



# PROYECTO: “ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA EL DETALLE DE INGENIERÍAS DE LA LÍNEA ROLDÓS – OFELIA”

**Producto 2:**

## **CAPÍTULO G.2.: INFORME DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTACIONES**

**RESPONSABLES:**

	<b>NOMBRE</b>	<b>CÉDULA</b>	<b>FIRMA</b>
<b>ELABORADO POR</b>	Ing. Rafael Villa	1712215233	
<b>REVISADO</b>	Ing. Telmo Sánchez	171271949	
<b>APROBADO POR</b>	Ing. Carlos Baldeón	1704378890	

**CÓDIGO: QC-OF-TT-EA-MC-101**

**JUNIO 2016**

# Índice

<b>1. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTACIONES .....</b>	<b>4</b>
1.1 OFELIA.....	4
1.2 MARISCAL .....	6
1.3 COLINAS DEL NORTE .....	8
1.4 ROLDÓS.....	9
<b>2. MEMORIA DE CÁLCULO .....</b>	<b>11</b>
2.1 DISEÑO DE PLACA BASE PARA LA SUJECCIÓN DE COLUMNAS .....	11
2.2 DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES .....	13
2.3 DISEÑO DE COLUMNAS .....	15
2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ESTACIONES.....	17
2.4.1 <i>Ofelia</i> .....	17
2.4.1.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS.....	17
2.4.1.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	21
2.4.1.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	21
2.4.1.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	23
2.4.2 <i>Mariscal</i> .....	24
2.4.2.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS.....	24
2.4.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	28
2.4.2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	29
2.4.2.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	30
2.4.3 <i>Colinas del Norte</i> .....	32
2.4.3.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS.....	32
2.4.3.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	36
2.4.3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	37
2.4.3.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	38
2.4.4 <i>Roldós</i> .....	39
2.4.4.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS.....	39
2.4.4.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	43
2.4.4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	43
2.4.4.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	45
2.4.5 <i>Pilas prebarrenadas</i> .....	47
<b>3. MEMORIA DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO.....</b>	<b>47</b>
3.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.....	47
3.2 ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS DEL ACERO ESTRUCTURAL .....	48
3.3 ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS DEL HORMIGÓN ARMADO.....	49
3.4 CONSTRUCCIÓN DE LAS CIMENTACIONES .....	50
<b>4. SIMULACIONES COMPUTACIONALES .....</b>	<b>50</b>
<b>5. RESUMEN DE MATERIALES .....</b>	<b>51</b>
5.1 OBRA CIVIL.....	51
5.2 ACERO ESTRUCTURAL .....	52
5.3 ACERO EN ANCLAJES .....	54
<b>6. ANEXOS .....</b>	<b>55</b>
6.1 LISTADO DE PLANOS .....	55
6.2 A1 CARGAS INGRESADAS .....	56
6.3 A2 RESULTADO DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	56
6.4 A3 RESUMEN DE DISEÑO ESTRUCTURAL .....	56
6.5 A4 RESULTADOS DE CIMENTACIÓN .....	56

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Isometría Estructural 1 - Ofelia .....	4
Figura 1-2 Isometría Estructural 2 - Ofelia .....	4
Figura 1-3 Isometría Estructural 3 - Ofelia .....	5
Figura 1-4 Isometría Estructural 1 - Mariscal.....	6
Figura 1-5 Isometría Estructural 2 - Mariscal.....	6
Figura 1-6 Isometría Estructural 3 - Mariscal.....	7
Figura 1-7 Isometría Estructural 1 - Roldós.....	9
Figura 1-8 Isometría Estructural 2 - Roldós.....	9
Figura 1-9 Isometría Estructural 3 - Roldós.....	10
Figura 2-1 Esquema de placa base.....	11
Figura 2-2 Espectros de diseño .....	20
Figura 2-3 Espectros de diseño .....	27
Figura 2-4 Espectros de diseño .....	35
Figura 2-5 Espectros de diseño .....	42

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Propiedades perfil HW 498x432.....	15
Tabla 2-2 Propiedades HW400.....	16
Tabla 2-3 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS.....	17
Tabla 2-4 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS.....	19
Tabla 2-5 Parámetros de hormigón armado.....	22
Tabla 2-6 Parámetros de acero estructural.....	22
Tabla 2-7 RESUMEN DE PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CIMENTACIÓN.....	23
Tabla 2-8 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS.....	25
Tabla 2-9 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS.....	26
Tabla 2-10 Parámetros de hormigón.....	29
Tabla 2-11 Parámetros de acero estructural.....	29
Tabla 2-12 RESUMEN DE PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CIMENTACIÓN.....	30
Tabla 2-13 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS.....	33
Tabla 2-14 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS.....	34
Tabla 2-15 Espectro de diseño.....	35
Tabla 2-16 Parámetros de hormigón.....	37
Tabla 2-17 Parámetros de acero.....	37
Tabla 2-18 RESUMEN DE PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CIMENTACIÓN.....	38
Tabla 2-19 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS.....	40
Tabla 2-20 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICO TABLA DE VALORES.....	41
Tabla 2-21 Parámetros de hormigón.....	44
Tabla 2-22 Parámetros de acero.....	44
Tabla 2-23 RESUMEN DE PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CIMENTACIÓN.....	45
Tabla 5-1 Resumen de hormigón por estación.....	51
Tabla 5-2 Resumen de materiales de losas.....	52
Tabla 5-3 Resumen de perfiles de acero en cada estación.....	52
Tabla 5-4 Resumen de perfiles de acero estructural.....	54
Tabla 5-5 Resumen de materiales de anclajes.....	54

# 1. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTACIONES

## 1.1 OFELIA

De acuerdo al requerimiento arquitectónico se ha concebido una estructura de forma irregular, de tres niveles; cuyas dimensiones en planta y elevación se pueden observar tanto en los planos arquitectónicos como en los planos estructurales.

A continuación se presentan esquemas de la estructura mencionada.

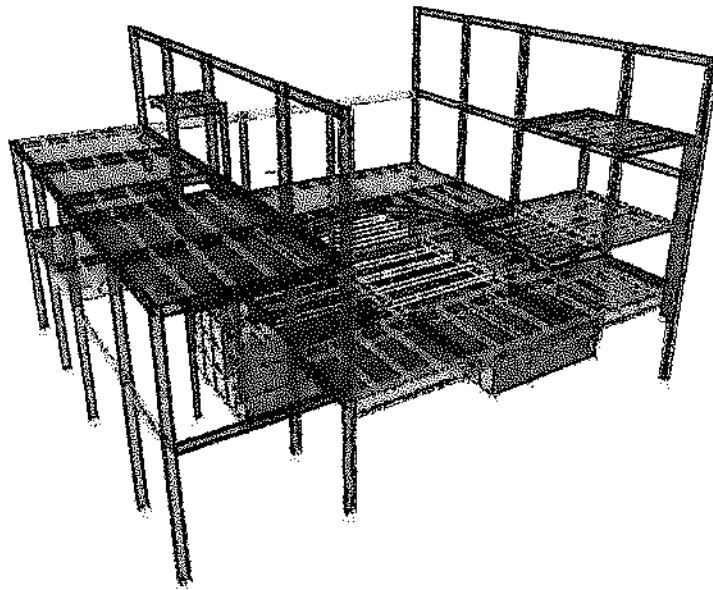


Figura 1-1 Isometría Estructural 1 - Ofelia

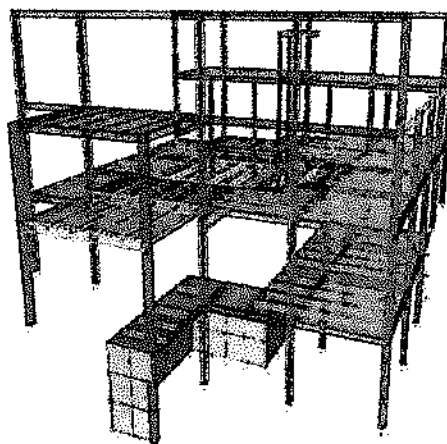


Figura 1-2 Isometría Estructural 2 - Ofelia

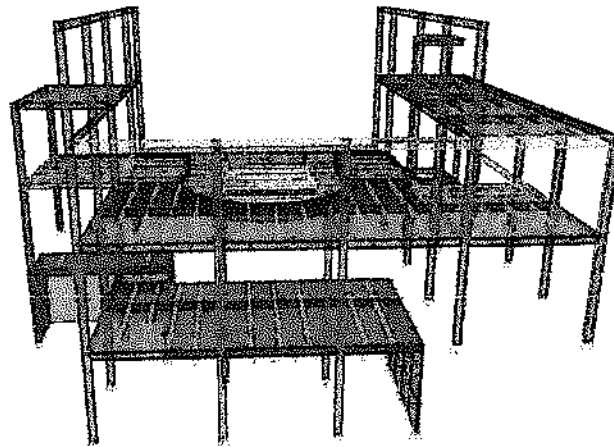


Figura 1-3 Isometría Estructural 3 - Ofelia

La edificación es una estructura de acero estructural.

