



# Memoria de Cálculo Estructural

Fundación Silo Emulsión

Dyno Nobel

MC-DB1905



Revisión	Emitido para:	Fecha	Calculó	Revisó	Páginas 1 de 22
0	Uso	22-04-2019	D. Besoáin	D. Besoáin	
B	Rev. Cliente	17-04-2019	D. Besoáin	D. Besoáin	
A	Rev. Interna	29-03-2019	D. Besoáin	D. Besoáin	

---

**Tabla de Contenidos**

<b>1 Alcance .....</b>	<b>4</b>
<b>2 Antecedentes .....</b>	<b>4</b>
<b>3 Referencias.....</b>	<b>5</b>
3.1 Códigos de Diseño y Normativas .....	5
<b>4 Bases de Cálculo .....</b>	<b>5</b>
4.1 Materiales .....	5
4.2 Equivalencia del Balasto .....	6
<b>5 Estados de Carga.....</b>	<b>6</b>
<b>6 Combinaciones de Carga.....</b>	<b>7</b>
<b>7 Diseño Estructural Fundación Silo .....</b>	<b>8</b>
7.1 Modelo Estructural.....	8
7.2 Diseño por Flexión.....	13
7.3 Diseño por Corte .....	17
7.4 Diseño del Pedestal.....	18
7.5 Verificación del Área Comprimida .....	20
7.6 Capacidad Resistente Estática del Suelo .....	21
7.7 Capacidad Resistente Dinámica del Suelo .....	22
7.8 Cubicación del Hormigón .....	22

**Tabla de figuras**

Figura 2.1: Esquema Estructura de Soporte Silo Emulsión, [mm] (referencial) .....	4
Figura 7.1: Modelo Estructural Silo, [mm] .....	8
Figura 7.2: Sobrecarga de Uso, 200[kg/m <sup>2</sup> ].....	9
Figura 7.3: Empuje Lateral Horizontal – Distribución Lineal ( $\sigma(z)=-z+12$ ), [ton/m <sup>2</sup> ].....	10
Figura 7.4: Carga Sísmica (Ex), 22[ton], (184[kg] en 120[nodos]).....	11
Figura 7.5: Carga Sísmica (Ey), 22[ton], (184[kg] en 120[nodos]).....	12
Figura 7.6: Diagrama de Momentos Últimos Armadura de Repartición, [ton-m/m].....	13
Figura 7.7: Diagrama de Momentos Últimos Armadura para Suples, [ton-m/m] .....	15
Figura 7.8: Diagrama de Cortes Últimos, [ton/m].....	17
Figura 7.9: Diagrama de Deformaciones Verticales, D+H+Ex.....	20
Figura 7.10: Máxima Deformación en Compresión – Condición Estática .....	21
Figura 7.11: Máxima Deformación en Compresión – Condición Dinámica .....	22

## 1 Alcance

El presente documento corresponde a la memoria de cálculo estructural para el diseño de las fundaciones para el soporte del el silo contenedor de emulsión, destinado a la empresa Dyno Nobel. El proyecto se emplaza en la localidad de Coquimbo.

El diseño considerado en el presente documento corresponde a la fundación de la estructura metálica para el soporte del silo. La verificación de la estructura del silo se realizará en el documento MC-DB1904, mientras que el diseño del silo se realizará en el documento MC-DB1903.

## 2 Antecedentes

El proyecto desarrollado en el presente documento corresponde al cálculo y diseño estructural para la fundación del soporte metálico del silo de sección circular de 2,86[m] de diámetro y 9,265[m] de altura (MC-DB1903). La estructura de soporte corresponde a un sistema de marcos arriostrados de 4 columnas de 7,9[m] de altura y dimensiones en planta 4,25x3,5[m]. Se considera que el silo se apoya en la estructura de soporte en 4 puntos. En la siguiente figura se muestra un esquema general.

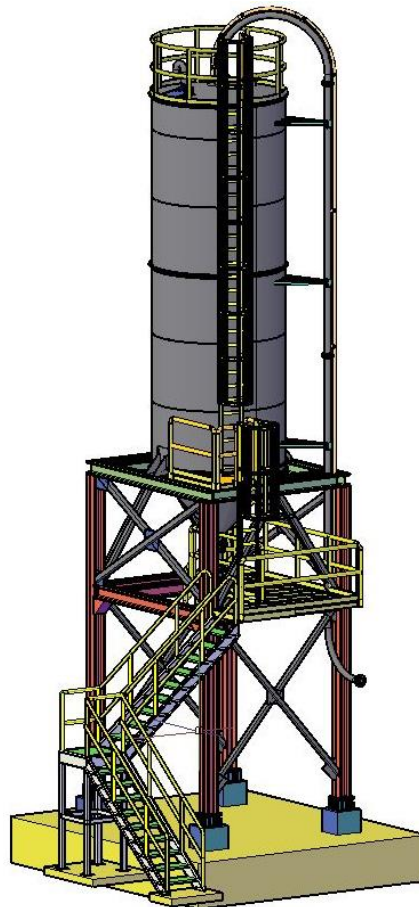


Figura 2.1: Esquema Estructura de Soporte Silo Emulsión, [mm] (referencial)

### 3 Referencias

#### 3.1 Códigos de Diseño y Normativas

Para el desarrollo del presente documento se ha consultado la siguiente bibliografía.

- [1]. NCh 427 of.2016, Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios.
- [2]. NCh 432 of.2010, Sobrecargas de viento.
- [3]. NCh 1537 of.2009, Diseño estructural - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- [4]. NCh 2369 of.2003, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.
- [5]. NCh 3171 of.2009, Disposiciones generales y combinaciones de carga.
- [6]. ACI318, Código Americano de Diseño en Hormigón Armado.
- [7]. Documento Exp. 137\_Rev0.0 “Estudio de Mecánica de Suelos, Planta de Emulsión Chile, Sector Las Barracas, Coquimbo, IV Región”, con fecha 15-03-19 realizado por Geotécnica Chile

### 4 Bases de Cálculo

#### 4.1 Materiales

Para el diseño de la fundación para el soporte del silo se consideran las siguientes propiedades.

– Calidad hormigón:	H30
– Resistencia a la compresión del hormigón:	250[kg/cm <sup>2</sup> ]
– Calidad del acero de refuerzo( $\gamma_a$ ):	A630-420H
– Tensión de fluencia del acero de refuerzo:	4.200[kg/cm <sup>2</sup> ]
– Densidad Emulsión ( $\gamma_e$ ):	1,32[ton/m <sup>3</sup> ]
– Ángulo de fricción interna del NM ( $\Phi$ ):	0°
– Volumen interior silo:	52[m <sup>3</sup> ]
– Peso masa interior silo:	69[ton]
– Balasto estático $K_{30}$ del suelo de fundación:	6[kg/cm <sup>2</sup> /cm]
– Capacidad de suelo estática:	0,50[kg/cm <sup>2</sup> ]
– Capacidad de suelo dinámica:	0,75[kg/cm <sup>2</sup> ]

## 4.2 Equivalencia del Balasto

Se determina el balasto a utilizar en el diseño de la estructura en función del valor  $K_{30}$  dado en el informe de mecánica de suelo. Se considera un valor de balasto estático de  $6[\text{kg}/\text{cm}^2/\text{cm}]$  y se extrapola para una fundación de dimensiones  $7 \times 8[\text{m}]$ .

### ADAPTACIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO DE UNA PLACA DE CARGA DE $30 \times 30 \text{ cm}$ . PARA MODELO WINKLER DE LOSA FLEXIBLE SOBRE SUELO ELÁSTICO

OBRA: **Fundación Silo de Emulsión Dyno Nobel**

Geometría de la losa: **Rectangular**      Largo = **8,00** metros  
Ancho = **7,00** metros

Tipo de terreno: **Arenoso**      **100**  
 $K_{30} =$  **6,0**  $\text{kp}/\text{cm}^3$       **0**

$K_{\text{arenoso}} =$	<b>1,563</b>	$\text{kp}/\text{cm}^3$	<b>1.563,35</b>	$\text{t}/\text{m}^3$	<b>15.633,5</b>	$\text{kN}/\text{m}^3$
$K_{\text{arcilloso}} =$		$\text{kp}/\text{cm}^3$		$\text{t}/\text{m}^3$		$\text{kN}/\text{m}^3$
$K_{\text{mixto}} =$		$\text{kp}/\text{cm}^3$		$\text{t}/\text{m}^3$		$\text{kN}/\text{m}^3$

De acuerdo a lo anterior se tiene que el valor del balasto estático a considerar para el diseño es de  $1,6[\text{kg}/\text{cm}^2/\text{cm}]$ , y de acuerdo al informe de mecánica de suelo, el valor del balasto para la condición dinámica será de 3 veces el balasto estático, es decir,  $4,8[\text{kg}/\text{cm}^2/\text{cm}]$ .

## 5 Estados de Carga

Las cargas consideradas en el diseño del silo son las descritas a continuación.

D (Peso propio): Considera el peso propio de los elementos que componen la estructura. Considera además  $20[\text{kg}/\text{m}]$  de barandas y  $50[\text{kg}/\text{m}^2]$  de parrillas de piso.

L (Sobrecarga de uso): Sobrecarga de techo equivalente a  $200[\text{kg}/\text{m}^2]$ .

H (Sobrecarga de emulsión): Sobrecarga de emulsión al interior del silo. Se considera una densidad de  $1,32[\text{ton}/\text{m}^3]$ .

Ex, Ey (Sismo debido a la estructura): Para efectos de cálculo se considera zona sísmica 3 ( $A_0/g=0,4$ ). Se considera un coeficiente sísmico horizontal máximo “Cs” de 0,32, para un coeficiente de respuesta sísmica “R” de 4 y un factor de amortiguamiento de 2%. Se aplica un factor de importancia de 1,0. Se aplica el sismo a la mitad de la altura del silo.

## 6 Combinaciones de Carga

Para la verificación de la capacidad resistente de suelo y del porcentaje de área comprimida se consideran las siguientes combinaciones ASD.

1.  $D + H + L$
2.  $D + H + Ex$
3.  $D + H + Ey$

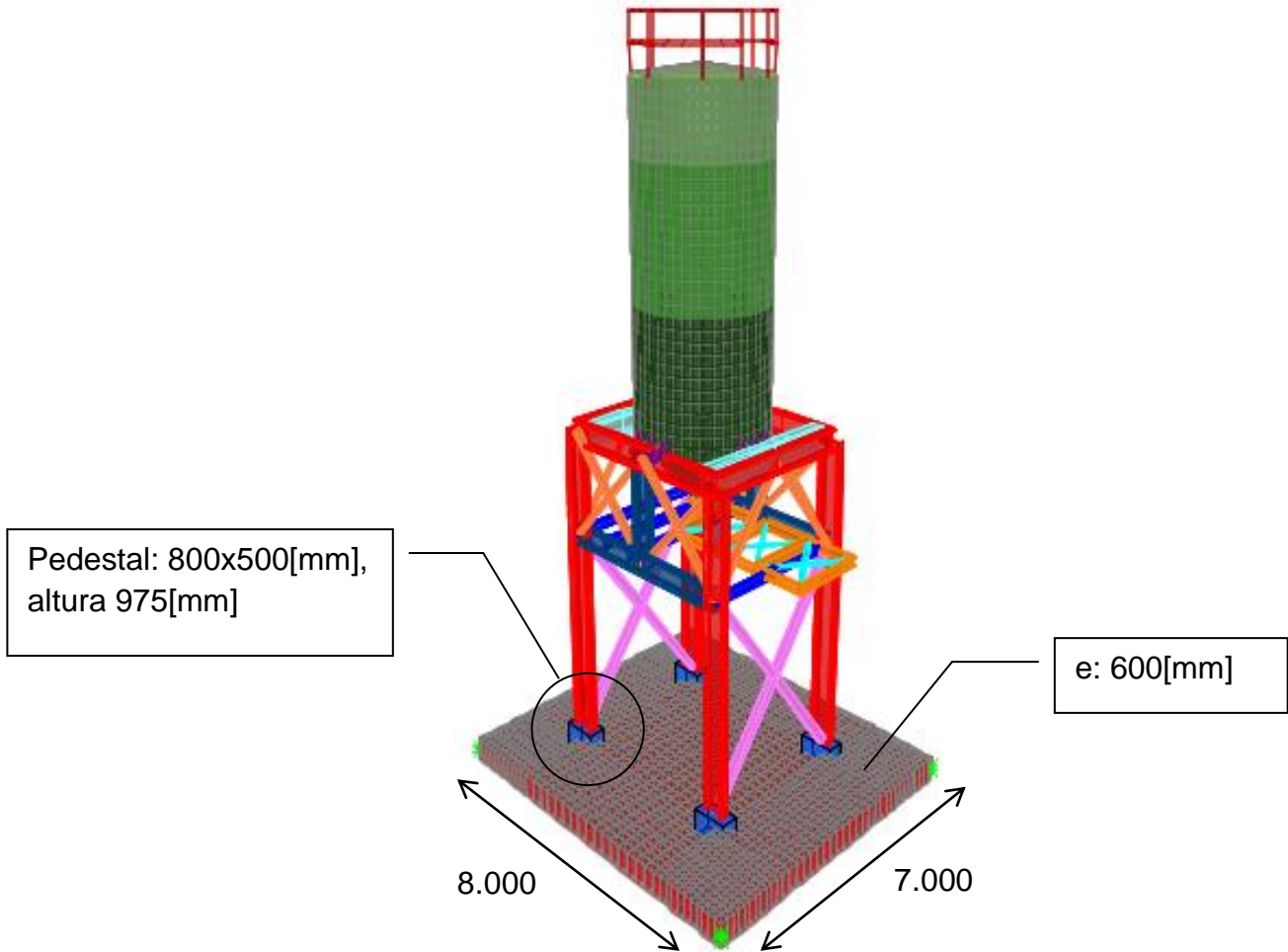
Para el diseño estructural de la fundación se consideran las siguientes combinaciones LRFD.

