

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 ESECUTIVO

### Piazzale Fabbricato RED a Tortona

### Relazione tecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. N. Meistero	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R O	I N 9 3 0 X	0 0 2	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	ARCHINGEO	10/05/2017	COCIV	11/05/2017	A. Mancarella	12/05/17	  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:

File: IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 37</p>

## INDICE

1.	PREMESSA .....	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3.	MATERIALI IMPIEGATI .....	6
4.	DATI GEOTECNICI .....	7
	VERIFICHE DI STABILITA' E STRUTTURALI .....	9
5.	VERIFICHE PALINA LUCE HFT 9,00M (14) .....	9
5.1.	Verifica di stabilità .....	10
5.2.	Verifica capacità portante .....	11
5.3.	Verifica strutturale .....	13
6.	VERIFICHE POZZETTO GENERICO DI PIAZZALE .....	15
6.1.	TIPOLOGIE DI POZZETTI .....	15
6.2.	Modellazione .....	17
6.3.	Calcolo della sezione .....	20
6.4.	Verifiche profilato HEB160 .....	23
7.	VERIFICHE POZZETTO GENERICO LUNGO LINEA.....	27
7.1.	Parametri geotecnici del rilevato.....	27
7.2.	Verifica di stabilità del manufatto .....	28
7.3.	Verifica strutturale .....	29
8.	VERIFICA BASAMENTO PIAZZOLA TELEFONO PUNTA SCAMBI.....	30
8.1.	Verifica strutturale piazzola telefono e trasmettichave .....	34
8.2.	Verifica capacità portante piazzola telefono e trasmettichave .....	36

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica	Foglio 4 di 37

## 1. PREMESSA

I calcoli contenuti nella presente relazione si riferiscono alle verifiche strutturali e di stabilità dei plinti di fondazione di una serie di apparati tecnologici presenti nelle piazzole poste lungo la tratta A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI.

Tali manufatti sono derivati dai tipologici adottati per le predisposizioni edili per la tecnologia.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti. Nel seguito si richiamano in particolare:

### **Circolare M.LL.PP. del 24 Settembre 1988**

Istruzioni riguardanti i criteri generali di progettazione delle opere di fondazione.

### **Legge n° 1086 del 5 Novembre 1971**

"Norme per la disciplina delle Opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica".

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

**Ministero LL.PP. Circolare n° 252 del 15/10/96:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.96.

**D.M. 16 Gennaio 1996:** "Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

**Legge n° 64 del 2 febbraio 1974:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

**D.M. 4 Maggio 1990:** "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali".

**Circolare M.LL.PP. n° 343233 del 25 Febbraio 1991:** "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".

### **D.M. 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".

### **Circolare M.LL.PP. del 24 Settembre 1988**

Istruzioni riguardanti i criteri generali di progettazione delle opere di fondazione.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica</p>	<p>Foglio 5 di 37</p>

**Eurocodice 2/UNI ENV 1992-1-1**, come previsto da DAN, riportato nel D.M. 09/01/1996.

**Istruzione FF.SS. n. 44/b**: “Istruzioni tecniche per manufatti sottobinario da costruire in zona sismica”.

**Istruzione FF.SS. I/SC/PS-OM/2298 del 13/01/97**: “Sovraccarichi per il collaudo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione , l’esecuzione ed il collaudo.

**NTC2008** - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 6 di 37

### 3. MATERIALI IMPIEGATI

I materiali previsti per la costruzione delle opere in oggetto sono i seguenti:

#### Acciaio per c.a.

ACCIAIO -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>

Al fine di evitare la fessurazione del calcestruzzo, le tensioni nell'acciaio vengono mantenute al di sotto dei 160 Mpa.

Classi di esposizione:

classe XC2 – superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale si adottano i seguenti ricoprimenti minimi:

Strutture interrate: 40 mm

#### Calcestruzzo

CALCESTRUZZO -	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>

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 37</p>

## 4. DATI GEOTECNICI

Siccome i manufatti verranno collocati lungo tratti alquanto disomogenei si sono analizzate le varie situazioni riscontrate andando a ricercare i parametri più sfavorevoli, in particolare la caratterizzazione dei terreni è stata definita attraverso l'analisi dei seguenti elaborati.

Relazione geologica geomorfologica e geotecnica (Doc IG5101ECVRBGA1D00001\_REVB) per l'imbocco della Finestra Polcevera

Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per la piazzola Finestra Polcevera (Doc IG5104ECVROIN1E00001\_A).

Relazione geologica geomorfologica e geotecnica (Doc IG5101ECVRBGA1E00001A00) per l'imbocco della Finestra Carvasco;

Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per la piazzola Finestra Carvasco (Doc IG5104ECVROIN1A00001\_A01).

Rilevato di Linea all'altezza della progressiva pk 28+539,74 a cavallo tra il rilevato di linea TR12 - RI11

Relazione geotecnica (Doc. IG51-02-E-CV-RB-RI11-00-001-A00);

Relazione geotecnica di verifica di stabilità dei rilevati (Doc IG51-02-E-CV-RO-RI11-00-002-A00);

Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per (Doc. IG51-04-E-CV-RO-IN1G-00-001-A01).

Rilevato di Linea tra le progressive PK. 28+667,75 e PK. 29+024,25 "Serravalle imbocco sud"

Relazione geotecnica (Doc. IG51-02-E-CV-RB-RI11-00-001-A00);

Relazione geotecnica di verifica di stabilità dei rilevati (Doc IG51-02-E-CV-RO-RI11-00-002-A00);

Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per (Doc. IG51-04-E-CV-RO-IN1H-00-001-A01).

Rilevato di Linea all'altezza della progressiva PK 29+436,49 "Serravalle imbocco sud"

Relazione geotecnica (Doc. IG51-02-E-CV-RB-RI11-00-001-A00);

Relazione geotecnica di verifica di stabilità dei rilevati (Doc IG51-02-E-CV-RO-RI11-00-002-A00);

Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per (Doc. IG51-04-E-CV-RO-INJ-00-001-A01).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 8 di 37</p>

Rilevato di Linea tra le progressive PK. 29+064,72 e 29+461 “Serravalle imbocco sud”

Relazione geotecnica (Doc. IG51-02-E-CV-RB-RI11-00-001-A00);

Relazione geotecnica di verifica di stabilità dei rilevati (Doc IG51-02-E-CV-RO-RI11-00-002-A00);

Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per (Doc. IG51-04-E-CV-RO-IN1H-00-001-A01).

Sulla base delle precedenti relazioni si sono individuati lungo l'intera tratta di intervento le zone aventi i parametri geotecnici più scadenti.

In particolare i valori geotecnici più critici sono stati riscontrati in corrispondenza della Finestra Polcevera:

- *Depositi superficiali detritico colluviali (0,0 – 2,0 m)*
- $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$                       peso di volume
- $\phi = 25^\circ$                                       angolo d'attrito
- $c' = 0 \text{ kPa}$                                       coesione efficace (drenata)
- $E = 0.01 \text{ Gpa}$                                       modulo def. E

Tali parametrisono stati utilizzati a favore di sicurezza nei calcoli della presente relazione.

# VERIFICHE DI STABILITA' E STRUTTURALI

## 5. VERIFICHE PALINA LUCE HFT 9,00M (14)

Il manufatto consiste in un plinto di fondazione monolitico composto da un dado di base in c.a. delle dimensioni 0,9x0,9x1,6 m.

Nella zona baricentrica del dado viene collocata la palina di illuminazione avente altezza fuori terra paria 9,0m.

In base al documento Saturno A301 00 D CV 3D SE0000 K02 E si sono desunti i carichi di progetto

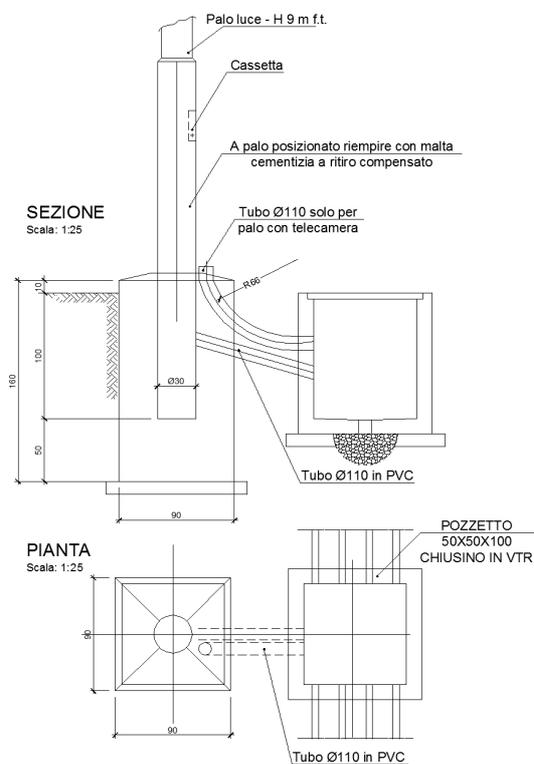
### CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto alla base della palina sono pari a