- La losa de cubierta está compuesta por un “deck” metálico con una loseta de hormigón fundida sobre esta. Una malla electrosoldada se instala en la loseta de hormigón. Los paneles de losa están asentados sobre viguetas de acero estructural. Estos se unen a las viguetas mediante conectores de corte soldados entre el deck y las viguetas. Las viguetas de sección transversal tipo I, a su vez están conectadas a las vigas principales de acero estructural mediante conexión solo a cortante
- Las vigas son de acero, con sección transversal tipo I. Estas se unen a las columnas de acero mediante conexión a corte y momento.
- Las columnas son de sección transversal tipo H. Estas se cimientan en pedestales de hormigón armado.
- Los pedestales de hormigón armado, tienen una sección transversal rectangular con armadura de refuerzo tanto longitudinal como transversal. Estas a su vez se cimientan en plintos.
- La cimentación consiste de zapatas aisladas de hormigón armado, sustentadas sobre el suelo natural.

Los pórticos conformados por la unión viga – columna forman nudos resistentes a momento y corte, capaces de resistir los esfuerzos producto de las cargas gravitacionales, fuerzas sísmicas y de viento.

Del estudio de suelos entregado (Producto 1), se obtuvo los datos para el diseño de la cimentación, se tomó:

- Esfuerzo admisible del suelo  $Q_a = 15 \text{ T/m}^2$

La cimentación toma en cuenta la interacción suelo-estructura únicamente en función de las características propias del terreno donde estará desplantada.

Para una concepción completa y global del sistema estructural es necesario referirse a los planos estructurales.

## 1.2 MARISCAL

De acuerdo al requerimiento arquitectónico se ha concebido una estructura de forma irregular, de tres niveles; cuyas dimensiones en planta y elevación se pueden observar tanto en los planos arquitectónicos como en los planos estructurales.

A continuación se presentan esquemas de la estructura mencionada.

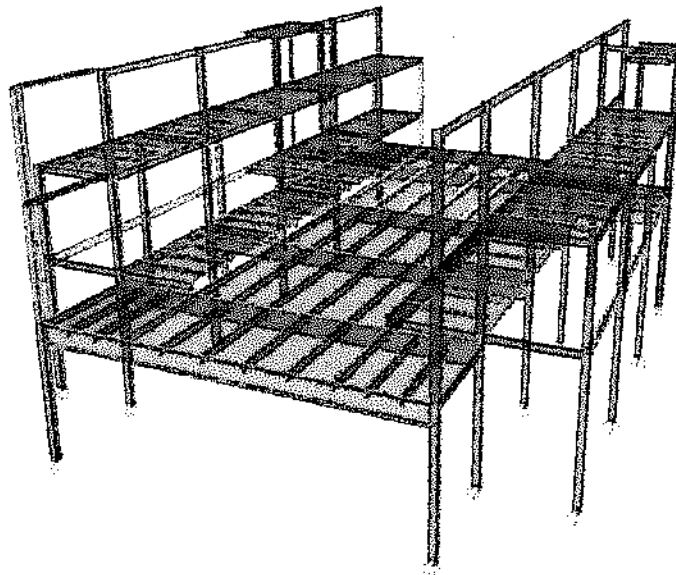


Figura 1-4 Isometría Estructural 1 - Mariscal

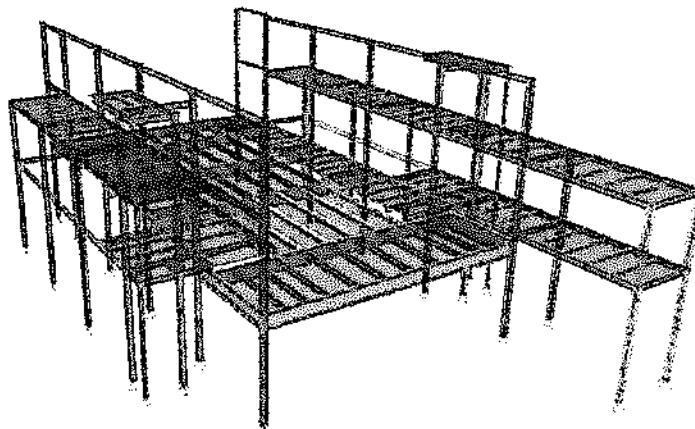


Figura 1-5 Isometría Estructural 2 - Mariscal

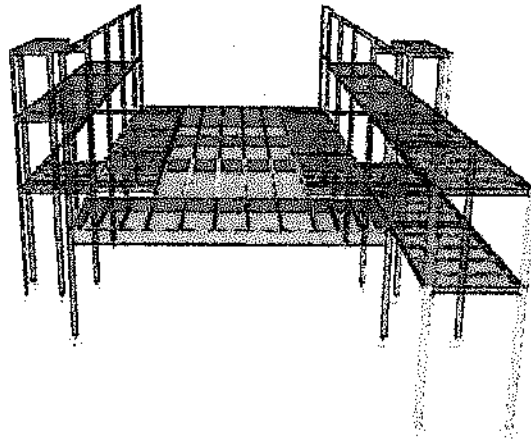


Figura 1-6 Isometría Estructural 3 - Mariscal

La edificación es una estructura de acero estructural.

- La losa de cubierta está compuesta por un “deck” metálico con una loseta de hormigón fundida sobre esta. Una malla electrosoldada se instala en la loseta de hormigón. Los paneles de losa están asentados sobre viguetas de acero estructural. Estos se unen a las viguetas mediante conectores de corte soldados entre el deck y las viguetas. Las viguetas de sección transversal tipo I, a su vez están conectadas a las vigas principales de acero estructural mediante conexión solo a cortante
- Las vigas son de acero, con sección transversal tipo I. Estas se unen a las columnas de acero mediante conexión a corte y momento.
- Las columnas son de sección transversal tipo H. Estas se cimientan en pedestales de hormigón armado.
- Los pedestales de hormigón armado, tienen una sección transversal rectangular con armadura de refuerzo tanto longitudinal como transversal. Estas a su vez se cimientan en plintos.
- La cimentación consiste de zapatas aisladas de hormigón armado, sustentadas sobre el suelo natural.

Los pórticos conformados por la unión viga – columna forman nudos resistentes a momento y corte, capaces de resistir los esfuerzos producto de las cargas gravitacionales, fuerzas sísmicas y de viento.

Del estudio de suelos entregado (Producto 1), se obtuvo los datos para el diseño de la cimentación, se tomó:

- Esfuerzo admisible del suelo  $Q_a = 25 \text{ T/m}^2$



La cimentación toma en cuenta la interacción suelo-estructura únicamente en función de las características propias del terreno donde estará desplantada.

Para una concepción completa y global del sistema estructural es necesario referirse a los planos estructurales.

### 1.3 COLINAS DEL NORTE

La edificación es una estructura de acero estructural.

- La losa de cubierta está compuesta por un "deck" metálico con una loseta de hormigón fundida sobre esta. Una malla electrosoldada se instala en la loseta de hormigón. Los paneles de losa están asentados sobre viguetas de acero estructural. Estos se unen a las viguetas mediante conectores de corte soldados entre el deck y las viguetas. Las viguetas de sección transversal tipo I, a su vez están conectadas a las vigas principales de acero estructural mediante conexión solo a cortante
- Las vigas son de acero, con sección transversal tipo I. Estas se unen a las columnas de acero mediante conexión a corte y momento.
- Las columnas son de sección transversal tipo H. Estas se cimientan en pedestales de hormigón armado.
- Los pedestales de hormigón armado, tienen una sección transversal rectangular con armadura de refuerzo tanto longitudinal como transversal. Estas a su vez se cimientan en plintos.
- La cimentación consiste de zapatas aisladas de hormigón armado, sustentadas sobre el suelo natural.

Los pórticos conformados por la unión viga – columna forman nudos resistentes a momento y corte, capaces de resistir los esfuerzos producto de las cargas gravitacionales, fuerzas sísmicas y de viento.

Del estudio de suelos entregado (Producto 1), se obtuvo los datos para el diseño de la cimentación, se tomó:

- Esfuerzo admisible del suelo  $Q_a = 25 \text{ T/m}^2$

La cimentación toma en cuenta la interacción suelo-estructura únicamente en función de las características propias del terreno donde estará desplantada.

Para una concepción completa y global del sistema estructural es necesario referirse a los planos estructurales.

## 1.4 ROLDÓS

De acuerdo al requerimiento arquitectónico se ha concebido una estructura de forma irregular, de tres niveles; cuyas dimensiones en planta y elevación se pueden observar tanto en los planos arquitectónicos como en los planos estructurales.

A continuación se presentan esquemas de la estructura mencionada.

