

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**OPERE D'ARTE MINORI
NUOVO CORDOLO A32
RELAZIONE DI CALCOLO**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etablish par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOSIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	O	C	A	0	W	G
Lot Cos. Lot. Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	8	2	1	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOSIO
Albo di Torino
N° 5193 S



SCALA / ÉCHELLE
-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	4
4. MATERIALI	5
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
6. SCHEMA DI CALCOLO	6
7. AZIONI DI PROGETTO	7
8. CRITERI DI CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE.....	8
9. VERIFICHE SLU CORDOLO	11
10. VERIFICHE MICROPALI	15
11. VERIFICA SPINOTTI DI CONNESSIONI GIUNTI	21

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – Carpenteria cordolo porta barriera.....</i>	<i>4</i>
<i>Figura 2 – Schema di calcolo</i>	<i>6</i>
<i>Figura 3 – Sezione resistente cordolo.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 4 – Polo di rotazione blocco</i>	<i>15</i>
<i>Figura 5 – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo – statica.....</i>	<i>19</i>

1. Premessa

La presente relazione di calcolo strutturale è parte integrante del progetto esecutivo di delocalizzazione dell'area dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale area ubicata nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

La presente relazione riguarda le verifiche di resistenza e stabilità dei cordoli di imposta dei montanti del guard rail del ramo austradadale al di sotto del sovrappasso SV2.

Dal punto di vista delle analisi strutturali il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617** - *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** - *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”* ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** - *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione”* ;
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–1–1: 2005** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–2: 2006** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”*
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–1-3: 1995** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 3: Elementi e strutture prefabbricate in calcestruzzo”*
- **Eurocodice 8 – UNI EN 1998–2: 2009** - *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 2: Ponti”*

3. Descrizione delle strutture

La geometria della sezione trasversale del manufatto è la seguente.

