TESIS
IC2004
S3
v.2

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

"ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO Y SU SOLUCIÓN ALTERNATIVA EN ACERO"

(TOMO II)

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR — Br. Rafeh Saliba Constantino, Br. Marly A. Tineo Toro

PROFESOR GUIA — Ing. José Manuel Velázquez

FECHA — Caracas, Noviembre 2004

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

"ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO Y SU SOLUCIÓN ALTERNATIVA EN ACERO"

(TOMO II)

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: VEINTE (20)

J U R A D O E X A M I N A D O R

Firma:	Firma:	Firma:
Nombre: FRANCISCO MORERA	Nombre: JOSE M. VELASQUEZ	Nombre: ARMANDO CUBILLÁN L.

REALIZADO POR	Br. Rafeh Saliba Constantino Br. Marly A. Tineo Toro
PROFESOR GUIA	Ing. José Manuel Velázquez
FECHA	Caracas, Noviembre 2004

ÍNDICE GENERAL

ANEXO A
Planos y Fotografías del Diseño Referido..... 1

ANEXO B
Planos y Elevaciones de la Edificación..... 5

ANEXO C
Análisis Sísmico de la Edificación..... 12

ANEXO D
Análisis de las Acciones del Viento sobre la Estructura..... 27

ANEXO E
Verificación de los Miembros y Componentes Estructurales..... 32

ANEXO F
Tabulador de Oficio y Salarios Básicos..... 84

ANEXO A

PLANO Y FOTOGRAFÍAS DEL DISEÑO REFERIDO

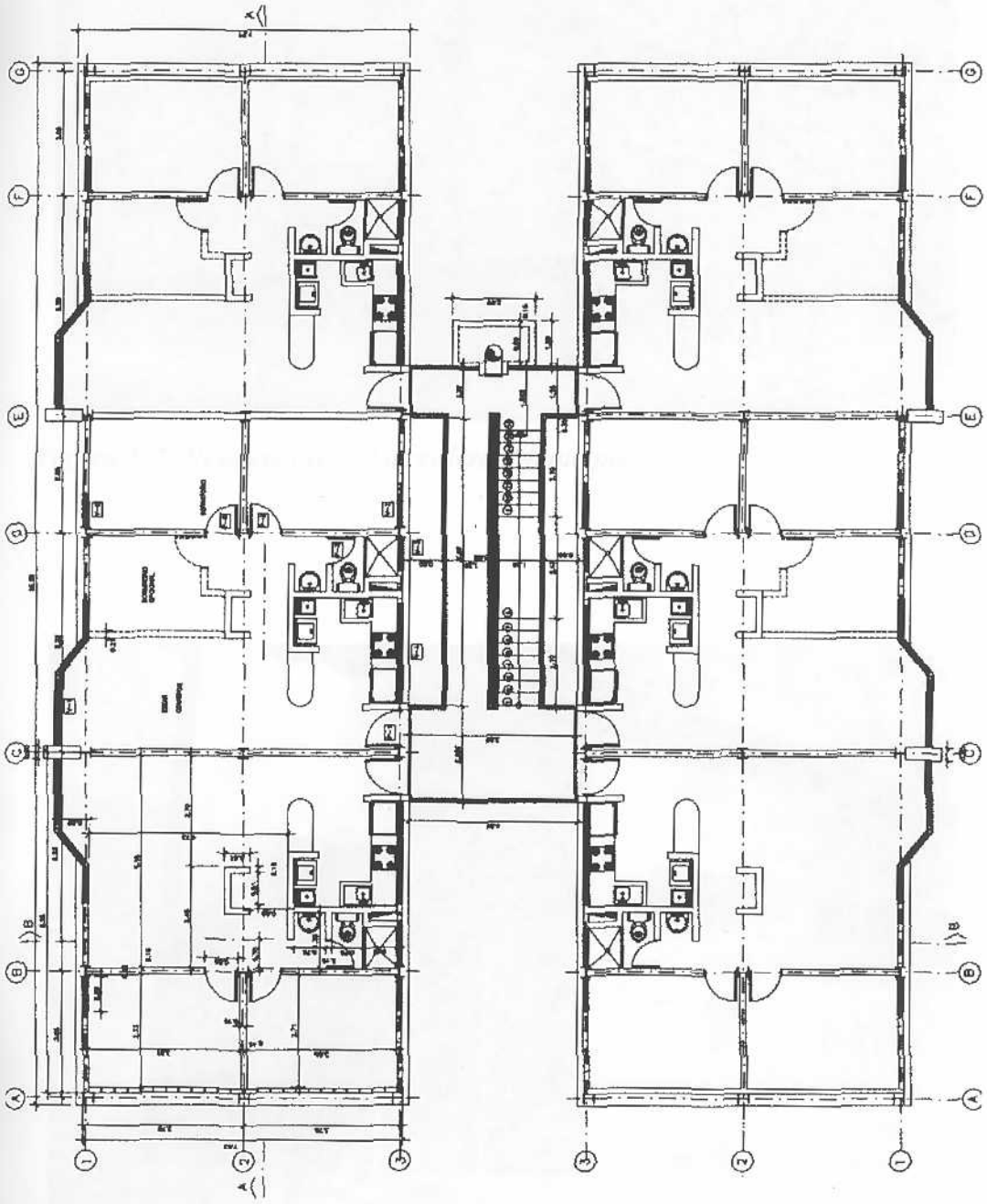


Figura A.1. *Plano de Planta Proyecto Valle Verde*

Figura A.2. *Residencias La Garcillera, Municipio Miranda, Estado Carabobo.*

Figura A.3. *Residencias San Ramón, San Carlos, Estado Cojedes.*

Figura A.6. *Residencias Las Mercedes, Punto Fijo, Estado Falcón.*

Figura A.5. *Residencias La Quiracha, Estado Tachira.*

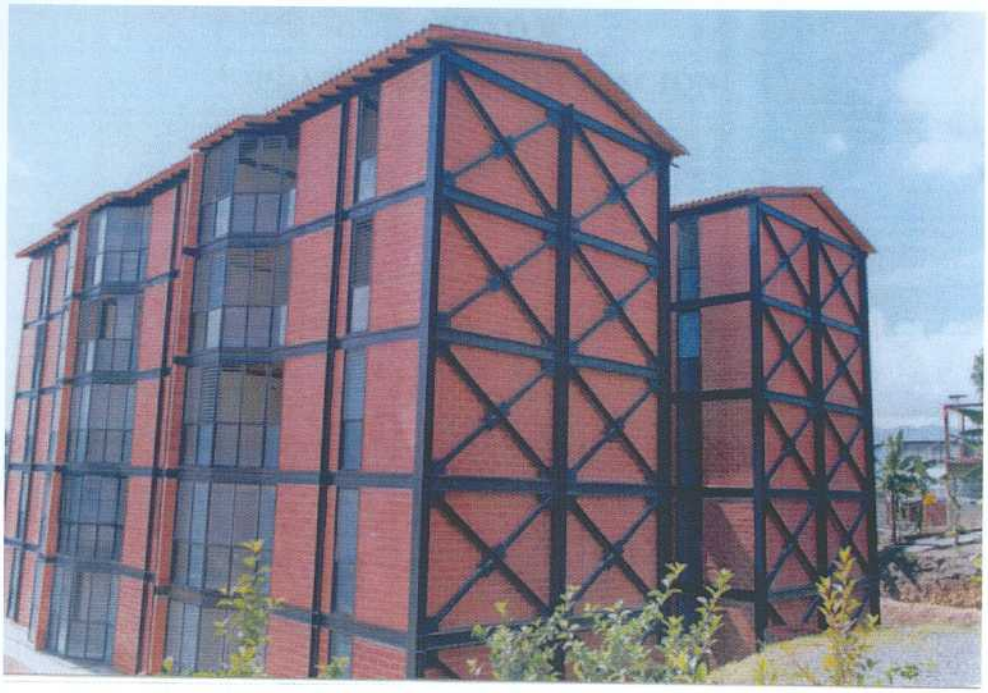