M = 700 daNm momento

N = 500 daN azione verticale

T = 130 daN taglio



NOTA BENE: LA MALTA DI INGHISSAGGIO DEL PALO SARA' A RITIRO CONTROLLATO - PRODOTTO DI RIFERIMENTO EMACO S66

## 5.1. Verifica di stabilità

CARICHI DI PROGETTO		Verifica al ribaltamento attorno al punto O:	
M =	7 KNm	Momento	M rib. = 9.08 KNm
N =	5 KN	Azz. Vericale	M stab. = 14.58 KNm Base
T =	1.3 KN	Taglio	0.00 KNm Dado
<b>DIMENSIONE PLINTO</b> DADO SUPERIORE		0.00 KNm Terreno	2.25 KNm Palo
b1 =	0 m		<b>16.83 KNm</b>
b2 =	0 m	Dado superiore	
h1 =	0 m	Sempre fuori terra	
ex =	0 m		
ey =	0 m		
<b>DIMENSIONE PLINTO</b> BASE		$F.S. = Ms / Mr =$	
B1 =	0.9 m		<b>1.85</b> >1.5 OK con Terreno non reagente
B2 =	0.9 m	Base interrata	
H1 =	1.6 m		
a =	0.45 m		
b =	0.45 m		
Gamma plinto = 25 KN/mc Angolo attrito terreno = 25 ° Gamma terreno = 20 KN/mc Spessore ricop. Terreno HT : 0 m Peso del palo = 5 KN		$S.r.x0.6 = 4.26$ $Spinta a riposo asim. = 30.28$ $S.p = 30.28$ Spinta passiva	
		$2.32$ >1.5 OK con Terreno parz. reagente $5.19$ >1.5 OK con Terreno reagente	
<b>Verifica pressione massima senza contributo terreno</b>			
Ricerca eccentricita tramite Warignon			
		$ex = 24.28$ >1/6 B2 esterno al nocciolo $B2 / 6 = 15.00$ cm limite nocciolo centrale d'inerzia $c = 20.72$ cm $3c = 62.17$ cm $P max = 133.69$ Kpa $1.337$ daN/cmq	
		$P max = 1.209$ daN/cmq Formula non utilizzabile $P min = -0.286$ daN/cmq Formula non utilizzabile	
<b>Verifica pressione massima con contributo terreno</b>			
Ricerca eccentricita tramite Warignon			
		$e = -56.675$ <1/6 B2 interno al nocciolo $B2 / 6 = 15.00$ cm limite nocciolo centrale d'inerzia $c = 101.68$ cm $3c = 305.03$ cm $Pmax = 27.25$ Kpa $0.272$ daN/cmq	
		$Pmax = 27.25$ Kpa Formula non utilizzabile	
<b>Pressione massima con "e" al limite del nocciolo</b>			
		$ex = 15.00$ <1/6 B2 interno al nocciolo $B2 / 6 = 15.00$ cm limite nocciolo centrale d'inerzia $c = 30.00$ cm $3c = 90.00$ cm $P max = 92.35$ Kpa $0.923$ daN/cmq da utilizzare quando le due formule precedenti non sono utilizzabili	
<b>Pressione efficace</b>			
		$B2' = 41.44$ cm OK $qs = P / (B1 * B2')$ <b>1.00</b> daN/cmq	

## Verifiche di stabilità:

## Verifica alla traslazione

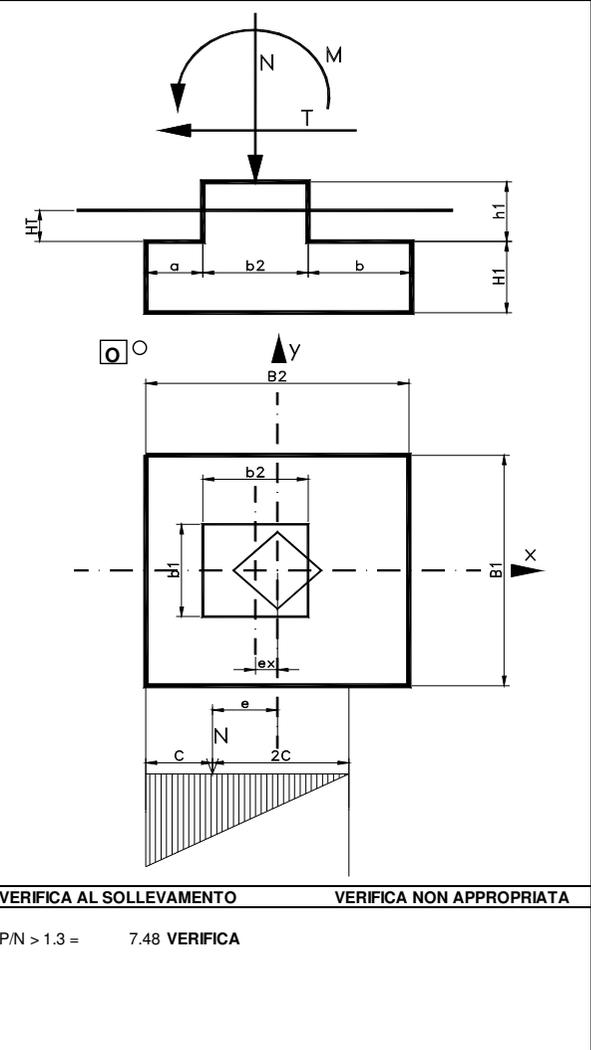
Azione tagliante = 1.3 KN  
 Angolo attrito base fondazione 16.67 °

$$R = P \cdot tg \delta =$$

Peso base 32.40 KN  
 Peso dado 0.00 KN  
 Terreno sopra base 0.00 KN  
 Peso palo 5.00 KN  
**P = 37.40 KN**

Coefficiente di sicurezza

$$F.S. = P * tg \alpha / T = \quad \quad \quad \mathbf{8.61} \quad >1.3 \text{ OK}$$



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 11 di 37</p>

## 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 0.90 m per 0.90 metri caricata con un carichi verticali (peso proprio + pesi concentrati)

Le azioni verticali sono pari a

$$N = \text{peso proprio} + \text{palo luce} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 1.6 \cdot 2500 + 500 = 3740 \text{ daN}$$

I momenti:

$$M_x = 70000 \text{ daNcm}$$

$$\text{Taglio} = 120 \text{ daN}$$

$$M_x \text{ tot} = 70000 + 130 \cdot 160 = 632 \text{ daNm} = 90800 \text{ daNcm}$$

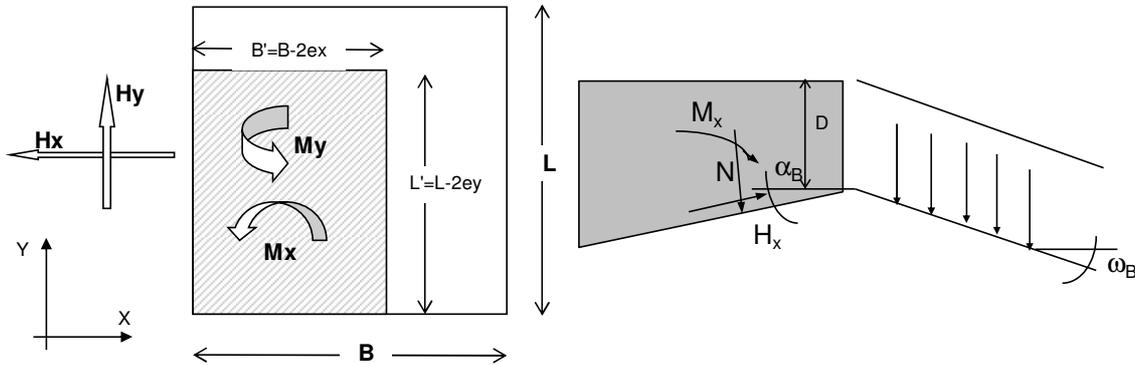
La capacità portante è calcolata con il foglio elettronico riportato qui di seguito.

La profondità di infissione del plinto viene considerata pari a:

160cm altezza plinto

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

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



Verifiche nella condizione più sfavorevole : momento nella direzione y.

Falda (1= presente ; 0 = assente)

0

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)
1900	0.0019	25	0.436	10.662	6.758	90	90	160
Peso specifico daN/mc								
2500								

Carichi agenti al piede del palo				
N (Kg)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Mx (Kgcm)	My (Kgcm)
500	130		70000	

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)
3740	130	0	90800	0	24.3	0.00	41.4	90.0

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di forma		Fattori di profondità			$q'$ Kg/cm <sup>2</sup>
Direzione x		Direzione Y		$S_{\gamma B}$	$S_{qB}$	D/B'	$d_{qB}$	$d_{\gamma B}$	
$i_{\gamma B}$	$i_{qB}$	$i_{\gamma L}$	$i_{qL}$						
0.884	0.916	1.000	1.000	0.837	1.178	3.861	1.410	1	0.304

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

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE			
Pressione limite	$q_{lim}$	=	5.128 Kg/cm <sup>2</sup>
Pressione ammissibile	$q_{amm}$	= $q_{lim}/3$	= 1.709 Kg/cm <sup>2</sup>
Pressione efficace	$q_s$	= $N/(B*L')$	= 1.003 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza	FS	= $q_{lim}/q_s$	= 5.1 -

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 13 di 37

### 5.3. Verifica strutturale

Trattandosi di una struttura tozza si verifica il dado di fondazione immaginandolo incastrato alla base come fosse un pilastro le sollecitazioni sono quelle indotte dal palo:

$M = 700 \text{ daNm}$  momento testa dado  
 $M = 700 + 130 \cdot 1.6 = 632 \text{ daNm}$  momento base dado  
 $N = 500 \text{ daN}$  azione verticale  
 $T = 130 \text{ daN}$  taglio

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

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Tensione Normale Ammiss. Sc:	97.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Tensione Normale Media Ammiss.:	68.25	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>	
ACCIAIO -	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:	90.0	cm
Altezza:	90.0	cm
Barre inferiori:	5Ø12	(5.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø12	(5.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif. Inf. (dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif. Sup. (dal baric. barre):	5.8	cm

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

N	Sforzo 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	500	632	130	0

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 14 di 37

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.4	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	1.4	90.0	0.0	0.0	0.1	-97	5.8	74.8

### 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 max	Scorr.	Bs	TgFi	ASt
1	S	0.02	1.6	90.0	1.0000	11.2

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 15 di 37

## 6. VERIFICHE POZZETTO GENERICI DI PIAZZALE

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le strutture in conglomerato cementizio armato dei pozzetti tecnologici presenti nelle piazzole poste lungo la tratta A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI.

