

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01**

**TRATTA A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO DEFINITIVO**

**VAR0031 - SSE BIVIO CORVI**

**OC00 – Opere civili**

**Basamenti minori**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. F. Poma	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 X	D	C V	C L	O C 0 0 0 0	0 2 4	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	COCIV	06/09/21	COCIV	07/09/21	P. Costa Medich 	08/09/21	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Paolo Costa Medich Ordine Ingegneri Prov. TO n. 10306 X

n. Elab.:	File: A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00.DOC
-----------	----------------------------------------------

# INDICE

INDICE.....	2
1.     PREMESSA .....	4
2.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3.     CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
3.1.   Calcestruzzo .....	6
3.2.   Durabilità e prescrizioni sui materiali .....	7
4.     STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	8
5.     VERIFICHE TORRE FARO HFT 18,00M.....	9
5.1.   Verifica di stabilità.....	10
5.2.   Verifica capacità portante .....	11
5.3.   Verifica strutturale.....	13
6.     VERIFICHE PLINTO DEI PALI PER VIDEOSORVEGLIANZA CON POZZETTO LATERALE (TVCC E LUCE ) .....	16
6.1.   Azioni sollecitanti alla base del palo .....	16
6.2.   Verifiche di stabilità .....	16
6.3.   Verifiche strutturali .....	19
7.     BASAMENTO SCARICATORI AT DI GRUPPO .....	20
7.1.   Verifiche di stabilità .....	20
7.2.   Verifiche strutturali .....	23
8.     BASAMENTO TRASFORMATORE DI ISOLAMENTO .....	24
8.1.   Azioni sollecitanti alla base del palo .....	24
8.2.   Verifiche di stabilità .....	24
8.3.   Verifiche strutturali .....	27

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00

Foglio  
3 di 27

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00 <div style="float: right;">Foglio 4 di 27</div>

## 1. PREMESSA

Con la presente relazione si intende fornire i calcoli statici e le verifiche strutturali di sicurezza e di stabilità delle opere civili minori di una serie di apparati tecnologici presenti nella piazzola di Bivio Corvi, nell'ambito del Progetto Definitivo del piazzale tecnologico di Borzoli (sistema Alta Capacità Milano – Genova).

### Torre faro H = 18 m

Il manufatto consiste in un plinto di fondazione monolitico composto da un dado di base in c.a. delle dimensioni 3,0x3,0x1,6 m.

Nella zona baricentrica del dado vengono collocati i tirafondi per l'ancoraggio del palo di illuminazione avente altezza fuori terra paria 18,0m.

### Basamento per telecamera TVCC e luci

E' un basamento a base rettangolare costituito da una platea di dimensioni 90x172.5 cm e spessore pari a 100 cm in calcestruzzo gettato in opera; l'estradosso del baggiolo è posto alla stessa quota della pavimentazione finita. All'interno del basamento è ricavato il pozzetto per l'alimentazione del palo stesso.

### Basamento B10 per scaricatore di tensione

E' un plinto in c.a. di dimensioni 130x130x(h) 70cm con un baggiolo superiore di dimensioni 55cmx55cmx15cm

### Basamento trasformatore isolamento

E' un plinto in c.a. di dimensioni 140x120x(h) 80cm

Per tutti i basamenti i carichi sono direttamente forniti da "Consorzio Saturno".

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 27</p>

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

Il progetto è redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- UNI-EN 206-1 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.
- Legge 05.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- Norma UNI-EN 1992/1/1 Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- D.M. 17.01.2018: " Norme tecniche per le costruzioni ";
- Circolare 21.01.2019 del D.M. 17.01.2018 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Norma C.N.R. UNI 10024/86 "Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo";
  - Manuale di progettazione delle opere civili RFI 2019

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1. Calcestruzzo

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo classe C12/15 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati ..... ≤ 30 mm Tipologia di aggregato: Cava

Classe di consistenza: ..... S3 (UNI EN 206-1)

Classe di esposizione: ..... X0 (UNI EN 206-1)

Rapporto acqua/cemento massimo: ..... ≤ 0.65- Dosaggio minimo cemento 200 kg/m<sup>3</sup>

Per la realizzazione dei pozzetti lungolinea si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 31220 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.6 = 13.28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot R_{ck}^{2/3} = 2.60 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.12 \text{ N/mm}^2$
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 9.75 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c0} = 0.60 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c1} = 1.83 \text{ N/mm}^2$

#### Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile	$\sigma_s = 255.00 \text{ N/mm}^2$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00 <div style="float: right;">Foglio 7 di 27</div>

### 3.2. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazione                                  CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Elevazione                                    CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Massima dimensione aggregati ..... ≤32 mm Tipologia di aggregato: Cava

Classe di consistenza: ..... S4 (UNI EN 206-1)

Classe di esposizione: ..... XC2 (UNI EN 206-1)

Rapporto acqua/cemento massimo: ..... ≤ 0.60 - Dosaggio minimo cemento 300 kg/m<sup>3</sup>

Copriferro minimo fondazione ed elevazione 4 cm.