Figura A.6. *Residencias El Genio, Estado Miranda.*

Figura A.7. *Residencias El Invernal, Maturín, Estado Monagas.*

ANEXO B

PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

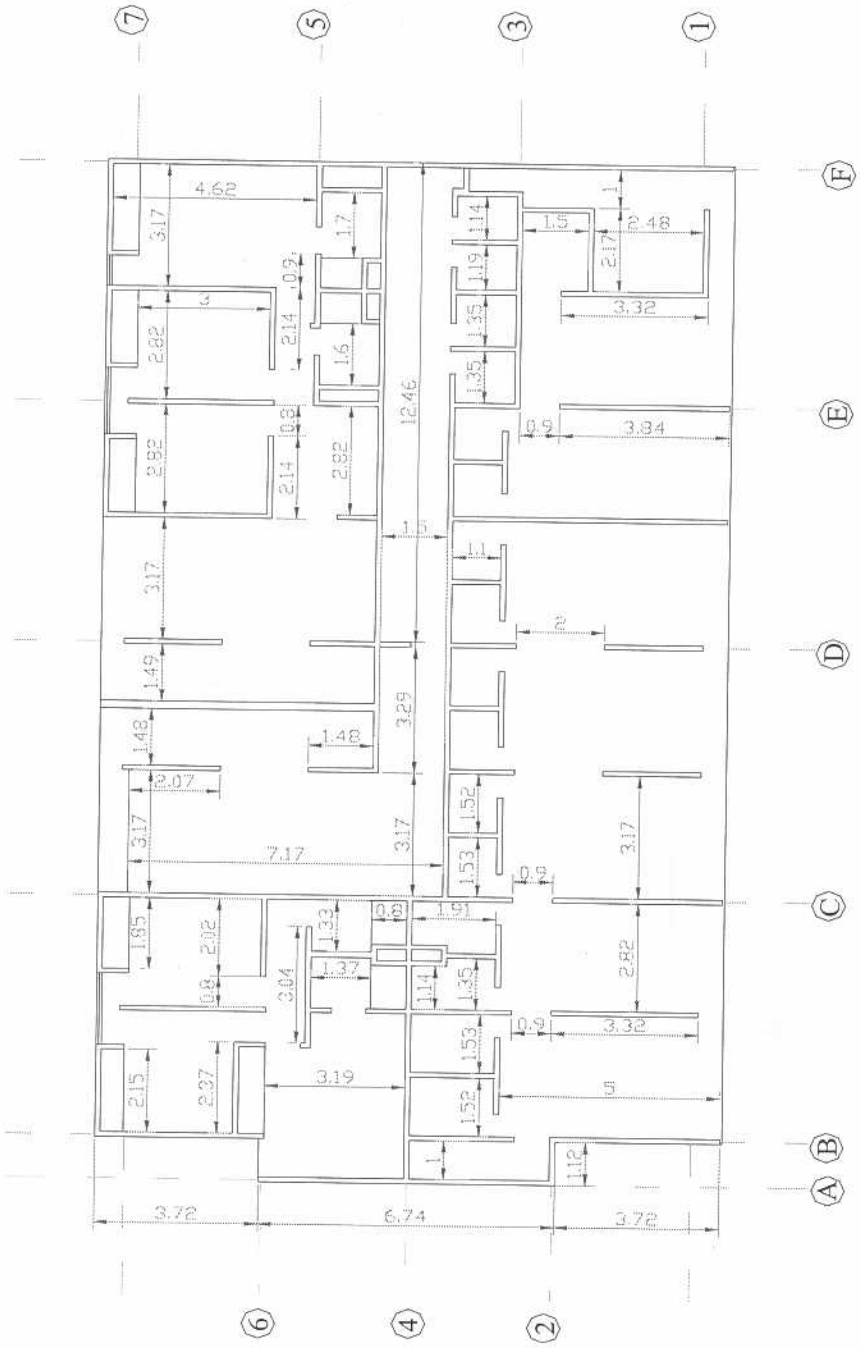


Figura B.1. *Planta Baja*

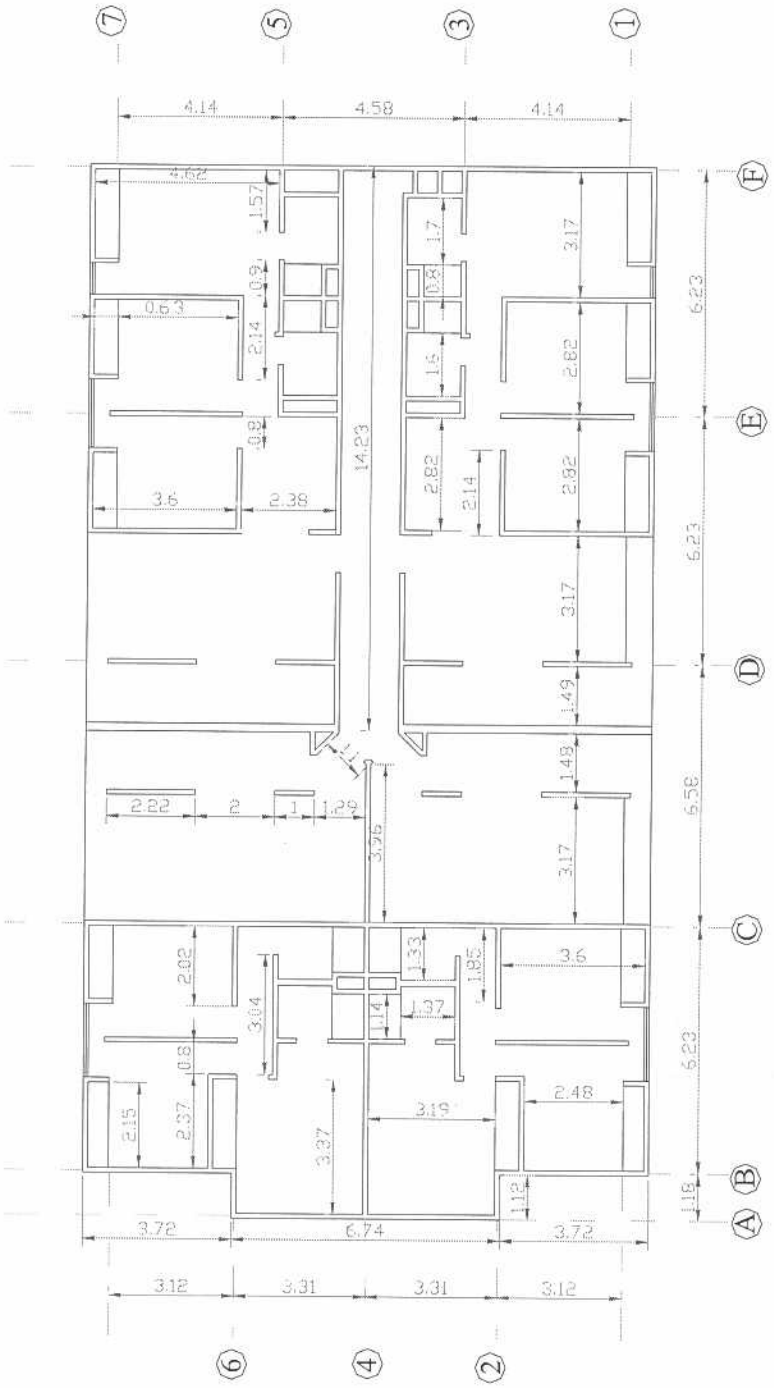


Figura B.2. *Planta Tipo, Nivel 1-4*

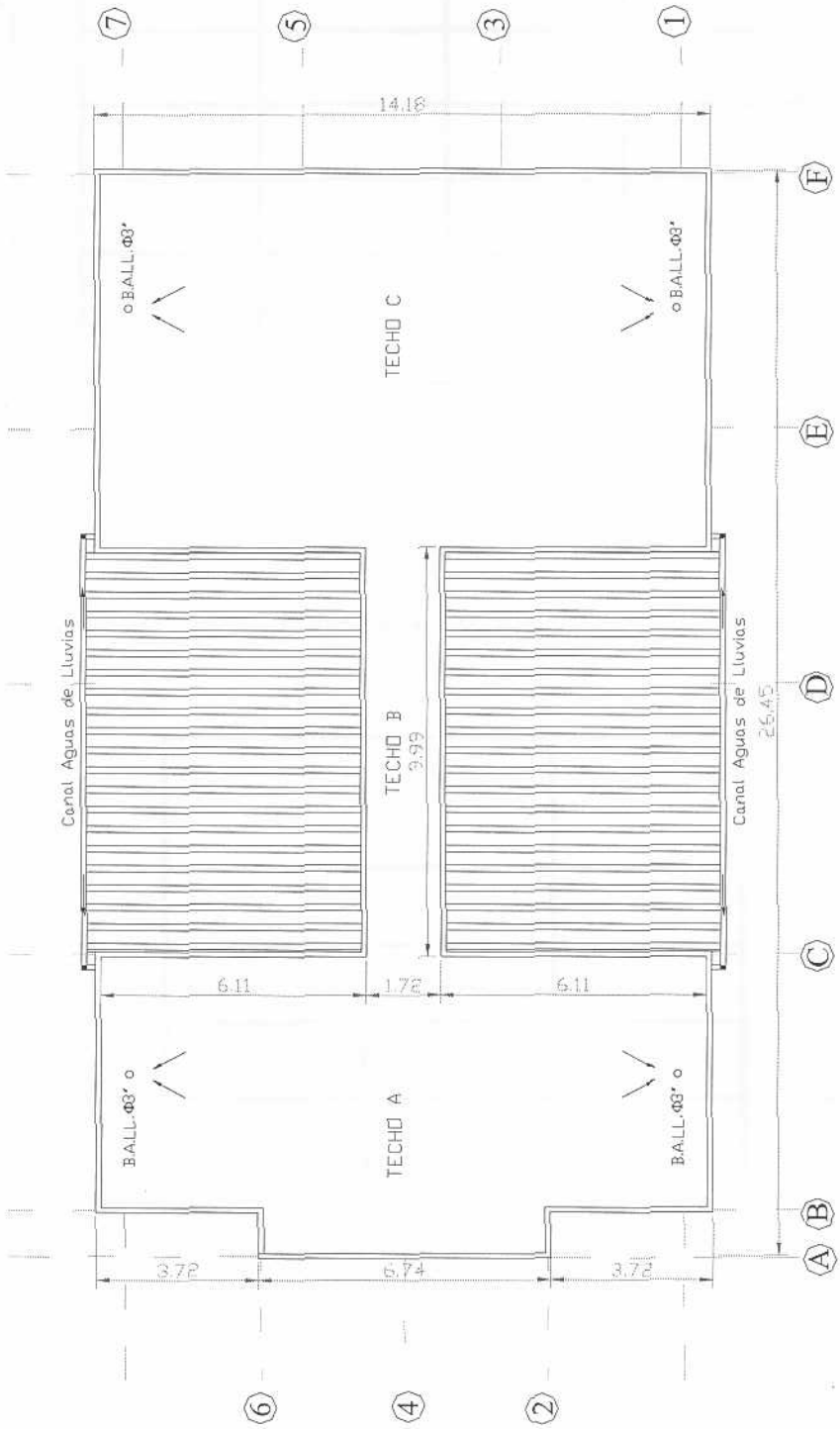


Figura B.3. *Planta Nivel Techo*

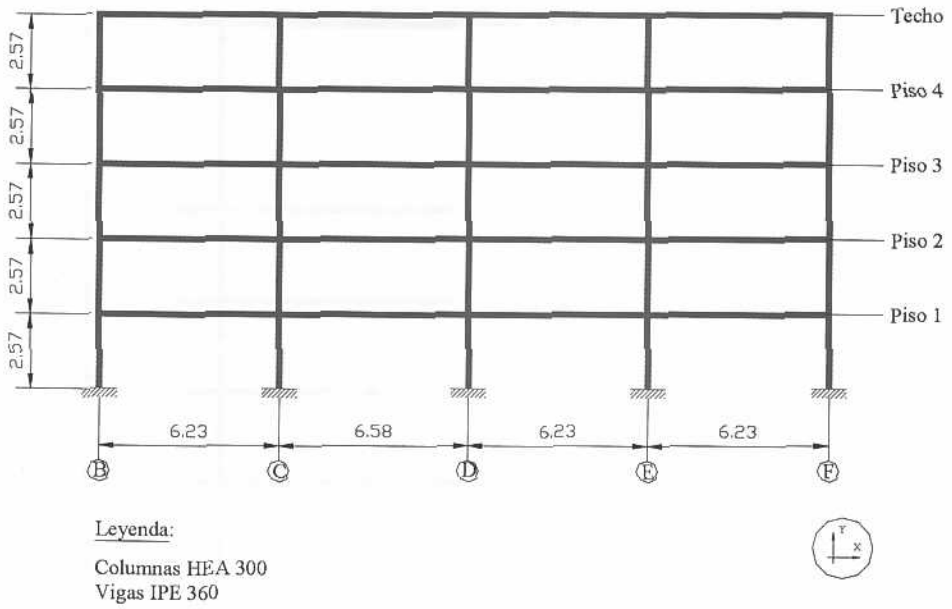


Figura B.4. *Pórticos 1 y 7*

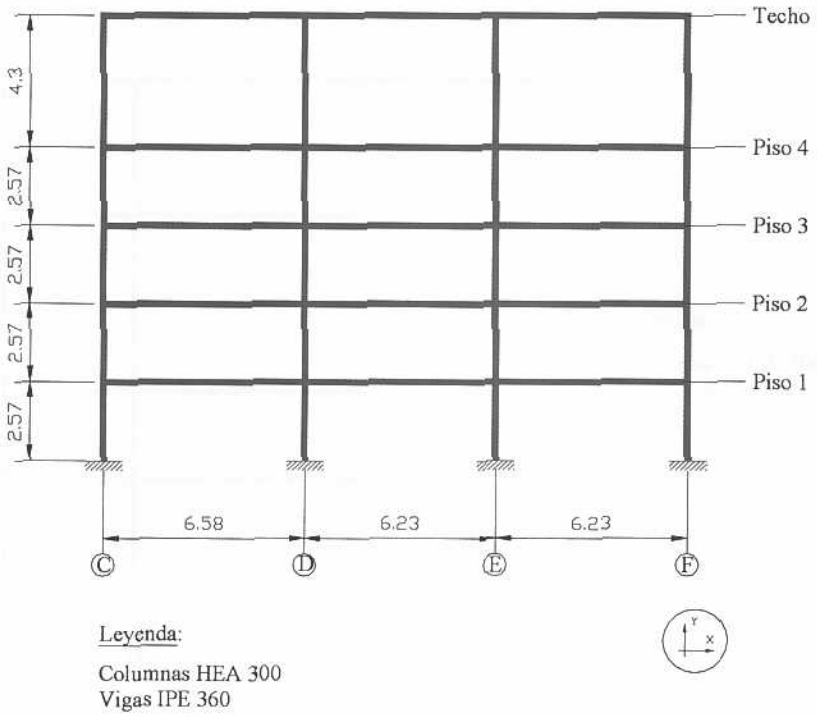


Figura B.5. *Pórticos 3 y 5*

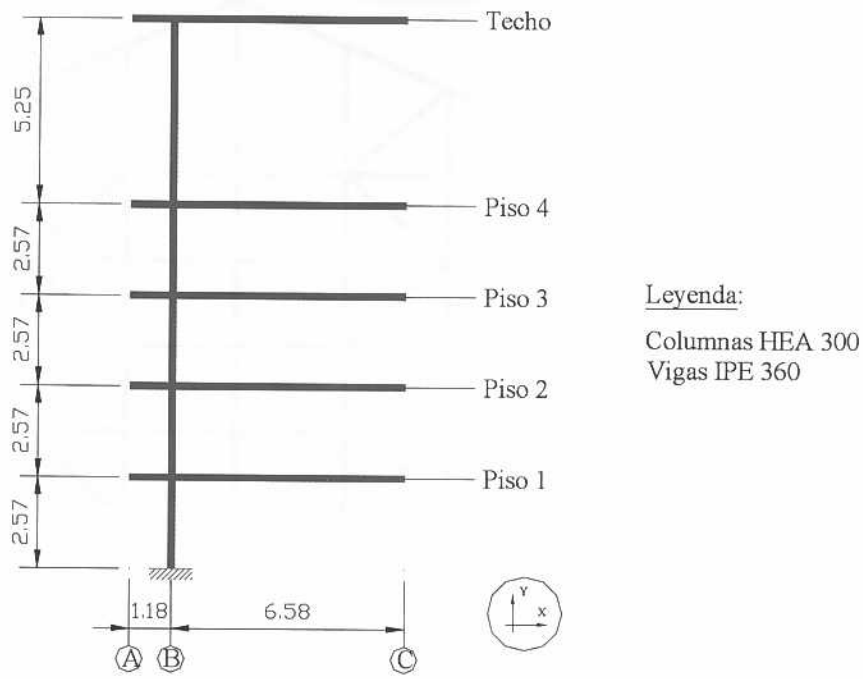


Figura B.6. *Pórticos 2 y 6*

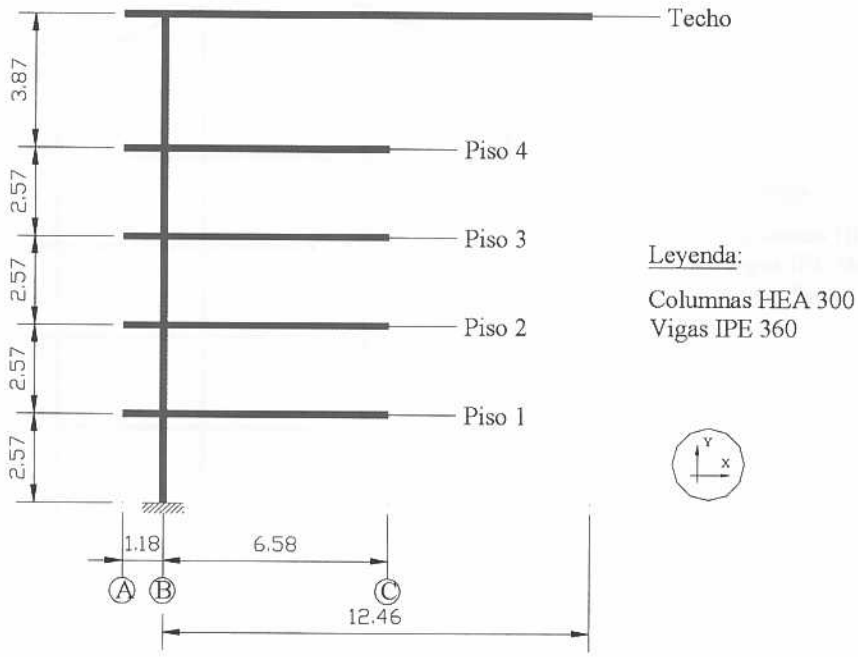


Figura B.7. *Pórtico 4*

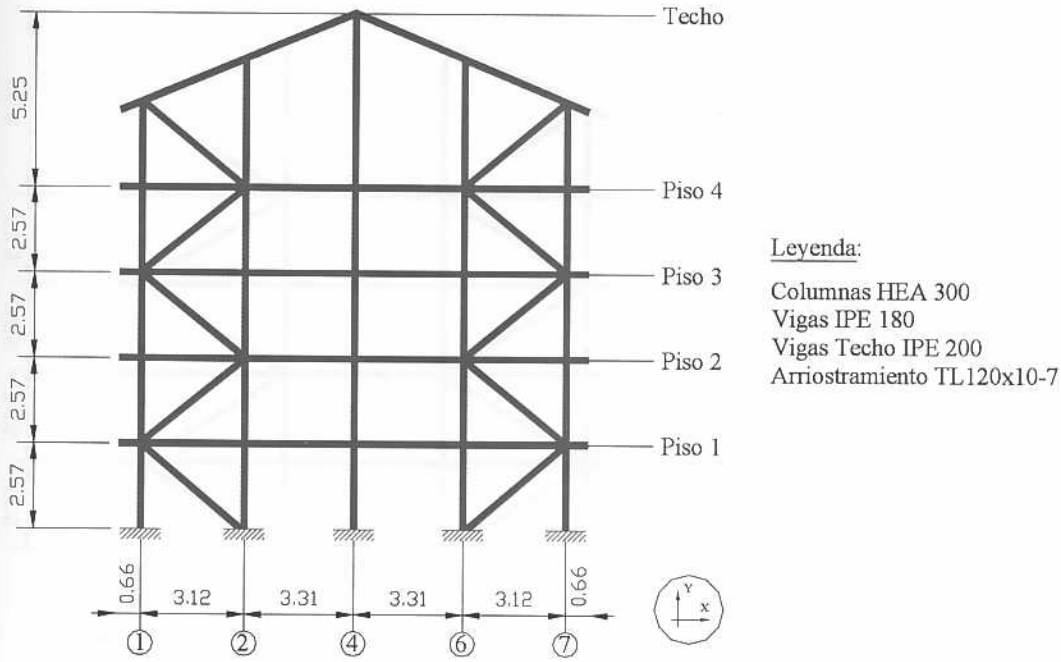


Figura B.8. *Pórtico B*

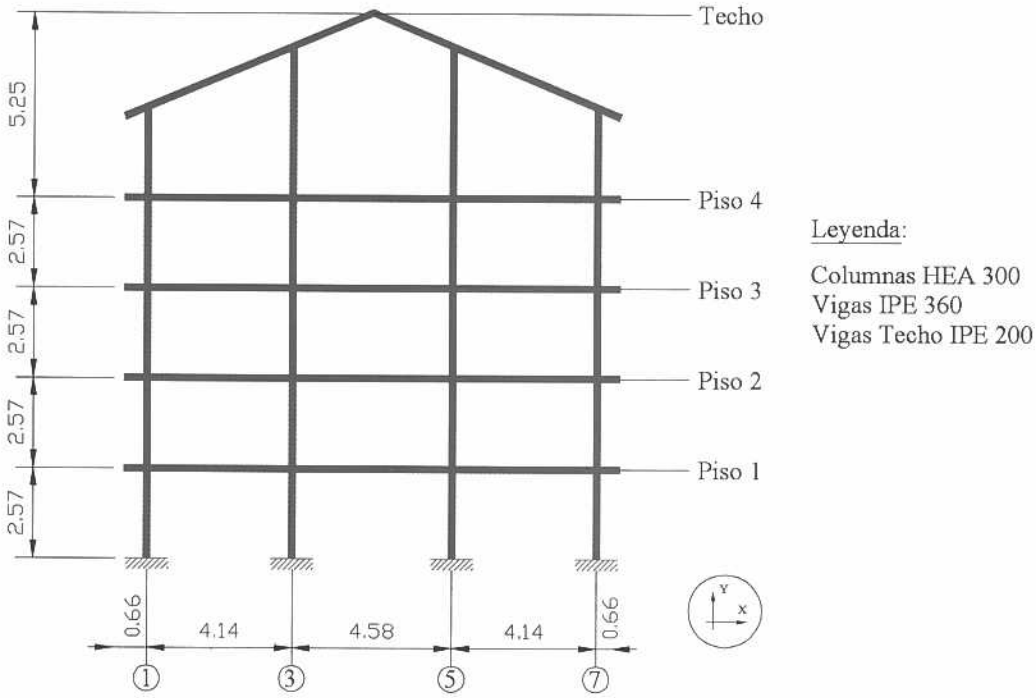
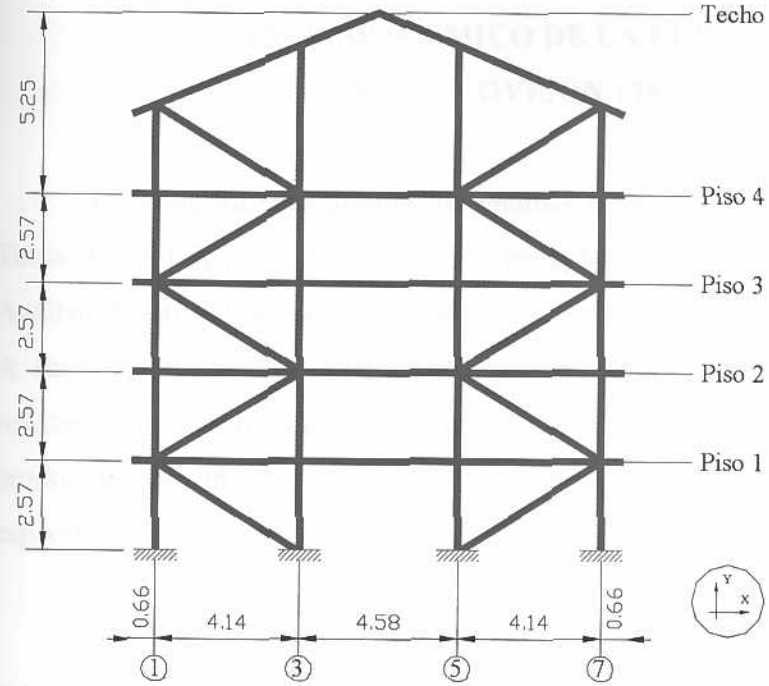


Figura B.9. *Pórtico C*



Leyenda:

Columnas HEA 300
Vigas IPE 180
Vigas Techo IPE 200
Arriostramiento TL120x10-7

Figura B.10. *Pórtico F*

ANEXO C
ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN
Norma COVENIN 1756-2001

El requerimiento mínimo de análisis de acuerdo a las especificaciones de la Tabla 9.1 del Artículo 9.2, que se debe aplicar a la estructura seleccionada, es el Análisis Estático Equivalente por ser un edificio regular menor a 30 metros de altura. A fin de obtener una mejor distribución de las fuerzas sísmicas en el sistema resistente de la estructura y determinar con mayor precisión los torsores por nivel producidos por el sismo, se realizó el análisis Dinámico de 3 GDL por nivel con espectro de respuesta.