### 6.1. TIPOLOGIE DI POZZETTI

I pozzetti sono tutti gettati in opera ed hanno le seguenti tipologie, in relazione agli elaborati grafici:

#### 1) Pozzetto tipo A :

dimensioni nette interne 60x60 cm  
 altezza netta max 110 cm,  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR

#### 2) Pozzetto tipo B :

dimensioni nette interne 80x80 cm  
 altezza netta max 200 cm  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR

#### 3) Pozzetto tipo C-P3 :

dimensioni nette interne 120x120 cm  
 altezza netta max 170 cm  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR  
 profilato HEB 160 – L=126 cm

#### 4) Pozzetto tipo D :

dimensioni nette interne 200x110 cm

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica</p>	<p>Foglio 16 di 37</p>

altezza netta max 215 cm  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR  
 profilato HEB 160 – L=116 cm

**5) Pozzetto tipo E :**

dimensioni nette interne 150x150 cm  
 altezza netta max 190 cm  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR  
 profilato HEB 160 – L=156 cm

**6) Pozzetto tipo F :**

dimensioni nette interne 180x180 cm  
 altezza netta max 235 cm  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR  
 profilato HEB 160 – L=186 cm

**7) Pozzetto tipo P1 :**

dimensioni nette interne 50x50 cm  
 altezza netta max 110 cm  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR

**8) Pozzetto tipo P2 :**

dimensioni nette interne 100x100 cm  
 altezza netta max 140 cm  
 spessore soletta di fondo = 20 cm  
 spessore pareti = 20 cm  
 copertura con coperchio in VTR

profilato HEB 160 – L=106 cm

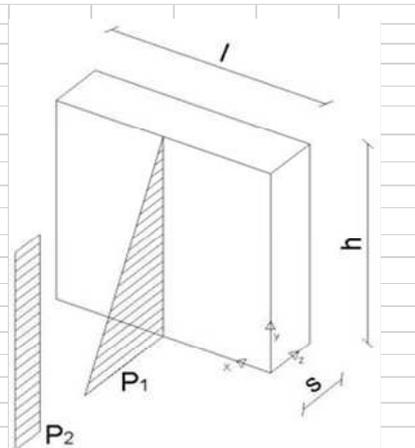
In base alla predente discretizzazione si procede ora alla verifica di quel pozzetto virtuale che accomuna in se tutte le situazioni più sfavorevoli riscontrate.

In particolare avremo:

- dimensioni nette interne massime 200x200 cm
- altezza netta massima 235 cm
- Profilato HEB 160 L massima 186 cm

Le sollecitazioni gravanti sul manufatto saranno pertanto:

Sovraccarico accidentale	KN/mq	20	
Peso specifico terreno	KN/m3	20	
Peso specifico manufatto	KN/m3	25	
$\phi$ = angolo di resistenza al taglio "°"		25	
h = altezza parete in "m"		2.35	
$k_h$ = coefficiente sismico		0	
S = spessore parete in "m"		0.2	
l = larghezza parete in "m"		1	
h/l =		2.35	
$p_1 = k_0 \gamma h = (1 - \sin\phi) \gamma h$	spinta a riposo del terreno a tergo dell'elemento	KN/m2	27.1
$k_0 = (1 - \sin\phi)$		0.58	
$p_2 = p'_2 + p''_2 = k_h [\gamma h + \gamma_c s]$		KN/m2	0.0
con:			
$p'_2 = k_h \gamma h$	incremento di spinta per effetto del sisma		0.0
$p''_2 = k_h \gamma_c s$	contributo attribuibile all'inerzia della parete		0.0
$p_3 = k_0 q = (1 - \sin\phi) q$	sovraccarico accidentale	KN/m2	11.5



Nel caso di sisma si considera la riduzione del 50% del sovraccarico accidentale

I carichi danno origine a momenti flettenti e taglianti agenti sulla parete del manufatto.

Per positivi si intendono i momenti che tendono le fibre di intradosso, lato interno al pozzetto.

## 6.2. Modellazione

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica si è fatto ricorso all'utilizzo del codice di calcolo ad elementi finiti Axis VM Versione 12, prodotto dalla Inter-Cad-, Károly, Budapest.

Questa procedura, sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti.

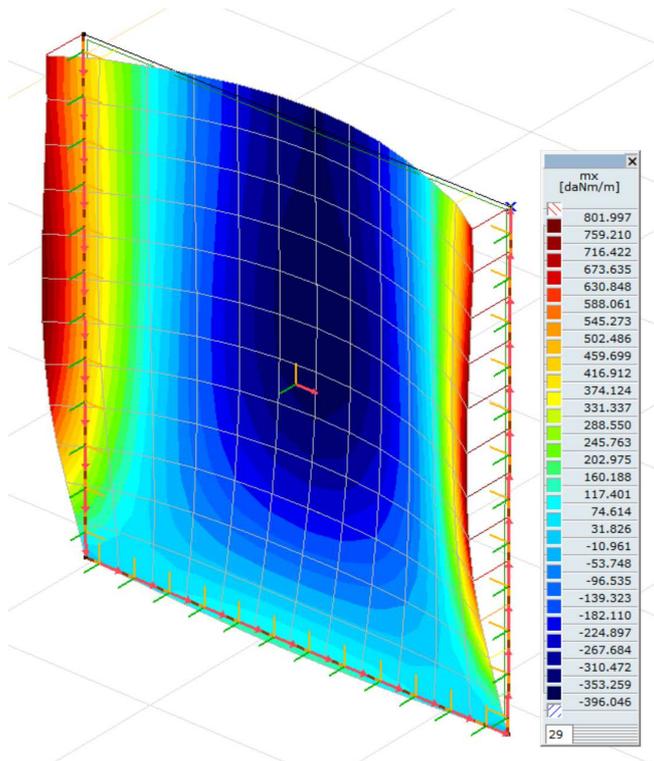
Sono stati utilizzati elementi "shell" per la modellazione degli elementi strutturali.

I carichi possono essere applicati sia ai nodi che sugli elementi, con assoluta generalità di condizioni di carico (uniforme, triangolare, trapezoidale ecc...).

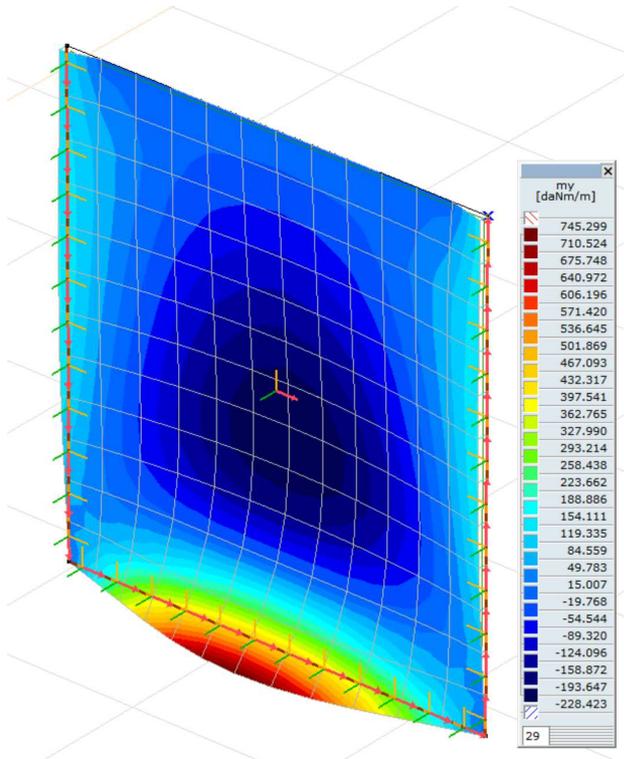
I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

La piastra, modellata con una maglia regolare di elementi "shell", è stata quindi caricata con le azioni riportate al capitolo precedente e vincolata secondo le modalità descritte.

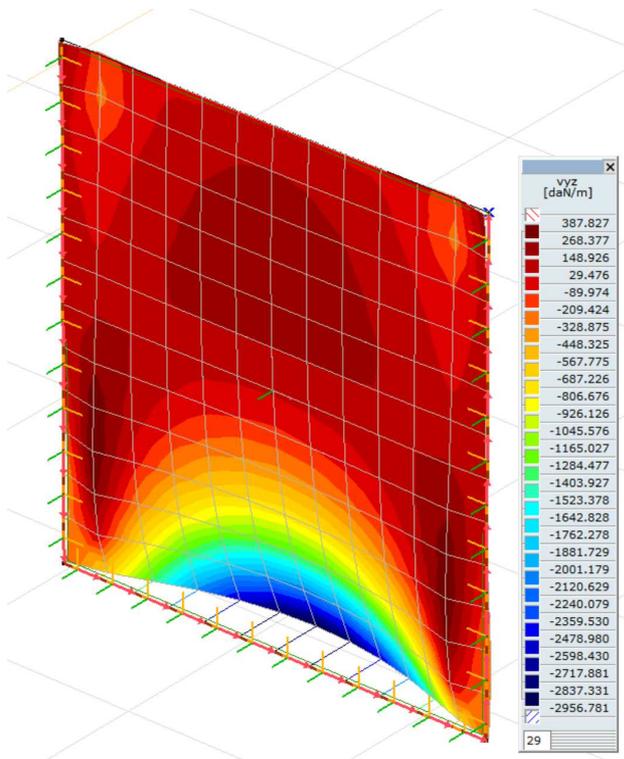
Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei momenti flettenti  $M_x, M_y$  e taglio calcolati.



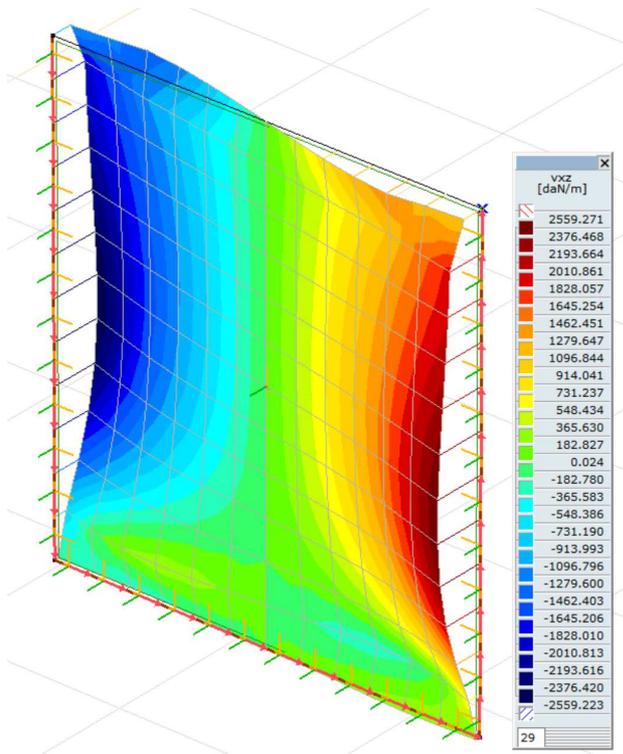
Momento flessionale attorno all'asse locale Y