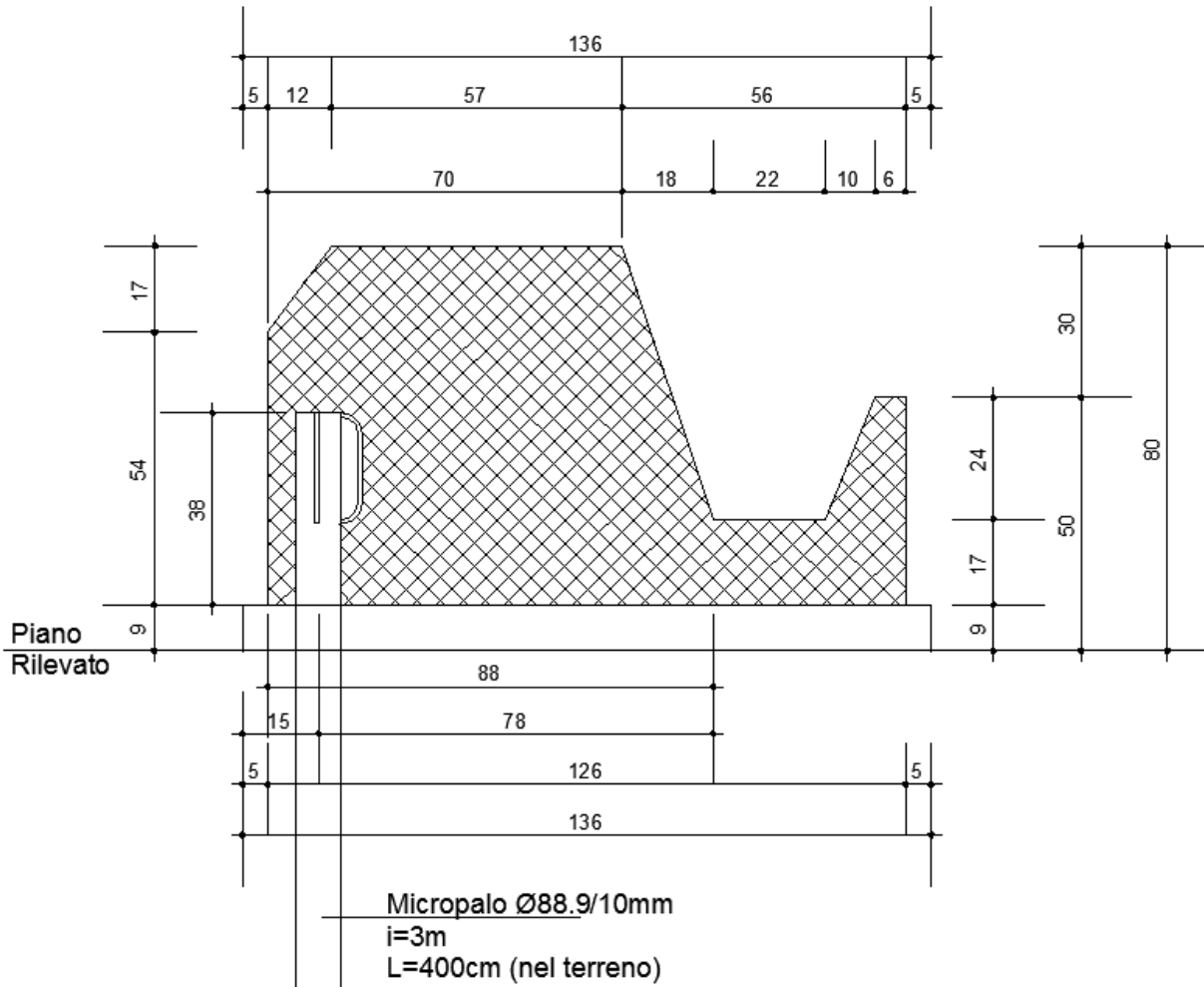


Figura 1 – Carpenteria cordolo porta barriera

Il cordolo sarà fondato su micropali ad interasse
I pali avranno un lunghezza nel terreno

$i = 3 \text{ m}$
 $L = 4.00 \text{ m}$

4. Materiali

Le caratteristiche dei materiali sono:

Nella presente relazione si utilizza, prudenzialmente per i soli fini statici, una classe di resistenza del calcestruzzo ridotta rispetto a quella prevista dalla classe di esposizione utilizzata.

Cordolo

Calcestruzzo armato classe C 25 / 30	
Classe di esposizione	XC4
Massimo rapporto a/c	0.5
Dosaggio di cemento	300 kg/m ³
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30$ N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 24.9$ N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = 32.9$ N/mm ²
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2.56$ N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 3.07$ N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.79$ N/mm ²
Modulo elastico medio	$E_{cm} = 31447$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Fattore riduzione resistenza per lunga durata	$\alpha_c = 0.85$
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = 14.11$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = 1.19$ N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione di calcolo	$f_{ctfd} = 1.43$ N/mm ²
Deformazione limite del calcestruzzo	$\epsilon_{c0} = 0.20$ %
Deformazione ultima del calcestruzzo	$\epsilon_{cu} = 0.35$ %
Acciaio B450C	
Tensione caratteristica a rottura	$f_{yt} = 530$ N/mm ²
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Modulo elastico	$E_s = 206000$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391.3$ N/mm ²
Stato limite controllo tensioni calcestruzzo	
SLE rara tens. CLS	$\sigma_{clim} = 14.94$ N/mm ²
SLE quasi permanente tens. CLS	$\sigma_{clim} = 11.21$ N/mm ²
SL rara tensione acciaio	$\sigma_{clim} = 360$ N/mm ²
Stato limite di fessurazione	
Condizioni ambientali	aggressiva
Sensibilità armature alla corrosione	poco sensibili
SL frequente-apertura fessure	$w_k = 0.30$ mm
Conversione sistema tecnico	10 N = 1.0 kg _f

Micro pali

Acciaio S355JR
 $f_{uk} = 510$ N/mm²
 $f_{yk} = 355$ N/mm²

In condizioni eccezionali i fattori parziali sui materiali sono unitari.

5. Caratterizzazione geotecnica

Il terreno di fondazione risulta costituito dal rilevato del manto stradale. Pertanto si possono assumere i seguenti parametri geotecnici stimati:

Rilevato:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume

$\phi' = 35^\circ$ angolo di attrito di calcolo

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione

6. Schema di calcolo

Il manufatto costituisce una trave su un suolo elastico fondata su pali soggetta alle azioni dell'urto veicolare, al peso proprio, ritiro del calcestruzzo.

Il p.p. non ingenera effetti significativi sul manufatto, poiché un carico uniforme applicato ad una trave su suolo elastico produce effetti che si annullano (reazioni del terreno identiche in modulo ma di verso apposto al carico applicato).

Ai fini delle verifiche di equilibrio di individua una zona di trasferimento che riprende le azioni trasmesse dalla barriera durante l'urto. Per la caratterizzazione di dette azioni si rimanda ai punti successivi.

Definita la lunghezza collaborante (4.5m considernado che l'urto coinvolga 3 montanti) si considera il manufatto come una trave soggetta all'azione orizzontale indotta dall'urto, che genera i seguenti effetti:

- flessione orizzontale, torsione e taglio agenti sul cordolo (A1-M1-R1)
 - ribaltamento (EQU-M2-R2)
 - scorrimento (A2-M2-R2)
- del concio come effetti di corpo rigido.

Per le azioni indotte dall'urto di assimila il cordolo ad un corpo rigido e il momento ribaltante totale ed il taglio saranno ripresi dalla trazione e dal taglio indotti nei micropali.