1.  $1,2D + 1,6H + 1,6L$
2.  $1,2D + 1,6H + 1,4Ex$
3.  $1,2D + 1,6H + 1,4Ey$

## 7 Diseño Estructural Fundación Silo

### 7.1 Modelo Estructural

En la siguiente figura se muestra el modelo estructural realizado para el análisis.



**Figura 7.1: Modelo Estructural Silo, [mm]**

En las siguientes figuras se muestra la modelación de las cargas aplicadas para cada estado de carga definido.

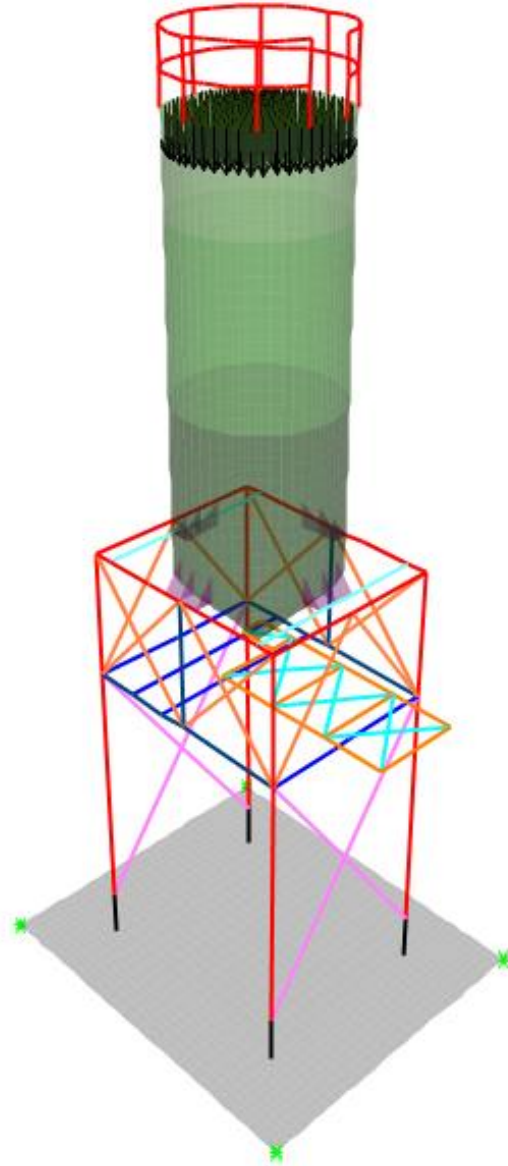


Figura 7.2: Sobrecarga de Uso, 200[kg/m<sup>2</sup>]

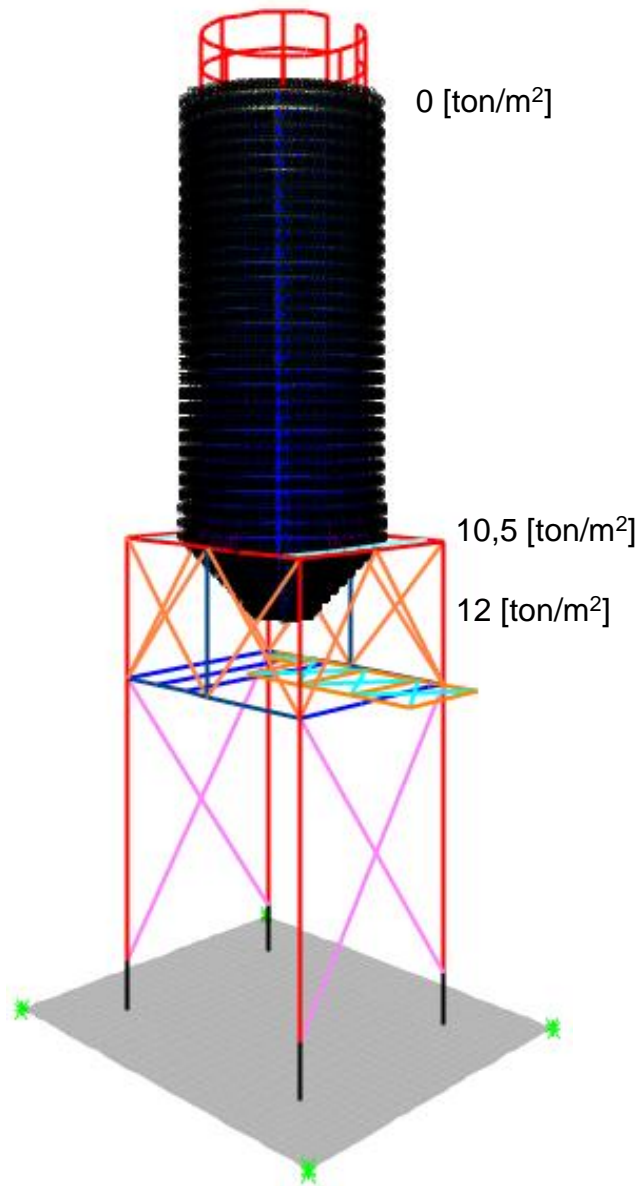


Figura 7.3: Empuje Lateral Horizontal – Distribución Lineal ( $\sigma(z)=-z+12$ ), [ton/m<sup>2</sup>]

