

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico: **Il Responsabile di Progetto
Dott. Ing. Luca Bondanelli**

Il Geologo:

N / A

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della provincia di Palermo n.3581

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

N/A

Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

INGEGNERI PARMA n.821

Titolo Elaborato:

**Asse Principale
Impianti elettromeccanici - Generale
Impianti elettromeccanici dal km -2+350 a sp. Sud ponte fiume Taro (km 0+450,78)
Plinto palo illuminazione - Relazione di calcolo**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

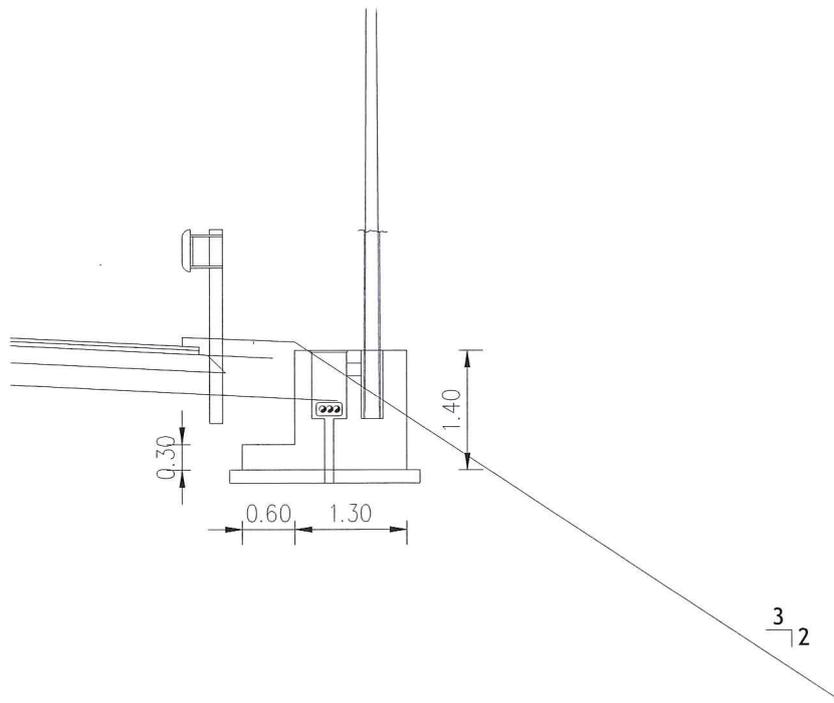
N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N Progr. Doc.	REV.
	RAAA	1	E	I	AP	IM	01	G	RE	004	A
A	06/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				ROMILIO	NIGRELLI	MAZZOLI			
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto	Controllato	Approvato			

SOMMARIO

1	GENERALITA'	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEGLI ELEMENTI IN OGGETTO.....	6
3.1	Candelabri h=12.8 m (12.0 m f.t.):.....	6
3.1	Plinto	6
4	MATERIALI	6
5	TERRENO DI FONDAZIONE	7
6	ANALISI DEI CARICHI	7
6.1	Peso proprio strutture	7
6.1.1	Struttura in c.a.	7
6.1.2	Elementi in acciaio	7
6.2	Carichi permanenti non strutturali.....	8
6.2.1	Spinta del terreno	8
6.2.2	Peso terreno imbarcato	8
6.3	Carico del vento	8
6.4	Azioni sismiche	10
7	VERIFICHE GEOTECNICHE	11
7.1	Verifica a ribaltamento	14
7.2	Verifica a scorrimento.....	14
7.3	Verifica di portanza del terreno	15
8	VERIFICHE STRUTTURALI.....	18

1 GENERALITA'

La presente relazione ha per oggetto le verifiche strutturali e geotecniche relative al plinto di fondazione per il palo di illuminazione stradale situato nella zona del comune di Parma. Si riportano di seguito le verifiche relative al palo di altezza massima e sbraccio massimo, in quanto la condizione più gravosa. Il palo in parola presenta altezza 12,0m fuori terra e sbraccio 3.0m. Il plinto di fondazione viene gettato in opera, presenta lunghezza pari a 1,20 m e presenta la seguente geometria trasversale:



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".

Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.

Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.

D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.

UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.

UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.

UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.

UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.

UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.

UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.

UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.

UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.

UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.

UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEGLI ELEMENTI IN OGGETTO

3.1 CANDELABRI H=12.8 M (12.0 M F.T.):

Palo tubolare conico in acciaio zincato a caldo della lunghezza totale di 12800 mm (UNI EN ISO 1461) di caratteristiche:

- diametro esterno alla base 188 mm;
- diametro esterno in sommità 60 mm.;
- spessore 4 mm;
- altezza fuori terra 12000 mm;
- altezza totale 12800 mm;
- sbraccio: 3000 mm.

Apparecchio illuminante lampada con caratteristiche:

- peso 17.5 kg;
- Resistenza al vento : Sx Cx non superiore a 0,064 mq.

3.1 PLINTO

Per quanto riguarda la geometria del plinto si rimanda agli elaborati grafici specifici.

4 MATERIALI

Calcestruzzo per opere di fondazione

Classe di esposizione : XC3 + XF2
Classe di resistenza : C28/35

Acciaio per opere in calcestruzzo armato

Tipo di acciaio : B450C
Tensione di snervamento caratteristica: : $f_{yk} > 450$ MPa
Tensione di rottura caratteristica: : $f_{tk} > 540$ MPa

5 TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini eseguite lungo il tratto in oggetto ha riportato le seguenti unità geotecniche con i relativi parametri. Il terreno di fondazione delle opere in questione presenta le seguenti unità geotecniche:

Unità	eventuale discretizzazione nell'unità (con la profondità del banco)		Peso naturale di volume	c'	φ	Cu	E	kw modulo di reazione orizzontale (Matlock-Reese)
	prof. da p.c.	prof. da p.c.						
	m	m						
G1 - SX	0	15	21.0-22.0	0	40-46	-	35-70 (range suggerito: 40-50)	20000-30000
	15	-->		0	38-43	-		
L1 - SX	-	-	19.0-20.5	0-5 (valore suggerito 0)	26-30 (valore suggerito 28)	30-80 (valore suggerito 50)	4-5 (valore suggerito: 5)	10000
A1 - SX	-	-	19.5-20.5	5-20	25-30	80-120 (valore suggerito 100)	-	-
L1 - DX	0	10	19.5-20.5	5-15	25-30	40-140 (valore suggerito 70)	4-11	10000-15000
	10	-->				40-100 (valore suggerito 60)		
A1 - DX	1	6	18.5-20.0	10-25	18-28 (range suggerito 20-22)	40-120 (valore suggerito 80)	4-6	15000
	6	10				60-150 (valore suggerito 100)		
	10	-->				40-100 (valore suggerito 60)		

Si fa riferimento alla condizione di fondazione giacente su rilevato indefinito con inclinazione pari a 33°, in quanto la condizione di calcolo più gravosa e quindi cautelativa.

- Stratigrafia di calcolo:
 - $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - $\varphi' = 35^\circ$
 - $c' = 0$
 - $\omega = 33^\circ$

6 ANALISI DEI CARICHI

Sono state considerate agenti sulla struttura i seguenti carichi:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- azione del vento;
- azioni sismiche.

6.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

6.1.1 STRUTTURA IN C.A.

Il peso proprio del plinto viene calcolato considerando il peso specifico del cemento armato pari a :

$$\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

6.1.2 ELEMENTI IN ACCIAIO

Il peso del palo viene calcolato considerando il peso specifico dell'acciaio pari a :

$$\gamma_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

6.2.1 SPINTA DEL TERRENO

E' stata applicata a tergo dell'opera di fondazione il carico permanente dovuto alla spinta del rilevato stradale dotato delle seguenti caratteristiche:

- $\phi = 35^\circ$
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $k_a = 0.271$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

6.2.2 PESO TERRENO IMBARCATO

E' stato considerato il peso del terreno imbarcato dalla mensola di fondazione di monte.