La verifica delle sezioni è svolta tramite l'utilizzo di programma di verifica di sezioni in c.a. secondo i metodi della scienza delle costruzioni.

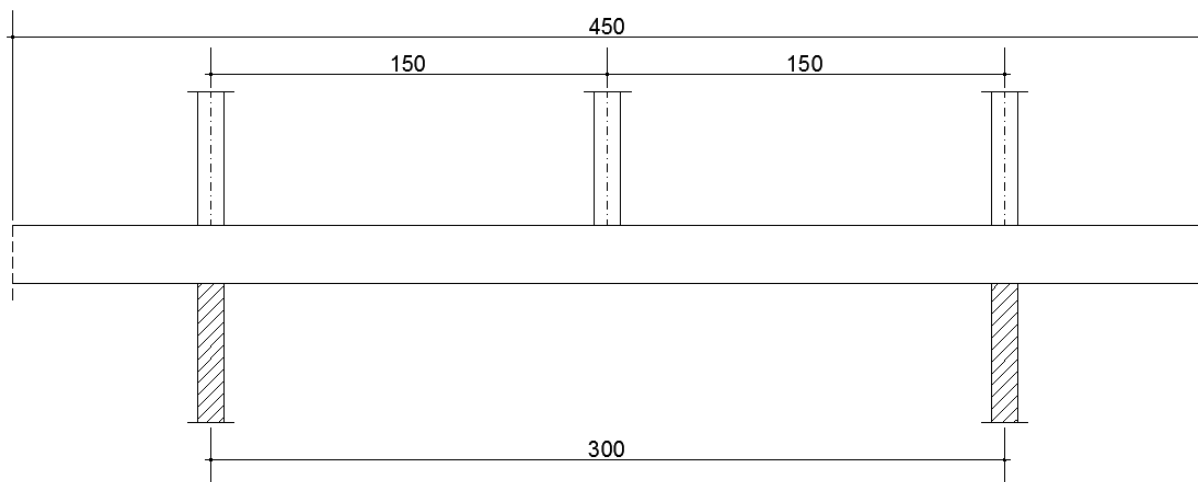


Figura 2 – Schema di calcolo

7. Azioni di progetto

I valori delle azioni di seguito riportati, sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari applicati alle membrature costituenti la struttura.

7.1 Azioni gravitazionali

Il peso proprio è valutato in ragione di un peso unitario di 25 kN/m³ ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

7.2 Urto di veicolo in svio

La barriera metallica laterale è di tipo bordo ponte classe H4, a tripla onda con montanti verticali costituiti da profili HEA 100 ad interasse 1.50 m. Considerando il modulo di resistenza plastico del profilo pari a $W_{pl} = 83.01 \text{ cm}^3$ ed una tensione di rottura pari ad $f_t = 430 \text{ MPa}$, si ottiene un momento ultimo sul montante pari a:

$$M_u = 83.01 \times 430 / 1000 = 35.70 \text{ kNm.}$$

Considerando che l'urto avvenga a 0.6m dalla base del montante, il taglio corrispondente al momento ultimo vale:

$$V = 35.7 / 0.6 = 59.50 \text{ kN.}$$

<i>Azioni d'urto per montante</i>				
$M_b =$	35.7	kNm	momento urto al metro	$i_b =$ 1.5 m interasse montanti
$F_b =$	59.5	kN	forza urto al metro	$n =$ 3 numero montanti coinvolti
$N_b =$	1.05	kN	peso barriera	$h =$ 0.6 m altezza applicazione forza
<i>Azioni d'urto su lunghezza di impatto</i>				
$L =$	4.5	m	lunghezza di verifica	
$M_U =$	107.1	kNm	momento agente nella lungh.	
$F_U =$	178.5	kN	forza orizzontale agente nella lungh.	

7.3 Effetto ritiro e variazione termica

L'effetto di ritiro e della variazione termica inducono uno sforzo di trazione nel concio pari alla forza di attrito che devono vincere

$$F_a = f_a * G_{tot} \quad \text{con} \quad f_a = \tan(\phi) = \tan(35) = 0.7$$

Il carico totale vale per metà del concio di calcolo, assunto pari a 30m, è il seguente:

<i>Effetto ritiro</i>		$\tan \phi =$	0.70
$N_g =$	14	kN/m	peso cordolo
$N_m =$	1.90	kN/m	peso magrone
$N_b =$	0.7	kN/m	peso barriera
$G_{tot} =$	249.01	kN/m	
$F_{a,k} =$	174	kN	forza di attrito

7.4 Combinazioni di carichi SLU

La *combinazione eccezionale* (con γ_{Gi} e γ_{Qi} tutti pari a 1 in accordo con la 2.5.6 delle NTC) per tenere conto degli effetti dell'urto per svio di un veicolo:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \left[A + \sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Tutte le condizioni di carico elementari di carico possono essere raggruppate nei seguenti quattro gruppi di condizioni:

- G_k : azioni dovute ai carichi permanenti ovvero al peso proprio, sovraccarichi permanenti;
- P_k : azioni dovute ai carichi di precompressione;
- Q_{ik} : azioni dovute ai sovraccarichi variabili;
- A : azioni eccezionali;

$\Psi_{2i} = 0 \div 1.00$ (coefficiente di combinazione allo SLU per tutte le condizioni di carico elementari variabili per tipologia e categoria Q_{ik}).