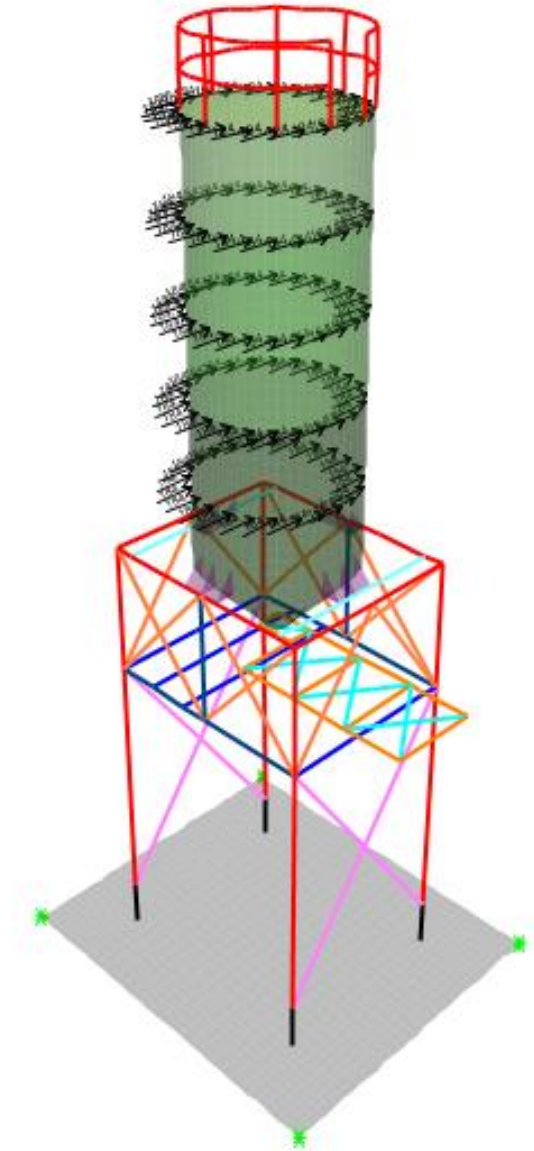
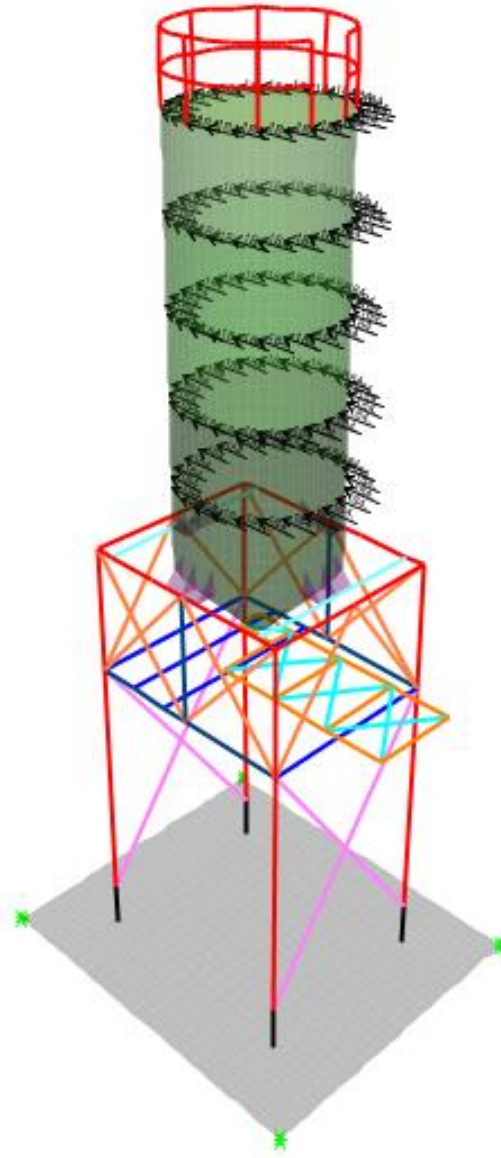


Figura 7.4: Carga Sísmica (Ex), 22[ton], (184[kg] en 120[nodos])



**Figura 7.5: Carga Sísmica (Ey), 22[ton], (184[kg] en 120[nodos])**

## 7.2 Diseño por Flexión

En la siguiente figura se muestra el diagrama de momentos últimos obtenido del modelo para la definición de la armadura de repartición.

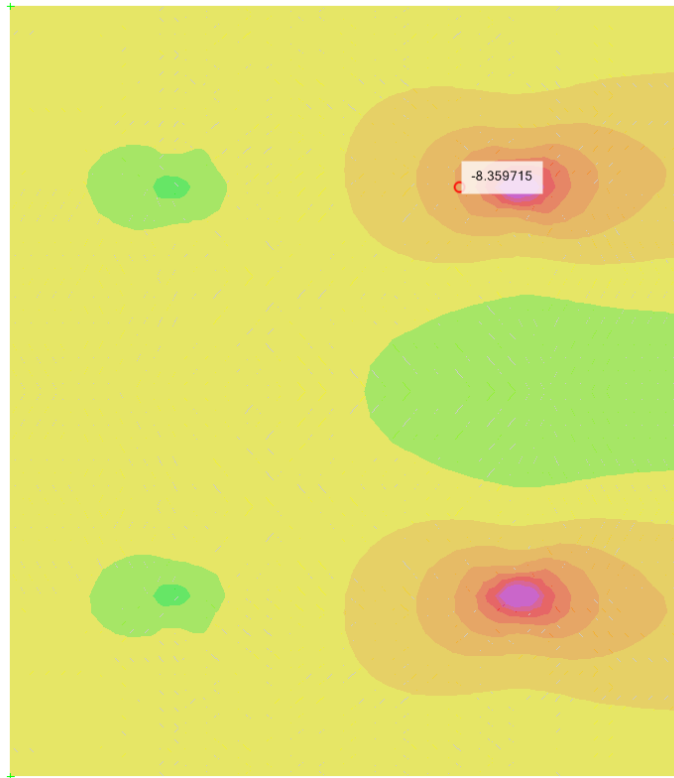


Figura 7.6: Diagrama de Momentos Últimos Armadura de Repartición, [ton-m/m]

De acuerdo a la anterior figura se tiene que el momento último de diseño para la definición de la armadura de repartición en la losa es de 8,5[ton-m/m]. A continuación se muestra el cálculo de la armadura.

**Armadura por Flexión**

**Solicitaciones**

$M_u$  8,5 [ton-m/m] Momento último

**Propiedades del elemento**

Hormigón	<b>H-30</b>	Calidad del hormigón	
$f'_c$	250 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de compresión	
Acero	<b>A630-420H</b>	Calidad del acero	
$f_y$	4.200 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de fluencia	
$b_w$	100 [cm]	Ancho de la sección efectiva	
$h$	<b>60</b> [cm]	Altura del elemento	
$r_o$	<b>5</b> [cm]	Recubrimiento libre	
$r$	5,6 [cm]	Recubrimiento de diseño	$[r=r_o+\phi/2]$
$d$	54 [cm]	Altura efectiva	$[d=h-r]$

**Armaduras**

**- Armadura por flexión**

$\Phi$	0,90	Factor de reducción por flexión	
$M_n$	9,44 [ton-m/m]	Momento nominal	$[M_n=M_u/\Phi]$
$A$	228.480 [kg/cm]	Parámetro para el cálculo de la armadura	$[A=f_y \cdot d]$
$B$	416 [kg/cm <sup>3</sup> ]	Parámetro para el cálculo de la armadura	$[B=0,59 \cdot f_y^2 / b_w \cdot f'_c]$
$A_{s(f)}$	<b>4,17</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura demandada por momento	$[A_s=(A-\sqrt{A^2-4 \cdot B \cdot M_n})/2 \cdot B]$