6.3 CARICO DEL VENTO

Localizzazione dell'intervento

Località: PARMA
Provincia: PARMA
Regione: EMILIA-ROMAGNA

Coordinate GPS:
Latitudine : 44.80100 N
Longitudine: 10.32900 E

Altitudine s.l.m.: 57.0 m

Calcolo delle azioni del vento

Normativa di riferimento:
D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

VENTO:

Zona vento = 2
($V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$; $A_o = 750 \text{ m}$; $K_a = 0.015 \text{ 1/s}$)

Classe di rugosità del terreno: D
[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)]

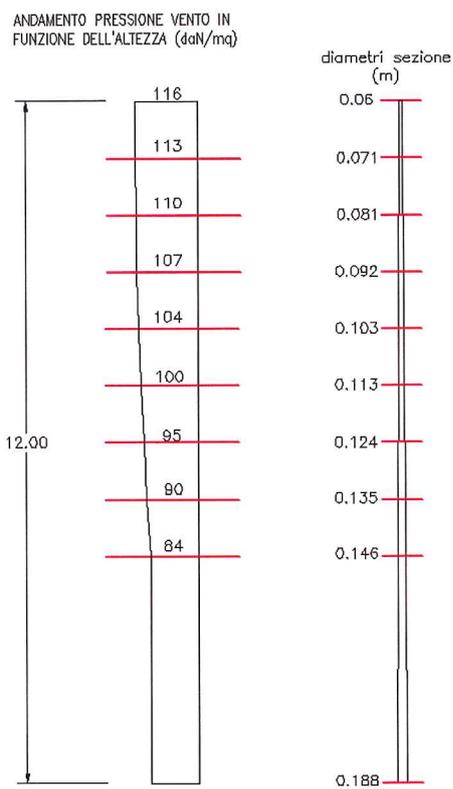
Categoria esposizione: tipo II
($K_r = 0.19$; $Z_o = 0.05 \text{ m}$; $Z_{min} = 4 \text{ m}$)

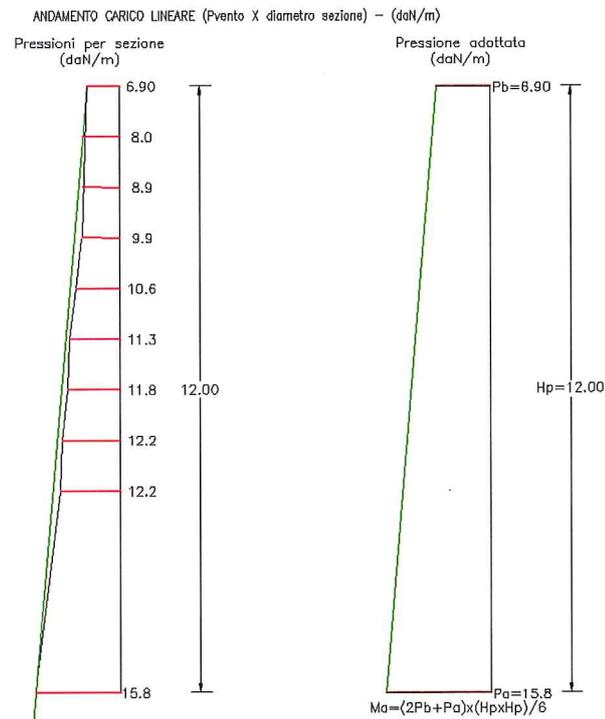
Velocità di riferimento = 25.00 m/s
Pressione cinetica di riferimento (qb) = 39 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1.20
Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00
Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1.00
Altezza opera = 12.00 m

VALORI PRESSIONE DEL VENTO					
H(m)	Cp	Cd	Ce	Ct	P
FINO A 4m	1.2	1	1.8	1	84.2
5	1.2	1	1.9	1	90.3
6	1.2	1	2	1	95.5
7	1.2	1	2.1	1	99.7
8	1.2	1	2.2	1	103.4
9	1.2	1	2.3	1	107.2
10	1.2	1	2.4	1	110.0
11	1.2	1	2.4	1	112.8
12	1.2	1	2.5	1	115.6

Seguono delle immagini riassuntive della distribuzione del carico del vento:





Le azioni dovute al vento agenti ad estradosso fondazione valgono quindi:

$$T = 1,5 \text{ kN}$$

$$M = 10,5 \text{ kNm}$$

6.4 AZIONI SISMICHE

Le azioni considerate in condizioni sismiche sono:

- Spinta attiva del terreno a tergo
- Inerzia della fondazione e del terreno imbarcato

I parametri sismici sono i seguenti:

a_g = accelerazione massima al suolo =	0.15 g
S = coefficiente di amplificazione stratigrafica =	1.25
S_T = coefficiente di amplificazione topografica =	1.0
γ_I = fattore di importanza =	1.3

Da cui:

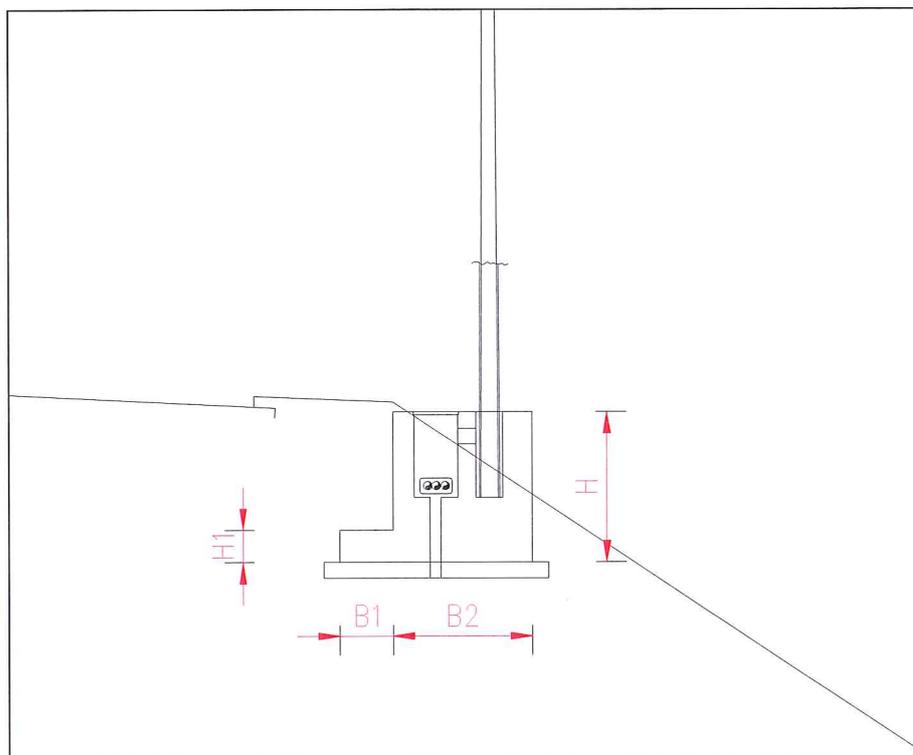
$$a_{\max} = \text{accelerazione massima al suolo} = 0.15 \times 1.25 = 0.1875 \text{ g}$$

$$k_h = \gamma_I \cdot S \cdot a_g = 0.244$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = \pm 0.122$$

7 VERIFICHE GEOTECNICHE

Riporta di seguito il calcolo delle azioni ad intradosso fondazione, sia nella condizione statica che sismica. La simbologia adottata è riferita alla geometria di seguito riportata.



Dimensioni Plinto

Profondità della fondazione	L	1.20 m
Larghezza B1		0.60 m
Altezza H1		0.30 m
Larghezza B2		1.30 m
Altezza H		1.40 m
Volume Plinto	$V=(B1H1+B2H2) \times L$	2.40 m ³