8. Criteri di calcolo geotecnico e strutturale

Le verifiche sono condotte per le seguenti condizioni di carico

- STR-SLU: azione di calcolo $M_{sd} V_{sd} T_{sd}$
- GEO-EQU: azione di calcolo $M_{rib} - F_{scor}$
- GEO-A2+M2+R2 – capacità portante fondazione: azione di calcolo M_{rib}

- **Criterio di verifica a ribaltamento (EQU)**

Il meccanismo di collasso per ribaltamento per i muri di sostegno prevede la rotazione intorno all'estremità di valle del muro, che diventa il centro di rotazione dell'opera. La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq R_2 = 1.00$$

dove:

- M_s è il momento stabilizzante rispetto al centro di rotazione dovuto al peso del cordolo;
- M_r è il momento ribaltante rispetto al centro di rotazione dovuto alla spinta del terrapieno e di eventuali sovraccarichi.

Nelle verifiche condotte per azioni sismiche, la spinta del terrapieno è stata valutata secondo il metodo pseudo-statico, come illustrato nel seguito; è stata altresì tenuto in conto il contributo instabilizzante svolto dalla forza di inerzia dovuta al peso del paramento.

- **Criteri di verifica a presso(tenso) flessione delle sezioni in cemento armato (STR)**

La verifica a flessione, condotta per la platea di fondazione, consiste nell'assicurare che in ogni sezione il momento resistente risulti superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Con riferimento alle sezioni presso-inflesse del paramento e semplicemente inflesse della zattera, le verifiche di resistenza (SLU) si eseguono controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Le verifiche di tutti gli elementi sono state effettuate in base a semplici schemi noti della Scienza delle Costruzioni.

- **Criteri di verifica a taglio delle sezioni in cemento armato (STR)**

Per elementi provvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base della resistenza a trazione delle armature trasversali e della resistenza delle biella compressa di calcestruzzo.

$$V_{rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) \geq V_{Ed}$$

I due contributi di resistenza sono:

$$V_{R,cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta)}$$

$$V_{R,sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale

ϑ è l'inclinazione biella compressa

α è l'inclinazione armatura trasversale

α_c è un coefficiente maggiorativo per elementi compressi

f_{cd}' è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo

- **Criteri di verifica a torsione delle sezioni in cemento armato (STR)**

La verifica di resistenza consiste nel controllare che

$$T_{rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld}) \geq T_{Ed}$$

I tre contributi di resistenza sono

$$T_{R,cd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)}$$

$$T_{R,sd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg } \theta$$

$$T_{R,ld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg } \theta$$

dove

A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo

A_s è l'area delle staffe

u_m è il perimetro medio del nucleo resistente

s passo delle staffe

∑ A_l è l'area complessiva delle barre longitudinali

9. Verifiche SLU cordolo

La verifica di resistenza a stato limite ultimo è eseguita considerando il tratto di impatto di 4.5m con riferimento ad un interasse dei pali $i = 3m$. Quindi l'area interessata dall'urto coinvolge 2 pali. Si considera il cordolo come una trave continua su più appoggi soggetta a un carico q ripartito in direzione orizzontale ottenuto dall'azione orizzontale derivante dall'azione di urto

$$q = F_u/4.5$$

Le azioni di flessione e taglio orizzontali nel cordolo sono valutate nel seguente modo

$$M_{sd} = qL^2/10$$

$$V_{sd} = 1.1 * qL$$

$$N_{sd} = F_a = 174 \text{ kN} \quad (\text{Azione termica e ritiro})$$

La torsione è valutata considerando l'eccentricità della forza d'urto della barriera rispetto al baricentro del cordolo. Su una luce di 3m considerando che i micropali siano posti al di sotto dei montanti si suppone che

$$T_{sd} = M_{x,G}/2$$

<u>Azioni su cordolo</u>		
L=	3 m	luce di calcolo trave continua
q=	39.67 kN/ml	carico equivalente ripartito orizz.
$M_{x,G}$ =	170.5 kNm	$n*(M_b+F_b*h/2)$
<u>Sollecitazioni di calcolo su cordolo</u>		
M_{sd} =	35.7 kN m	momento flettente orizzontale
V_{sd} =	130.9 kN	taglio orizzontale
T_{sd} =	85 kNm/ml	momento torcente sezione di incastro

L'armatura impiegata è la seguente.