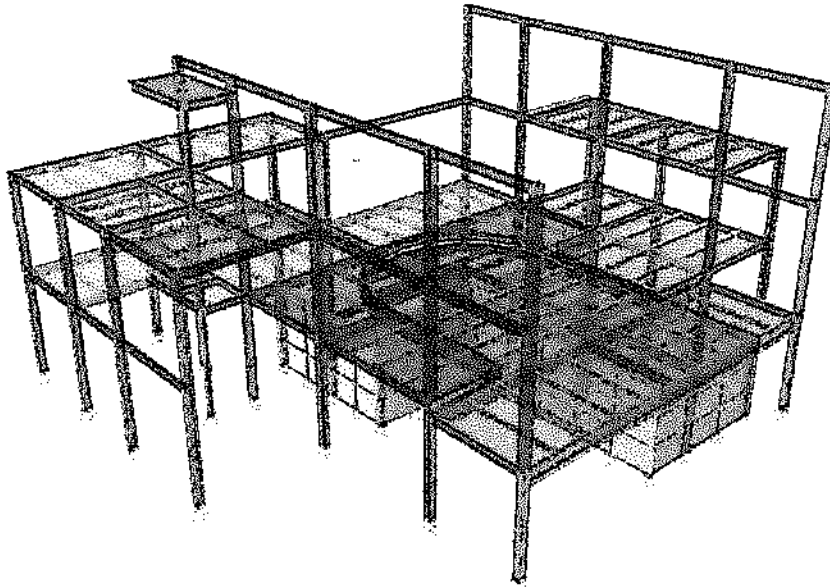


Figura 1-7 Isometría Estructural 1 - Roldós

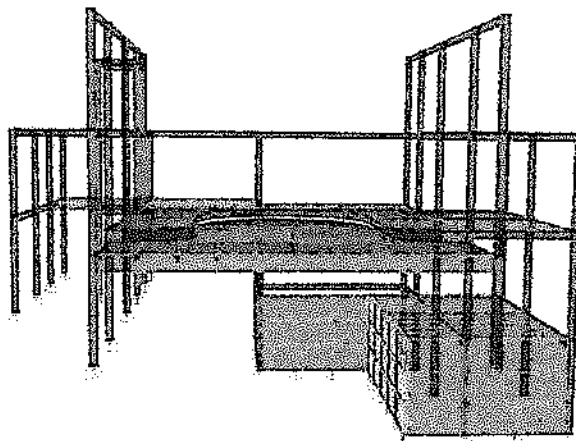


Figura 1-8 Isometría Estructural 2 - Roldós

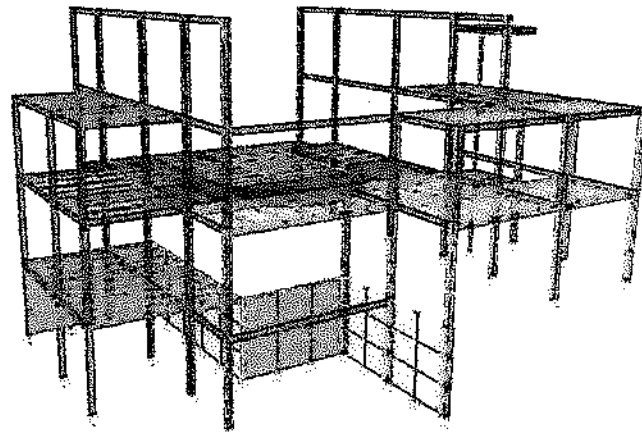


Figura 1-9 Isometría Estructural 3 - Roldós

La edificación es una estructura de acero estructural.

- La losa de cubierta está compuesta por un "deck" metálico con una loseta de hormigón fundida sobre esta. Una malla electrosoldada se instala en la loseta de hormigón. Los paneles de losa están asentados sobre viguetas de acero estructural. Estos se unen a las viguetas mediante conectores de corte soldados entre el deck y las viguetas. Las viguetas de sección transversal tipo I, a su vez están conectadas a las vigas principales de acero estructural mediante conexión solo a cortante
- Las vigas son de acero, con sección transversal tipo I. Estas se unen a las columnas de acero mediante conexión a corte y momento.
- Las columnas son de sección transversal tipo H. Estas se cimientan en pedestales de hormigón armado.
- Los pedestales de hormigón armado, tienen una sección transversal rectangular con armadura de refuerzo tanto longitudinal como transversal. Estas a su vez se cimientan en plintos.
- La cimentación consiste de zapatas aisladas de hormigón armado, sustentadas sobre el suelo natural.

Los pórticos conformados por la unión viga – columna forman nudos resistentes a momento y corte, capaces de resistir los esfuerzos producto de las cargas gravitacionales, fuerzas sísmicas y de viento.

Del estudio de suelos entregado (Producto 1), se obtuvo los datos para el diseño de la cimentación, se tomó:

- Esfuerzo admisible del suelo  $Q_a = 21 \text{ T/m}^2$

La cimentación toma en cuenta la interacción suelo-estructura únicamente en función de las características propias del terreno donde estará desplantada.

Para una concepción completa y global del sistema estructural es necesario referirse a los planos estructurales.

## 2. MEMORIA DE CÁLCULO

### 2.1 Diseño de placa base para la sujeción de columnas

El resumen de cargas presentado a continuación describe el chequeo del diseño de la placa base según el código AISC 360-10. Las dimensiones a continuación en esta sección son pulgadas y kilo libras.

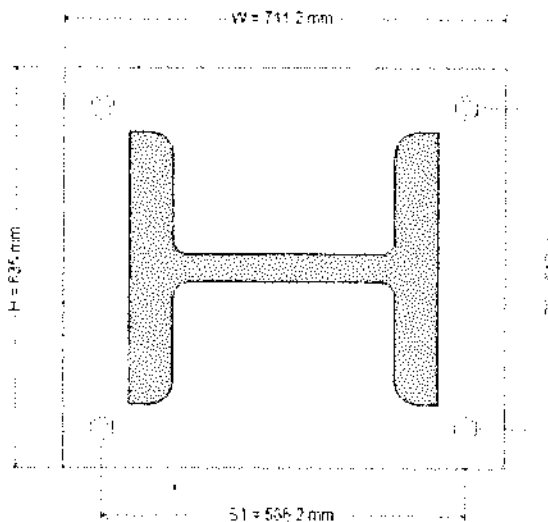


Figura 2-1 Esquema de placa base

#### Summary of results

	Design Check Type	D/C Ratio	Result	Reference
1	Concrete bearing strength	0.11	Passed	
2	Base plate thickness	0.697	Passed	

#### Material Properties

Column HW498x432x70x45	A572Gr50	$F_y = 50$ ksi	$F_u = 65$ ksi
Base Plate	A572Gr50	$F_y = 50$ ksi	$F_u = 65$ ksi

#### Geometric Properties

Column HW498x432x70x45	$t_w = 1.77$ in	$d = 19.61$ in	$t_f = 2.76$ in	$b_f = 17.01$ in
------------------------	-----------------	----------------	-----------------	------------------

#### Bolts, Plate & Weld

Anchor rod	Diameter= 0.98425 in	Head/Nut type= Square	Material= ASTM F1554 Grade36
Base Plate	Width= 28 in	Height= 25 in	Thickness= 0.98425 in

### Pedestal

Dimensions                      Width = 31.94 in                      Height = 28.94 in

### Design Calculations

Design calculations of base plate for combined moment and compression

Design Provision = LRFD

Load Combination = DS1S1

$P_u = -166.8369$  kips,  $M_u = 2.27$  kip-in

### Base plate area

$$N = \text{Max}[N_{\text{min}}, (d + 2 \times 3 \text{ in}), (d + 2(L_{eh} + c))]$$

$$N = \text{Max}[9.84, (19.61 + 2 \times 3 \text{ in}), [19.61 + 2(2.46 + 1.48)]]$$

$$N = 28 \text{ in}$$

$$B = \text{Max}[B_{\text{min}}, (b_f + 2 \times 3 \text{ in}), (b_f + 2(L_{ev} + c))]$$

$$B = \text{Max}[9.84, (17.01 + 2 \times 3 \text{ in}), [17.01 + 2(2.46 + 1.48)]]$$

$$B = 25 \text{ in}$$

$$S1 = N - 2L_{eh}$$

$$S1 = 28 - 2(2.46)$$

$$S1 = 23.08 \text{ in}$$

$$S2 = B - 2L_{ev}$$

$$S2 = 25 - 2(2.46)$$

$$S2 = 20.08 \text{ in}$$

Base plate dimension (B inch x N inch) = 25 x 28

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 25 * 28$$

$$A_1 = 700 \text{ in}^2$$

$$A_2 = (B + 2\alpha)(N + 2b)$$

$$A_2 = (25 + 2 * 1.97)(28 + 2 * 1.97)$$

$$A_2 = 924.16 \text{ in}^2$$

### e and $e_{\text{crit}}$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{2.27}{166.84}$$

$$e = 0.01359 \text{ in}$$

$$f_p(\text{max}) = \phi 0.85 f_c' \text{Min}(2, \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$f_p(\text{max}) = 0.65 * 0.85 * 3.41 \text{Min}(2, \sqrt{\frac{924.16}{700}})$$

$$f_p(\text{max}) = 2.17 \text{ ksi}$$

$$q_{\text{max}} = f_p(\text{max})B$$

$$q_{\text{max}} = 2.17 * 25$$

$$q_{\text{max}} = 54.18 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\text{max}}}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{28}{2} - \frac{166.84}{2 * 54.18}$$

$$e_{\text{crit}} = 12.46 \text{ in}$$

e is less than  $e_{\text{crit}}$ , design the base plate with small moment

### Concrete bearing strength

$$Y = N - 2e$$

$$Y = 28 - 2 * 0.01359$$

$$Y = 27.97 \text{ in}$$

$$q = \frac{P_u}{Y}$$

$$q = \frac{166.84}{27.97}$$

$$q = 5.96 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

q is less than  $q_{\text{max}}$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{q}{q_{\max}}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{5.96}{54.18}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.11009$$