Vuoti Plinto

Pozzetto	Pz	0.13 m ³
----------	----	---------------------

Condizione statica

Azioni da Elevazione	
Momento in direzione trasversale Mt	-10.50 kNm
Taglio in direzione trasversale Tt	1.50 kN
Dimensioni Plinto	
Profondità della fondazione L	1.20 m
Larghezza B1	0.60 m
Altezza H1	0.30 m
Larghezza B2	1.30 m
Altezza H	1.40 m
Volume Plinto $V=(B1H1+B2H2) \times L$	2.40 m ³
Vuoti Plinto	
Pozzetto Pz	0.13 m ³
Peso specifico calcestruzzo γ_{cls}	25 kN/m ³
Peso plinto $P = (V - Pz) \times \gamma_{cls}$	56.65 kN
Momento Peso Plinto M_{PP}	41.95 kNm
Peso terreno imbarcato	
Peso specifico terreno γ	20 kN/m ³
Volume terreno imbarcato $Vt = B1(H-H1) \times L$	0.79 m ³
Peso terreno imbarcato Pt	15.84 kN
Braccio peso terreno	1.60 m
Momento peso terreno M_{Pt}	25.34 kNm
Spinta del terreno	
Peso specifico terreno spingente γ'	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno di spingente ϕ'	35.00 °
Coefficiente di spinta K_a	0.271
Altezza di terreno spingente h_t	1.40 m
Spinta del terreno in trasversale $S_{trasv} = \frac{1}{2} \gamma' h_t^2 K_a L$	6.37 kN
Momento della spinta del terreno in trasversale $M_{Strasv} = S_{trasv} \times h_t / 3$	-2.97 kNm
Azioni ad intradosso plinto	
Sforzo normale totale N'	72.49 kN
Momento in direzione trasversale Mt'	-17.14 kNm
Taglio in direzione trasversale Tt'	7.87 kN

Condizione sismica

Dimensioni Plinto		
Profondità della fondazione	L	1.20 m
Larghezza B1		0.60 m
Altezza H1		0.30 m
Larghezza B2		1.30 m
Altezza H		1.40 m
Volume Plinto	$V=(B1H1+B2H2) \times L$	2.40 m ³
Vuoti Plinto		
Pozzetto	Pz	0.13 m ³
Peso specifico calcestruzzo	γ_{cls}	25 kN/m ³
Peso plinto	$P = (V - Pz) \times \gamma_{cls}$	56.65 kN
Momento Peso Plinto	M_{FP}	41.95 kNm
Peso terreno imbarcato		
Peso specifico terreno	γ	20 kN/m ³
Volume terreno imbarcato	$Vt = B1(H-H1) \times L$	0.79 m ³
Peso terreno imbarcato	Pt	15.84 kN
Braccio peso terreno		1.60 m
Momento peso terreno	M_{FT}	25.34 kNm
Spinta del terreno		
Peso specifico terreno spingente	γ'	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno di spingente	ϕ'	29.30 °
Coefficiente di spinta	K_a	0.343
Altezza di terreno spingente	h_t	1.40 m
Spinta del terreno in trasversale	$S_{trasv} = \frac{1}{2} \gamma' h_t^2 K_a L$	8.06 kN
Momento della spinta del terreno in trasversale	$M_{Strasv} = S_{trasv} \times h_t / 3$	-3.76 kNm
Azioni sismiche		
K_h		0.2438
K_v		0.1219
Coefficiente di spinta sismica	K_{ae}	0.479
Altezza di terreno spingente	h_t	1.40 m
Spinta del terreno in trasversale	$S_{ae} = \frac{1}{2} \gamma' h_t^2 K_{ae} L$	11.27 kN
Delta spinta terra	D_s	-15.03 kN
Delta momento della spinta del terreno in trasversale	$D_s \times h_t / 2$	-10.52 kNm
Inerzia orizzontale fondazione + Terreno		17.67 kN
Inerzia verticale fondazione + Terreno		8.83 kN
Momento Inerzia fondazione + terreno		-12.37 kNm
Azioni ad intradosso plinto		
Sforzo normale totale	N'	81.32 kN
Momento in direzione trasversale	M'_t	2.02 kNm
Taglio in direzione trasversale	T'_t	28.94 kN

7.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento viene eseguita accertando per entrambe le direzioni che:

$$FS_{rib} = M_{stab} / M_{rib} > 1,5 \text{ -- condizione statica}$$

$$FS_{rib} = M_{stab} / M_{rib} > 1,0 \text{ -- condizione sismica}$$

Dove:

M_{stab} = sommatoria dei momenti stabilizzanti rispetto allo spigolo di fondazione

M_{rib} = sommatoria dei momenti instabilizzanti rispetto allo spigolo di fondazione

Condizione statica

Momento ribaltante in direzione trasversale	-15.57 kNm
Momento stabilizzante in direzione trasversale	67.30 kNm
$FS_{rib \text{ trasv}}$	4.32