Momento flessionale attorno all'asse locale X



Taglio in direzione locale X



Taglio in direzione locale Y

### 6.3. Calcolo della sezione

Il calcolo viene effettuato per unità di larghezza, considerando quindi una sezione rettangolare di larghezza 1 metro ed altezza 0.2 metri. Armando quindi la parete sulle due facce con tondi B450 C disposti a maglia 20 x 20 cm, copriferro pari a 4 cm, per il momento massimo di 801.985 daN m/m e Taglio massimo 2956,780 daN ne conseguono le seguenti sollecitazioni nel calcestruzzo e nell'acciaio:

#### Combinazioni di carico personalizzate per casi di carico

	Nome	Tipo	PROPRIO	SPINTA TERRENO	ACCIDENTALE
1	Co #1	-	1.00	1.00	0
2	Co #2	-	1.00	1.00	1.00

**Sollecitazioni superficiali [Lineare, Co #2]**

Nodo	Superficie	nx [daN/m]	ny [daN/m]	nxy [daN/m]	mx [daNm/m]	my [daNm/m]	mxy [daNm/m]	vxz [daN/m]	vyz [daN/m]	vSz [daN/m]
Ext.										
43	Sch. 61	<b>-452.409</b>	-2.462	0	-360.063	2.290	0	0	21.076	21.076
1	Sch. 1	<b>392.760</b>	104.868	-155.739	706.329	136.174	-111.892	-1079.133	250.525	1107.832
4	Sch. 133	<b>392.760</b>	104.868	155.739	706.329	136.174	111.892	1079.133	250.525	1107.832
21	Sch. 72	-12.267	<b>-546.315</b>	0	148.693	745.290	0	0	-2956.780	2956.780
5	Sch. 1	202.124	<b>238.158</b>	-377.931	690.603	138.656	-34.199	-1901.191	161.503	1908.038
37	Sch. 133	202.124	<b>238.158</b>	377.931	690.603	138.656	34.199	1901.191	161.503	1908.038
8	Sch. 4	-22.629	-2.887	<b>-416.964</b>	786.193	157.200	-13.900	-2305.346	96.661	2307.371
34	Sch. 136	-22.629	-2.887	<b>416.964</b>	786.193	157.200	13.900	2305.346	96.661	2307.371
108	Sch. 65	8.911	-224.377	0	<b>-396.046</b>	-172.198	0	0	148.551	148.551
9	Sch. 5	-40.589	-34.220	-411.112	<b>801.985</b>	160.300	-7.681	-2458.874	92.786	2460.624
33	Sch. 137	-40.589	-34.220	411.112	<b>801.985</b>	160.300	7.681	2458.874	92.786	2460.624
110	Sch. 67	25.334	-278.954	0	-358.340	<b>-228.423</b>	0	0	-114.769	114.769
21	Sch. 72	-12.267	-546.315	0	148.693	<b>745.290</b>	0	0	-2956.780	2956.780
157	Sch. 118	-28.175	-281.501	161.653	16.443	-4.789	<b>-135.664</b>	532.201	-295.387	608.680
69	Sch. 22	-28.175	-281.501	-161.653	16.443	-4.789	<b>135.664</b>	-532.201	-295.387	608.680
10	Sch. 6	-52.851	-58.072	-397.349	794.509	158.744	3.473	<b>-2559.221</b>	69.442	2560.163
11	Sch. 7	-63.102	-77.888	-376.799	752.478	150.277	19.852	<b>-2559.061</b>	20.771	2559.145
31	Sch. 139	-63.102	-77.888	376.799	752.478	150.277	-19.852	<b>2559.061</b>	20.771	2559.145
32	Sch. 138	-52.851	-58.072	397.349	794.509	158.744	-3.473	<b>2559.221</b>	69.442	2560.163
21	Sch. 72	-12.267	-546.315	0	148.693	745.290	0	0	<b>-2956.780</b>	2956.780
57	Sch. 9	-52.776	-180.560	-250.597	227.795	15.056	85.454	-1487.373	<b>387.795</b>	1537.095
167	Sch. 129	-52.776	-180.560	250.597	227.795	15.056	-85.454	1487.373	<b>387.795</b>	1537.095
43	Sch. 61	-452.409	-2.462	0	-360.063	2.290	0	0	21.076	<b>21.076</b>
21	Sch. 72	-12.267	-546.315	0	148.693	745.290	0	0	-2956.780	<b>2956.780</b>

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Tensioni Ammissibili  
 Tipologia sezione: Sezione predefinita  
 Forma della sezione: Rettangolare  
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

**CALCESTRUZZO** - 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>  
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 150.00 daN/cm<sup>2</sup>

**ACCIAIO** - 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: 200000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza istant. B1\*B2: 1.00

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica		Foglio 22 di 37

Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$ : 0.50  
Comb.Rare - Sf Limite: 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm  
Altezza: 20.0 cm  
Barre inferiori: 5Ø12 (5.7 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori: 5Ø12 (5.7 cm<sup>2</sup>)  
Coprif.Inf.(dal baric. barre): 4.6 cm  
Coprif.Sup.(dal baric. barre): 4.6 cm

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

N Sforzo 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	802	2957	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	802

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.6 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	26.7	20.0	0.0	0.0	-----	-1012	4.6	15.6

### METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICHE A TAGLIO

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 23 di 37

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 max	Scorr.	Bs	TgFi	ASt
1	S	2.15	215.5	100.0	1.0000	16.3

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm<sup>2</sup>]  
Yc max Ordinata [cm] della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm<sup>2</sup>]  
Yc min Ordinata [cm] della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione [-] nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Ys min Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw eff.	Ac eff.	As eff.	D
1	S	26.8	20.0	0.0	20.0	-1012	15.4	7.8	781	5.7.5.7	

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

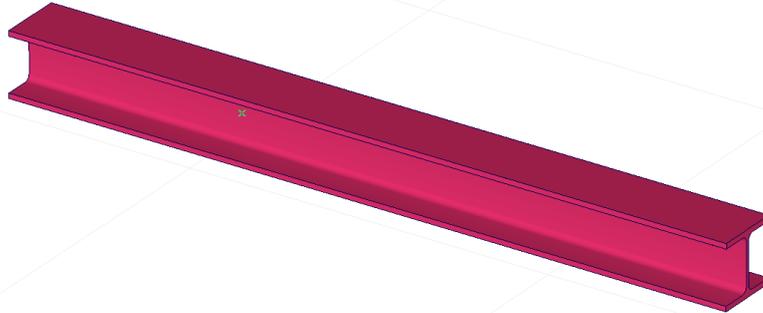
Ver: S = comb.verificata / N = comb. non verificata  
Sclmax: Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Sclmin: Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
K3: =0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica  
Beta12: Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
Eps: Deformazione unitaria media tra le fessure  
Srm: Distanza media in mm tra le fessure  
wk: Apertura delle fessure in mm wk = 1,7\*Eps\*Srm

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff.	K3	Beta12	Eps	Srm	wk
1	S	11.2	-11.2	---	0.125	1.00	0.000202	208	0.072

Avendo verificato il caso limite si considerano verificati tutti gli altri pozzetti intermedi soggetti a sollecitazioni inferiori.

#### 6.4. Verifiche profilato HEB160

Analisi Lineare  
 Codice : Italiana  
 Caso : Co #3  
 E (W) : 6.16E-13  
 E (P) : 6.16E-13  
 E (Eq) : 4.44E-16  
 Comp. : Yz [daN]

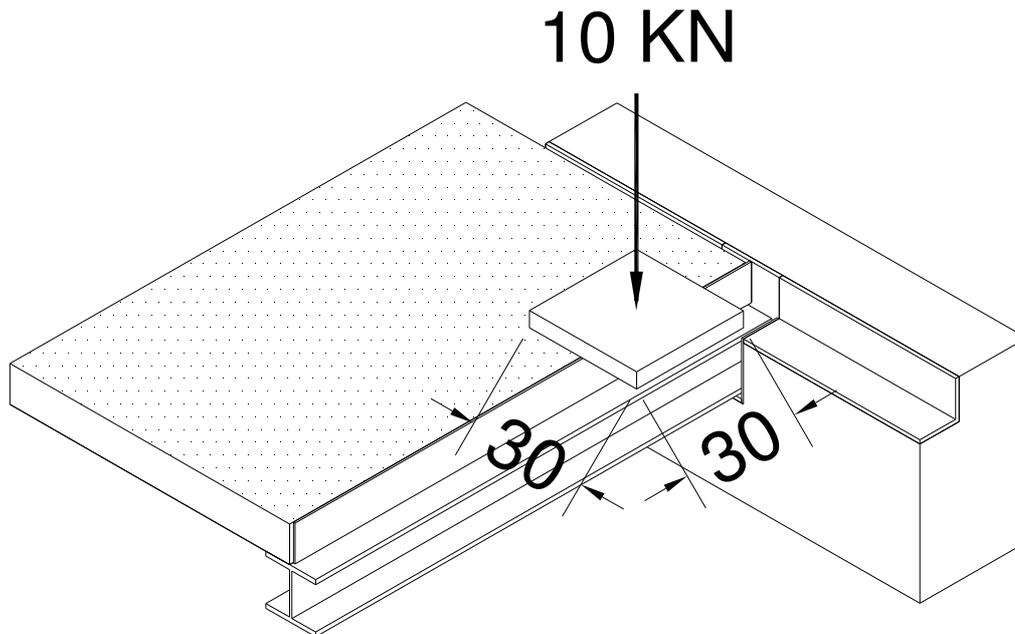


Lo schema statico del profilato metallico è quello di trave semplicemente appoggiata

Verifica a carico distribuito				Verifica a carico concentrato in mezzeria			
Sovraccarico acc. Distribuito	2000	daN/mq		Carico concentrato	10000	daN	
Peso proprio chiusino	70	daN/mq		Peso proprio chiusino	70	daN/mq	
Interasse carichi	0.8	m		Interasse carichi	0.8	m	
Peso proprio trave	42.6	daN/m		Peso proprio trave	42.6	daN/m	
Luce di calcolo	1.86	m		Luce di calcolo	1.86	m	
Wx profilato	311	cm3		Wx profilato	311	cm3	
$M=(q \cdot l^2)/8$	734.56	daN*m		$M=(P \cdot l)/4$	4650	daN*m	
Sigma =	236.19	daN/cm <sup>2</sup>	VERIFICA	$M=(q \cdot l^2)/8$	43	daN*m	
$\tau_{max} = \frac{T}{t_a \cdot h l} = < \tau_{adm}$	147.36	daN/cm <sup>2</sup>	VERIFICA	Mtot.	4693	daN*m	
ta	0.8	cm		Sigma =	1508.89	daN/cm <sup>2</sup>	VERIFICA
h1 = H - 2s (spessore ali)	13.4	cm		Tau max =	475.0	daN/cm <sup>2</sup>	VERIFICA
Sigma ammissibile	1600	daN/cm <sup>2</sup>					
tau ammissibile = 0.577*Sigma	923.2	daN/cm <sup>2</sup>					

Cautelativamente non si considera l'effetto piastra del chiusino e la conseguente ripartizione del carico sugli altri tre lati di appoggio ma si suppone che tutto il carico vada a gravare sulla trave.