La edificación está ubicada en Barcelona, Estado Anzoátegui, la cual según la Tabla 4.2 de la sección 4.1, le corresponde una zonificación sísmica Zona 5, caracterizada por presentar un peligro sísmico elevado y una aceleración máxima del terreno (A_0) de 0.30g (Tabla 4.1, Articulo 4.2).

El perfil del terreno de fundación de la estructura nos indica que es un suelo con una forma espectral tipificada S3, según estudio de suelo original de la edificación, al cual le corresponde un factor de corrección $\varphi = 0.80$, de acuerdo la Tabla 5.1, Artículo 5.1.

La estructura tiene un uso destinado a viviendas multifamiliares, que de acuerdo a la sección 6.11, está clasificada como Grupo B2, con un factor de importancia $\alpha = 1.00$ (Tabla 6.1, Sección 6.1.3). El Nivel de Diseño requerido para el análisis es ND3, según la Tabla 6.2, sección 6.2.2, el cual requiere la aplicación la aplicación de todas las prescripciones para el diseño en zona sísmica establecido en el capítulo 9 de dicha norma.

La estructura por ser un sistema aporticado (sistemas sismorresistentes conformado por vigas y columnas), está clasificada como estructura Tipo I, en la sección 6.3.1.

- **PERIODO FUNDAMENTAL ESTIMADO**

Para edificaciones Tipo I, el valor estimado T_a del periodo fundamental T, según la Sección 9.3.2, Subsección 9.3.2.2, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$T_a = C_t.h_n^{0.75}$$

$C_t = 0.08$ para edificios de Acero

h_n = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel (15.53 metros)

$$T_a = 0.08.(15.53)^{0.75} \rightarrow \boxed{T_a = 0.63 \text{ seg.}}$$

El valor de T del período fundamental, no excederá el valor de $1{,}4.T_a$, donde T_a está dado en la Subsección 9.3.2.2 (Método Estático Equivalente)

$$T_d = 1{,}4.T_a = 1{,}4.(0.63) \rightarrow \boxed{T_d = 0{,}882 \text{ seg}}$$

