzzo per getti plinti di fondazione - C28/35	6
4.2	Acciaio per armature B450C	6
5	PARAMETRI GEOTECNICI	6
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
6	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA	7
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
7	CODICE DI CALCOLO	9
8	ANALISI DEI CARICHI	9
9	MODELLAZIONE	10
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
10	VERIFICHE	12
10.1	Plinto portale di entrata in autostrada L = 5 m	12

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

γ (kN/m ³)	IP (-)	G_s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (Mpa)	ν (-)	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

γ (kN/m ³)	IP (-)	G_s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (Mpa)	ν (-)	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

γ (kN/m ³)	IP (-)	G_s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (Mpa)	ν (-)	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

γ (kN/m ³)	IP (-)	G _s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C _v (m ² /s)	C _u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (Mpa)	ν (-)	k ₀ (-)
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

γ (kN/m ³)	IP (-)	G _s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C _v (m ² /s)	C _u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (Mpa)	ν (-)	k ₀ (-)
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

γ (kN/m ³)	IP (-)	G _s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C _v (m ² /s)	C _u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (Mpa)	ν (-)	k ₀ (-)
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

γ (kN/m ³)	IP (-)	G _s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C _v (m ² /s)	C _u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (Mpa)	ν (-)	k ₀ (-)
20	-	2.75	1.5	65	5E-6	-	-	0	40	150	300	0.3	0.5

5.5 Parametri geotecnici svincolo Cogollo del Cengio

γ (kN/m ³)	IP (-)	G _s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C _v (m ² /s)	C _u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (Mpa)	ν (-)	k ₀ (-)
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_{γ}	Fattori di forma
d_c, d_q, d_{γ}	Fattori di profondità
i_c, i_q, i_{γ}	Fattori di inclinazione del carico
b_c, b_q, b_{γ}	Fattori di inclinazione della base
g_c, g_q, g_{γ}	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

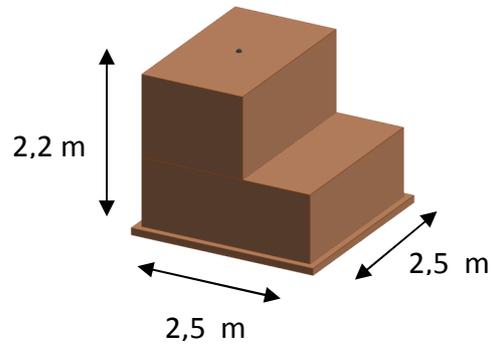
Chiave HW: 6972

8 ANALISI DEI CARICHI

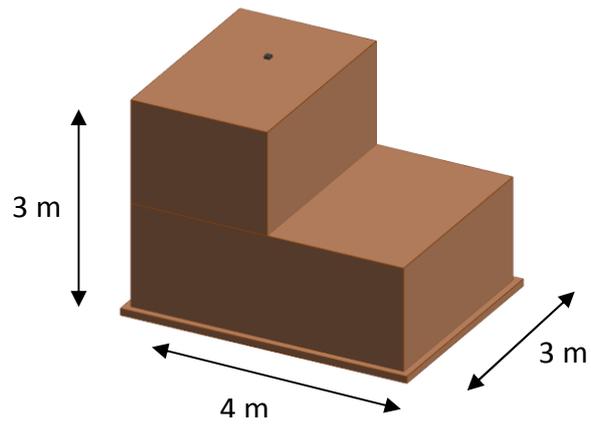
Si riportano i carichi agenti alla testa dei plinti derivanti dalle strutture in elevazione dei portali determinati nella relazione di calcolo J16L1-12010401-0101-OPD00

9 MODELLAZIONE

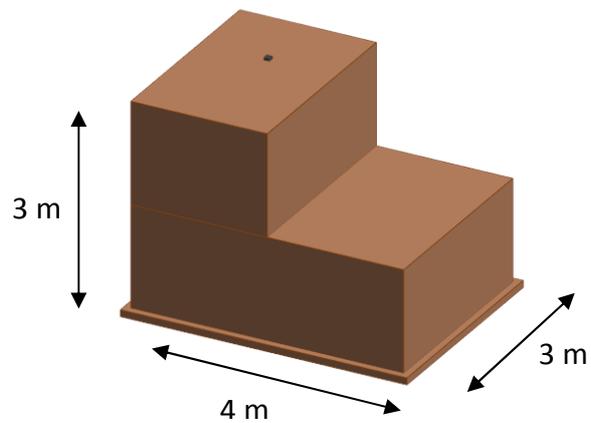
9.1 *Plinto portale d'ingresso in autostrada L = 5 m*



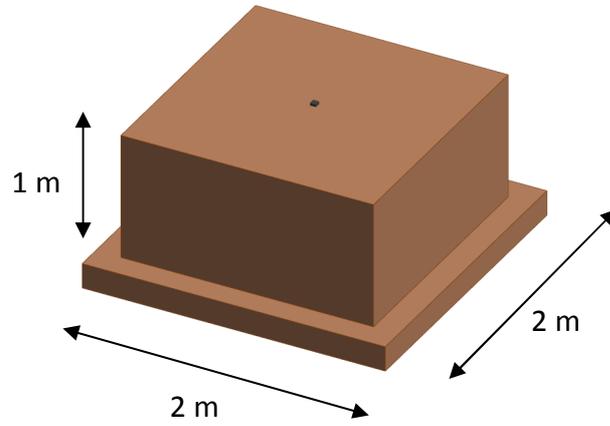
9.2 *Plinto portale d'imbocco in galleria L = 11 m*