#### 4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

##### PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Terreno	Profondità (m)	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Coesione c' (kPa)	Angolo di attrito (°)	Modulo def. E (MPa)
RIPORTO	0-1.50	/	/	/	/
LIMO	1.50-7.50	18	10	27	42
DEPOSITI ALLUVIONALI	7.50 – 15.50	21	0	37	55
ARGILLOSCISTI -	>15.50	23	80	37	600

Il livello di falda è attestato ad una profondità dal piano campagna variabile tra m 3,82 (sondaggio XML1LRG14) e m 8,55 (sondaggio XNL1LBG12).



## 5. VERIFICHE TORRE FARO HFT 18,00M

Il manufatto consiste in un plinto di fondazione monolitico composto da un dado di base in c.a. delle dimensioni 3,0x3,0x1,6 m.

Nella zona baricentrica del dado vengono collocati i tirafondi per l'ancoraggio del palo di illuminazione avente altezza fuori terra paria 18,0m.

I carichi di progetto sono stati desunti dalla documentazione fornita dal Consorzio Saturno.

### CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto alla base della palina sono pari a

M = 27000 daNm momento

N = 2800 daN azione verticale

T = 1550 daN taglio

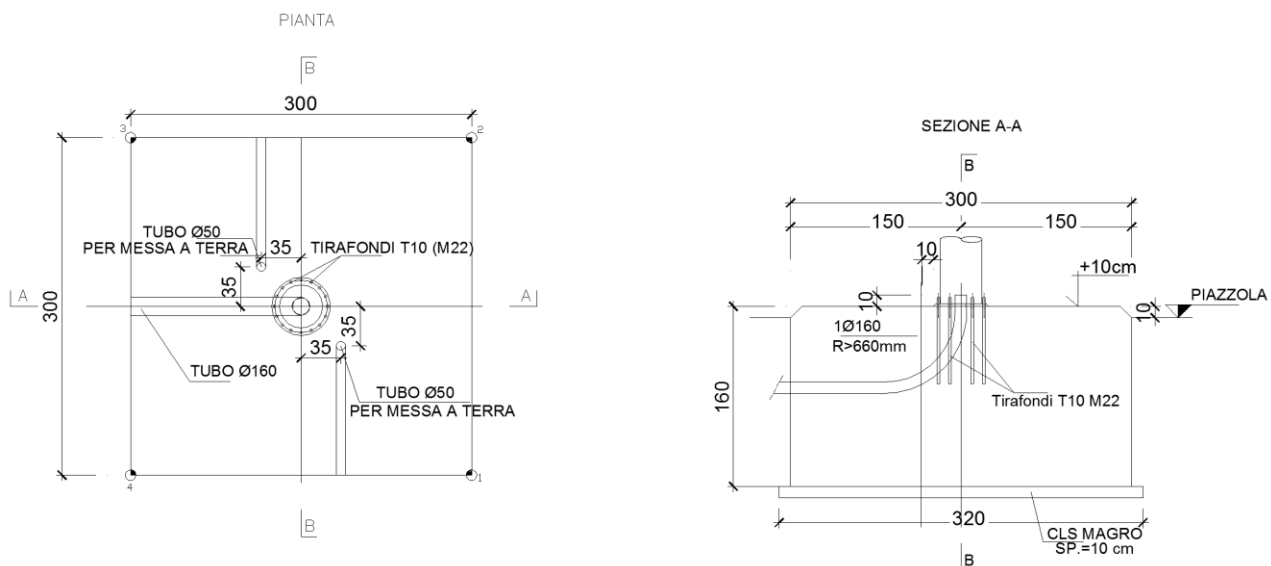
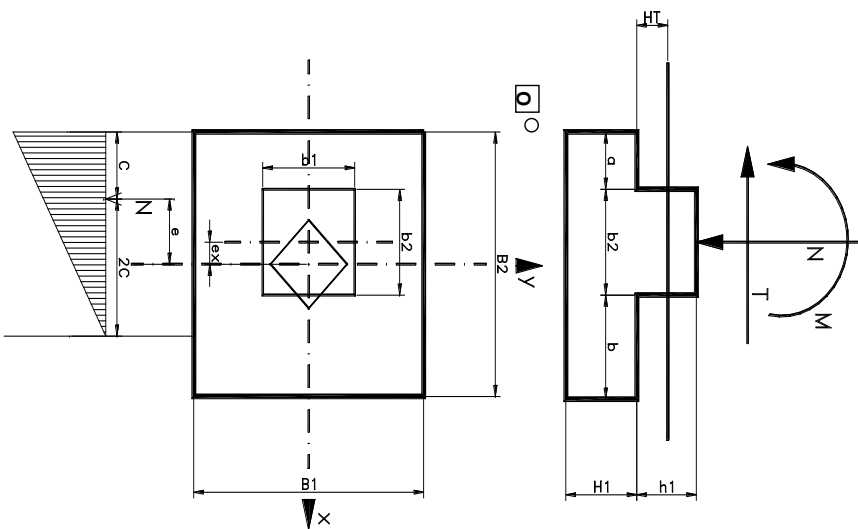