### Verifica a carico concentrato sul bordo



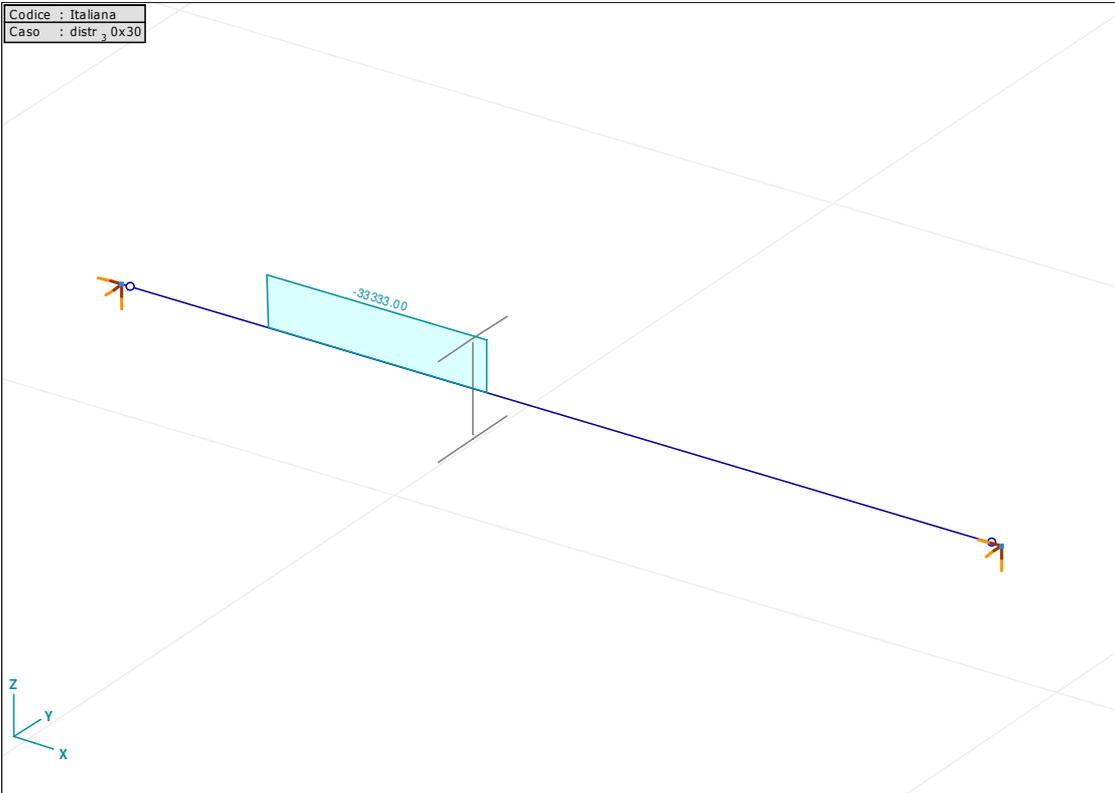
Cautelativamente non si considera la ripartizione prodotta dai chiusini ma si suppone che non appena l'impronta 30x30 fuoriesce dal filo interno del muretto tutto il carico venga assorbito dal profilato metallico, di conseguenza il carico lineare il cui valore risulta essere  $10.000/0.3=33.333$  daN/m parte da  $15+5=20$ cm e termina a 50cm dal punto di appoggio della trave.

Come riportato nei diagrammi successivi il massimo valore di taglio risulta essere 8295 DaN per cui:

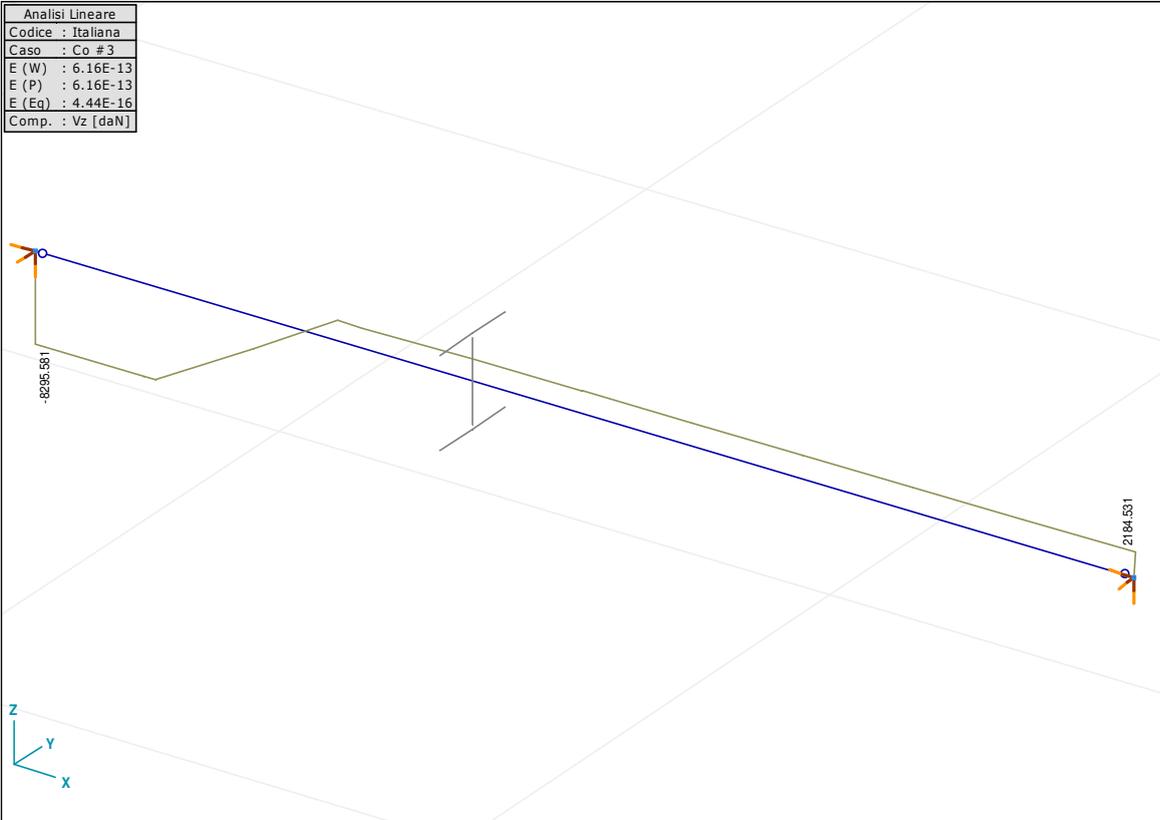
$$\tau_{\max} = \frac{T}{t_a \cdot h_1} = \frac{8295}{0.80 \cdot 13.4} = 773.78 < \tau_{adm} \quad \text{VERIFICA}$$



Codice : Italiana  
Caso : distr\_3\_0x30



Analisi Lineare  
Codice : Italiana  
Caso : Co #3  
E (W) : 6.16E-13  
E (P) : 6.16E-13  
E (Eq) : 4.44E-16  
Comp. : Vz [daN]



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 27 di 37

## 7. VERIFICHE POZZETTO GENERICICO LUNGO LINEA

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le strutture in conglomerato cementizio armato dei pozzetti tecnologici presenti lungo la linea ad alta velocità lungo la tratta A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI.

### 7.1. Parametri geotecnici del rilevato

Sulla base di quanto riportato sull'elaborato progettuale del rilevato ferroviario e sull'elaborato geotecnico di verifica di stabilità del medesimo (IG51-02-E-CV-RO-RI11-00-002-A00) nel seguito si descrivono le caratteristiche realizzative e le prestazioni geotecniche adottate che potranno essere utilizzate per la progettazione dei pozzetti lungo linea.

Il rilevato ferroviario e gli adiacenti rilevati di allargamento è caratterizzato da un'altezza media di circa 10.0 m dal piano campagna. Prima della formazione del rilevato, il terreno al di sotto del piano di campagna è stato asportato per uno spessore minimo di 50 cm (scotico) e comunque per tutto lo strato di terreno vegetale. Il piano di posa del rilevato è stato costipato mediante rullatura in modo da ottenere un valore della densità secca non inferiore al 95% della densità massima ottenuta con la prova di costipamento AASHTO modificata (CNR-BU n. 69).

Il corpo del rilevato ferroviario è stato realizzato mediante l'impiego di terre appartenenti ai gruppi, in ordine di priorità, A1, A2-4, A2-5, A3, A2-6, A2-7 e A4.

Il materiale è stato steso in strati di spessore non superiore a 50 cm per le terre dei gruppi A1, A2-4 e non superiore a 30 cm per il materiale dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4.

Ogni strato è stato messo in opera con un contenuto d'acqua prossimo all'ottimale ed è stato costipato in modo da raggiungere in ogni punto un valore della densità secca almeno pari al 95% della densità massima AASHTO modificata. Il valore del modulo di deformazione previsto da progetto è pari a 20 MPa per le zone di rilevato a distanza inferiore a 1 m dai bordi e a 40 MPa per la restante zona centrale.

Sulla base dei parametri definiti in sede progettuale al rilevato possono essere applicati seguenti parametri geotecnici:

PESO DI VOLUME (Y)	ANGOLO DI ATTRITO ( $\phi^\circ$ )	COESIONE EFFICACE (C')
20 kN/mc	38°	0 KPa

In base alla precedente discretizzazione si procede ora alla verifica di quel pozzetto virtuale che accomuna in se tutte le situazioni più sfavorevoli riscontrate.