*D/C Ratio is less than 1, concrete is safe in bearing*

### Base plate thickness

*At bearing interface*

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{28 - 0.95(19.61)}{2}$$

$$m = 4.69 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

$$n = \frac{25 - 0.8(17.01)}{2}$$

$$n = 5.7 \text{ in}$$

$$f_p = \frac{P_u}{B * Y}$$

$$f_p = \frac{166.84}{25 * 27.97}$$

$$f_p = 0.23857 \text{ ksi}$$

*Y is greater than max(m, n) so*

$$t_{p1}(\text{min}) = 1.5 \max(m, n) \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

$$t_{p1}(\text{min}) = 1.5 \max(4.69, 5.7) \sqrt{\frac{0.23857}{36.98}}$$

$$t_{p1}(\text{min}) = 0.68632 \text{ in}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{t_{p1}(\text{min})}{t}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{0.68632}{0.98425}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.6973$$

*The required thickness for base plate is 0.68632 inch*

El espesor de placa base seleccionado es de 25 mm, con 8 agujeros de 27 mm, para alojar pernos de diámetro de 26mm con rosca M26.

## 2.2 Diseño de vigas principales

Se debe verificar que las vigas principales soporten las solicitaciones mecánicas. Del análisis estructural se obtiene un  $M_u = 150 \text{ Ton} - \text{m}$ . Se analiza la viga W24x207.

$$A = 389.98 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 9884.52 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 8649.77 \text{ cm}^3$$

Se verifica los estados límite del perfil seleccionado:

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{33.0}{2 * 2.02} \leq 0,38 \sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$7.41 \leq 10,95$$

Se comprueba que la viga es compacta, se determina la capacidad de carga de acuerdo a la restricción límite.

$$M_u < \phi M_n$$

$$\phi M_n = F_y Z_x = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 9884.52 cm^3 = 25006527 kg - cm$$

$$\phi M_n = 250.06 Ton - m$$

$$150 Ton - m < 250 Ton - m$$

Se verifica la capacidad de la viga a corte con un esfuerzo máximo en los elementos críticos de  $V_u = 20 Ton$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 389.98 cm^2 * 1 = 395138 kg$$

$$\phi V_n = 395.14 kg$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$20 Ton < 77.41 Ton$$

Se debe verificar que las vigas W18x106 principales soporten las sollicitaciones mecánicas. Del análisis estructural se obtiene un  $M_u = 55 Ton - m$ . De la viga W18x106 se obtienen las siguientes propiedades.

$$A = 199.86 cm^2$$

$$Z_x = 3747.8 cm^3$$

$$S_x = 3322.76 cm^3$$

De manera análoga se determina el estado de la viga y su capacidad de carga

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{28.44}{2 * 1.49} \leq 0,38 \sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$9.49 \leq 10,95$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$\phi M_n = F_y Z_x = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 3747 cm^3 = 9481519 kg - cm$$

$$\phi M_n = 94.81 Ton - m$$

$$55 Ton - m < 94.81 Ton - m$$

Se verifica la capacidad de la viga a corte con un esfuerzo  $V_u = 25 Ton$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 199.86 cm^2 * 1 = 172141 kg$$

$$\phi V_n = 172.14$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$25 Ton < 172 Ton$$

## 2.3 Diseño de columnas

Se utilizara un perfil HW 498x432 con las siguientes características.

Tabla 2-1 Propiedades perfil HW 498x432

	$h = 49.8 \text{ cm}$	$I_{xx} = 296649 \text{ cm}^4$
	$b = 43.2 \text{ cm}$	$I_{yy} = 94330.35 \text{ cm}^4$
	$t_w = 4.5 \text{ cm}$	$S_{xx} = 11913.65 \text{ cm}^3$
	$t_f = 7 \text{ cm}$	$S_{yy} = 4367.15 \text{ cm}^3$
	$A = 765.90 \text{ cm}^2$	$Z_{xx} = 14384.57 \text{ cm}^3$
		$Z_{yy} = 6713.07 \text{ cm}^3$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}}{\left(\frac{1.2 * 565 \text{ cm}}{11.11}\right)^2} = 5652.7 \text{ kg}$$

$$F_{cr} = 0.877 * 5652.7 \text{ kg} = 4957.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 4957.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 765.9 \text{ cm}^2 = 379693.8 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.85 * 379693.8 \text{ kg} = 3227393 \text{ kg} = 3227.3 \text{ Ton}$$

$$\phi M_{ny} = F_y Z_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 14384.57 \text{ cm}^3 = 15284871 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_{nx} = 152.8 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\phi M_{ny} = F_y Z_x = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 6713.07 \text{ cm}^3 = 36391028 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_{ny} = 363.1 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{P_U}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1$$

$$\frac{146}{3227.3} + \frac{125}{152.84} + \frac{2}{363.1} < 1$$



$$0.045 + 0.82 + 0.005 < 1$$

$$0.87 < 1$$

Se utilizara un perfil HW 400 con las siguientes características.

Tabla 2-2 Propiedades HW400

	$h = 40\text{cm}$	$I_{xx} = 65361\text{cm}^4$
	$b = 40\text{cm}$	$I_{yy} = 22406.5\text{cm}^4$
	$t_w = 1.3\text{cm}$	$S_{xx} = 3268\text{cm}^3$
	$t_f = 2.1\text{cm}$	$S_{yy} = 1120.3\text{cm}^3$
	$A = 214.54\text{cm}^2$	$Z_{xx} = 3600.13\text{cm}^3$
		$Z_{yy} = 1695.1\text{cm}^3$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2100000\text{ kg/cm}}{\left(\frac{1.2 * 565\text{cm}}{10.22}\right)^2} = 4793.42\text{ kg}$$

$$F_{cr} = 0.877 * 5652.7\text{ kg} = 4203.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 4203.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 214.54\text{ cm}^2 = 901897.5\text{ kg}$$

$$\varphi P_n = 0.85 * 901897\text{ kg} = 766612\text{ kg} = 766.61\text{ Ton}$$

$$\varnothing M_{ny} = F_y Z_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1695\text{ cm}^3 = 3859597\text{ kg} - \text{cm}$$

$$\varnothing M_{nx} = 38.59\text{ Ton} - \text{m}$$

$$\varnothing M_{nx} = F_y Z_x = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3600\text{ cm}^3 = 8197070\text{ kg} - \text{cm}$$

$$\varnothing M_{ny} = 81.97\text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{P_U}{\varphi P_n} + \frac{M_{ux}}{\varnothing_b M_{ny}} + \frac{M_{uy}}{\varnothing_b M_{nx}} < 1$$

$$\frac{145}{766} + \frac{3.5}{38.59} + \frac{4.85}{81.97} < 1$$

$$0.189 + 0.090 + 0.06 < 1$$

$$0.339 < 1$$

## 2.4 Diseño de escaleras

El diseño de las escaleras se encuentra en conformidad con el Decreto Ejecutivo 2393, Art. 26, en el que se indica que la carga que deben soportar las escaleras es de 500 kg por metro cuadrado y con un coeficiente de seguridad de 4, pues existe afluencia de público.

Las dimensiones están en conformidad con el mismo Artículo 26, sin sobrepasar las alturas de contra huella requeridos, para fácil accesibilidad.

El detalle de estos elementos se encuentra en los planos de cada estación.

## 2.5 Diseño estructural de las estaciones

### 2.5.1 Ofelia

#### 2.5.1.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS

##### **Cargas muertas**

Se consideran cargas muertas a las acciones gravitacionales que actuarán permanentemente sobre la estructura y no variarán con el tiempo, más las acciones indirectas con carácter de permanencia; para el presente caso se ha considerado:

- El peso propio de la estructura.
- Carga muerta adicional de 180kg/m<sup>2</sup> para la losa de entrepiso.
- Carga muerta adicional de 150kg/m<sup>2</sup> para la losa de cubierta.

Estas cargas se aplican simultáneamente para el diseño de las armaduras de los elementos de la estructura.

##### **Cargas vivas**

Se consideran como cargas vivas a las cargas acciones temporales que actuarán en la estructura; para el presente caso se ha considerado:

- Carga viva de 450 kg/m<sup>2</sup> para la losa de entrepiso.
- Carga viva de 150 kg/m<sup>2</sup> para la losa de cubierta.

##### **Cargas por sismo**

La estructura será sometida al diseño basado en fuerzas laterales tanto estáticas como dinámicas.