Figura 8 – Torre Faro H=18m: pianta e sezione

### 5.1. Verifica di stabilità

CARCHI DI PROGETTO		Verifica al ribaltamento attorno al punto O:	
M =	270 KNm	M rib. =	294.8 KNm
N =	28 KN		
T =	15.5 KN	M stab. =	540 KNm 0.00 KNm 0.00 KNm 42.00 KNm 582.00 KNm
DIMENSIONE PLINTO DADO SUPERIORE		F. S. = $M_s / M_r =$	
b1 =	0 m	S.r.: x0 =	14.19
b2 =	0 m	Spirita a riposo asim.	2.02
h1 =	0 m	S.p. =	100.92
ex =	0 m	Spirita passiva	2.32
ey =	0 m		
DIMENSIONE PLINTO BASE		Verifica pressione massima senza contributo terreno	
B1 =	3 m	Ricerca eccentricità tramite Vairignon	
B2 =	3 m		
H1 =	1.6 m		
a =	1.5 m		
b =	1.5 m		
Gamma plinto = 25 KN/mc		P max = 1.086 daN/cmq Formula non utilizzabile	
Angolo attrito terreno = 25 °		P min = -0.224 daN/cmq Formula non utilizzabile	
Gamma terreno = 20 KN/mc		Verifica pressione massima con contributo terreno	
Spessore ricop. Terreno HT = 0 m		Ricerca eccentricità tramite Vairignon	
Peso del palo = 28 KN			
Verifiche di stabilità:			
Verifica alla traslazione			
Azione tagliante = 15.5 KN		e = 49.969 < 1/6 B2 interno al nocciolo	
Angolo attrito base fondazione 16.67 °		B2/6 = 50.00 cm limite nocciolo centrale d'inerzia	
$R = P \cdot tg\delta =$		c = 100.03 cm	
Peso base 360.00 KN		3c = 300.09 cm	
Peso dado 0.00 KN		Pmax = 86.20 Kpa Formula non utilizzabile	
Terreno sopra base 0.00 KN		Sezione massima con "e" al limite del nocciolo	
Peso palo 28.00 KN		Pmax = 0.862 daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza		Sezione non parzializzata	
$F. S. = P \cdot tg\delta / T =$		Pressione massima con "e" al limite del nocciolo	
7.49 > 1.3 OK		B2/6 = 50.00 < 1/6 B2 interno al nocciolo	
		c = 100.00 cm	
		3c = 300.00 cm	
		P max = 86.22 Kpa	
		da utilizzare quando le due formule precedenti non sono utilizzabili	
		Pressione efficace	
		B2' = 148.04 cm OK	
		(gs = P/(B1+B2)) 0.87 daN/cm	
		VERIFICA AL SOLLEVAMENTO	
		VERIFICA NON APPROPRIATA	
		P/N > 1.3 = 13.85714 VERIFICA	

Figura 9 – Verifiche di stabilità del plinto di base della torre faro



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00 <span style="float: right;">Foglio 11 di 27</span>

## 5.2. Verifica capacità portante

Per la verifica della capacità portante del suolo si fa riferimento alla formula di BRINCH-HANSEN (1970) considerando un plinto di fondazione quadrata di dimensioni 3.00 m per 3.30 metri caricata con un carichi verticali (peso proprio + pesi concentrati)

Le azioni verticali sono pari a:  $N = \text{peso proprio} + \text{palo luce} = 3.0 \cdot 3.0 \cdot 1.6 \cdot 2500 + 2800 = 38.800 \text{ daN}$

$$M_x = 2700000 \text{ daNcm}$$

$$\text{Taglio} = 1550 \text{ daN}$$

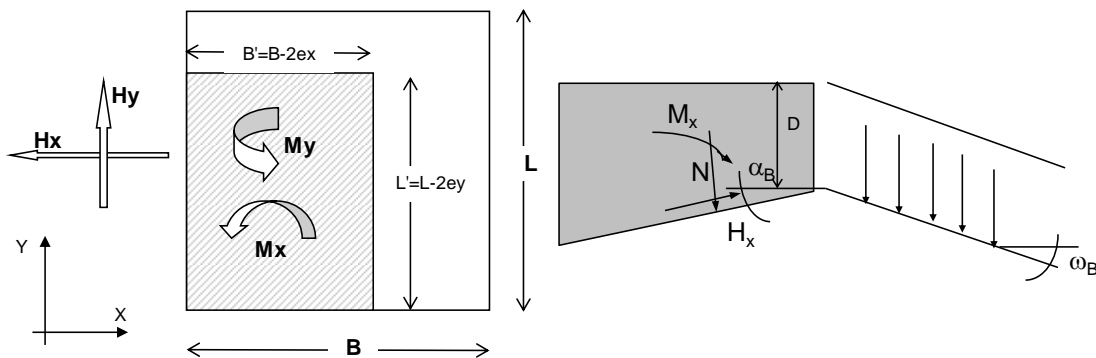
$$M_{x \text{ tot}} = 2700000 + 1550 \cdot 160 = 29480 \text{ daNm} = 2948000 \text{ daNcm}$$

La capacità portante è calcolata con il foglio elettronico riportato qui di seguito.