Como resultado del análisis modal de la edificación, utilizando como herramienta de análisis el programa SAP200, se obtuvo los siguientes resultados, presentados en la Tabla C.1.

Tabla C.1.

	T_x	T_y	T_r
Tabelones	Modo 1	Modo 2	Modo 4
	0,8376	0,5050	0,3226
Steel - Decks	Modo 1	Modo 2	Modo 4
	0,8376	0,5050	0,3226

Los períodos reportados se encuentran dentro del rango admisible, aunque se puede notar que son un 33% mayor al período fundamental estimado, lo que refleja que la aproximación dada en la Sección 9.3.2. de la norma necesariamente no es una buena aproximación a la repuesta dinámica de la estructura.

- **FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA**

El factor de reducción de respuesta (R), para este tipo de estructura y su nivel de diseño es de R = 6 (Tabla 6.4, Artículo 6.4)

- **ESPECTRO DE DISEÑO**

En la Tabla 7.1 del Artículo 7.2, los parámetros del suelo para el cálculo del espectro de respuesta, están resumidos en la Tabla C.2.

Tabla C.2.

Parámetros Característicos

Ubicación: **ANZOATEGUI**	Zona 5
Clasificación según su uso: **Grupo B2**	Ao = 0,30 g
Tipo Estructural: **Tipo I**	ND3
Tipo de Suelo: **S3**	R = 6,00
Factor de Corrección (φ) : **0,80**	
Tipo de Construcción: **Acero**	
Regularidad de la Estructura: **Regular**	

β	T^o	T^+	T*	p
2.80	0.25	0.40	1.00	1.00

En la Figura C.1. se muestra el espectro de repuesta a ser incorporado en el modelo de la edificación para su correspondiente análisis dinámico.

Los valores correspondientes del espectro de respuesta se encuentran resumidos en la Tabla C.3.

Los valores de los períodos y sus aceleraciones que corresponden al espectro de respuesta S3, están calculados según las ecuaciones presente en la Tabla C.4.

Tabla C.4.