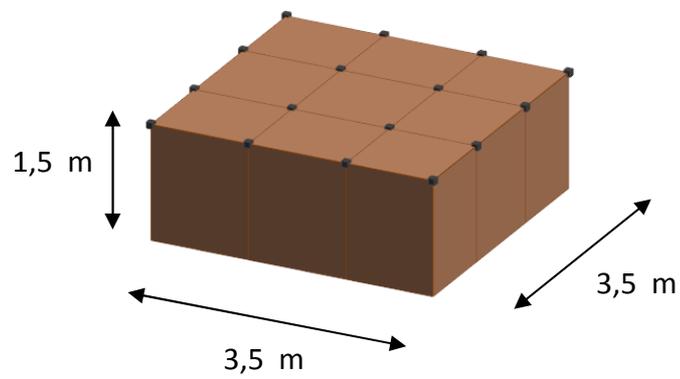
9.3 *Plinto portale in itinere L = 14 m*



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
 σ_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
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo

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

σ_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
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{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 ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	Acc.	Fyk <daN/cm ² >	Fyd <daN/cm ² >
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>	σ_t <daN/cm ² >
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>	σ_c <daN/cmq>	σ_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 _{rm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ_s <daN/cmq>	σ_{sr} <daN/cmq>	ϵ_{sm}	W _k <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 _{k max}
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 _{k max}

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
σ_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
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 σ_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
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{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 ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	Acc.	Fyk <daN/cm ² >	Fyd <daN/cm ² >
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	67500.00	0.00	22500.00
SVR	0.00		

Azioni, effetti e tensioni sul terreno

Caso	CC	TCC	Az	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	σ_c <daN/cm ² >
17	17	SLU	RVN	11932.00	-0.00	-11640.80	79027.80	-72477.90	
		SLU	TAG				34922.50	-0.00	
		SLU	ECC				0.00	11932.00	
		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	
		SLD	TAG				-2209.72	-3850.94	
		SLD	ECC				0.00	9413.98	
		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	
		SLE Q	TAG				-1353.60	-0.00	
		SLE Q	ECC				0.00	8558.16	
		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	
		SLE R	TAG				23281.60	-0.00	
		SLE R	ECC				0.00	9006.16	
		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	
		SLE F	TAG				3528.33	-0.00	
		SLE F	ECC				0.00	8670.16	
		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>	σ_c <daN/cmq>	σ_ϵ <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>	Φ	A_s <cmq>	A_c eff <cmq>	σ_s <daN/cmq>	σ_{sr} <daN/cmq>	ϵ_{sm}	Wk <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
σ_t	= Tensione sul terreno
FtirX	= Forza complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. X
Af _x	= 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 _y	= Area di ferro nel fondo in dir. Y
FDtirY	= Forza resistente complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. Y
σ_{fx}	= Tensione nell'armatura nel fondo in dir. X
σ_{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>	σ_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 _x <cmq>	FDtirX <daN>	FtirY <daN>	Af _y <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 _x <cmq>	σ_{fx} <daN/cmq>	FtirY <daN>	Af _y <cmq>	σ_{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

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

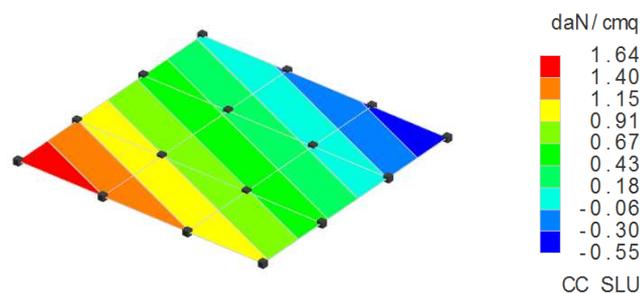
Momento stabilizzante

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

$$Mstab / Mrib = 72351 \text{ daNm} / 42366 \text{ daNm} = 1,7 > 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

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:

$$Ptraliccio = 5520 \text{ daN}$$

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

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

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

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 _{xm}	=	Distanza media tra le fessure
Φ	=	Diametro della barra
A _b	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A _{c eff}	=	Area di calcestruzzo efficace
σ _s	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ _{sr}	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε _{sm}	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
W _k	=	Apertura delle fessure
A _{fE S}	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
A _{fE I}	=	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_u = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrd_u = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 σ_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 ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	Acc.	Fyk <daN/cm ² >	Fyd <daN/cm ² >
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 _u <daN>	Vrd _u <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>	σ_c <daN/cm ² >	σ_f <daN/cm ² >
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 _{rm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ_s <daN/cm ² >	σ_{sr} <daN/cm ² >	ϵ_{sm}	w _k <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:

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