La profondità di infissione del plinto viene considerata pari a: 160cm altezza plinto

### CALCOLO DELLA $q_{LIM}$ ALLA BRINCH-HANSEN (1970)

$$q_{lim} = 1/2 \gamma' * B' * N_{\gamma} * s_{\gamma B} * i_{\gamma B} * b_{\gamma B} * g_{\gamma B} + q' * N_q * s_{q B} * b_{q B} * d_{q B} * i_{q B} * g_{q B}$$



Verifiche nella condizione più sfavorevole : momento nella direzione y.

Falda (1= presente ; 0 = assente)	<b>0</b>
-----------------------------------	----------

Parametri geotecnici del terreno				Coeff. di fondazione		Geometria		
$\gamma$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kg/cm <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\phi$ (rad)	$N_q$	$N_{\gamma}$	B (cm)	L (cm)	D (cm)
<b>1900</b>	0.0019	<b>25</b>	0.436	10.662	6.758	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>160</b>
Peso specifico daN/mc								
<b>2500</b>								

Carichi agenti al piede del palo				
N (Kg)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Mx (Kgcm)	My (Kgcm)
<b>2800</b>	<b>1550</b>		<b>2700000</b>	

Carichi agenti sulla fondazione				Eccentricità		Dimensioni ridotte		
N (Kg)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Mx (Kgcm)	My (Kgcm)	ex (cm)	ey (cm)	B' (cm)	L' (cm)
<b>38800</b>	<b>1550</b>	<b>0</b>	<b>2948000</b>	<b>0</b>	76.0	0.00	148.0	300.0

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di forma		Fattori di profondità			$q'$ Kg/cm <sup>2</sup>
Direzione x		Direzione Y		$S_{\gamma B}$	$S_{q B}$	D/B'	$d_{q B}$	$d_{\gamma B}$	
$i_{\gamma B}$	$i_{q B}$	$i_{\gamma L}$	$i_{q L}$						
0.868	0.904	1.000	1.000	0.829	1.189	1.081	1.256	1	0.304

Fattori inclinazione piano di posa			Fattori di inclinazione del piano campagna			
$\alpha_B$ (°)	$b_{\gamma B}$	$b_{q B}$	$\omega_B$ (°)	$\omega_B$ (rad)	$g_{q B}$	$g_{\gamma B}$
<b>0</b>	1	1	<b>0</b>	0.000	1.000	1.000

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE			
Pressione limite	$q_{lim} =$	<b>5.059</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
Pressione ammissibile	$q_{amm} = q_{lim}/3 =$	<b>1.686</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
Pressione efficace	$q_s = N/(B*L) =$	<b>0.874</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
Fattore di sicurezza	$FS = q_{lim}/q_s =$	<b>5.8</b>	-

Figura 10 – Verifiche a carico limite del terreno relativo al plinto di base della torre faro

### 5.3. Verifica strutturale

Per le verifiche strutturali del plinto si utilizza un modello di trave inflessa, secondo lo schema di calcolo riportato nella seguente figura

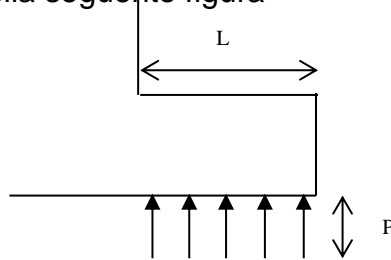


Figura 11 – Schema di calcolo per le sollecitazioni sul plinto di fondazione

La mensola di lunghezza L e larghezza pari ad “a” o “b” si suppone caricata con una pressione pari alla pressione massima scaricata al suolo. Si tratta di un’assunzione cautelativa poiché in realtà la distribuzione della pressione è trapezoidale o triangolare con massimo pari a P<sub>max</sub>.

Il momento agente all’incastro della mensola con il dado è pari a:  $M_x = P_{max} * L^2 / 2 * B$

Si considera una striscia larga 1,0m per cui B=1,0m; mentre L=1.50m (cautelativamente non si considera la piastra di base del palo)

Essendo il plinto simmetrico in tutte le direzioni il momento sarà costante e pari a:

$$M_{max} = 116.48 * 1.50^2 / 2 * 1,0 = 131,04 \text{ KNm} = 13104 \text{ daNm}$$

$$T_{max} = 116.48 * 1.50 * 1,0 = 139.3 \text{ KN} = 13930 \text{ daN}$$

La sezione sottoposta a verifica ha dimensione:

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$H = 1.6 \text{ m}$$

L’armatura scelta consta di:

- armatura inferiore  $\phi 16$ /passo 20cm – copriferro 5 cm;
- armatura intermedia  $\phi 16$ /passo 20cm – distanza 35 cm da estremità inferiore platea;
- armatura superiore  $\phi 16$ /passo 20cm – copriferro 5 cm.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00		Foglio 14 di 27