Espectro Elástico	$\alpha.\varphi.\beta.A_0.\left[1+\frac{T}{T_o}.(\beta-1)\right]$	$T < T_o$
	$\alpha.\beta.\varphi.A_0$	$T_o \leq T < T^*$
	$\alpha.\beta.\varphi.A_0.\left(\frac{T^*}{T}\right)^p$	$T > T^*$
Espectro Inelástico	$\frac{\alpha.\varphi.A_0.\left[1+\frac{T}{T^+}.(\beta-1)\right]}{1+\left(\frac{T}{T^*}\right)^c.(R-1)}$	$T < T^+$
	$\frac{\alpha.\beta.\varphi.A_0}{R}$	$T^+ \leq T < T^*$
	$\frac{\alpha.\beta.\varphi.A_0}{R}.\left(\frac{T^*}{T}\right)^p$	$T > T^*$

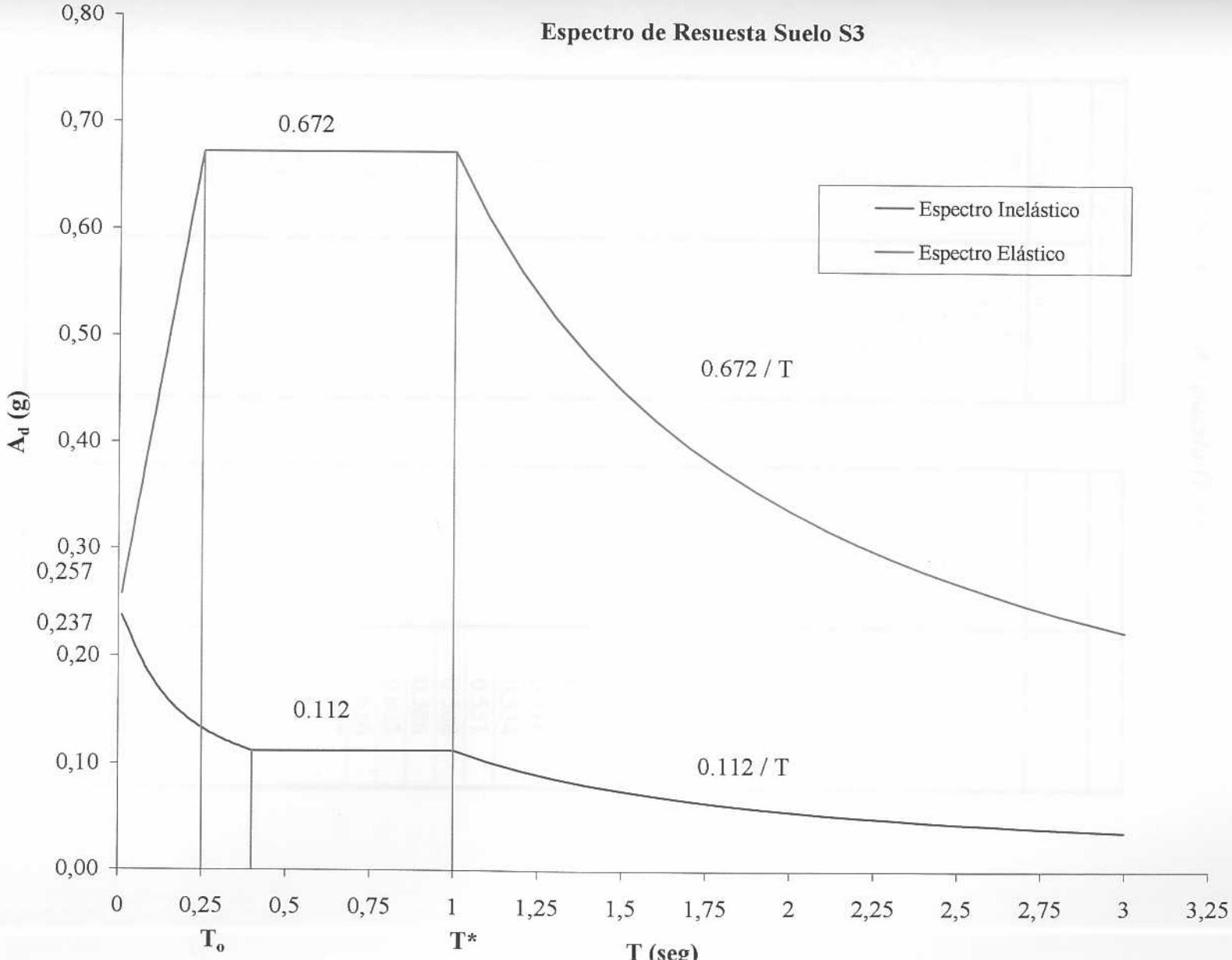

Espectro de Resuesta Suelo S3
0,80
0,70
0,60
0,50
0,40
0,30
0,257
0,237
0,20
0,10
0,00
A_d (g)
0.672
0.672 / T
0.112
0.112 / T
Espectro Inelástico
Espectro Elástico
0
0,25
0,5
0,75
1
1,25
1,5
1,75
2
2,25
2,5
2,75
3
3,25
T_o
T*
T (seg)

Tabla C.3.

Espectros de Respuesta (Forma Espectral S3)

Inelástico	
T (seg)	A_d (m/seg^2)
0	0.240
0.01	0.237
0.02	0.231
0.03	0.224
0.04	0.216
0.05	0.209
0.06	0.203
0.07	0.196
0.08	0.191
0.09	0.185
0.1	0.180
0.11	0.175
0.12	0.171
0.13	0.167
0.14	0.163
0.15	0.159
0.16	0.156
0.17	0.153
0.18	0.150
0.19	0.147
0.2	0.144
0.21	0.142
0.22	0.139
0.23	0.137
0.24	0.135
0.25	0.133
0.26	0.131
0.27	0.129
0.28	0.128
0.29	0.126
0.3	0.124
0.31	0.123
0.32	0.122
0.33	0.120

Elástico	
T (seg)	A_d (m/seg^2)
0	0.240
0.01	0.257
0.02	0.275
0.03	0.292
0.04	0.309
0.05	0.326
0.06	0.344
0.07	0.361
0.08	0.378
0.09	0.396
0.1	0.413
0.11	0.430
0.12	0.447
0.13	0.465
0.14	0.482
0.15	0.499
0.16	0.516
0.17	0.534
0.18	0.551
0.19	0.568
0.2	0.586
0.21	0.603
0.22	0.620
0.23	0.637
0.24	0.655
0.25	0.672
0.26	0.672
0.27	0.672
0.28	0.672
0.29	0.672
0.3	0.672
0.31	0.672
0.32	0.672
0.33	0.672

Inelástico		Elástico	
T (seg)	A_d (m/seg^2)	T (seg)	A_d (m/seg^2)
0.34	0.119	0.34	0.672
0.35	0.118	0.35	0.672
0.36	0.116	0.36	0.672
0.37	0.115	0.37	0.672
0.38	0.114	0.38	0.672
0.39	0.113	0.39	0.672
0.4	0.112	0.4	0.672
0.5	0.112	0.5	0.672
0.6	0.112	0.6	0.672
0.7	0.112	0.7	0.672
0.8	0.112	0.8	0.672
0.9	0.112	0.9	0.672
1.0	0.112	1.0	0.672
1.1	0.102	1.1	0.611
1.2	0.093	1.2	0.560
1.3	0.086	1.3	0.517
1.4	0.080	1.4	0.480
1.5	0.075	1.5	0.448
1.6	0.070	1.6	0.420
1.7	0.066	1.7	0.395
1.8	0.062	1.8	0.373
1.9	0.059	1.9	0.354
2.0	0.056	2.0	0.336
2.1	0.053	2.1	0.320
2.2	0.051	2.2	0.305
2.3	0.049	2.3	0.292
2.4	0.047	2.4	0.280
2.5	0.045	2.5	0.269
2.6	0.043	2.6	0.258
2.7	0.041	2.7	0.249
2.8	0.040	2.8	0.240
2.9	0.039	2.9	0.232
3.0	0.037	3.0	0.224

- **NÚMERO MÍNIMO DE NODOS DE VIBRACIÓN**

Para edificios con menos de 20 pisos, según Artículo 9.4, Sección 9.4.4, se debe incorporar un número mínimo de nodos de vibración (N_1) para el análisis sísmico:

$$N_1 = \frac{1}{2}.\left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5\right) + 3 \geq 3$$

T_1 es el periodo del modo fundamental = 0,63 seg

$$N_1 = \frac{1}{2}.\left(\frac{0.63}{1.00} - 1.5\right) + 3 = 2.565 \quad \rightarrow \quad \boxed{N_1 = 3.0}$$

- **CORTE BASAL MÍNIMO**

El corte basal V_o deberá compararse con el cálculo según la Sección 9.3.1 con un período $T = 1{,}6.T_a$.

Según la Sección 9.3.1, la fuerza cortante basal V_o, se determina de acuerdo con la expresión:

$$V_o = \mu.A_d.W$$

donde:

√ T: Período Fundamental

$T = 1{,}6.T_a = 1{,}6.(0{,}63)$ → $\boxed{T = 1{,}01 \text{ seg}}$

√ A_d : Ordenada del espectro de diseño, definida en el Artículo 7.2, para el período T dado en la sección 9.3.2

Como $T > T^*$, entonces:

$$A_d = \frac{\alpha.\beta.\varphi.A_0}{R}.\left(\frac{T^*}{T}\right)^p = \frac{1.2{,}8.0{,}8.0{,}3g}{6}\left(\frac{1}{1{,}01}\right)^1 \quad \rightarrow \quad \boxed{A_d = 0{,}111 \text{ g}}$$

√ W: Peso total de la Edificación por encima del nivel base

$W_{TABELONES} = 937{,}18$ Ton

$W_{STEEL\text{-}DECKS} = 879{,}16$ Ton

√ μ : Factor de modificación de cortantes, definido como el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$\mu_1 = 1{,}4.\left[\frac{N+9}{2.N+12}\right] = 1{,}4.\left[\frac{5+9}{10+12}\right] = 0{,}891$$

$$\mu_2 = 0{,}80 + \frac{1}{20}\left[\frac{T}{T^*} - 1\right] = 0{,}80 + \frac{1}{20}\left[\frac{1{,}01}{1{,}00} - 1\right] = 0{,}801$$

$$\boxed{\mu = 0{,}891}$$

El coeficiente sísmico definido como V_o/W no será menor que $(\alpha.A_o)/R$, establecido en el Artículo 7.1.