**- Armadura por flexión amplificada en 33%**

$A_{s(f)-amplif}$	<b>5,54</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura amplificada en 33%	$[A_{s(f)-amplif}=1,33 \cdot A_{s(f)}]$	(ACI318-08 10.5.3)
-------------------	----------------------------------	-----------------------------	---	--------------------

**- Armadura por Retracción y Temperatura**

$\rho$	0,0018	Cuantía por retracción y temperatura		(ACI318-08 7.12.2.1)
$A_{s(\tau)}$	<b>5,40</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura por retracción y temperatura	$[A_s=\rho \cdot h \cdot b_w/2]$	

**- Armadura Mínima por flexión**

$\rho$	0,0033	<b>Cuantía mínima para elementos en flexión</b>		(ACI318-08 10.5.1)
$A_{s(\min)}$	<b>18,13</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura mínima para elementos en flexión	$[A_s=\rho \cdot d \cdot b_w]$	

**- Armadura Requerida**

$A_s$	<input type="text" value="5,54"/> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura Requerida	$[A_s=1,33 \cdot A_{s(f)}]$
-------	--	--------------------	-----------------------------

**- Armadura Dispuesta**

$\phi$	<b>12</b> [mm]	Diámetro de refuerzo dispuesto	
@	<b>20</b> [cm]	Separación de refuerzo dispuesto	
$A_{s(\text{disp})}$	<input type="text" value="5,65"/> [cm <sup>2</sup> /m]	Refuerzo dispuesto	$[A_{s(\text{disp})}=\pi \cdot (\phi/2)^2 \cdot (100/@)]$

**- Armadura para SupleExterior**

$A_{s(\text{suple})}$	0,00 [cm <sup>2</sup> /m]	Refuerzo requerido para suples	$[A_{s(\text{suple})}=A_s-A_{s(\text{disp})}]$
$\phi$	<b>0</b> [mm]	Diámetro de suple dispuesto	
@	<b>0</b> [cm]	Separación de suple dispuesto	
$A_{s(\text{disp-suple})}$	<input type="text" value="0,00"/> [cm <sup>2</sup> /m]	Refuerzo dispuesto para suples	$[A_{s(\text{disp-suple})}=\pi \cdot (\phi/2)^2 \cdot (100/@)]$

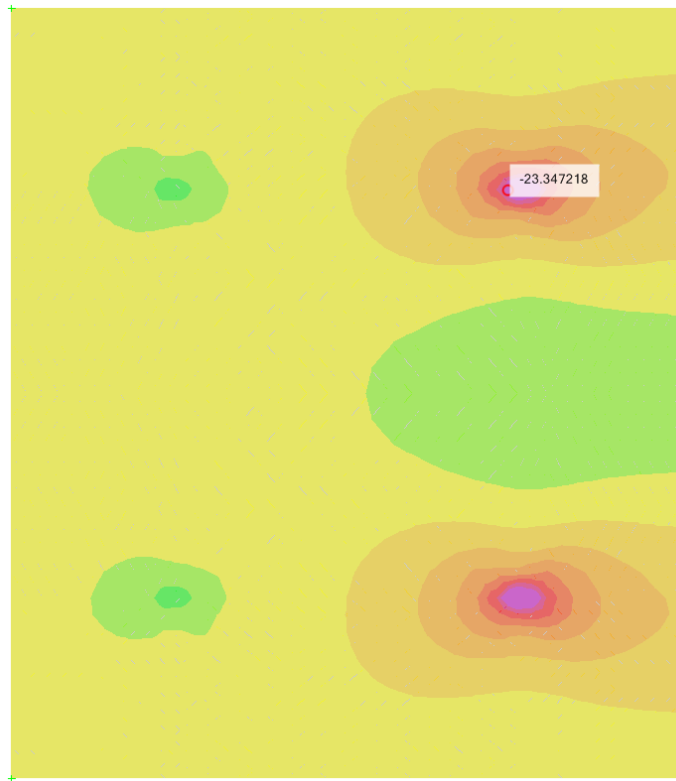
**Se Considera Armadura  $\phi 12@20$**

**Armadura Total Requerida: 5,5[cm<sup>2</sup>/m]**

**Armadura Total Dispuesta: 5,7[cm<sup>2</sup>/m]**

De acuerdo al anterior cálculo se tiene que la armadura de repartición corresponde a una doble malla  $\phi 12@20$ .

En la siguiente figura se muestra el diagrama de momentos últimos obtenido del modelo para la definición de la armadura para suples.



**Figura 7.7: Diagrama de Momentos Últimos Armadura para Suples, [ton-m/m]**

De acuerdo a la anterior figura se tiene que el momento último de diseño para la definición de la armadura para suples en la losa es de 23,5[ton-m/m]. A continuación se muestra el cálculo de la armadura.

**Armadura por Flexión**

**Solicitaciones**

$M_u$  23,5 [ton-m/m] Momento último

**Propiedades del elemento**

Hormigón	<b>H-30</b>	Calidad del hormigón	
$f'_c$	250 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de compresión	
Acero	<b>A630-420H</b>	Calidad del acero	
$f_y$	4.200 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de fluencia	
$b_w$	100 [cm]	Ancho de la sección efectiva	
$h$	<b>60</b> [cm]	Altura del elemento	
$r_o$	<b>5</b> [cm]	Recubrimiento libre	
$r$	5,6 [cm]	Recubrimiento de diseño	$[r=r_o+\phi/2]$
$d$	54 [cm]	Altura efectiva	$[d=h-r]$

**Armaduras**

**- Armadura por flexión**

$\Phi$	0,90	Factor de reducción por flexión	
$M_n$	26,11 [ton-m/m]	Momento nominal	$[M_n=M_u/\Phi]$
$A$	228.480 [kg/cm]	Parámetro para el cálculo de la armadura	$[A=f_y \cdot d]$
$B$	416 [kg/cm <sup>3</sup> ]	Parámetro para el cálculo de la armadura	$[B=0,59 \cdot f_y^2 / b_w \cdot f'_c]$
$A_{s(f)}$	<b>11,68</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura demandada por momento	$[A_s=(A-\sqrt{A^2-4 \cdot B \cdot M_n})/2 \cdot B]$

**- Armadura por flexión amplificada en 33%**

$A_{s(f)-amplif}$	<b>15,53</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura amplificada en 33%	$[A_{s(f)-amplif}=1,33 \cdot A_{s(f)}]$	(ACI318-08 10.5.3)
-------------------	-----------------------------------	-----------------------------	---	--------------------

**- Armadura por Retracción y Temperatura**

$\rho$	0,0018	Cuantía por retracción y temperatura		(ACI318-08 7.12.2.1)
$A_{s(\tau)}$	<b>5,40</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura por retracción y temperatura	$[A_s=\rho \cdot h \cdot b_w/2]$	