I calcoli condotti portano alle seguenti tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio:

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Tensioni Ammissibili
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

<b>CALCESTRUZZO -</b>	Classe:	C25/30	
	Tensione Normale Ammiss. Sc:	97.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Tensione Tangenz.Amm. TauC0:	6.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Tensione Tangenz.Amm. TauC1:	18.28	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. N di omogeneizzazione:	15.00	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Tensione Ammissibile Sf:	2550.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	160.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.4	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.4	cm

#### TENS.AMMISS. - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

NSforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)	
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	13104	13930	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.6	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	20.2	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

#### METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - MASSIME E MINIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc max	Ordinata [cm] corrispond. al punto di massima compressione
Sc min	Minima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc min	Ordinata [cm] corrispond. al punto di minima compressione
Sc med	Tensione media [daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato
Sf min	Minima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di minima tensione
Sf max	Massima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di massima tensione
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro nel riferimento X,Y,O gener.della sez.

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sc med	Sf min	Ys min	Yneutro
1	S	8.4	160.0	0.0	0.0	----	-885	6.4	140.8

**METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver:S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata

Tau max: Massima tensione tangenziale a taglio-torsione nel conglom.[daN/cm<sup>2</sup>]

Scorr: Scorrimento massimo per taglio nel conglomerato [daN/cm]

Bs: Lunghezza in cm della corda di scorrimento massimo

TgFi: Rapporto tra la tens. tens. princ. trazione e quella tang.(corda Bs)

ASt: Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Tau <sub>max</sub>	Scorr.	B <sub>s</sub>	TgΦi	A <sub>St</sub>
1	S	0.95	94.6	100.0	1.0000	10.5

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-024-A00 <span style="float: right;">Foglio 16 di 27</span>

## 6. VERIFICHE PLINTO DEI PALI PER VIDEOSORVEGLIANZA CON POZZETTO LATERALE (TVCC E LUCE )

### 6.1. Azioni sollecitanti alla base del palo

Le azioni agenti sul basamento sono state dedotte dalla documentazione, relativa all'attrezzatura su esso impostata, fornita dal Consorzio Saturno.

$$N = 92 \text{ daN}$$

$$T = 178 \text{ daN}$$

$$M = 487 \text{ daN*m}$$

### 6.2. Verifiche di stabilità

Per le verifiche di stabilità (ribaltamento, scorrimento e schiacciamento del terreno) i momenti flettenti agenti alla base dei supporti vengono trasposti nella sezione di appoggio del basamento sul terreno.

Il metodo di calcolo della pressione limite sul terreno è quello di Brinch-Hansen.

**Tabella 10 - Calcolo delle azioni sul basamento**

Sforzo Normale dato	N	92	[daN]
Sforzo di Taglio dato	T <sub>T</sub>	178	[daN]
	T <sub>L</sub>	0	[daN]
Momento flettente dato	M <sub>T</sub>	487	[daNm]
	M <sub>L</sub>	0	[daNm]
Peso specifico cls	γ <sub>c</sub>	2500	[daN/mc]
Peso specifico tereno	γ <sub>t</sub>	2000	[daN/mc]
Spessore soletta	s	100	[cm]
Base soletta	a	172,5	[cm]
Altezza soletta	b	90	[cm]
Spessore baggiolo	s'	-80	[cm]
Base baggiolo	a'	-60	[cm]
Altezza baggiolo	b'	-60	[cm]
Peso proprio soletta		3881,25	[daN]
Peso proprio baggiolo		-720	[daN]
Peso proprio totale	N <sub>sadmin</sub>	3161,25	[daN]
Sforzo Normale max di calcolo	N <sub>smax</sub>	3253,25	[daN]

**Tabella 11 - Verifica a ribaltamento**

M <sub>RIBT</sub>	52260	daN*cm	Fs =	5,37
M <sub>STABT</sub>	280592,8	daN*cm		



Tabella 12 - Verifica a carico limite

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	49.00	0,00	39,50
M <sub>b</sub> [kNm]	4.87	0,00	13,30
MI [kNm]	13.30	0,00	0,00
T <sub>b</sub> [kN]	1.78	0,00	8,00
TI [kN]	0.00	0,00	8,00
H [kN]	11,31	0,00	11,31

**Fondazioni Dirette****Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e<sub>B</sub> = Eccentricità in direzione B (e<sub>B</sub> = M<sub>b</sub>/N)e<sub>L</sub> = Eccentricità in direzione L (e<sub>L</sub> = MI/N) (per fondazione nastriforme e<sub>L</sub> = 0; L\* = L)B\* = Larghezza fittizia della fondazione (B\* = B - 2\*e<sub>B</sub>)L\* = Lunghezza fittizia della fondazione (L\* = L - 2\*e<sub>L</sub>)**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
<b>Tensioni Ammissibili</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
definiti dall'utente	1.10	1.10	1.10	1.10

valori suggeriti dall'EC7

B = 0.90 (m)