$$C_{\min} = \frac{\alpha.A_o}{R} = \frac{1.0{,}30g}{6} \quad \rightarrow \quad C_{min} = 0{,}05$$

<u>Corte mínimo en losas de Tabelones</u>:

$$V_0 = 0{,}891.937{,}18.0{,}111 \quad \rightarrow \quad \boxed{V_o = 92{,}69 \text{ Ton}}$$

$$C_{estático} = \frac{V_o}{W} = \frac{92{,}69}{937{,}18} \quad \rightarrow \quad C_{estático} = 0{,}099$$

$$\boxed{C_{estático} > C_{min} \quad \rightarrow \quad \text{VERIFICA}}$$

Corte mínimo en losas de Steel-Decks:

$V_0 = 0{,}891.879{,}16.0{,}111$ → $V_0 = 86{,}95$ Ton

$$C_{estático} = \frac{V_o}{W} = \frac{86{,}95}{879{,}16} \rightarrow C_{estático} = 0{,}099$$

$C_{estático} > C_{min}$ → VERIFICA

- **CORTE BASAL, FUERZA SÍSMICA Y MOMENTO TORSOR POR NIVEL.**

Para la determinación de la Cortante Basal de la estructura se realizó un análisis dinámico de 5 GDL por nivel con espectro de respuesta reportándose los valores presentados a continuación en al Tabla C.5.

Tabla C.5.

	V_x (kgf)	V_y (kgf)
Tabelones	81565,36	82917,36
Steel - Decks	81564,54	82916,70

Como el corte basal de la edificación, luego del análisis dinámico, resultó menor que el mínimo requerido por la norma, se hace necesario corregirlo según los factores de corrección presentados en la Tabla C.6.

Tabla C.6.

	FC_x	FC_y
Tabelones	1,113	1,118
Steel - Decks	1,066	1,049

Se puede notar que los factores de corrección para el caso de Steel – Decks, son menores que para el caso de Tabelones, por lo que se observa que el modelo con Losa de Steel – Decks posee una respuesta esperada más cercana al comportamiento teórico que el modelo con Losa de Tabelones.

En las Figuras C.2, C.3, C.4; se muestran los valores de las fuerzas en dirección X e Y, y los momentos torsores productos del sismo por nivel y para cada dirección.

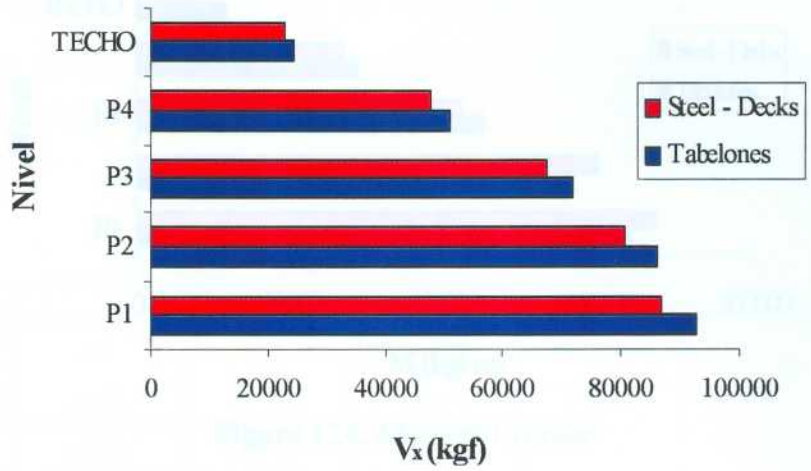


Figura C.2. *Sismo en dirección X*

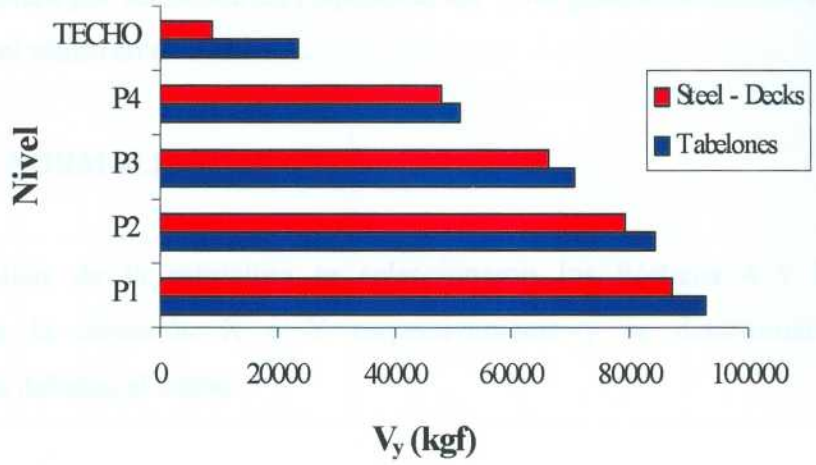


Figura C.3. *Sismo en dirección Y*

Se puede observar en las Figuras C.2 y C.3. que la fuerza por sismo en dirección X e Y respectivamente, son ligeramente mayor para Losas de Tabelones desde planta baja hasta el nivel del techo.

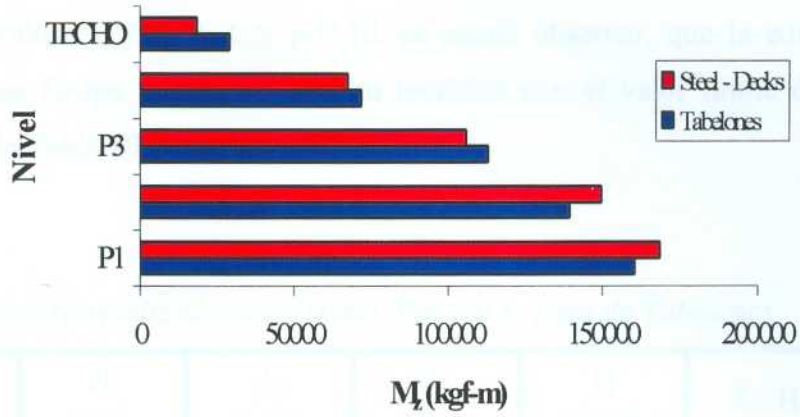


Figura C.4. *Momento Torsor*

En la Figura C.4., se puede observar como la Torsión es mayor para Losas de Steel – Decks hasta el piso 2, donde empieza a aumentar la Torsión para Losas de Tabelones hasta llegar al nivel techo.

La estructura por ser simétrica respecto al eje Y no genera momentos torsores producidos por el sismo en dirección X.

- **DERIVAS NORMALIZADAS**

Del análisis de la estructura se seleccionaron los Pórticos 4 y B, que corresponden a la dirección X e Y respectivamente y se determinaron los desplazamientos debidos al sismo.

Según el Artículo 10.1, el desplazamiento total lateral Δ_t del nivel i se calculará como:

$$\Delta_t = 0{,}8.R.\Delta_{ei}$$

La diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos, se denomina deriva (δ_i):

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

En las Tablas C.7, C.8, C.9 y C.10. se puede observar, que la edificación clasificada como Grupo B2, cumple en su totalidad con el valor límite de 0,018 establecido en la Tabla 10.1 del Artículo 10.2.

Tabla C.7.

Derivas Normalizadas solo Sismo, Pórtico 4. Losa de Tabelones

Nivel	H_i (m)	Δ_e (mm)	Δ_t (mm)	δ_i (mm)	δ_i / H_i
Techo	5,25	32,91	157,98	36,99	0,00705
Piso 4	2,57	25,21	120,99	27,19	0,01058
Piso 3	2,57	19,54	93,80	33,69	0,01311
Piso 2	2,57	12,52	60,11	36,49	0,01420
Piso 1	2,57	4,92	23,62	23,62	0,00919

Tabla C.8.

Derivas Normalizadas solo Sismo, Pórtico B. Losa de Tabelones

Nivel	H_i (m)	Δ_e (mm)	Δ_t (mm)	δ_i (mm)	δ_i / H_i
Techo	5,25	8,86	42,54	6,38	0,00122
Piso 4	2,57	7,53	36,16	8,45	0,00329
Piso 3	2,57	5,77	27,70	9,76	0,00380
Piso 2	2,57	3,74	17,94	9,97	0,00388
Piso 1	2,57	1,66	7,98	7,98	0,00310

Tabla C.9.

Derivas Normalizadas solo Sismo, Pórtico 4. Losa de Steel – Decks

Nivel	H_i (m)	Δ_e (mm)	Δ_t (mm)	δ_i (mm)	δ_i / H_i
Techo	5,25	31.61	151.72	35.45	0.00675
Piso 4	2,57	24.22	116.27	26.31	0.01024
Piso 3	2,57	18.74	89.96	32.42	0.01262
Piso 2	2,57	11.99	57.54	34.95	0.01360
Piso 1	2,57	4.71	22.59	22.59	0.00879

Tabla C.10.

Derivas Normalizadas solo Sismo, Pórtico B. Losa de Steel – Decks

Nivel	H_i (m)	Δ_e (mm)	Δ_t (mm)	δ_i (mm)	δ_i / H_i
Techo	5,25	12.33	59.20	10.33	0.00197
Piso 4	2,57	10.18	48.86	12.51	0.00487
Piso 3	2,57	7.57	36.36	13.70	0.00533
Piso 2	2,57	4.72	22.66	13.14	0.00511
Piso 1	2,57	1.98	9.52	9.52	0.00370

A continuación en las Figuras C.5, C.6, se puede observar las deformadas para cada dirección de análisis, notándose como la deflexión en la dirección X (Pórtico 4) es mayor que la deflexión en el otro sentido (Pórtico B).