- Armatura longitudinale $8\Phi 16+3\Phi 22$
- Armatura a taglio St. $(1+1)\Phi 16/30$

Per ogni sollecitazione si considerano i quantitativi di armatura minima richiesta per il soddisfacimento delle verifiche:

- Flessione orizzontale : correnti $11\Phi 12$
- Taglio orizzontale : St. $1\Phi 8/30 + \text{St. } 1\Phi 16/30$
- Torsione: St. $1\Phi 12/30 + \text{Long. } 8\Phi 10 + 3\Phi 18$

La sezione di verifica è tragggiata nella figura.

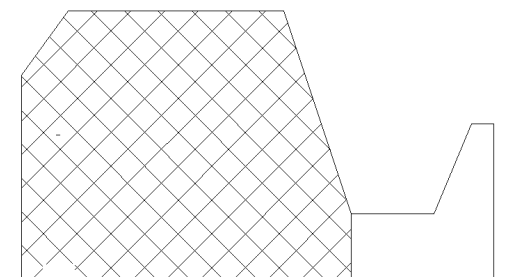


Figura 3 – Sezione resistente cordolo

9.1 Verifica a flessione orizzontale

Il tabulato di verifica a tenso-flessione è riportata nel seguito.

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 290.5 (.35%)
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 5400. (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: POLIGONALE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-35.5	44.	1	-30.5	-39.	12.	1.131
1- 2	18.5	44.	2	-30.5	39.	12.	1.131
1- 3	35.5	31.5	3	-19.2	39.	12.	1.131
1- 4	35.5	-26.	4	-19.3	-39.	12.	1.131
1- 5	-18.5	-44.	5	30.5	29.	12.	1.131
1- 6	-35.5	-44.	6	16.8	39.	12.	1.131
			7	30.5	-22.4	12.	1.131
			8	1.7	39.	12.	1.131
			9	2.	-31.9	12.	1.131
			10	30.5	12.5	12.	1.131
			11	5.1	-30.9	12.	1.131

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in y= 2.52 (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1 | 17400. | -2008821. | 0. | Mz:-2008821./-357000.=5.6269
2 | 17400. | 1862494. | 0. | Mz+:1862494./357000.=5.2171

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00063222274	0.	.02432036595
2.	-.00084420121	0.	.0345133776

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	52.1413	0.		1	-.3357	-671.4	
1	1- 2	52.1413	0.		2	48.9802	5144.6	
1	1- 3	44.236	0.		3	48.9802	5144.6	
1	1- 4	7.883	0.		4	-.3357	-671.4	
1	1- 5	-3.497	-290.5		5	42.6371	5057.1	
1	1- 6	-3.4971	-290.5		6	48.9802	5144.6	
1					7	10.1611	4609.1	
1					8	48.9802	5144.6	
1					9	4.1575	4526.3	
1					10	32.196	4913.	
1					11	4.8157	4535.4	
2	1- 1	-2.6357	-290.5		1	67.4364	5399.1	
2	1- 2	-2.6357	-290.5		2	1.5853	3170.6	
2	1- 3	7.9202	0.		3	1.5853	3170.6	
2	1- 4	56.462	0.		4	67.4364	5399.1	
2	1- 5	71.6576	0.		5	10.0552	4607.7	
2	1- 6	71.6578	0.		6	1.5853	3170.6	
2					7	53.4201	5205.8	
2					8	1.5853	3170.6	
2					9	61.4366	5316.4	
2					10	23.9972	4800.	
2					11	60.5578	5304.2	

I fattori di sicurezza minore FS =5.21 quindi la verifica è soddisfatta.

9.2 Verifica a taglio orizzontale

La sezione che si considera efficace a taglio e torsione è quella rettangolare $b_w \times H = 71 \times 70$ cmq. Con tale valore si dimensiona l'armatura trasversale.

Il tabulato di verifica a taglio è riportata nel seguito.

Verifica a taglio DM08 -cordolo					
Calcestruzzo			Acciaio		
$R_{ck} =$	300	kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$f_{ck} =$	249	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1		$f_{cd} =$	249	kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1		$f'_{cd} =$	125	kg/cm ²
			$f_{ctd} =$	18.2	kg/cm ²
Azioni agente					
$V_{Sd} =$	13090	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
Dati sezione					
$b_w =$	71	cm			
$h =$	70	cm			
$c =$	5	cm	copriferro		
$d =$	65	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
Armature disposte					
Staffe	$\theta =$	45 °	Diag.	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	ϕ	A_{sw}	nb	ϕ	A_{sw}
2	8	1.00	0	0	0.00
2	16	4.02	0	0	0.00
	$A_{sw} =$	5.02 cm ²		$A_{sp} =$	0.00 cm ²
	$s =$	30 cm		$s =$	20 cm
Capacità portante a taglio			$V_{Rd} =$	44051 kg	
			FS=	3.37	verificato

9.3 Verifica a torsione

Il tabulato di verifica a torsione è riportata nel seguito.