L = 1.73 (m)

D = 1 (m)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0.00 (kN/mq)

φ' = 25.00 (°)

Profondità della falda

Z<sub>w</sub> = 20.00 (m)

e<sub>B</sub> = 0.00 (m)

e<sub>L</sub> = 0.00 (m)

B\* = 0.7 (m)

L\* = 1.73 (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

q = 20.00 (kN/mq)

**γ : peso di volume del terreno di fondazione**

γ = 20.00 (kN/mc)

**N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> : coefficienti di capacità portante**

N<sub>q</sub> = tan<sup>2</sup>(45 + φ'/2)\*e<sup>(π\*tgφ')</sup>

N<sub>q</sub> = 6.70

N<sub>c</sub> = (N<sub>q</sub> - 1)/tanφ'

N<sub>c</sub> = 15.27

N<sub>γ</sub> = 2\*(N<sub>q</sub> + 1)\*tanφ'

$$N_{\gamma} = 5.74$$

**S<sub>c</sub>, S<sub>q</sub>, S<sub>γ</sub> : fattori di forma**

$$S_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$S_c = 1.18$$

$$S_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$S_q = 1.15$$

$$S_{\gamma} = 1 - 0.4 B^* / L^*$$

$$S_{\gamma} = 0.84$$

**i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.71 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.29 \quad m = 1.71 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

$$i_q = 0.94$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.93$$

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_{\gamma} = 0.90$$

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>q</sub> = 1 + 2 D tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup> / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>q</sub> = 1 + (2 tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup>) \* arctan (D / B\*)

$$d_q = 1.30$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.36$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_{\gamma} = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_{\gamma} = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

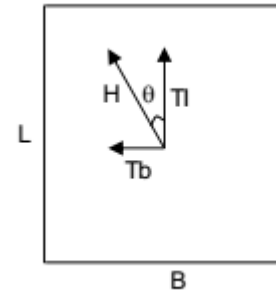
$$g_c = 1.00$$

$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_{\gamma} = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 219.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$



- Pressione limite: ( $Q_{lim}$ ): **219.16 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza minimo: ( $F_s$ ) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: ( $Q_{amm}$ ) **73.05 [kPa]**
- Pressione di progetto agente: ( $Q_{ag}$ ) **39 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza effettivo **5.62**

$Q_{ag} < Q_{amm}$  **VERIFICATO**

Tabella 13 - Verifica a carico limite

Hd =	1,78	(kN)
<b><math>S_d = N * \tan(\phi') + c' B * L *</math></b>		
Sd =	18,28	(kN)
<b><u>Coefficiente di sicurezza allo scorrimento</u></b>		
Fscorr =	10,27	

### 6.3. Verifiche strutturali

Vengono eseguite le verifiche dei basamenti ai fini della valutazione dei tassi di lavoro dei materiali costituenti le strutture.

Lo schema statico è quello di trave a sbalzo, soggetta alla sottopressione del terreno:

- $\sigma_{td} = 0.39 \text{ daN/cm}^2$  (massima tensione di calcolo sul terreno)
- $b = 90 \text{ cm}$  (larghezza di competenza)
- $h = 100 \text{ cm}$  (altezza totale sezione)
- $d = 95 \text{ cm}$  (altezza utile sezione)
- $q = 0.39 * 90 = 35 \text{ daN/cm}$  (carico uniformemente distribuito sotto-suola)
- $L = 172.5 - 45 = 127.5 \text{ cm}$  (lunghezza di calcolo trave)
- $M_{sd} = 35 * 127.5^2 / 2 = 284484 \text{ daN*cm}$  (massimo momento flettente di calcolo)
- $A_s = 5\phi 12$  (armatura tesa totale)
- $A_s' = 5\phi 12$  (armatura compressa totale)

Da cui:

$M_{res} = 1848245 \text{ daN*cm} > M_{sd}$  (verificato)

## 7. BASAMENTO SCARICATORI AT DI GRUPPO

Le azioni massime agenti sul basamento sono state dedotte dalla documentazione tipologica, relativa all'attrezzatura su esso impostata, fornita dal Consorzio Saturno.

$$N = 362 \text{ daN}$$

$$T = 413 \text{ daN}$$

$$M = 2046 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

### 7.1. Verifiche di stabilità

Per le verifiche di stabilità (ribaltamento, scorrimento e schiacciamento del terreno) i momenti flettenti agenti alla base dei supporti vengono trasposti nella sezione di appoggio del basamento sul terreno.

Il metodo di calcolo della pressione limite sul terreno è quello di Brinch-Hansen.