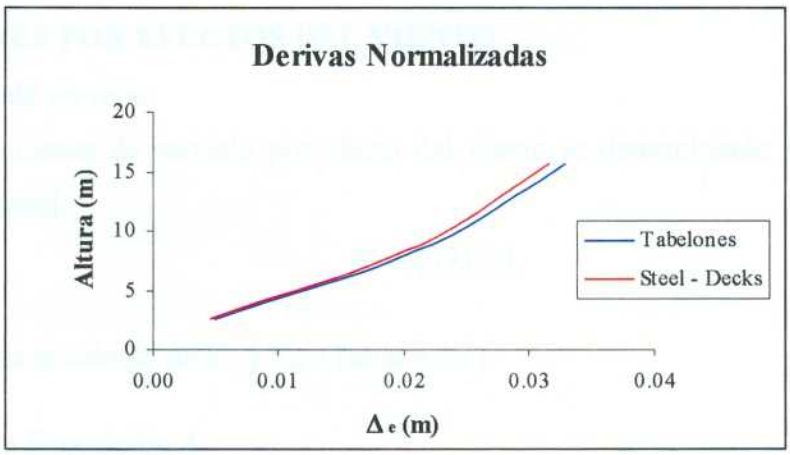


Figura C.5. *Derivas Normalizadas, Pórtico 4*

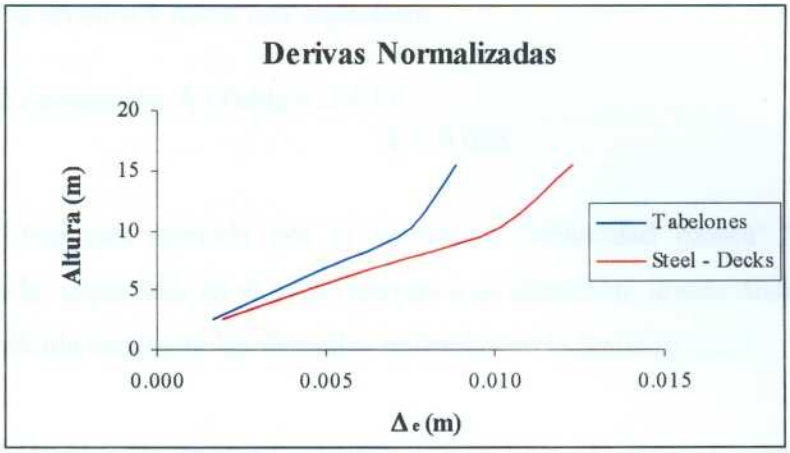


Figura C.6. *Derivas Normalizadas, Pórtico B*

ANEXO D

ANÁLISIS DE LAS ACCIONES DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

Norma COVENIN 2003 – 86

- **ACCIONES POR EFECTOS DEL VIENTO**

√ Acciones de servicio

Las acciones de servicio por efecto del viento se determinarán mediante la expresión general:

$$W = q.G.C.A.$$

Constante para el cálculo de K_z y K_h (Tabla 6.2.3)

Para Tipo de Exposición A

Factor $\beta = 3.00$

Altura $z_g = 460$ m

Coeficiente de arrastre k sobre una superficie

Para Tipo de Exposición A (Tabla 6.2.4.1)

$k = 0.025$

q = Presión dinámica ejercida por el viento de "velocidad básica" V sobre la proyección de la superficie en el plano normal a su dirección, donde dicha velocidad se anula. Se calcula mediante las fórmulas definidas en la Sección 6.2.3

Para fachadas a barlovento q varía en función de la altura z sobre el terreno según la siguiente expresión:

$$q_z = 0{,}00485.K_z.\alpha.V^2$$

donde:

$$K_z = 2{,}58\left(\frac{4{,}50}{z_g}\right)^{2/\beta} \qquad para\ z \leq 4{,}50m$$

$$K_z = 2{,}58\left(\frac{z}{z_g}\right)^{2/\beta} \qquad para\ z > 4{,}50m$$

Para fachadas a sotavento q es constante y se evaluará a la altura h sobre el terreno según la expresión:

$$q_h = 0{,}00485.K_h.\alpha.V^2$$

donde:

$$K_h = 2{,}58\left(\frac{z}{z_g}\right)^{2/\beta} \qquad para\ z > 4{,}50m$$

z: es la altura hasta el punto medio del techo, z = 14,135 metros

$$K_h = 2{,}58\left(\frac{14{,}135}{460}\right)^{2/3} = 0{,}253$$

$q_h = 0{,}00485.(0{,}253).(1).(85)^2$ → $\boxed{q_h = 8{,}869\ kgf/m^2}$

G = Factor de respuesta ante ráfagas para considerar la naturaleza fluctuante del viento y su interacción con las construcciones. Según la Sección 6.2.4.

Para los sistemas resistentes al viento de las construcciones clasificada en el Tipo I, el factor de respuesta ante ráfagas G_h tiene un valor único para fachadas a barlovento y sotavento el cual se calculará mediante la formula siguiente:

$$G_h = 0{,}65 + 3{,}65.\delta_h$$

en donde:

$$\delta_h = \frac{2{,}35.\sqrt{k}}{(z/9)^{1/\beta}} = \frac{2{,}35.\sqrt{0{,}025}}{(14{,}135/9)^{1/3}} \quad \rightarrow \quad \delta_h = 0{,}32$$

$G_h = 0{,}65 + 3{,}65.(0{,}32)$ → $\boxed{G_h = 1{,}817}$

C = Coeficiente de empuje o succión que depende de la forma de la construcción. Se puede obtener mediante las Tablas de la Sección 6.2.5

El valor de C_p para las fachadas resistentes al viento, se obtienen en la Tabla 6.2.5.1, mediante la relación L/h, medidos en el plano de planta:

L = 14,18 metros

h = 26,45 metros

Relación L/h = 0,54

- √ Todas las Fachadas a Barlovento, $C_p = 0,8$
- √ Sotavento, $C_p = -0,5$

El valor de C_p para el techo resistentes al viento, se obtienen en la Tabla 6.2.5.1. mediante la relación L/h, medidos en el plano de planta. El ángulo de inclinación del Techo es de $\theta = 20°$:

- √ Barlovento $C_p = 0,75$
- √ Sotavento $C_p = -0,9$

En la Tabla D.1., quedan resumidos los valores de la magnitud del empuje o succión (W) que el viento produce sobre la estructura:

Tabla D.1.

Empuje sobre Fachada a Barlovento y Sotavento

	Barlovento	Sotavento
Z (m)	$q_z.G_h.C_p$ (kgf/m^2)	$q_h.G_h.C_p$ (kgf/m^2)
4.50	6.01	-8.06
5.14	6.57	-8.06
7.71	8.61	-8.06
10.28	10.42	-8.06
12.85	12.10	-8.06

A continuación se presentan las Tablas D.2, D.3, D.4, D.5 y D.6, con los valores de succión y empuje corregidos, de fachadas y techo a Barlovento y Sotavento.

Tabla D.2.

Empuje sobre Fachada a Barlovento en el Pórtico B

Z (m)	$q_z.G_h.C_p$ (kgf/m^2)	L_1	L_2	L_3	L_4	L_5
		W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)
4.50	30.00	46.80	96.45	99.30	96.45	46.80
5.14	30.00	46.80	96.45	99.30	96.45	46.80
7.71	30.00	46.80	96.45	99.30	96.45	46.80
10.28	30.00	46.80	96.45	99.30	96.45	46.80
12.85	30.00	46.80	96.45	99.30	96.45	46.80

NOTA: L_1, L_2, L_3, L_4 y L_5, son luces medias por área tributaria del pórtico.

Tabla D.3.

Empuje sobre Fachada a Barlovento en el Pórtico 1

Z (m)	$q_z.G_h.C_p$ (kgf/m^2)	L_6	L_7	L_8	L_9	L_{10}
		W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)
4.50	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
5.14	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
7.71	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
10.28	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
12.85	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
14.15	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
15.53	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45

NOTA: L_6, L_7, L_8, L_9 y L_{10}, son luces medias por área tributaria del pórtico

Tabla D.4.

Empuje sobre Fachada a Sotavento en el Pórtico F

Z (m)	$q_h.G_h.C_p$ (kgf/m^2)	L_{11}	L_{12}	L_{13}	L_{14}
		W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)
4.50	30.00	62.10	130.80	130.80	62.10
5.14	30.00	62.10	130.80	130.80	62.10
7.71	30.00	62.10	130.80	130.80	62.10
10.28	30.00	62.10	130.80	130.80	62.10
12.85	30.00	62.10	130.80	130.80	62.10
14.58	30.00		130.80	130.80	

NOTA: L_{11}, L_{12}, L_{13} y L_{14}, son luces medias por área tributaria del pórtico.

Tabla D.5.

Empuje sobre Fachada a Sotavento en el Pórtico 7

Z (m)	$q_h.G_h.C_p$ (kgf/m^2)	L_6	L_7	L_8	L_9	L_{10}
		W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)
4.50	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
5.14	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
7.71	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
10.28	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
12.85	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45

Tabla D.6.

Empuje sobre Techo a Barlovento y Sotavento

Z (m)	$q.G_h.C_p$ (kgf/m^2)	L_6	L_7	L_8	L_9	L_{10}
		W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)	W (kgf/m)
12.85	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
14.15	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
14.58	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45
15.53	30.00	93.45	192.15	192.15	186.90	93.45

ANEXO E

VERIFICACIÓN DE MIEMBROS Y COMPONENTES ESTRUCTURALES

E.1. DISEÑO DE LOSAS

E.1.1. Losa de Tabelones

Para el diseño de la losa de entrepiso, se seleccionaron perfiles IPN 120 para las correas y bloques de arcilla de 8x20x80, con un recubrimiento de concreto de 4 cm de espesor por encima de la viga, reforzado con una malla electrosoldada para absorber deformaciones por retracción y temperatura, la separación entre las correas será de 82 cm. equidistantemente espaciadas. Las cargas actuantes sobre las correas, especificadas según la norma COVENIN 2002-88, se presentan a continuación en la Tabla E.1.