In particolare avremo:

- dimensioni nette interne massime 200x200 cm
- altezza netta massima 235 cm
- altezza fuori terra 190cm

## 7.2. Verifica di stabilità del manufatto

Lungo la linea i pozzetti risultano interamente confinati nel rilevato ferroviario si avranno pertanto per il pozzetto piu' solleciatato le seguenti condizioni

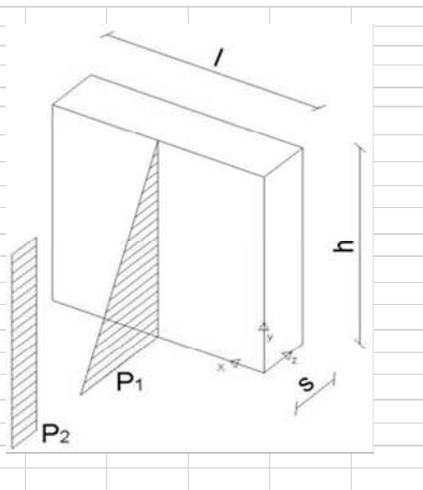
Misure esterne pozzetto	B	L	H	H interrata	N.B. B= lato parallelo alla linea
Misure esterne pozzetto	2.4	1.5	2.7	2.1	
Misure interne pozzetto	2	1.1	2.5		
Volume cls pozzetto	4.22			mc	
Peso proprio pozzetto	10550			daN	
Peso proprio copertura	70			daN/mq	
Carico verticale per copertura	161.7			daN	
Sovraccarico accidentale	400			daN/mq	
Carico verticale per sovraccarico	1440			daN	
Carico verticale totale	12151.7			daN	
<b>Carichi accidentali da convoglio ferroviario</b>					
Si assume il treno più gravoso LM71	Qvk	250		KN	
Interasse carichi concentrati	1.6			m	
Carichi verticali equivalenti uniformemente distribuiti	156.25			KN/m qvk	
Valore medio della tensione alla quota di riferimento	37.74			KN/mq	
Considerata la grande rigidezza del pozzetto per le sue verifiche viene utilizzata la spinta a riposo					
Angolo di attrito interno	38	°	Peso specifico Terreno		2000 daN/m3
$K_0 = 1 - \text{sen } \phi =$	0.384		$K = K_0 = 1 - \text{sen } \phi =$		0.384
Qs	1450.55	daN/mq	$K = \% \cdot K_0 = 1 - \text{sen } \phi =$		0.269
Qt	1614.2	daN/mq	<b>Verifica a ribaltamento</b>		
Forza centrifuga	$q_{ik} = (V^2 / (127 \cdot R)) * (f \cdot q_{vk}) =$		3.40	KN/m	Qtq
Velocità convoglio	300	Km/h	Mrib =		512680.25 daN*cm
Raggio di curvatura	15000	m	$\frac{M_{stab}}{M_{rib}} =$		1.57 <b>VERIFICATO &gt; 1.5</b>
Lf >	150		<b>Verifica a scorrimento</b>		
f =	0.46	( tab. 1.4.3.1.1 - Istruzione I/SC/PS-OM/2298 )	H tot =		6735.1 daN
<b>Verifica a schiacciamento del terreno</b>					
Massimi carichi verticali	12151.7	daN	e =	42.19	cm
Massimo momento	512680.2	daN*cm	$\sigma_t = \frac{N}{B \cdot (L - 2 \cdot e)} =$		0.77 daN/cmq
<b>Verifica a scorrimento nel caso in cui la precedente verifica non sia soddisfatta:</b>					
Si mette in conto la resistenza passiva:					
$Ka = \text{tg}^2 \cdot (45^\circ - \phi / 2) =$	0.238		Somma spinte orizzontali		Ha = 9582.591
$Kp = \text{tg}^2 \cdot (45^\circ + \phi / 2) =$	4.204		Hp =		44492.45
$\sigma_p =$	17655.73	daN/mq	Resistenza opposta dal terreno		
$F_s = \frac{H_p}{H_a} =$ 4.64 <b>VERIFICA &gt; 1.3</b>					

### 7.3. Verifica strutturale

Le sollecitazioni gravanti sul manufatto saranno pertanto:

Sollecitazioni lungo linea

Sovraccarico accidentale	KN/mq	40	
Peso specifico terreno	KN/m3	20	
Peso specifico manufatto	KN/m3	25	
$\phi$ = angolo di resistenza al taglio "°"		35	
h = altezza parete in "m"		2.1	
$k_h$ = coefficiente sismico		0	
S = spessore parete in "m"		0.2	
l = larghezza parete in "m"		2	
h/l =		1.05	
$p_1 = k_0 \gamma h = (1 - \sin\phi) \gamma h$	spinta a riposo del terreno a tergo dell'elemento KN/m2		17.9
$k_0 = (1 - \sin\phi)$		0.43	
$p_2 = p'_2 + p''_2 = k_h [\gamma h + \gamma_c s]$	KN/m2		0.0
con:			
$p'_2 = k_h \gamma h$	incremento di spinta per effetto del sisma		0.0
$p''_2 = k_h \gamma_c s$	contributo attribuibile all'inerzia della parete		0.0
$p_3 = k_0 q = (1 - \sin\phi) q$	sovraccarico accidentale		17.1

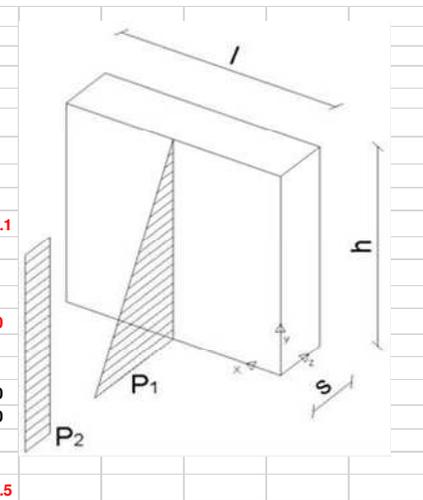


Sollecitazione massima = 17,9+17,1 = 35,00 KN/mq

Si confrontano con quelle utilizzate per la verifica nei piazzali

Sollecitazioni nei piazzali

Sovraccarico accidentale	KN/mq	20	
Peso specifico terreno	KN/m3	20	
Peso specifico manufatto	KN/m3	25	
$\phi$ = angolo di resistenza al taglio "°"		25	
h = altezza parete in "m"		2.35	
$k_h$ = coefficiente sismico		0	
S = spessore parete in "m"		0.2	
l = larghezza parete in "m"		1	
h/l =		2.35	
$p_1 = k_0 \gamma h = (1 - \sin\phi) \gamma h$	spinta a riposo del terreno a tergo dell'elemento KN/m2		27.1
$k_0 = (1 - \sin\phi)$		0.58	
$p_2 = p'_2 + p''_2 = k_h [\gamma h + \gamma_c s]$	KN/m2		0.0
con:			
$p'_2 = k_h \gamma h$	incremento di spinta per effetto del sisma		0.0
$p''_2 = k_h \gamma_c s$	contributo attribuibile all'inerzia della parete		0.0
$p_3 = k_0 q = (1 - \sin\phi) q$	sovraccarico accidentale		11.5



Nel caso di sisma si considera la riduzione del 50% del sovraccarico accidentale

Sollecitazione massima = 27,1+11,5 = 38,60 KN/mq

Ne consegue che essendo le sollecitazioni lungo linea inferiori a quelle utilizzate per le verifiche dei pozzetti nei piazzali il manufatto si ritiene verificato anche in questa situazione.

## 8. VERIFICA BASAMENTO PIAZZOLA TELEFONO PUNTA SCAMBI

Questa piazzola è in cemento armato con dimensioni in pianta di 1.4 m x 2.2 m per uno spessore di 0.90 m.

I carichi gravanti sulla struttura sono quelli indotti dal telefono (carico verticale pari a 50 daN, momento alla base pari a 665 daNm, taglio alla base pari a 400 daN) e dal trasmettichave (carico verticale pari a 50 daN, momento alla base pari a 665 daNm, taglio alla base pari a 400 daN)

Per la modellazione del basamento sono stati utilizzati elementi strutturali finiti “shell” su suolo elastico, agli elementi finiti sono state applicate le “molle alla Winkler” la cui area di influenza è calcolata automaticamente dal programma.

Il valore della costante di sottofondo è stato cautelativamente assunto pari a 1 kg/cmq.

Nella figura successiva si riporta lo schema strutturale del modello di calcolo.

Modello ad elementi finiti

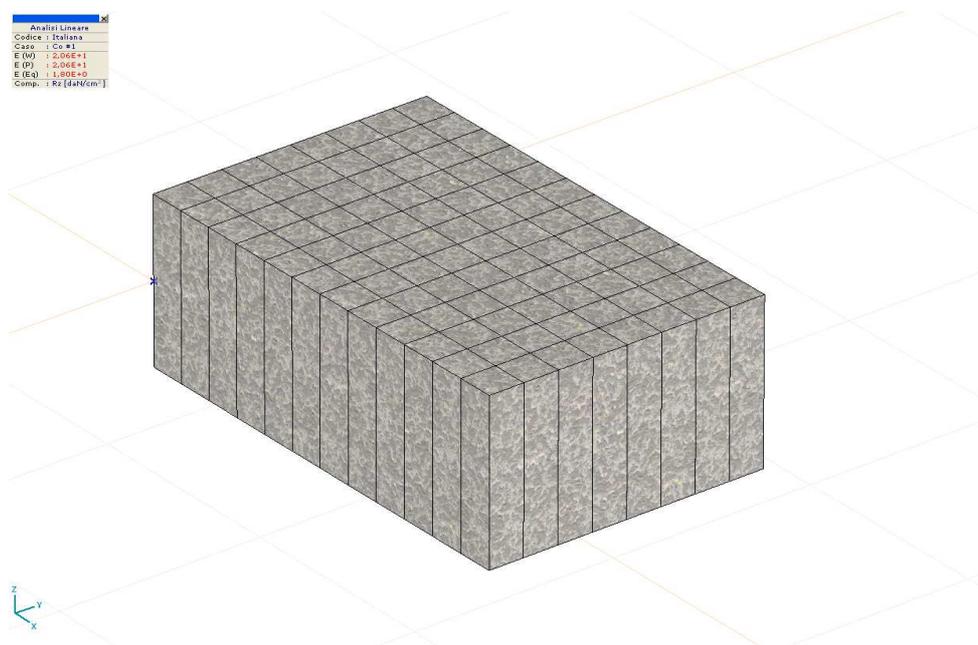


Fig. Schema strutturale

Il modello è stato caricato dal peso proprio, dalle azioni verticali e dai momenti flettenti sopra riportati.