Tabla 2-3 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS

Zonificación Sísmica:	V
Z =	0.4
Caracterización Peligro =	Alta

<i>Perfil del Suelo:</i>	D
$F_a =$	1.20
$F_d =$	1.19
$F_s =$	1.28

<i>Provincia:</i> Sierra, Esmeraldas y Galápagos	
$\eta =$	2.48

**Periodos de Control**

$T_0 =$	0.1269 s
$T_c =$	0.6981 s
$C_t =$	0.072
$\alpha =$	0.8
$h_n =$	14.70 m
$T =$	0.6847 s

**Espectro Elástico**  $S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$  para  $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = 1.1904$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

$$r = 1.00$$

**Regularidad en Planta**

**A) Irregularidad torsional**

SI	$\phi_{PA} = 0.9$
----	-------------------

**B) Retrocesos excesivos**

NO	$\phi_{PA} = 1.0$
----	-------------------

**C) Discontinuidades en el sistema de piso**

NO	$\phi_{PA} = 1.0$
----	-------------------

**D) Ejes estructurales no paralelos**

NO	$\phi_{PB} = 1.0$
----	-------------------

$\phi_P =$	0.90
------------	------

**Regularidad en Elevación**

A) Piso Flexible

NO  $\phi_{EA} = 1.0$

B) Distribución de masa

NO  $\phi_{EB} = 1.0$

C) Irregularidad geométrica

NO  $\phi_{EB} = 1.0$

$\phi_E = 1.00$

Factor de Importancia = I = 1

Factor de Reducción = R = 6

**COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL**

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$$

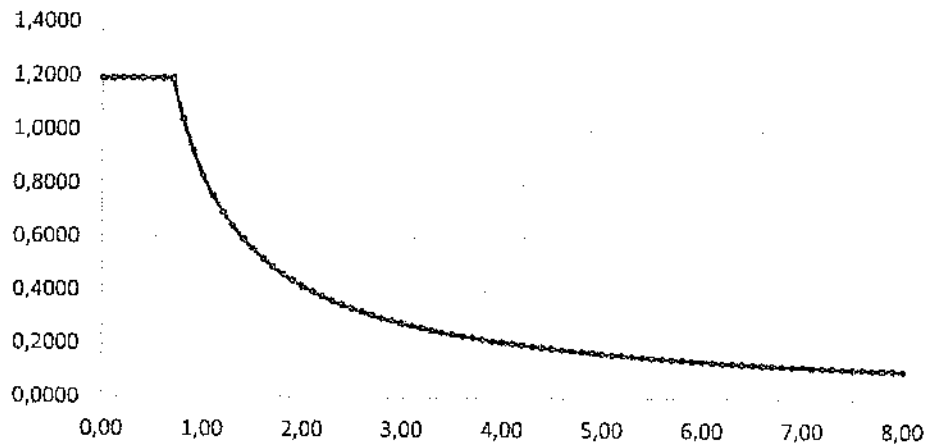
V = 0.2866 W

Tabla 2-4 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS

T	Elástico	Inelástico	T	Elástico	Inelástico
0.00	1.1904	0.2865778	2.60	0.3196	0.0769
0.10	1.1904	0.2866	2.70	0.3078	0.0741
0.20	1.1904	0.2866	2.80	0.2968	0.0715
0.30	1.1904	0.2866	2.90	0.2866	0.0690
0.40	1.1904	0.2866	3.00	0.2770	0.0667
0.50	1.1904	0.2866	3.10	0.2681	0.0645
0.60	1.1904	0.2866	3.20	0.2597	0.0625
0.6981	1.1904	0.2866	3.30	0.2518	0.0606
0.70	1.1872	0.2858	3.40	0.2444	0.0588
0.80	1.0388	0.2501	3.50	0.2374	0.0572
0.90	0.9234	0.2223	3.60	0.2308	0.0556
1.00	0.8311	0.2001	3.70	0.2246	0.0541
1.10	0.7555	0.1819	3.80	0.2187	0.0526
1.20	0.6925	0.1667	3.90	0.2131	0.0513
1.30	0.6393	0.1539	4.00	0.2078	0.0500
1.40	0.5936	0.1429	4.10	0.2027	0.0488
1.50	0.5540	0.1334	4.20	0.1979	0.0476
1.60	0.5194	0.1250	4.30	0.1933	0.0465
1.70	0.4889	0.1177	4.40	0.1889	0.0455
1.80	0.4617	0.1111	4.50	0.1847	0.0445
1.90	0.4374	0.1053	4.60	0.1807	0.0435

2.00	0.4155	0.1000	4.70	0.1768	0.0426
2.10	0.3957	0.0953	4.80	0.1731	0.0417
2.20	0.3778	0.0909	4.90	0.1696	0.0408
2.30	0.3613	0.0870	5.00	0.1662	0.0400
2.40	0.3463	0.0834	2.60	0.3196	0.0769
2.50	0.3324	0.0800	2.70	0.3078	0.0741

### ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO



### ESPECTRO INELÁSTICO DE DISEÑO

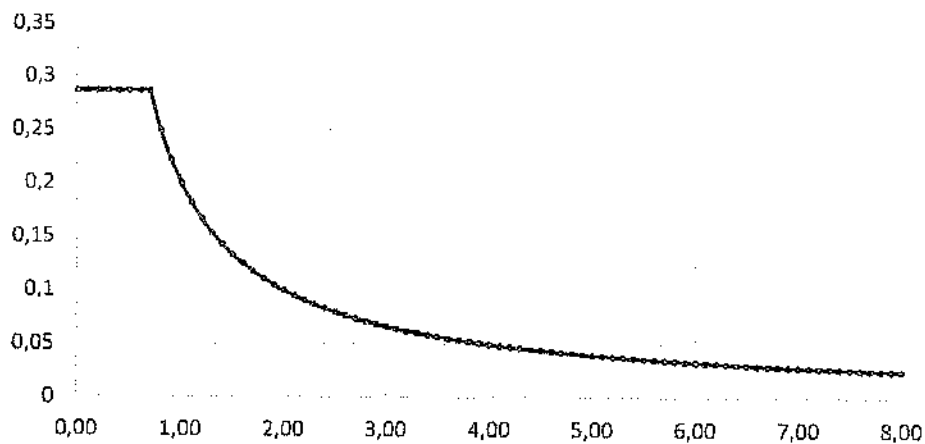


Figura 2-2 Espectros de diseño

#### Cargas de suelo

En la presente estructura se considera el empuje que el suelo sobre el muro de sub-suelo.

#### Cargas de agua

En la presente estructura no hay elementos estructurales que estén sometidos a cargas de empuje lateral por acción de las presiones de agua; por lo tanto no se las considera.

#### COMBINACIONES DE CARGA

1. 1.4 D
2. 1.2 D+ 1.6 L+0.5 (Lr o S o R)
3. 1.2 D+ 1.6(Lr O S o R)+(L o 0.5W)
4. 1.2 D+ 1.0 W+L+0.5 (Lr o S o R)
5. 1.2 D+1.0E+L+0.2 S
6. 0.9 D + 1.0 W
7. 0.9D+1.0E

### 2.5.1.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

Para el análisis estructural de la edificación se contempla un análisis riguroso, que permita evaluar si la capacidad de los elementos estructurales propuestos en el pre-diseño y posterior diseño son los adecuados para resistir las condiciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura.

Como efectos principales se ha considerado solicitaciones debidas a cargas verticales (permanentes y sobrecargas accidentales, análisis modal espectral). El análisis y diseño estructural cumple con las especificaciones del Código Ecuatoriano de la construcción NEC-SE-2015, ACI 318-14 y AISC 360-10.

El empleo de programa de análisis y diseño estructural (ETABS v.15.0) de carácter computacional, permitió realizar el análisis de diversos modelos estructurales, hasta conseguir las mejores condiciones en lo que respecta a los esfuerzos y desplazamientos de la estructura, previo al proceso de diseño estructural.

#### **Relación de masas en la participación modal**

Ver Anexo 2

Se comprueba que los modos llegan al 90% de acuerdo a lo establecido por el NEC-SE-DS y que no existe rotación en planta para los dos primeros modos de vibración.

#### **Control de derivas**

$\Delta_{max} = 0.02$

$R = 6.00$

Ver Anexo 2

Se comprueba que las derivas de piso no superan los valores máximos permitidos por el NEC-SE-DS, tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico.

### 2.5.1.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

#### **Análisis combinado de estados de carga**

En la fase inicial del análisis estructural, una vez que se ha obtenido un modelo satisfactorio; se determinan los momentos, esfuerzos cortantes y esfuerzos axiales en los elementos estructurales para los diversos estados de carga y sus respectivas combinaciones, para luego con estos datos pasar a la fase de diseño estructural.

#### **Diseño de elementos de hormigón armado**

El diseño de los elementos de hormigón armado, se rige a la especificación ACI 318-11. Los parámetros en uso son los siguientes:

Tabla 2-5 Parámetros de hormigón armado

Ítem	Valor
Multi-Response Design	Step-by-Step - All
Seismic Design Category	D
# Interaction Curves	24
# Interaction Points	11
Minimum Eccentricity	Yes
Phi (Tension)	0.9
Phi (Compression Tied)	0.65
Phi (Compression Spiral)	0.75
Phi (Shear and Torsion)	0.85
Phi (Shear Seismic)	0.6
Phi (Shear Joint)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
D/C Ratio Limit	1

Ver anexo 3 para un resumen del diseño de elementos estructurales.