Verifica a torsione DM08 - cordolo						
Calcestruzzo			Acciaio			
$R_{ck} =$	300	kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²	
$f_{ck} =$	249	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1		
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²	
$\gamma_c =$	1		$f_{cd} =$	249	kg/cm ²	
$\alpha_{cc} =$	1		$f'_{cd} =$	125	kg/cm ²	
			$f_{ctd} =$	18.2	kg/cm ²	
Azioni agente						
$T_{sd} =$	852338	kg*cm =				
	85	kN*m				
Dati sezione						
$b =$	71	cm	base			
$h =$	70	cm	altezza			
$d' =$	5	cm	copriferro			
$A_c =$	4970	cmq	area sezione di figura			
$u =$	282	cm	perimetro sez. di figura			
$t_1 =$	17.6	cm	spessore parete sez. anulare			
$t_2 =$	10.0	cm				
$t =$	17.6	cm				
$A =$	2796	cmq	area raccolta dalla linea media			
$u_m =$	212	cm	perimetro dalla linea media			
Armature disposte			$\nu =$	0.5		
Staffe	$\theta =$	45 °	Longitudinali			
nb	ϕ	A_{sw}	nb	ϕ	A_{sw}	
1	12	1.13	3	18	7.63	
0	0	0.00	8	10	6.28	
	$A_{sw} =$	1.13 cm ²	11	$A_{sp} =$	13.91 cm ²	
	$s =$	30 cm		$S_{med} =$	0 cm	
	$A_{sw1} =$	3.77 cmq/m				
Capacità portante a torsione			$T_{Rd} =$	94.77	kNm	
			$FS =$	1.11		Verificato

10. Verifiche micropali

Nel seguito sono riportate le verifiche geotecniche e strutturali del micro palo. Le azioni in testa al singolo palo sono le seguenti, considerando che nella zona interessata dall'urto siano coinvolti 2 pali essendo ad interasse 3m. Si considera il polo di rotazione indicato in figura.

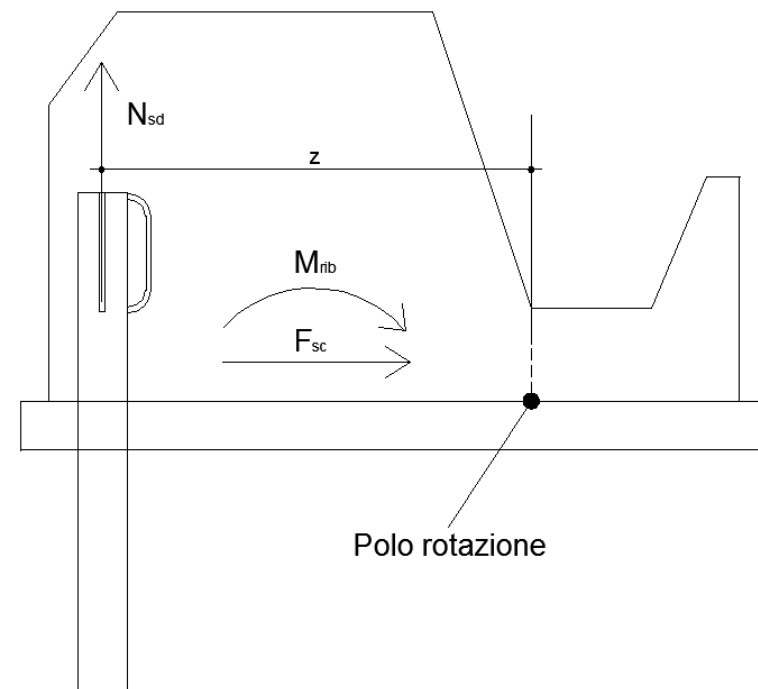


Figura 4 – Polo di rotazione blocco

Num di pali zona urto					
$n_p =$	2	numero micropali lung. Diffusione			
$i_p =$	3 m	interasse micropali			
Azioni ribaltanti					
$M_{rib} =$	234 kN m	momento ribaltante base cordolo			
$z =$	0.78 m	braccio del micropalo rispetto al polo di rotazione			
$F_{sc} =$	178.5 kN	forza di scorrimento base cordolo			
Azioni testa palo					
$N_{sd} =$	150 kN	forza di trazione			
$H_{sd} =$	89.25 kN	azione di scorrimento			

10.1 Verifica GEO – capacità portante a trazione

La verifica è svolta col metodo di Bustamante-Doix (1985) [2-Tanzini], considerando esclusivamente il primo strato di caratteristiche più scadenti.