**- Armadura Mínima por flexión**

$\rho$	0,0033	<b>Cuantía mínima para elementos en flexión</b>		(ACI318-08 10.5.1)
$A_{s(\min)}$	<b>18,13</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura mínima para elementos en flexión	$[A_s=\rho \cdot d \cdot b_w]$	

**- Armadura Requerida**

$A_s$	<b>15,53</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura Requerida	$[A_s=1,33 \cdot A_{s(f)}]$
-------	-----------------------------------	--------------------	-----------------------------

**- Armadura Dispuesta**

$\phi$	<b>12</b> [mm]	Diámetro de refuerzo dispuesto	
@	<b>20</b> [cm]	Separación de refuerzo dispuesto	
$A_{s(\text{disp})}$	<b>5,65</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Refuerzo dispuesto	$[A_{s(\text{disp})}=\pi \cdot (\phi/2)^2 \cdot (100/@)]$

**- Armadura para Suple Exterior**

$A_{s(\text{suple})}$	9,88 [cm <sup>2</sup> /m]	Refuerzo requerido para suples	$[A_{s(\text{suple})}=A_s-A_{s(\text{disp})}]$
$\phi$	<b>16</b> [mm]	Diámetro de suple dispuesto	
@	<b>20</b> [cm]	Separación de suple dispuesto	
$A_{s(\text{disp-suple})}$	<b>10,05</b> [cm <sup>2</sup> /m]	Refuerzo dispuesto para suples	$[A_{s(\text{disp-suple})}=\pi \cdot (\phi/2)^2 \cdot (100/@)]$

**Se Considera Armadura  $\phi 12@20$  + Suple  $\phi 16@20$**

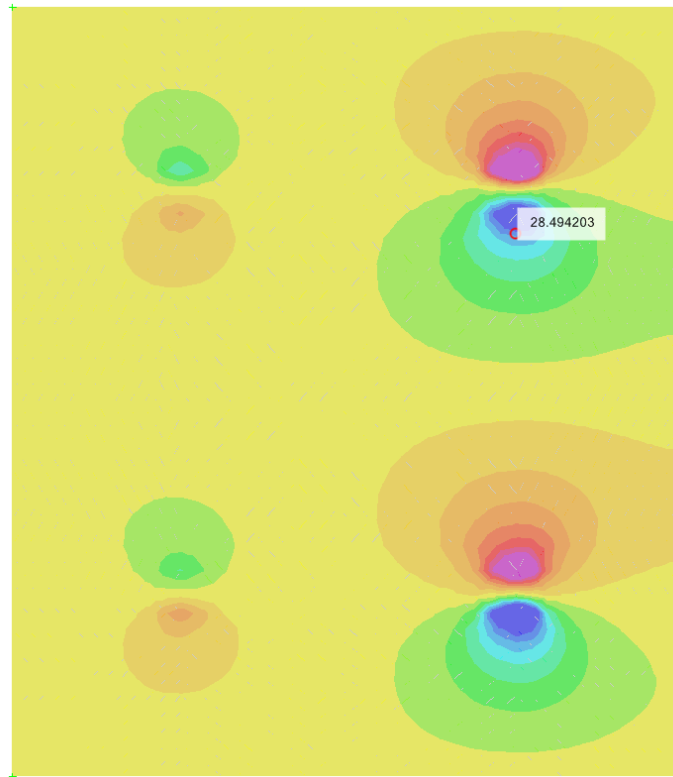
**Armadura Total Requerida: 15,5[cm<sup>2</sup>/m]**

**Armadura Total Dispuesta: 15,7[cm<sup>2</sup>/m]**

De acuerdo al anterior cálculo se tiene que la armadura en la zona de pedestales corresponde a una doble malla  $\phi 12@20$ +suple $\phi 16@20$  (sup. e inf.).

### 7.3 Diseño por Corte

En la siguiente figura se muestra el diagrama de cortes últimos obtenido del modelo.



**Figura 7.8: Diagrama de Cortes Últimos, [ton/m]**

De acuerdo a la anterior figura se tiene que el corte último de diseño corresponde a 28,5[ton-m/m]. A continuación se muestra la verificación del corte.

Verificación de Acuerdo a ACI318-08 11.4.7									
Resistencia del Hormigón [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Espesor de la sección [cm]	Recubrimiento, r [cm]	Espesor útil de la sección [cm]	Ancho de la sección [cm]	Factor de reducción de la resistencia $\Phi$ por Corte	Corte nominal, $\Phi \cdot V_n$ [tonf/m]	Corte último, $V_u$ [tonf/m]	Condición	Factor de utilización
250	60	5,6	54,4	100	0,75	34,2	28,5	OK	0,83

De acuerdo al anterior diseño se tiene que el espesor de la fundación es suficiente para resistir el esfuerzo por corte sin la necesidad de considerar armadura adicional.

**7.4 Diseño del Pedestal**

En la siguiente tabla se muestran las solicitaciones LRFD últimas para el pedestal más desfavorable.

**Tabla 1: Resumen de Fuerzas en Pedestal**

Nodo	Combinación	P	V2	V3	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
7	LRFD2:1.2D+1.6H+1.4Ex	-85,0	-0,8	10,2	-7,4	1,8
4	LRFD2:1.2D+1.6H+1.4Ex	21,1	0,1	5,2	-0,2	-0,2
3	LRFD3:1.2D+1.6H+1.4Ey	-65,7	8,1	5,1	-3,5	-27,5

A continuación se presenta el diseño del pedestal de 80x50[cm].

Columna central

1.- Materiales y parámetros de diseño:

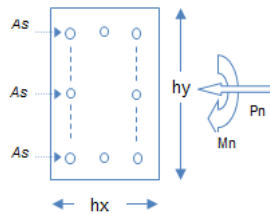
$f_c$	250	kgf/cm <sup>2</sup>	Resistencia característica.
$\epsilon_u$	0,003		Deformación de rotura del hormigón.
$\beta_1$	0,85		
$f_y$	4200	kgf/cm <sup>2</sup>	Tensión de fluencia del acero.
$E_s$	2100000	kgf/cm <sup>2</sup>	Elasticidad del acero.
$\epsilon_y$	0,002		Deformación de fluencia del acero.
$\phi_f$	0,9		Factor de minoración de flexión.
$\phi_t$	0,9		Factor de minoración de tracción.
$\phi_v$	0,75		Factor de minoración de corte.