#### Diseño de elementos de acero estructural

El diseño de los elementos de acero estructural, se rige a la especificación AISC360-05. Los parámetros en uso son los siguientes:

Tabla 2-6 Parámetros de acero estructural

Ítem	Valor
Shored?	No
Middle Range %	70
Pattern Live Load Factor	0.75
D/C Ratio Limit	1
Minimum PCC %	25
Maximum PCC %	100
Single Segment?	No
Min. Long. Spacing mm	114.3
Max. Long. Spacing mm	914.4
Min. Trans. Spacing mm	76.2
Max. Studs Per Row	3
Position of Studs	Weak Position
Camber?	Yes
Camber DL %	80
Min. Beam Depth mm	342.9
Min. Web Thick. mm	6.4
Min. Beam Span mm	7315.2
Min. Camber, abs mm	19.1
Minimum Camber, L/	900
Camber Abs. Max Limit mm	152.4
Camber Max Ratio	180
Camber Interval mm	6.4

Round Camber Down?	Yes
Pre-Comp DL Ratio	0
SDL+LL Ratio	240
LL Ratio	360
Net Ratio	240
Ieff reduction Factor	0.75
Vibration Criterion	Walking
Occupancy Category	1
Acceleration Limit, a0/g	0.005
Damping Ratio	0.025
Optimize Price?	Yes
Steel Price (\$)	1
Stud Price	2
Camber Price	0
$\phi$ b	0.9
$\phi$ bcpe	0.9
$\phi$ bcpp	0.9
$\phi$ v	0.9
Reaction Factor	1

Ver anexo 3 para un resumen del diseño de elementos estructurales.

#### 2.5.1.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se tomaron los datos proporcionados en el estudio de suelos. En la tabla siguiente se puede apreciar que no existe tracción en el suelo y que todas las presiones sobre el mismo, para los diferentes estados de carga de servicio; son menores a 15.0 T/m<sup>2</sup> para la combinación: UDCONN2 = CM + CMA + CV (carga muerta + carga muerta adicional + carga viva).

En base al análisis estructural se procedió a modelar y diseñar la cimentación de la estructura.

Tabla 2-7 RESUMEN DE PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CIMENTACIÓN

Cond.	Ubicación	MaxPres Tonf/m <sup>2</sup>	MinPres Tonf/m <sup>2</sup>	GlobalMax m	GlobalMin m	GlobalZMin m	GlobalZMax m
1	UDCONN2	-2.757	-7.091	0.00000	0.75000	0.00000	3.69200
2	UDCONN2	-3.428	-5.887	0.00000	4.44200	0.00000	4.44200
3	UDCONN2	-2.864	-8.253	0.00000	9.60000	0.00000	9.60000
4	UDCONN2	-1.952	-7.436	0.00000	10.35000	0.00000	10.35000
5	UDCONN2	-9.766	-10.949	0.00000	13.80000	0.00000	13.80000
6	UDCONN2	-6.237	-9.864	0.00000	18.00000	0.00000	14.55000
7	UDCONN2	-11.518	-13.129	4.70000	0.75000	4.45000	3.69200
8	UDCONN2	-3.969	-13.129	4.70000	7.57500	4.45000	4.69200
9	UDCONN2	-3.738	-13.639	4.70000	8.32500	4.45000	9.60000
10	UDCONN2	-7.582	-11.723	4.70000	11.25000	4.45000	10.35000
11	UDCONN2	-7.111	-9.406	4.70000	12.15000	4.70000	13.80000
12	UDCONN2	-8.456	-10.649	4.70000	18.00000	4.70000	14.55000
13	UDCONN2	-12.506	-13.325	5.45000	0.75000	5.45000	0.75000



14	UDCONN2	-3.843	-13.129	5.45000	7.57500	5.45000	4.69200
15	UDCONN2	-3.844	-13.244	5.45000	8.32500	5.45000	9.60000
16	UDCONN2	-6.336	-11.470	6.77500	11.67500	5.45000	10.35000
17	UDCONN2	-4.950	-9.295	6.77500	13.80000	5.45000	13.80000
18	UDCONN2	-4.876	-10.436	6.77500	14.50000	5.45000	14.55000
22	UDCONN2	-3.722	-6.433	9.12500	11.67500	6.87500	11.67500
23	UDCONN2	-1.828	-12.559	9.12500	12.77500	9.50000	13.80000
24	UDCONN2	-2.264	-12.199	6.87500	15.20000	9.50000	14.55000
28	UDCONN2	-3.722	-4.784	10.25000	11.67500	13.85000	11.67500
29	UDCONN2	-1.824	-12.254	11.45000	12.77500	14.30000	13.80000
30	UDCONN2	-5.770	-12.046	11.00000	14.55000	14.30000	14.55000
32	UDCONN2	-4.934	-5.096	17.87500	7.57500	17.87500	7.57500
33	UDCONN2	-4.147	-5.043	17.87500	9.60000	17.87500	8.58750
34	UDCONN2	-3.086	-4.784	17.87500	11.67500	15.05000	11.67500
35	UDCONN2	-1.852	-14.767	17.87500	12.77500	15.05000	13.80000
36	UDCONN2	-8.962	-14.415	15.05000	18.00000	15.05000	14.55000
37	UDCONN2	-10.025	-15.026	19.65000	0.75000	19.40000	3.69200
38	UDCONN2	-3.103	-15.026	19.73750	7.57500	19.40000	4.69200
39	UDCONN2	-2.004	-14.911	19.73750	8.67500	19.40000	9.60000
40	UDCONN2	-1.896	-12.631	17.97500	11.67500	19.65000	10.35000
41	UDCONN2	-0.961	-7.539	17.97500	12.77500	19.65000	12.15000
42	UDCONN2	-5.487	-7.076	19.65000	18.00000	19.65000	14.55000
43	UDCONN2	-6.254	-14.869	24.17500	3.69200	20.40000	3.69200
44	UDCONN2	-2.925	-14.869	20.40000	7.57500	20.40000	4.69200
45	UDCONN2	-1.806	-14.911	20.40000	8.67500	20.40000	9.60000
46	UDCONN2	-7.296	-12.631	20.40000	11.25000	20.40000	10.35000
47	UDCONN2	-6.057	-7.492	20.40000	13.05000	20.40000	12.15000
48	UDCONN2	-6.519	-7.952	20.40000	18.00000	20.40000	18.00000

VER ANEXO 4 para un esquema gráfico de las presiones y deformaciones en el suelo.

## 2.5.2 Mariscal

### 2.5.2.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS

#### Cargas muertas

Se consideran cargas muertas a las acciones gravitacionales que actuarán permanentemente sobre la estructura y no variarán con el tiempo, más las acciones indirectas con carácter de permanencia; para el presente caso se ha considerado:

- El peso propio de la estructura.
- Carga muerta adicional de 180kg/m<sup>2</sup> para la losa de entrepiso.
- Carga muerta adicional de 150kg/m<sup>2</sup> para la losa de cubierta.

Estas cargas se aplican simultáneamente para el diseño de las armaduras de los elementos de la estructura.

#### Cargas vivas

Se consideran como cargas vivas a las cargas acciones temporales que actuarán en la estructura; para el presente caso se ha considerado:

- Carga viva de 450 kg/m<sup>2</sup> para la losa de entrecielo.
- Carga viva de 150 kg/m<sup>2</sup> para la losa de cubierta.

### Cargas por sismo

La estructura será sometida al diseño basado en fuerzas laterales tanto estáticas como dinámicas.

Tabla 2-8 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS

<i>Zonificación Sísmica:</i>	V
<i>Z =</i>	0.4
<i>Caracterización Peligro =</i>	Alta
<i>Perfil del Suelo:</i>	D
<i>F<sub>a</sub> =</i>	1.20
<i>F<sub>d</sub> =</i>	1.19
<i>F<sub>s</sub> =</i>	1.28
<i>Provincia:</i> Sierra, Esmeraldas y Galápagos	
<i>η =</i>	2.48
<i>Períodos de Control</i>	
<i>T<sub>0</sub> =</i>	0.1269 s
<i>T<sub>c</sub> =</i>	0.6981 s
<i>C<sub>t</sub> =</i>	0.072
<i>α =</i>	0.8
<i>h<sub>n</sub> =</i>	14.33 m
<i>T =</i>	0.6058 s

$$\text{Espectro Elástico } S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 1.1904$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$r = 1.00$$

### Regularidad en Planta

**A) Irregularidad torsional**

	SI	$\phi_{PA} = 0.9$
<b>B) Retrocesos excesivos</b>		
	NO	$\phi_{PA} = 1.0$
<b>C) Discontinuidades en el sistema de piso</b>		
	NO	$\phi_{PA} = 1.0$
<b>D) Ejes estructurales no paralelos</b>		
	NO	$\phi_{PB} = 1.0$
	$\phi_P =$	0.90