Condizione sismica

Momento ribaltante in direzione trasversale	-26.65 kNm
Momento stabilizzante in direzione trasversale	58.90 kNm
$FS_{rib \text{ trasv}}$	2.21

7.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento viene eseguita come da normativa accertando che:

$$FS_{scivolamento} = \alpha Vd / Hd > 1,3 \text{ -- condizione statica}$$

$$FS_{scivolamento} = \alpha Vd / Hd > 1,0 \text{ -- condizione sismica}$$

Dove:

Vd = carico verticale agente alla quota di imposta fondazione

α = angolo di attrito tra fondazione e terreno = $0,85 \tan \phi'_{cv}$

Hd = forza orizzontale destabilizzante

Condizione statica

Forza orizzontale destabilizzante $H_d = \sqrt{(Tt^2 + Tl^2)}$	7.87 kN
Carico verticale ad intradosso fondazione V_d	72.49 kN
Angolo di attrito per lo scorrimento (ϕ'_{cv})	35.00 °
Coefficiente d'attrito in fondazione α	0.595
Forza orizzontale stabilizzante $V_d \cdot \alpha$	43.14 kN
FS scivolamento	5.48

Condizione sismica

Forza orizzontale destabilizzante $H_d = \sqrt{(Tt^2 + Tl^2)}$	28.94 kN
Carico verticale ad intradosso fondazione V_d	63.66 kN
Angolo di attrito per lo scorrimento (ϕ'_{cv})	29.30 °
Coefficiente d'attrito in fondazione α	0.477 (conservativo)
Forza orizzontale stabilizzante $V_d \cdot \alpha$	30.36 kN
FS scivolamento	1.05

7.3 VERIFICA DI PORTANZA DEL TERRENO

Si verifica la capacità portante del terreno di fondazione facendo riferimento alla condizione di fondazione giacente su rilevato indefinito con inclinazione pari a 33°, in quanto la condizione di calcolo più gravosa.

- Condizione statica
 - $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi' = 35^\circ$
 - $c' = 0$
 - $\omega = 33^\circ$

La stabilità della base del plinto nei riguardi di un superamento della capacità portante in condizioni statiche viene assicurata applicando alla capacità portante ultima calcolata un fattore di sicurezza preso uguale a 3.

- Condizione sismica
 - $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi' = 29.3^\circ$
 - $c' = 0$
 - $\omega = 33^\circ$

La stabilità della base del plinto nei riguardi di un superamento della capacità portante in condizioni sismiche viene assicurata applicando alla capacità portante ultima calcolata un fattore di sicurezza preso uguale a 1.

Segue il dettaglio delle verifiche.

Condizione statica

DATI DI INPUT		
Larghezza della fondazione	B	1.90 m
Lunghezza della fondazione	L	1.20 m
Rapporto tra le lunghezze	B/L	0.63
Approfondimento della fondazione	D	0.80 m
Inclinazione della base		0.00 °
Sforzo normale		72.50 kN
Taglio in direzione larghezza		7.87 kN
Taglio in direzione lunghezza		0.00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza		17.14 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza		0.00 kNm
Angolo di attrito del terreno		35.00 °
Coesione drenata		0.00 kPa
Peso specifico totale del terreno γ		20.00 kN/m ³
Profondità della falda da p.c. z_f		100.00 m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione z_w		99.20 m
Peso specifico di calcolo γ'_c		20.00 kN/m ³
Pressione in superficie		0.00 kPa
Peso specifico del terreno latitante γ_{lat}		20.00 kN/m ³
Pressione al piano di posa delle fondazioni		16.00 kPa
Eccentricità in direzione larghezza		0.24 m
Eccentricità in direzione lunghezza		0.00 m
Larghezza ridotta		1.43 m
Lunghezza ridotta		1.20 m
Coefficiente FS		3.00
Inclinazione piano campagna		33.00 °