**Tabella 13 - Calcolo delle azioni sul basamento**

Sforzo Normale dato	N	362	[daN]
Sforzo di Taglio dato	$T_T$	413	[daN]
	$T_L$	0	[daN]
Momento flettente dato	$M_T$	2046	[daNm]
	$M_L$	0	[daNm]
Peso specifico cls	$\gamma_c$	2500	[daN/mc]
Peso specifico tereno	$\gamma_t$	2000	[daN/mc]
Spessore soletta	s	70	[cm]
Base soletta	a	130	[cm]
Altezza soletta	b	130	[cm]
Spessore baggio	s'	15	[cm]
Base baggio	a'	55	[cm]
Altezza baggio	b'	55	[cm]
Peso proprio soletta		2958	[daN]
Peso proprio baggio		114	[daN]
Peso proprio totale	$N_{sdmin}$	3071	[daN]
Sforzo Normale max di calcolo	$N_{sdmax}$	5149	[daN]

**Tabella 14 - Verifica a ribaltamento**

$M_{RIBT}$	231445	daN*cm	$F_s =$	1.45
$M_{STABT}$	334711.4	daN*cm		

**Tabella 15 - Verifica a carico limite**

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	32.40	0,00	39,50
M <sub>b</sub> [kNm]	5.67	0,00	13,30
M <sub>l</sub> [kNm]	5.67	0,00	0,00
T <sub>b</sub> [kN]	1.78	0,00	8,00
T <sub>l</sub> [kN]	0.00	0,00	8,00
H [kN]	11,31	0,00	11,31

**Fondazioni Dirette****Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*N_c^* s_c^*d_c^*i_c^*b_c^*g_c + q^*N_q^*s_q^*d_q^*i_q^*b_q^*g_q + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e<sub>B</sub> = Eccentricità in direzione B (e<sub>B</sub> = M<sub>b</sub>/N)e<sub>L</sub> = Eccentricità in direzione L (e<sub>L</sub> = M<sub>l</sub>/N) (per fondazione nastriforme e<sub>L</sub> = 0; L\* = L)B\* = Larghezza fittizia della fondazione (B\* = B - 2\*e<sub>B</sub>)L\* = Lunghezza fittizia della fondazione (L\* = L - 2\*e<sub>L</sub>)**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
<b>Tensioni Ammissibili</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
definiti dall'utente	1.10	1.10	1.10	1.10

valori suggeriti dall'EC7

$$\begin{aligned} B &= 1.30 \quad (\text{m}) \\ L &= 1.30 \quad (\text{m}) \\ D &= 0.70 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.45 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 0.4 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.30 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 14.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**γ : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$$

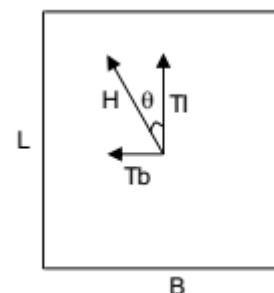
$$N_q = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20.72$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10.88$$



**S<sub>c</sub>, S<sub>q</sub>, S<sub>γ</sub> : fattori di forma**

$$S_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$S_c = 1.16$$

$$S_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$S_q = 1.14$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$S_\gamma = 0.88$$

**i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24 \quad m = 1.76 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

$$i_q = 0.86$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.85$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.79$$

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.33$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 225.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Pressione limite: (**Q<sub>lim</sub>**):

**225.80 [kPa]**

- Coefficiente di sicurezza minimo: (**F<sub>s</sub>**)                                      **3**    [-]
- Pressione ammissibile: (**Q<sub>amm</sub>**)                                              **75.27[kPa]**
- Pressione di progetto agente: (**Q<sub>ag</sub>**)                                        **39 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza effettivo                                                **5.79**

**Q<sub>ag</sub> < Q<sub>amm</sub> VERIFICATO**

**Tabella 16 - Verifica a carico limite**

<b>H<sub>d</sub> =</b>	4.13	(kN)
<b>S<sub>d</sub> = N * tan(φ') + c' B* L*</b>		
<b>S<sub>d</sub> =</b>	24.01	(kN)
<b>Coefficiente di sicurezza allo scorrimento</b>		
<b>F<sub>scorr</sub> =</b>	5.81	

## 7.2. Verifiche strutturali

Vengono eseguite le verifiche dei basamenti ai fini della valutazione dei tassi di lavoro dei materiali costituenti le strutture.

Lo schema statico è quello di trave a sbalzo, soggetta alla sottopressione del terreno:

- $\sigma_{td} = 0.39 \text{ daN/cm}^2$  (massima tensione di calcolo sul terreno)
- $b = 130 \text{ cm}$  (larghezza di competenza)
- $h = 70 \text{ cm}$  (altezza totale sezione)
- $d = 65 \text{ cm}$  (altezza utile sezione)
- $q = 0.39 \cdot 130 = 50.7 \text{ daN/cm}$  (carico uniformemente distribuito sotto-suola)
- $L = 130 - 45 = 85 \text{ cm}$  (lunghezza di calcolo trave)
- $M_{sd} = 51 \cdot 85^2 / 2 = 184238 \text{ daN} \cdot \text{cm}$  (massimo momento flettente di calcolo)
- $A_s = 7\phi 16$  (armatura tesa totale)
- $A_s' = 7\phi 16$  (armatura compressa totale)

Da cui:

$$M_{res} = 3332000 \text{ daN} \cdot \text{cm} > M_{sd} \text{ (verificato)}$$

## 8. BASAMENTO TRASFORMATORE DI ISOLAMENTO

### 8.1. Azioni sollecitanti alla base del palo

Le azioni massime agenti sul basamento sono state dedotte dalla documentazione tipologica, relativa all'attrezzatura su esso impostata, fornita dal Consorzio Saturno.

$$N = 600 \text{ daN}$$

### 8.2. Verifiche di stabilità

Per le verifiche di stabilità (ribaltamento, scorrimento e schiacciamento del terreno) i momenti flettenti agenti alla base dei supporti vengono trasposti nella sezione di appoggio del basamento sul terreno.