**Regularidad en Elevación**

**A) Piso Flexible**

	NO	$\phi_{EA} = 1.0$
<b>B) Distribución de masa</b>		
	NO	$\phi_{EB} = 1.0$
<b>C) Irregularidad geométrica</b>		
	NO	$\phi_{EB} = 1.0$
	$\phi_E =$	1.00

Factor de Importancia = I =	1
Factor de Reducción = R =	6

**COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL**

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$$

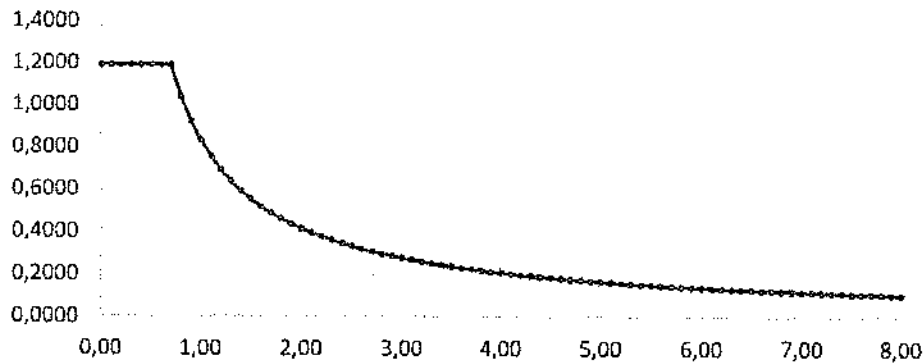
**V = 0.2866 W**

Tabla 2-9 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS

T	Elástico	Inelástico	T	Elástico	Inelástico
0.00	1.1904	0.2865778	2.60	0.3196	0.0769
0.10	1.1904	0.2866	2.70	0.3078	0.0741
0.20	1.1904	0.2866	2.80	0.2968	0.0715
0.30	1.1904	0.2866	2.90	0.2866	0.0690
0.40	1.1904	0.2866	3.00	0.2770	0.0667
0.50	1.1904	0.2866	3.10	0.2681	0.0645

0.60	1.1904	0.2866	3.20	0.2597	0.0625
0.6981	1.1904	0.2866	3.30	0.2518	0.0606
0.70	1.1872	0.2858	3.40	0.2444	0.0588
0.80	1.0388	0.2501	3.50	0.2374	0.0572
0.90	0.9234	0.2223	3.60	0.2308	0.0556
1.00	0.8311	0.2001	3.70	0.2246	0.0541
1.10	0.7555	0.1819	3.80	0.2187	0.0526
1.20	0.6925	0.1667	3.90	0.2131	0.0513
1.30	0.6393	0.1539	4.00	0.2078	0.0500
1.40	0.5936	0.1429	4.10	0.2027	0.0488
1.50	0.5540	0.1334	4.20	0.1979	0.0476
1.60	0.5194	0.1250	4.30	0.1933	0.0465
1.70	0.4889	0.1177	4.40	0.1889	0.0455
1.80	0.4617	0.1111	4.50	0.1847	0.0445
1.90	0.4374	0.1053	4.60	0.1807	0.0435
2.00	0.4155	0.1000	4.70	0.1768	0.0426
2.10	0.3957	0.0953	4.80	0.1731	0.0417
2.20	0.3778	0.0909	4.90	0.1696	0.0408
2.30	0.3613	0.0870	5.00	0.1662	0.0400
2.40	0.3463	0.0834	2.60	0.3196	0.0769
2.50	0.3324	0.0800	2.70	0.3078	0.0741

### ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO



### ESPECTRO INELÁSTICO DE DISEÑO

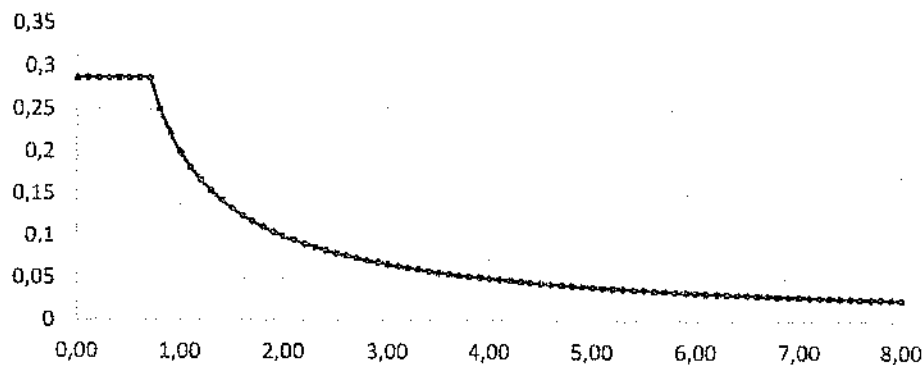


Figura 2-3 Espectros de diseño

### **Cargas de suelo**

En la presente estructura ningún elemento estructural se encuentra bajo el empuje lateral por acción del suelo, por lo tanto no se toma en cuenta este tipo de carga.

### **Cargas de agua**

En la presente estructura no hay elementos estructurales que estén sometidos a cargas de empuje lateral por acción de las presiones de agua; por lo tanto no se las considera.

## **COMBINACIONES DE CARGA**

1. 1.4 D
2. 1.2 D+ 1.6 L+0.5 (Lr o S o R)
3. 1.2 D+ 1.6(Lr O S o R)+(L o 0.5W)
4. 1.2 D+ 1.0 W+L+0.5 (Lr o S o R)
5. 1.2 D+1.0E+L+0.2 S
6. 0.9 D + 1.0 W
7. 0.9D+1.0E

### *2.5.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN*

Para el análisis estructural de la edificación se contempla un análisis riguroso, que permita evaluar si la capacidad de los elementos estructurales propuestos en el pre-diseño y posterior diseño son los adecuados para resistir las condiciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura.

Como efectos principales se ha considerado solicitaciones debidas a cargas verticales (permanentes y sobrecargas accidentales, análisis modal espectral). El análisis y diseño estructural cumple con las especificaciones del Código Ecuatoriano de la construcción NEC-SE-2015, ACI 318-14 y AISC 360-10.

El empleo de programa de análisis y diseño estructural (ETABS v.15.0) de carácter computacional, permitió realizar el análisis de diversos modelos estructurales, hasta conseguir las mejores condiciones en lo que respecta a los esfuerzos y desplazamientos de la estructura, previo al proceso de diseño estructural.

### **Relación de masas en la participación modal**

Ver Anexo 2

Se comprueba que los modos llegan al 90% de acuerdo a lo establecido por el NEC-SE-DS y que no existe rotación en planta para los dos primero modos de vibración.

### **Control de derivas**

$\Delta_{max} = 0.02$

R= 6.00

Ver Anexo 2

Se comprueba que las derivas de piso no superan los valores máximos permitidos por el NEC-SE-DS, tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico.

### 2.5.2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

#### Análisis combinado de estados de carga

En la fase inicial del análisis estructural, una vez que se ha obtenido un modelo satisfactorio; se determinan los momentos, esfuerzos cortantes y esfuerzos axiales en los elementos estructurales para los diversos estados de carga y sus respectivas combinaciones, para luego con esto datos pasar a la fase de diseño estructural.

#### Diseño de elementos de hormigón armado

El diseño de los elementos de hormigón armado, se rige a la especificación ACI 318-11. Los parámetros en uso son los siguientes:

Tabla 2-10 Parámetros de hormigón

Item	Valor
Multi-Response Design	Step-by-Step - All
Seismic Design Category	D
# Interaction Curves	24
# Interaction Points	11
Minimum Eccentricity	Yes
Phi (Tension)	0.9
Phi (Compression Tied)	0.65
Phi (Compression Spiral)	0.75
Phi (Shear and Torsion)	0.85
Phi (Shear Seismic)	0.6
Phi (Shear Joint)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
D/C Ratio Limit	1

Ver anexo 3 para un resumen del diseño de elementos estructurales.

#### Diseño de elementos de acero estructural

El diseño de los elementos de acero estructural, se rige a la especificación AISC360-05. Los parámetros en uso son los siguientes:

Tabla 2-11 Parámetros de acero estructural

Item	Valor
Shored?	No
Middle Range %	70
Pattern Live Load Factor	0.75
D/C Ratio Limit	1
Minimum PCC %	25
Maximum PCC %	100
Single Segment?	No
Min. Long. Spacing mm	114.3
Max. Long. Spacing mm	914.4
Min. Trans. Spacing mm	76.2
Max. Studs Per Row	3
Position of Studs	Weak Position

Camber?	Yes
Camber DL %	80
Min. Beam Depth mm	342.9
Min. Web Thick. mm	6.4
Min. Beam Span mm	7315.2
Min. Camber, abs mm	19.1
Minimum Camber, L/	900
Camber Abs. Max Limit mm	152.4
Camber Max Ratio	180
Camber Interval mm	6.4
Round Camber Down?	Yes
Pre-Comp DL Ratio	0
SDL+LL Ratio	240
LL Ratio	360
Net Ratio	240
Ieff reduction Factor	0.75
Vibration Criterion	Walking
Occupancy Category	1
Acceleration Limit, a0/g	0.005
Damping Ratio	0.025
Optimize Price?	Yes
Steel Price (\$)	1
Stud Price	2
Camber Price	0
φ b	0.9
φ bcpe	0.9
φ bcpp	0.9
φ v	0.9
Reaction Factor	1

Ver anexo 3 para un resumen del diseño de elementos estructurales.