4.- Solicitaciones

Comb	Punto	Pu ton	Mu [x] ton·m
Combinación 2	1	85,0	7,4
Combinación 2	2	-21,1	0,2
Combinación 3	3	65,7	27,5

2.- Dimensiones:

h [x]	50	cm
h [y]	80	cm
y CG	40,0	cm
d (flex +)	75,0	cm
d (flex -)	75,0	cm



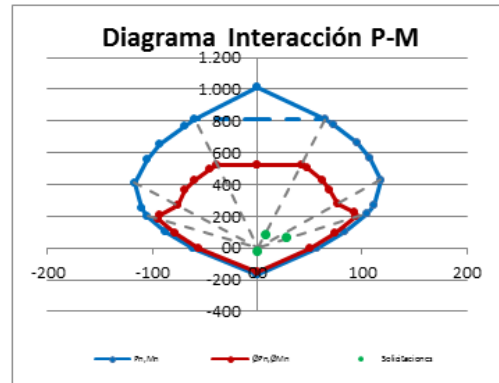
3.- Armadura por Hileras en [y]

Hileras	Prof [y] cm	# unid	$\Phi$ mm	Asi cm <sup>2</sup>
1	5,0	3	18	7,63
2	12,5	2	18	5,09
3	25,0	2	18	5,09
4	37,5	2	18	5,09
5	50,0	2	18	5,09
6	62,5	2	18	5,09
7	75,0	3	18	7,63

Diseño flexo-compresión (Diagrama interacción).

5.- Diagrama Interacción Flexión Positiva:

	c	Pn	Mn	c/dt	Ø	Ø·Pn	Ø·Mn
Tracción Pura		-171,0	0,0		0,90	-153,9	0,0
Pto Flex Pura	10,9	0,0	56,3	0,145	0,90	0,0	50,7
Pn = 0.1·Fc·Ag	18,5	100,0	83,0	0,247	0,90	90,0	74,7
εs = 0.005	28,1	218,2	104,7	0,375	0,90	196,3	94,3
εs = 0.004	32,1	268,7	110,8	0,429	0,84	225,8	93,1
εs = 1.00·fy/Es (Bal.)	45,0	426,5	117,6	0,600	0,65	277,2	76,4
εs = 0.50·fy/Es	56,3	568,0	106,9	0,750	0,65	369,2	69,5
εs = 0.25·fy/Es	64,3	659,9	95,0	0,857	0,65	429,0	61,7
εs = 0	75,0	775,6	72,8	1,000	0,65	504,1	47,3
Pto Comp Max	78,3	809,9	64,4	1,044	0,65	526,4	41,9
εs = εu (Comp. Pura)	-	1012,4	0,0	-	0,52	526,4	0,0



6.- Diagrama Interacción - Flexión Negativa:

	c	Pn	Mn	c/dt	Ø	Ø·Pn	Ø·Mn
Tracción Pura		-171,0	0,0		0,90	-153,9	0,0
Pto Flex Pura	11,8	0,0	-61,7	0,16	0,90	0,0	-55,6
Pn = 0.1·Fc·Ag	19,9	100,0	-87,0	0,26	0,90	90,0	-78,3
εs = 0.005	28,1	202,1	-104,9	0,38	0,90	181,9	-94,4
εs = 0.004	32,1	250,2	-110,8	0,43	0,84	210,3	-93,1
εs = 1.00·fy/Es (Bal.)	45,0	410,4	-117,2	0,60	0,65	266,8	-76,2
εs = 0.50·fy/Es	56,3	556,6	-105,4	0,75	0,65	361,8	-68,5
εs = 0.25·fy/Es	64,3	651,0	-92,9	0,86	0,65	423,2	-60,4
εs = 0	75,0	767,0	-69,8	1,00	0,65	498,6	-45,4
Pto Comp Max	79,0	809,9	-59,3	1,05	0,65	526,4	-38,6
εs = εu (Comp. Pura)	-	1012,4	0,0	-	0,52	526,4	0,0

7.- Resistencia a tracción pura:

Tn	171,0 ton
ØTn	153,9029 ton

8.- Cuantía longitudinal bruta:

ρ min	0,010	
ρ max	0,060	
ρ max recomend.	0,040	
ρg	0,0102	(OK)

Diseño corte.

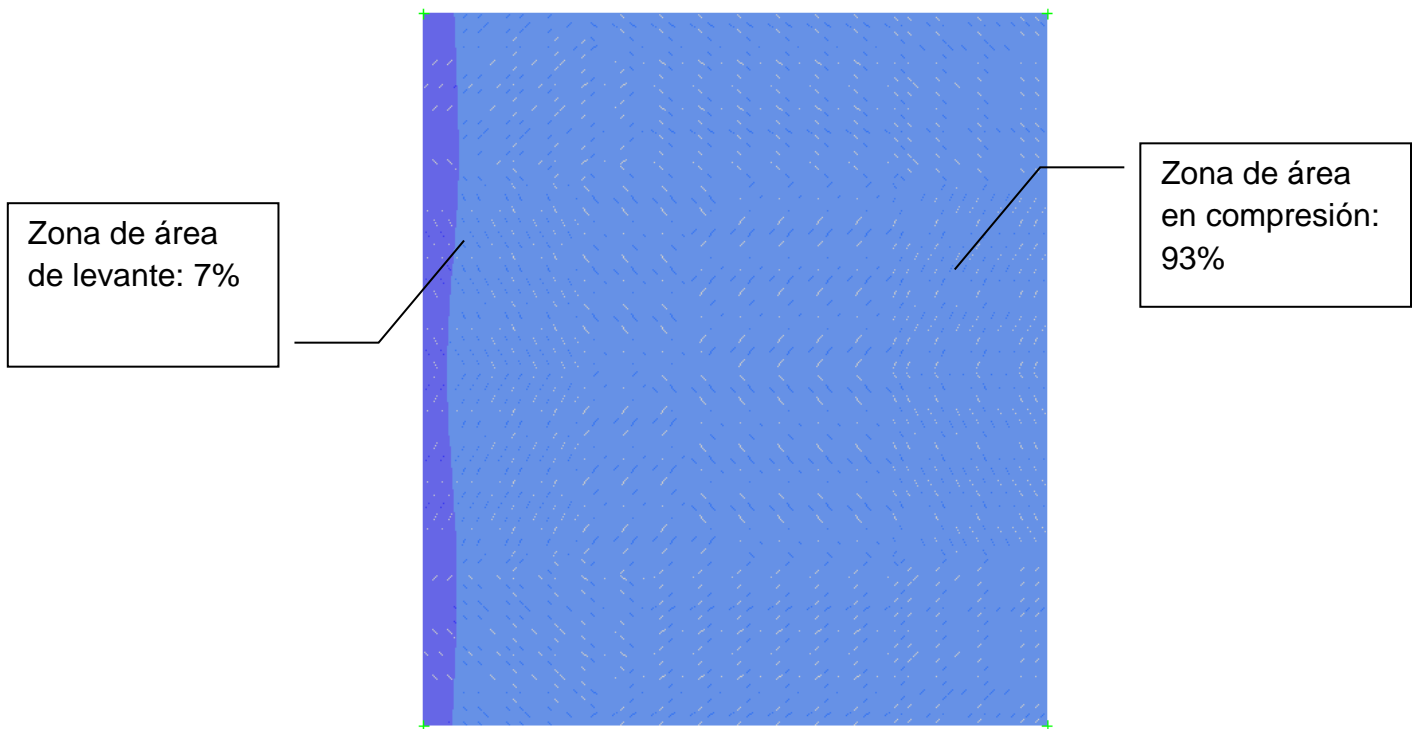
Vu max 10,2 [Ton]

Vu	ØVc	ØVs	# ramas	Av/s calc	Av/s min	Av/s req	Av/s disp		
ton	ton	ton	unid	cm2/m	cm2/m	cm2/m	Ø	@	cm2/m
10,20	23,57	0,00	2	0,00	0,20	0,20	10	20	3,93

De acuerdo al anterior diseño se tiene que el pedestal considera 16Ø18 y estribos Ø10@20.