La capacità a trazione vale

$$T_L = \pi D_s L_s q_s$$

- $D_s = \alpha D$ = diametro efficace palo con D diametro perforazione
- L_s = lunghezza di micropalo connesso al terreno
- q_s = tensione di attrito laterale.

La norma impone un fattore di sicurezza γ_R , per le condizioni transitorie e permanenti sulla capacità portante a trazione, da applicare alla capacità portante.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_c	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Benché l'urto sia una situazione eccezionale che nell'EC7 è trattata in maniera indipendente, essendo i pali il presidio unico all'equilibrio del manufatto si applica il fattore di sicurezza previsto per le situazioni non eccezionali.

A favore di sicurezza è stato assunto un valore di N_{spt} dedotto dalle correlazioni empiriche proposte da De Mello (1971).

CAPACITA' PORTANTE TRAZIONE		
<i>Caratteristiche palo</i>		
d=	88.9 mm	diametro palo
s=	10 mm	spessore palo
d _p =	147 mm	diametro perforazione
α=	1.2 →	<u>IGU sabbia ghiaiosa</u>
D _s =	176.4 mm	diametro efficace palo
<i>Caratteristiche geotecniche terreno</i>		
γ=	20 kN/m ³	
φ=	35 °	rilevato
NSP=	27	
E _t =	40 N/mm ²	
<i>Portata micropali a trazione</i>		
T _L	150 kN	
q _s =	0.133 N/mm ²	
L _{s,min} =	2029 mm	
γ _R =	1.6	
L _{d,min} =	3.25 m	lunghezza ancoraggio minima
L _d =	4 m	lunghezza palo

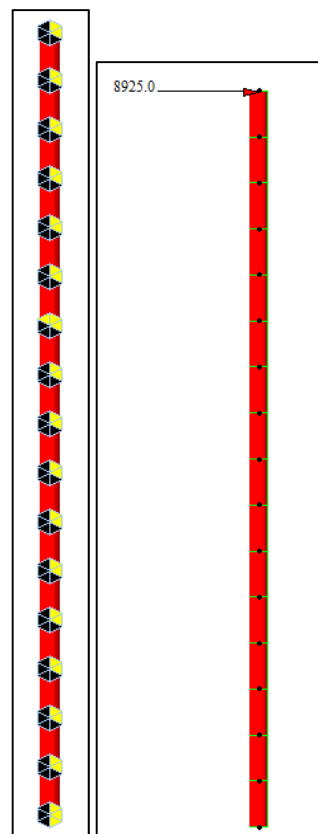
10.2 Verifica STR – resistenza del palo

L'azione di trazione e di taglio sollecitano il palo in modo combinato, a tenso-flessione e taglio.

E' stato condotto un modello di calcolo locale del micropalo nell'ipotesi di palo libero di ruotare in testa e vincolato lateralmente con delle molle che simulano il modulo di reazione orizzontale del terreno assunto costante con la profondità.

In questa valutazione non si applicano fattori di sicurezza delle condizioni A1+M1+R1 essendo l'urto una situazione eccezionale.

<u>Azione testa palo</u>			
H=	89.25	KN	orizzontale
<u>Caratteristiche palo</u>			
d_p =	88.9	mm	diametro palo
s=	10	mm	spessore palo
L=	4	m	lunghezza palo
E_a =	210000	N/mm ²	modulo elastico palo acciaio
J_a =	1959800	mm ⁴	inerzia del palo
<u>Caratteristiche perforazione</u>			
d_p =	147	mm	diametro perforazione
E_m =	22000	N/mm ²	modulo elastico malta
J_a =	22921300	mm ⁴	inerzia del foro di perforazione
<u>Caratteristiche sistema palo+malta</u>			
n' =	0.10		omogeneizzazione rispetto all'acciaio
J_{eq} =	4.16E+06	mm ⁴	inerzia del sistema omogen all'acciaio
Φ_{eq} =	95.92	mm	diametro equivalente
E_a =	210000	N/mm ²	modulo acciaio
EJ_{eq} =	8.73E+11	N mm ²	rigidezza flessionale del palo
<u>Caratteristiche terreno</u>			
E_t =	40.00	N/mm ²	modulo elastico terreno
K_t =	187536	kN/m ³	Modulo di reazione orizzontale del terreno K_t
K=	17989	kN/m ²	
L =	0.66	m	Lunghezza elastica del palo
$\lambda = 1 / L =$	1.51	m ⁻¹	



Si riportano le mappe dei diagrammi delle azioni flettenti e taglianti in combinazione statica e sismica.