I carichi, tranne il peso proprio, sono stati considerati concentrati.

Nella figura seguente si riporta la distribuzione dei carichi concentrati sulla struttura.

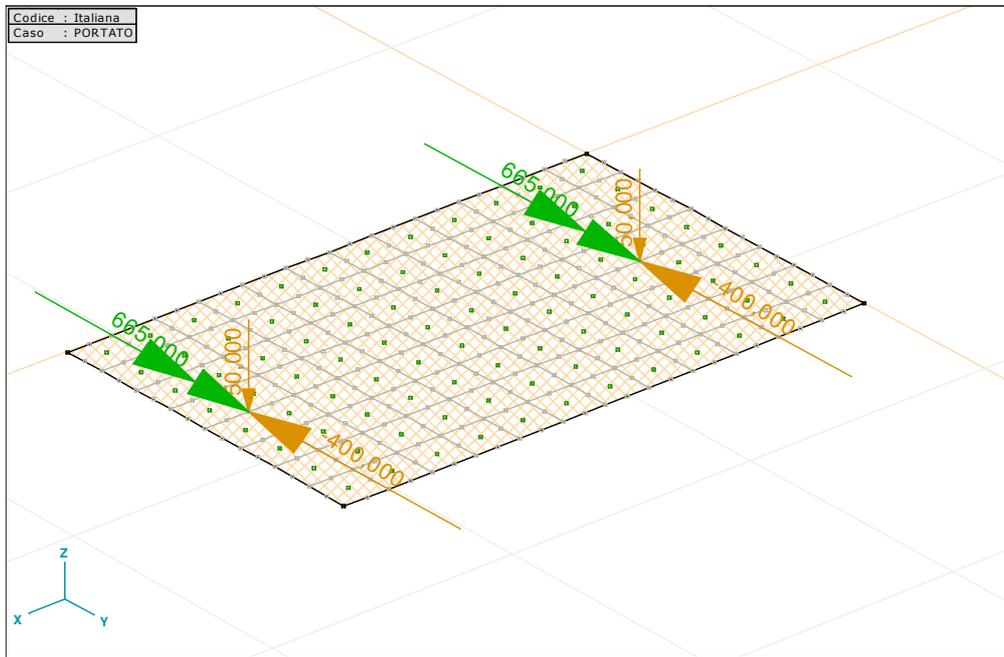
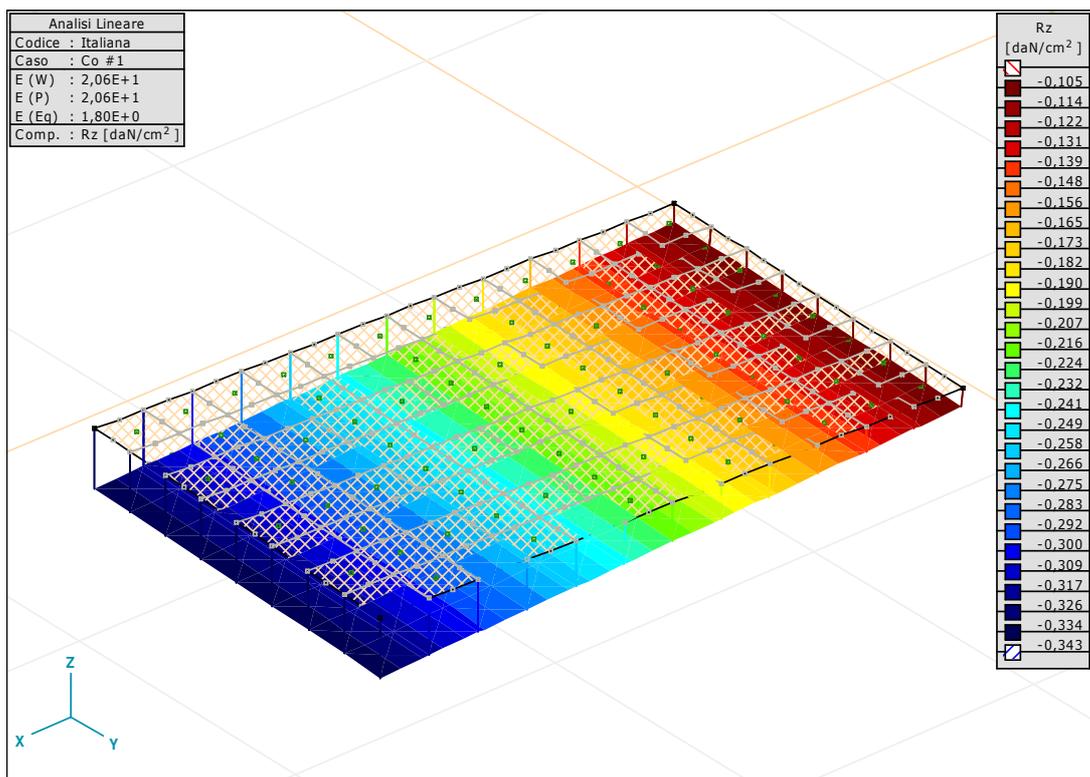
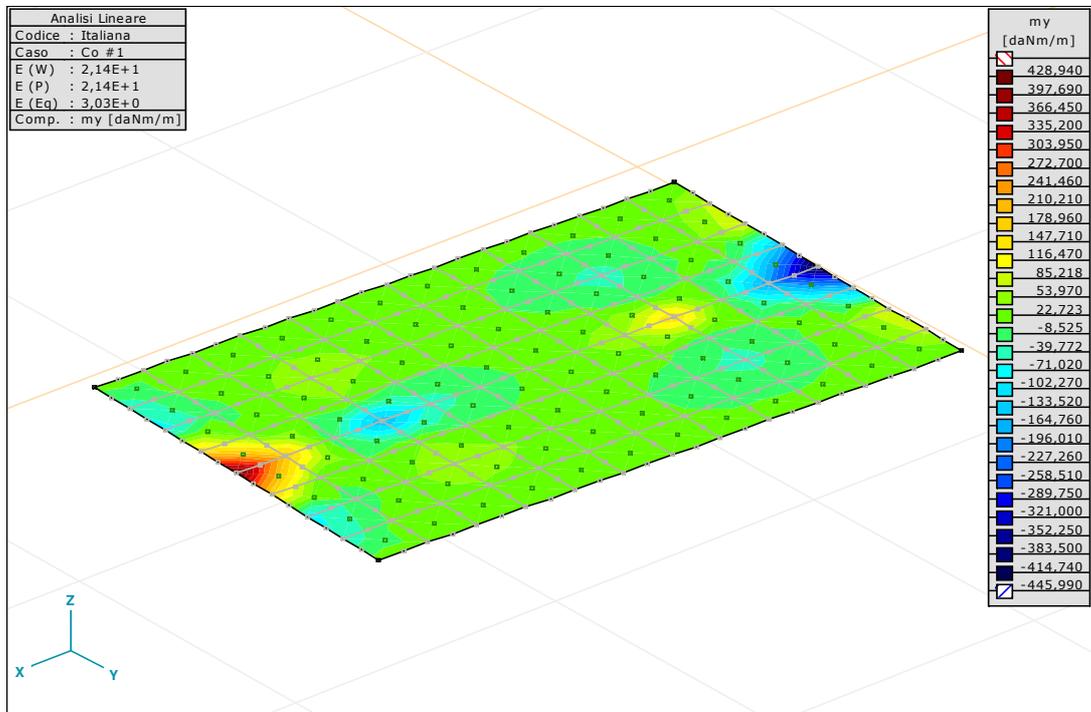


Fig. Punto di applicazione dei carichi concentrati agenti sulla struttura. I momenti sono considerati agenti attorno all'asse y.

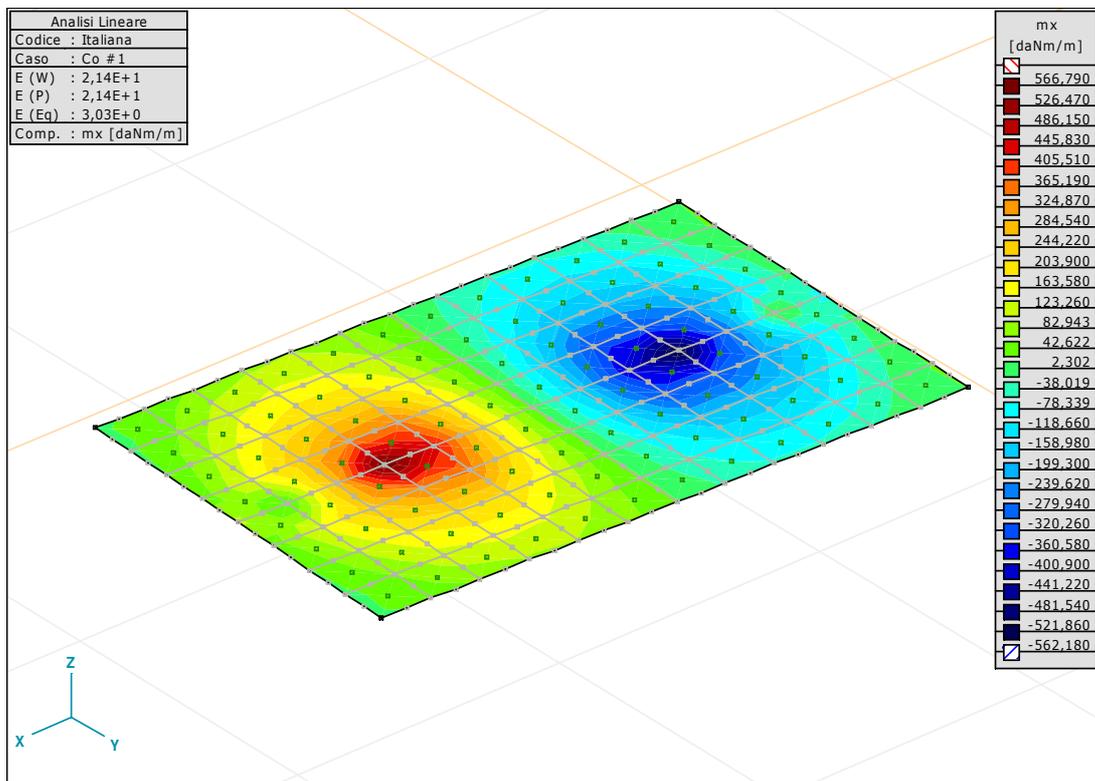
Nelle figure successive sono riportati i risultati del calcolo mentre i tabulati di output del programma sono riportati in allegato 2.