### 7.5 Verificación del Área Comprimida

Se verifica que la fundación posea un porcentaje de área comprimida superior al 80% para la combinación ASD más desfavorable.

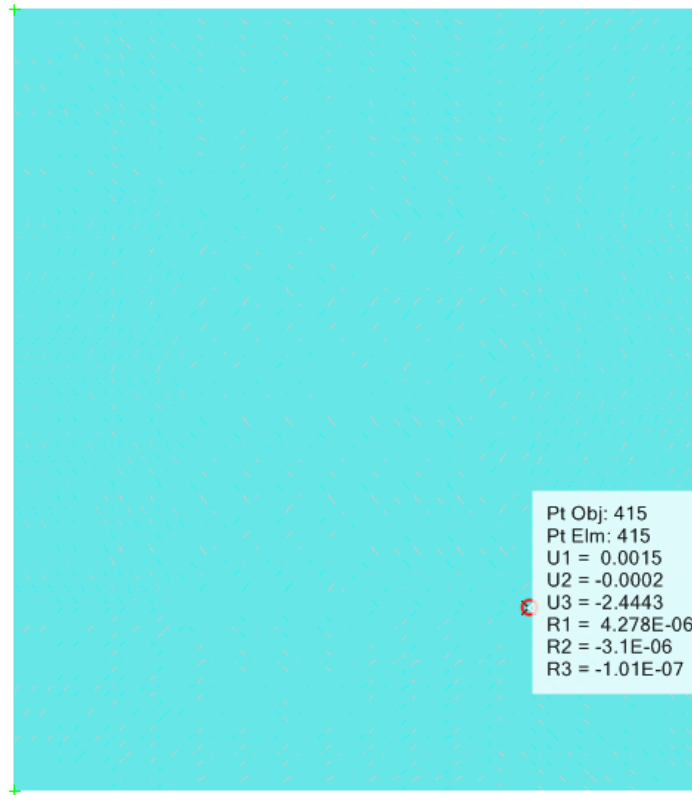


**Figura 7.9: Diagrama de Deformaciones Verticales, D+H+Ex**

De acuerdo al anterior diagrama se tiene que para la combinación D+H+Ex se cumple el porcentaje de área comprimida.

### 7.6 Capacidad Resistente Estática del Suelo

Se verifica la capacidad resistente estática de suelo. En la siguiente figura se muestra el diagrama de deformaciones verticales máximas.

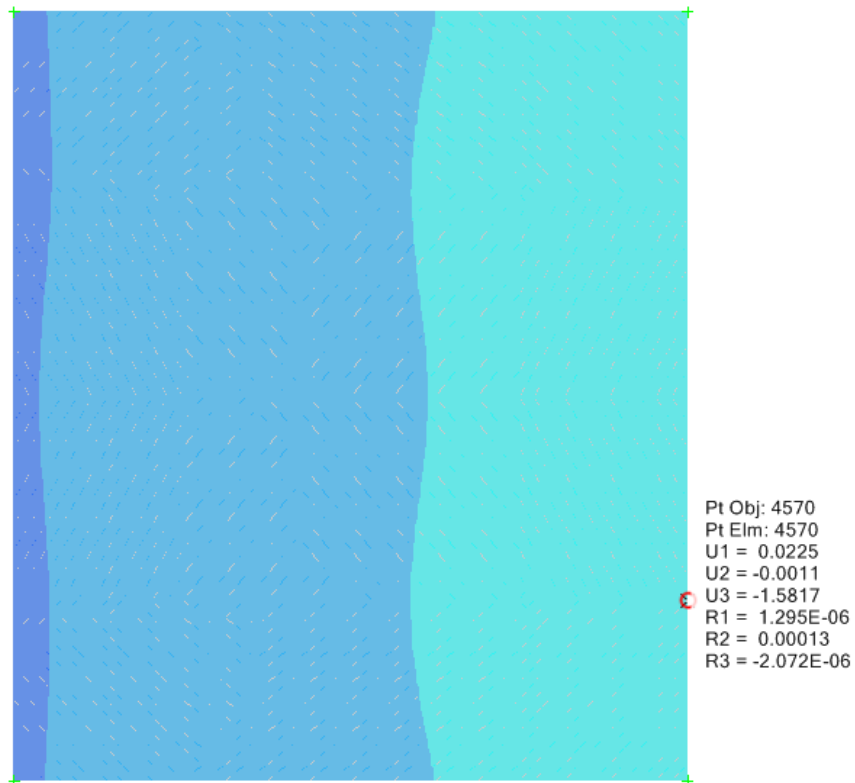


**Figura 7.10: Máxima Deformación en Compresión – Condición Estática**

De acuerdo al anterior diagrama se tiene una deformación de 2,44[mm]. Considerando un balasto de suelo de 1,6[kg/cm<sup>2</sup>/cm] se tiene una sollicitación estática de 0,4[kg/cm<sup>2</sup>] lo que cumple con la capacidad admisible de suelo.

### 7.7 Capacidad Resistente Dinámica del Suelo

Se verifica la capacidad resistente dinámica de suelo. En la siguiente figura se muestra el diagrama de deformaciones verticales máximas.



**Figura 7.11: Máxima Deformación en Compresión – Condición Dinámica**

De acuerdo al anterior diagrama se tiene una deformación de 1,58[mm]. Considerando un balasto de suelo de 4,8[kg/cm<sup>2</sup>/cm] se tiene una sollicitación estática de 0,75[kg/cm<sup>2</sup>] lo que cumple con la capacidad admisible de suelo.

### 7.8 Cubicación del Hormigón

De acuerdo al modelo se tiene que el volumen de hormigón considerado para la fundación (sin considerar % de pérdidas), corresponde a 34,5[m<sup>3</sup>] de hormigón H30 y 2,8[m<sup>3</sup>] de hormigón pobre para emplentillado.