RISULTATI							
		Termine di superficie		Termine di coesione		Termine di profondità	
		0.5* ϕ *B'= 14.27		c'= 0.00		q'= 16.00	
Fattori di :							
capacità portante		Nϕ =	48.03	Nc =	46.12	Nq =	33.30
forma		sϕ =	1.00	sc =	1.00	sq =	1.00
approfondimento		dϕ =	/	dc =	1.15	dq =	1.14
Fattori correttivi di :							
incl. del carico		iϕ =	0.82	ic =	0.79	iq =	0.79
incl. della base		bϕ =	1.00	bc =	1.00	bq =	1.00
incl. piano campagna		gϕ =	0.12	gc =	0.10	gq =	0.12
Termini complessivi di :							
Superficie						68.84	
Coesione						0.00	
Profondità						59.46	
Pressione media (N/A) =	42.33						kPa
Pressione ammissibile =	42.77						kPa

Risultando $p < p_{amm}$ la verifica risulta soddisfatta.

Condizione sismica
DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	B	1.90 m
Lunghezza della fondazione	L	1.20 m
Rapporto tra le lunghezze	B/L	0.63
Approfondimento della fondazione	D	0.80 m
Inclinazione della base		0.00 °
Sforzo normale		81.32 kN
Taglio in direzione larghezza		29.00 kN
Taglio in direzione lunghezza		0.00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza		2.10 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza		0.00 kNm
Angolo di attrito del terreno		29.30 °
Coesione drenata		0.00 kPa
Peso specifico totale del terreno γ		20.00 kN/m ³
Profondità della falda da p.c. z_f		100.00 m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione z_w		99.20 m
Peso specifico di calcolo γ'_c		20.00 kN/m ³
Pressione in superficie		0.00 kPa
Peso specifico del terreno latistante γ_{lat}		20.00 kN/m ³
Pressione al piano di posa delle fondazioni		16.00 kPa
Eccentricità in direzione larghezza		0.03 m
Eccentricità in direzione lunghezza		0.00 m
Larghezza ridotta		1.85 m
Lunghezza ridotta		1.20 m
Coefficiente FS		1.00
Inclinazione piano campagna		33.00 °

RISULTATI

	Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità
	0.5* γ *B'= 18.48	c'= 0.00	q'= 16.00
Fattori di :			
capacità portante	N = 20.21	Nc = 28.52	Nq = 17.00
forma	s = 1.00	sc = 1.00	sq = 1.00
approfondimento	d = /	dc = 1.13	dq = 1.13
Fattori correttivi di :			
incl. del carico	i = 0.49	ic = 0.38	iq = 0.41
incl. della base	b = 1.00	bc = 1.00	bq = 1.00
incl. piano campagna	g = 0.12	gc = 0.07	gq = 0.12
Termini complessivi di :			
Superficie	22.30		
Coesione	0.00		
Profondità	15.60		
Pressione media (N/A) =	36.66 kPa		
Pressione limite=	37.89 kPa		

 Risultando $p < p_{lim}$ la verifica risulta soddisfatta.

8 VERIFICHE STRUTTURALI

Si effettua la verifica strutturale dell'aggetto di monte di fondazione in quanto l'unica verifica significativa.

Si effettua il calcolo del momento sollecitante l'aggetto incastrato in fondazione soggetto al peso proprio e al peso del terreno imbarcato.

$$q = 0,30 \times 25 + 1,10 \times 20 = 29,5 \text{ kPa}$$

$$M_{slu} = q l^2 / 2 \times 1,5 = 9 \text{ kNm/m}$$

Geometria della sezione resistente:

Larghezza b (cm)	100,00
Altezza h (cm)	30,00
Armatura tesa (cm ²)	1 Φ 10/20" A= 3.95

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	3,93	25

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

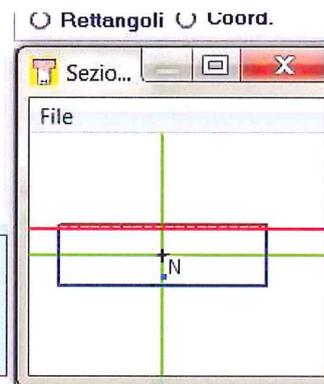
P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato



Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{cl} ‰

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Risultando $9 \text{ kNm/m} = M_{slu} < M_{res} = 37 \text{ kNm/m}$ la verifica risulta soddisfatta.