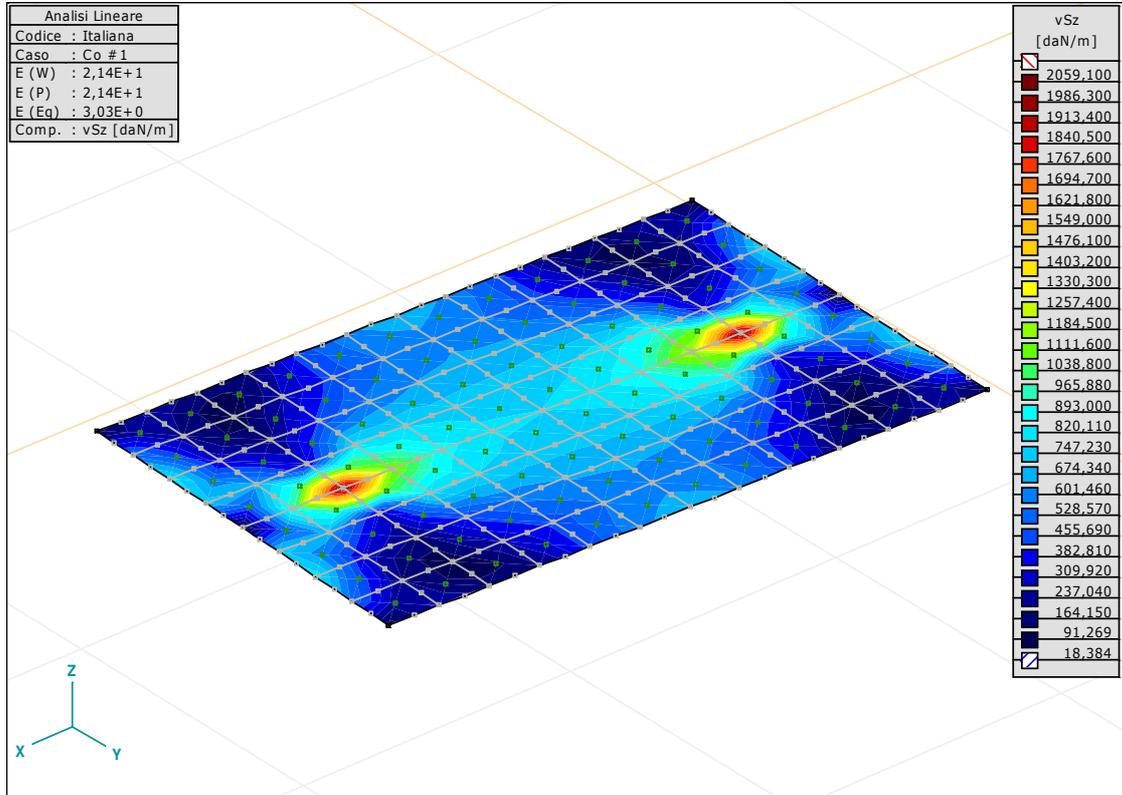
Deformata



Momenti flettenti in direzione x (daN\*m/m)



## Momenti flettenti in direzione y (daN\*m/m)



Taglio max in direzione z (daN/m)

Le verifiche vengono condotte alle tensioni ammissibili limitando la tensione nell'acciaio a 160 Mpa per al fine di garantire la verifica alla fessurazione delle strutture a contatto del terreno.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 34 di 37

## 8.1. Verifica strutturale piazzola telefono e trasmettichave

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato considerando una sezione rettangolare di larghezza unitaria ed altezza pari a 90 cm.

Il momento flettente massimo è pari a 567 daNm

Il taglio max è pari a 2059 daN

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

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  
Riferimento alla sismicità: Zona non classificata sismica  
Posizione sezione nell'asta: In prossimità dell'attacco a nodo

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck300  
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 : 15,0  
Modulo Elastico Normale Ec : 312201 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0,20  
Resis. media a trazione fctm: 26,00 daN/cm<sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: FeB44k  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400,0 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: 90,0 cm  
Barre inferiori : 5Ø14 (7,7 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori : 5Ø14 (7,7 cm<sup>2</sup>)  
Coprifermo barre inf.(dal baric. barre) : 4,0 cm  
Coprifermo barre sup.(dal baric. barre) : 4,0 cm

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata 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  
N.Comb. N Mx Vy MT

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica
	Foglio 35 di 37

-----  
1                    0                    567                    2059                    0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3,3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 21,6 cm

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

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Ycmax	Sc min	Ycmin	Sc med	Sf min	Yfmin	Yneutro
1	S	1,0	90,0	0,0	0,0		-90	4,0	77,7

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

N.Comb.	Ver	Tau max	Scorr.	Bs	TgFi	Afst
1	S	0,25	25,1	100,0	1,0000	0,0

Le sollecitazioni sono di entità molto contenute. L'armatura è stata scelta in modo tale da garantire il minimo da normativa per le piastre ( si è seguito l'Eurocodice 2 che consiglia una armatura minima in zona tesa pari allo 0.15% della sezione in calcestruzzo).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-IN93-0X-002-A00 Relazione tecnica	Foglio 36 di 37

## 8.2. Verifica capacità portante piazzola telefono e trasmettichieve

Per la verifica della capacità portante del suolo si fa riferimento alla formula di BRINCH-HANSEN (1970) considerando una platea di fondazione rettangolare di dimensioni 1.40 m per 2.20 metri caricata con un carichi verticali (peso proprio + pesi concentrati) ed orizzontali (azione tagliante alla base del telefono e del trasmettichieve).

Le azioni verticali sono pari a

$$N = \text{peso proprio} + \text{telefono} + \text{trasmettichieve} = 1.40 * 2.20 * 2500 * 0.90 + 50 + 50 = 7030 \text{ daN}$$

Le azioni orizzontali sono pari a:

$$T = \text{taglio telefono} + \text{taglio trasmettichieve} = 400 + 400 = 800 \text{ daN}$$

I momenti rispetto al baricentro del basamento sono dati dalla somma dei momenti alla base del telefono e trasmettichieve e dei momenti dovuti dai pesi ( braccio in funzione della distanza tra punto di applicazione del carico e baricentro del basamento) e dalle azioni taglianti (braccio pari allo spessore del basamento). Nel seguito si considera la combinazione più sfavorevole vale a dire nel caso in cui i momenti concentrati alla base del telefono e trasmettichieve agiscono lungo la direzione minore del basamento (condizione a favore di sicurezza):

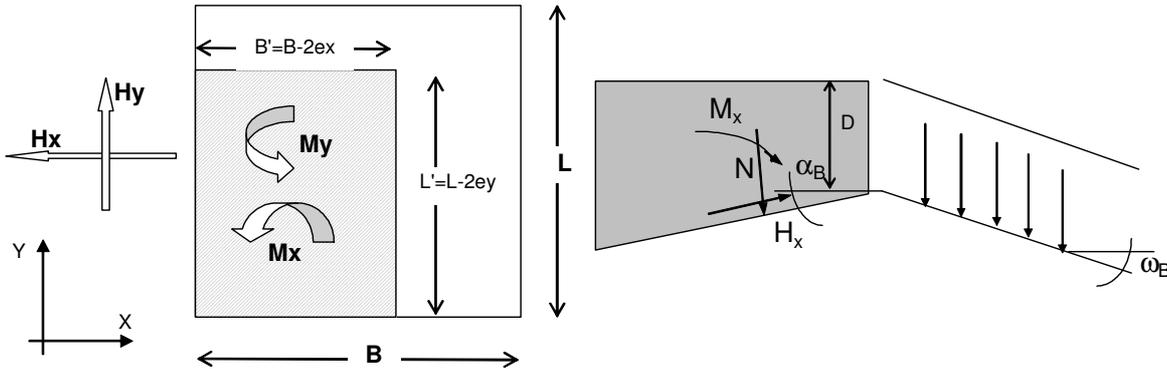
$$M_x = 2 * 66500 + 2 * 400 * 90 + 50 * 0 + 50 * 0 = 205000 \text{ Kgcm} \quad \text{direzione minore del basamento}$$

$$M_y = 50 * (-80) + 50 * 80 = 0 \text{ Kgcm} \quad \text{direzione maggiore del basamento.}$$

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

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

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



Verifiche nella condizione più sfavorevole : momento nella direzione y.

Falda (1= presente ; 0 = assente)	0
-----------------------------------	---

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)
2000	0,002	38	0,663	48,933	56,174	140	220	30

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)
7030	800	0	205000	0	29,2	0,00	81,7	220,0

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'	$d_{q_B}$	$d'_{\gamma_B}$	
$i_{\gamma_B}$	$i_{q_B}$	$i_{\gamma_L}$	$i_{q_L}$						
0,660	0,746	1,000	1,000	0,902	1,171	0,367	1,085	1	0,06

Fattori inclinazione piano di posa			Fattori di inclinazione del piano campagna			
$\alpha_B$ (°)	$b_{\gamma_B}$	$b_{q_B}$	$\omega_B$ (°)	$\omega_B$ (rad)	$g_{q_B}$	$g_{\gamma_B}$
0	1	1	0	0,000	1,000	1,000

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE			
Pressione limite	$q_{lim}$	=	5,514 Kg/cm <sup>2</sup>
Pressione ammissibile	$q_{amm}$	= $q_{lim}/3$	= 1,838 Kg/cm <sup>2</sup>
Pressione efficace	$q_s$	= $N/(B*L')$	= 0,391 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza	FS	= $q_{lim}/q_s$	= 14,1

Essendo  $p$  ampiamente inferiore alla portata ammissibile la verifica è da ritenersi soddisfatta.