Il metodo di calcolo della pressione limite sul terreno è quello di Brinch-Hansen.

**Tabella 17 - Calcolo delle azioni sul basamento**

Sforzo Normale dato	N	600	[daN]
Sforzo di Taglio dato	$T_T$	0	[daN]
	$T_L$	0	[daN]
Momento flettente dato	$M_T$	0	[daNm]
	$M_L$	0	[daNm]
Peso specifico cls	$\gamma_c$	2500	[daN/mc]
Peso specifico terreno	$\gamma_t$	2000	[daN/mc]
Spessore plinto	s	80	[cm]
Base plinto	a	140	[cm]
Altezza plinto	b	120	[cm]
Spessore baggiolo	s'	0	[cm]
Base baggiolo	a'	0	[cm]
Altezza baggiolo	b'	0	[cm]
Peso proprio plinto		3360	[daN]
Peso proprio baggiolo		0	[daN]
Peso proprio totale	$N_{sdmin}$	3360	[daN]
Sforzo Normale max di calcolo	$N_{sdmax}$	5040	[daN]



Tabella 19 - Verifica a carico limite

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	56.40	0.00	56.40
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

**Fondazioni Dirette****Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

 $e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ ) $e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_I/N$ )(per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ ) $B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^*e_B$ ) $L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
<b>Tensioni Ammissibili</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
definiti dall'utente	1.10	1.10	1.10	1.10

valori suggeriti dall'EC7

$$\begin{aligned} B &= 1.40 \quad (\text{m}) \\ L &= 1.20 \quad (\text{m}) \\ D &= 0.80 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**Peso unità di volume del terreno**

$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$

$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$

$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$

**Profondità della falda**

$Z_w = 20.00 \quad (\text{m})$

$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$

$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$

$B^* = 1.40 \quad (\text{m})$

$L^* = 1.20 \quad (\text{m})$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 16.00 \quad (\text{kN/mq})$

 **$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$

**Nc, Nq, N<sub>γ</sub> : coefficienti di capacità portante**

$$Nq = \tan^2(45^\circ)$$

$$+ (\varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$$

$$Nq = 10.66$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 20.72$$

$$N_{\gamma} = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 10.88$$

**s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>γ</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B * Nq / (L * Nc)$$

$$s_c = 1.60$$

$$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.54$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 * B^* / L^*$$

$$s_{\gamma} = 0.53$$

**i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) =$$

1.46

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) =$$

1.54

$$m = 1.46 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B * L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$H \quad \theta \quad T_l$$

$$T_b$$

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B * L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_{\gamma} = 1.00$$

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.18$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (Nc \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.20$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_{\gamma} = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$$

$$b_q = 1.00$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (Nc \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_{\gamma} = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 391.41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\beta_r + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

- Pressione limite: ( $Q_{lim}$ ): **391.41 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza minimo: ( $F_s$ ) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: ( $Q_{amm}$ ) **130.47 [kPa]**
- Pressione di progetto agente: ( $Q_{ag}$ ) **48.5 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza effettivo **2.6**

**$Q_{ag} < Q_{amm}$  VERIFICATO**

**8.3. Verifiche strutturali**

Vengono eseguite le verifiche dei basamenti ai fini della valutazione dei tassi di lavoro dei materiali costituenti le strutture.

Lo schema statico è quello di trave a sbalzo, soggetta alla sottopressione del terreno:

$\sigma_{td} = 0.39 \text{ daN/cm}^2$	(massima tensione di calcolo sul terreno)
$b = 140 \text{ cm}$	(larghezza di competenza)
$h = 80 \text{ cm}$	(altezza totale sezione)
$d = 75 \text{ cm}$	(altezza utile sezione)
$q = 0.48 \cdot 150 = 58.5 \text{ daN/cm}$	(carico uniformemente distribuito sotto-suola)
$L = 70 \text{ cm}$	(lunghezza di calcolo trave)
$M_{sd} = 59 \cdot 75^2 / 2 = 1350 \text{ daN} \cdot \text{cm}$	(massimo momento flettente di calcolo)
$A_s = 7\phi 16$	(armatura tesa totale)
$A_s' = 7\phi 16$	(armatura compressa totale)

Da cui:

$$M_{res} = 3332000 \text{ daN} \cdot \text{cm} > M_{sd} \text{ (verificato)}$$