#### 2.5.2.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se tomaron los datos proporcionados en el estudio de suelos. En la tabla siguiente se puede apreciar que no existe tracción en el suelo y que todas las presiones sobre el mismo, para los diferentes estados de carga de servicio; son menores a 25.0 T/m<sup>2</sup> para la combinación: UDCONN2 = CM + CMA + CV (carga muerta + carga muerta adicional + carga viva).

En base al análisis estructural se procedió a modelar y diseñar la cimentación de la estructura.

Tabla 2-12 RESUMEN DE PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CIMENTACIÓN

Panel	Carga/Item	Surf/Pres	Estado/Case	Gauss/X	Gauss/Y
		Tonf/m <sup>2</sup>		m	m
1	MaxPress	-2.579	UDCONN2	3.70000	0.75000
1	MinPress	-3.362	UDCONN2	3.70000	0.75000
2	MaxPress	-9.701	UDCONN2	0.00000	3.75000

2	MinPress	-18.910	UDCONN2	3.50000	3.75000
3	MaxPress	-2.187	UDCONN2	0.00000	4.50000
3	MinPress	-15.466	UDCONN2	3.50000	4.70000
5	MaxPress	-2.067	UDCONN2	0.00000	19.45000
5	MinPress	-15.486	UDCONN2	3.50000	19.45000
6	MaxPress	-9.704	UDCONN2	0.00000	20.20000
6	MinPress	-19.107	UDCONN2	3.50000	20.40000
7	MaxPress	-2.796	UDCONN2	3.70000	23.20000
7	MinPress	-2.949	UDCONN2	3.70000	23.20000
8	MaxPress	-2.819	UDCONN2	4.45000	0.75000
8	MinPress	-4.948	UDCONN2	10.20000	0.75000
9	MaxPress	-14.993	UDCONN2	4.45000	3.75000
9	MinPress	-22.807	UDCONN2	10.00000	3.75000
10	MaxPress	-10.659	UDCONN2	4.45000	4.70000
10	MinPress	-18.427	UDCONN2	10.00000	4.70000
12	MaxPress	-10.168	UDCONN2	4.45000	19.45000
12	MinPress	-18.353	UDCONN2	10.00000	19.45000
13	MaxPress	-14.675	UDCONN2	4.45000	20.40000
13	MinPress	-23.240	UDCONN2	10.00000	20.40000
14	MaxPress	-2.933	UDCONN2	4.45000	23.20000
14	MinPress	-5.076	UDCONN2	10.20000	23.20000
15	MaxPress	-4.167	UDCONN2	10.95000	0.75000
15	MinPress	-5.820	UDCONN2	16.70000	0.75000
16	MaxPress	-17.708	UDCONN2	10.95000	3.75000
16	MinPress	-22.807	UDCONN2	10.95000	3.75000
17	MaxPress	-12.261	UDCONN2	10.95000	4.70000
17	MinPress	-20.495	UDCONN2	16.50000	4.70000
19	MaxPress	-11.724	UDCONN2	10.95000	19.45000
19	MinPress	-20.901	UDCONN2	16.50000	19.45000
20	MaxPress	-17.667	UDCONN2	10.95000	20.40000
20	MinPress	-23.240	UDCONN2	10.95000	20.40000
21	MaxPress	-3.609	UDCONN2	16.70000	23.20000
21	MinPress	-5.078	UDCONN2	10.95000	23.20000
22	MaxPress	-5.303	UDCONN2	17.45000	0.75000
22	MinPress	-9.536	UDCONN2	23.20000	0.75000
23	MaxPress	-18.270	UDCONN2	23.00000	3.75000
23	MinPress	-22.102	UDCONN2	17.45000	3.75000
24	MaxPress	-15.074	UDCONN2	23.00000	4.70000
24	MinPress	-20.495	UDCONN2	17.45000	4.70000
26	MaxPress	-16.343	UDCONN2	17.45000	19.45000
26	MinPress	-20.901	UDCONN2	17.45000	19.45000
27	MaxPress	-19.520	UDCONN2	17.45000	20.40000
27	MinPress	-22.831	UDCONN2	17.45000	20.40000
28	MaxPress	-3.853	UDCONN2	17.45000	23.20000
28	MinPress	-7.856	UDCONN2	23.20000	23.20000
29	MaxPress	-0.269	UDCONN2	25.02500	0.55000
29	MinPress	-10.387	UDCONN2	23.95000	0.75000
30	MaxPress	-4.179	UDCONN2	25.02500	2.57500
30	MinPress	-20.389	UDCONN2	23.95000	3.75000
31	MaxPress	-14.228	UDCONN2	23.95000	4.70000
31	MinPress	-18.519	UDCONN2	23.95000	4.70000
33	MaxPress	-16.959	UDCONN2	23.95000	19.45000



33	MinPress	-20.308	UDCONN2	23.95000	19.45000
34	MaxPress	-5.233	UDCONN2	25.02500	21.12500
34	MinPress	-20.688	UDCONN2	23.95000	20.40000
35	MaxPress	-3.573	UDCONN2	25.02500	23.20000
35	MinPress	-7.856	UDCONN2	23.95000	23.20000
36	MaxPress	-0.633	UDCONN2	25.57500	0.55000
36	MinPress	-4.948	UDCONN2	25.57500	2.02500
37	MaxPress	-4.599	UDCONN2	25.57500	2.57500
37	MinPress	-11.795	UDCONN2	29.50000	3.75000
38	MaxPress	-5.219	UDCONN2	29.50000	4.70000
38	MinPress	-9.124	UDCONN2	29.50000	4.70000
40	MaxPress	-11.571	UDCONN2	29.50000	19.45000
40	MinPress	-15.853	UDCONN2	29.50000	19.45000
41	MaxPress	-5.012	UDCONN2	25.57500	21.12500
41	MinPress	-18.414	UDCONN2	29.50000	20.40000
42	MaxPress	-3.365	UDCONN2	25.57500	23.20000
42	MinPress	-9.466	UDCONN2	29.70000	23.20000
44	MaxPress	-9.124	UDCONN2	30.45000	3.75000
44	MinPress	-11.976	UDCONN2	30.45000	3.75000
45	MaxPress	-5.720	UDCONN2	30.45000	4.70000
45	MinPress	-9.139	UDCONN2	30.45000	4.70000
47	MaxPress	-3.835	UDCONN2	37.08000	19.45000
47	MinPress	-15.853	UDCONN2	30.45000	19.45000
48	MaxPress	-4.383	UDCONN2	37.08000	20.20000
48	MinPress	-18.414	UDCONN2	30.45000	20.40000
49	MaxPress	-3.640	UDCONN2	37.08000	23.20000
49	MinPress	-9.054	UDCONN2	30.45000	23.20000

Ver Anexo 4 para un esquema gráfico de las presiones y deformaciones en el suelo.

## 2.5.3 Colinas del Norte

### 2.5.3.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS

#### **Cargas muertas**

Se consideran cargas muertas a las acciones gravitacionales que actuarán permanentemente sobre la estructura y no variarán con el tiempo, más las acciones indirectas con carácter de permanencia; para el presente caso se ha considerado:

- El peso propio de la estructura.
- Carga muerta adicional de 180kg/m<sup>2</sup> para la losa de entrepiso.
- Carga muerta adicional de 150kg/m<sup>2</sup> para la losa de cubierta.

Estas cargas se aplican simultáneamente para el diseño de las armaduras de los elementos de la estructura.

#### **Cargas vivas**

Se consideran como cargas vivas a las cargas acciones temporales que actuarán en la estructura; para el presente caso se ha considerado:

- Carga viva de 450 kg/m<sup>2</sup> para la losa de entrepiso.

- Carga viva de 150 kg/m<sup>2</sup> para la losa de cubierta.

### Cargas por sismo

La estructura será sometida al diseño basado en fuerzas laterales tanto estáticas como dinámicas.

Tabla 2-13 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS

<i>Zonificación Sísmica:</i>	V
<i>Z =</i>	0.4
<i>Caracterización Peligro =</i>	Alta
<i>Perfil del Suelo:</i>	D
<i>F<sub>a</sub> =</i>	1.20
<i>F<sub>d</sub> =</i>	1.19
<i>F<sub>s</sub> =</i>	1.28
<i>Provincia: Sierra, Esmeraldas y Galápagos</i>	
<i>η =</i>	2.48
<i>Periodos de Control</i>	
<i>T<sub>o</sub> =</i>	0.1269 s
<i>T<sub>c</sub> =</i>	0.6981 s
<i>C<sub>t</sub> =</i>	0.072
<i>α =</i>	0.8
<i>h<sub>n</sub> =</i>	14.33 m
<i>T =</i>	0.6058 s

$$\text{Espectro Elástico } S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 1.1904$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$r = 1.00$$

### Regularidad en Planta

#### A) Irregularidad torsional