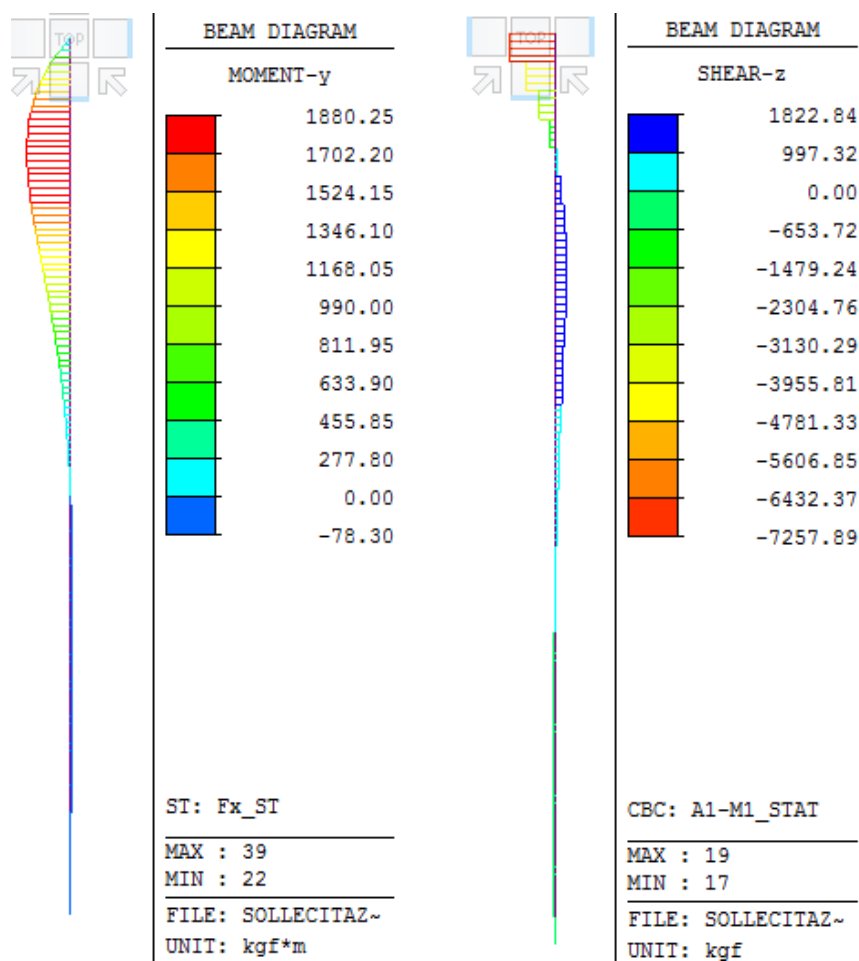


Figura 5 – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo – statica

Si riporta la verifica a tenso flessione e taglio del palo in acciaio. La sezione risulta in classe 1 quindi per la verifica si considera il momento plastico della sezione.

VERIFICA DI RESISTENZA SLU -membratura di acciaio					
Sollecitazioni agenti					
$T_{sd} =$	15000	kg			
$V_{sd} =$	7258	kg			
$M_{sd} =$	188025	kg cm			
Geometria sezione			Materiale		
Classe	1				
$d =$	88.9	cm	$f_{yk} =$	3550	kg/cm ²
$t =$	10	cm	$g =$	1	
$A =$	24.8	cm ²	$f_{yd} =$	3550	kg/cm ²
$A_v =$	15.79	cm ²	$f_{yd,v} =$	2050	kg/cm ²
$I_y =$	196	cm ⁴	$\varepsilon =$	0.814	
$W_{y,el} =$	44.1	cm ³			
$W_{y,pl} =$	62.6	cm ³			
Verifica a taglio					
$V_{C,Rd} =$	32359	kg	FS=	4.46	Verificato
Verifica pressoflessione					
			$V_{C,Rd}/2 =$	16180	kg
$N_{pl,Rd} =$	88040	kg	$n =$	0.17	
$M_{pl,y,Rd} =$	222230	kg cm	$a =$	0.36	< 0.5
$M_{N,y,Rd} =$	225302.6	kg cm			
$M_{N,y,Rd} =$	222230	kg cm	FS=	1.18	Verificato

11. Verifica spinotti di connessioni giunti

Per consentire la ripartizione dell'urto tra conci adiacenti, si prevede di realizzare degli spinotti di collegamento a cavallo dei giunti di dilatazione.

Detti spinotti sono realizzati con barre in acciaio B450C

Il massimo taglio da trasferire è $V_{sd} = 59.5/1.5 \cdot 30/2 = 595 \text{ kN} = 59500 \text{ kg}$

La tensione di taglio nelle barre è $\tau_b = 3913/\sqrt{3} = 2259 \text{ kg/cm}^2$

L'area necessaria vale $A_{bnec} = 59500/2259 = 26.4 \text{ cm}^2$

Si adottano $A_{bprov} = 5\phi 26 = 26.55 \text{ cm}^2$