Tabla E.1

Descripción	Carga (kgf/m^2)
Peso propio Losa	195,00
Peso tabiquería	150,00
Peso acabado inferior (Friso)	30,00
Peso acabado superior (Baldosas de gres)	80,00
TOTAL:	455,00

La carga de servicio distribuida sobre las correas por ancho tributario resulta en :

$$\text{Carga Permanente} = 455{,}00\ kgf/m^2 \,.0{,}82\ m = 373{,}10\ kgf/m$$
$$\text{Carga Variable} = 175{,}00\ kgf/m^2 \,.1{,}0\ m = 175{,}00\ kgf/m$$

La Carga de Servicio Total = CP + CV = 373,10 kgf/m + 175,00 kgf/m

Carga Servicio Total = 548,10 kgf/m

Para la consideración del diseño se tomó la combinación más desfavorable para el caso de carga vertical 1,2CP + 1,6CV:

Carga Mayorada = 1,2.373,10 kgf/m + 1,6.175,00 kgf/m

Carga Mayorada = 727,72 kgf/m

Las propiedades y dimensiones de los perfiles usados como correas en el diseño fueron tomados del Manual de Estructuras de Acero, Perfiles I (IPN Cuaderno N° 1)

- **Capacidad Resistente (sin considerar el concreto)**

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0{,}90$.

Según la Tabla B.1, Apéndice B de la norma COVENIN 1618-98, los parámetros de esbeltez son los siguientes:

$$\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{58}{2.7{,}7} \quad \rightarrow \quad \lambda = 3{,}77$$

$$\lambda_p = 0{,}376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}376\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{2500}} \quad \rightarrow \quad \lambda_p = 10{,}90$$

Según la Subsección 16.3.2.2, Artículo 16, para diseño por análisis elástico cuando $\lambda \leq \lambda_p$, se tiene que $M_t = M_p$. El módulo de sección plástica del perfil es $Z_x = 63{,}1\ cm^3$.

El momento plástico teórico está dado por la siguiente expresión:

$$M_p = Z_x.Fy$$

$M_p = 63{,}1\,cm^3.2500\,kgf/cm^2$ ➔ M_p = 1577500 kgf-cm

$$\boxed{M_p = M_t = 1577{,}50 \text{ kgf-m}}$$

La máxima capacidad resistente para $\phi = 0{,}90$

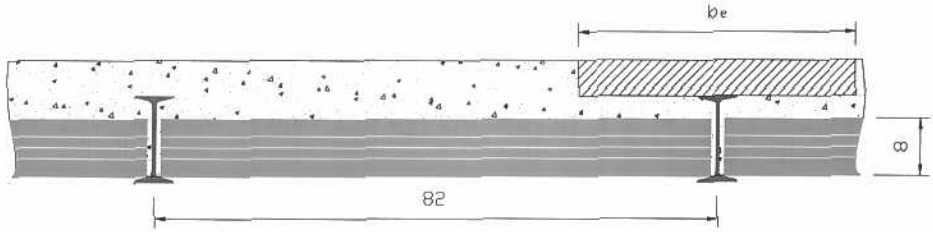
$\phi.M_p = 0{,}90.1577{,}5$ kgf-m ➔ $\boxed{\phi.M_p = 1419{,}75 \text{ kgf-m}}$

Para secciones homogéneas se tiene que cumplir que: $Z_x.F_y \leq 1{,}5.S_x.F_y$

$$63{,}1\,cm^3.2500\,kgf/cm^2 \leq 1{,}5.54{,}7\,cm^3.2500\,kgf/cm^2$$

$\boxed{1577{,}5 \text{ kgf-m} \leq 2051{,}25 \text{ kgf-m}}$ VERIFICA

- **Momento Positivo**



Para el valor de b_e, se toma el menor valor entre:

a, separación entre correas = 0,82 m

L/4, luz más desfavorable

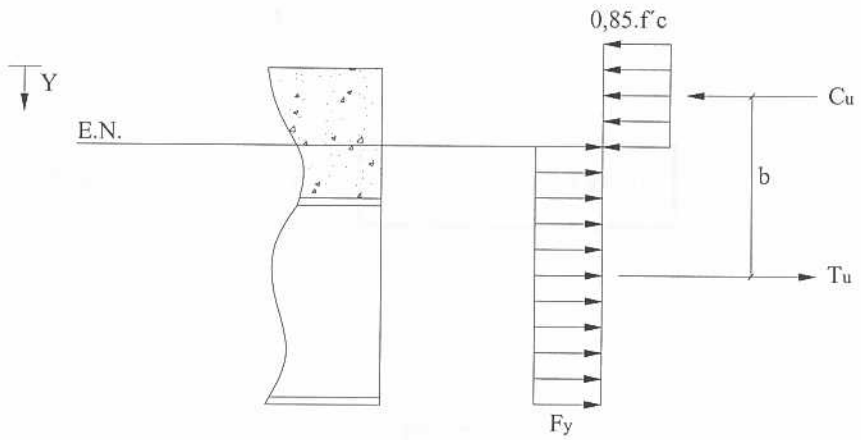
L = 4,58 m

$$\frac{L}{4} = \frac{4{,}58\,m}{4} = 1{,}145\,m$$

Por lo tanto:

$$\boxed{b_e = 82 \text{ cm}}$$

Posición del eje neutro:



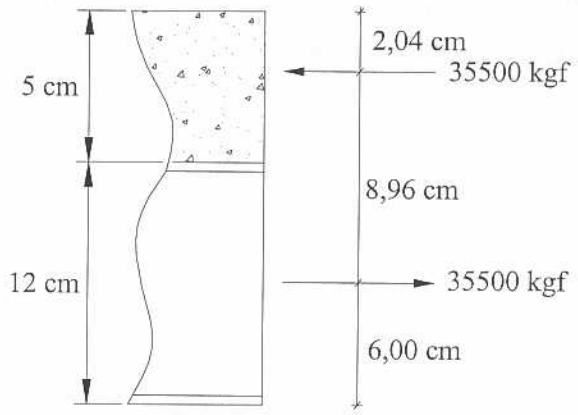
$C_u = 0{,}85.f'_c.b_e.t \;= 0{,}85.250 \text{ kgf/cm}^2.82 \text{ cm. } 5\text{cm} \;= 87125 \text{ kgf}$

$T_u = A_s.\ Fy = 14{,}2 \text{ cm}^2.\ 2500 \text{ kgf/cm}^2 = 35500 \text{ kgf}$

$C_u >> T_u$, Demasiado concreto por lo que suponemos $C_u = T_u$

$14{,}2 \text{ cm}^2.2500 \text{ kgf/cm}^2 = 0{,}85.250 \text{ kgf/cm}^2.82 \text{ cm. } Y \;\rightarrow\; \boxed{Y = 2{,}04 \text{ cm}}$

El valor de Y, es la posición del eje neutro donde se iguala la compresión con la tracción, tanto el acero como el concreto alcanzan su máxima capacidad resistente.



$M_t = 35500$ kgf . 8,96 cm ➔ $\boxed{M_t = 3180{,}80 \text{ kgf-m}}$

Capacidad a momento positivo para $\phi = 0{,}90$

$\phi.M_t = 0{,}90.3180{,}80$ kgf-m ➔ $\boxed{\phi.M_t = 2862{,}72 \text{ kgf-m}}$

Se puede observar que la contribución del concreto es muy importante ya que la capacidad de la sección aumenta considerablemente.

- **Momento Actuante (M_u)**

Las correas están simplemente apoyadas sobre las vigas de la estructura, por lo que el momento actuante sobre estas se obtiene mediante la siguiente expresión:

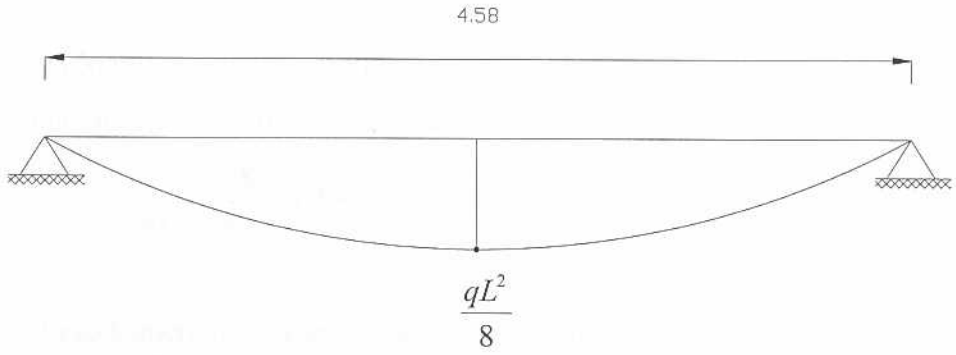
$$M_u = \frac{q.L^2}{8}$$

donde:

L = Luz más desfavorable = 4,58 m

q = Carga actuante sobre la correa distribuida por ancho tributario

$$q = (455\ kgf/m^2).0{,}82\ m + 175\ kgf/m = 548{,}1\ kgf/m$$



$$M_u = \frac{548{,}10\,kgf/m.(4{,}58\,m)^2}{8} \rightarrow \boxed{M_u = 1437{,}15\ kgf\text{-}m}$$

$$M_u \leq \phi.M_t \rightarrow 1437{,}15\,kgf - m \leq 2862{,}72\,kgf - m \quad \text{VERIFICA}$$

Las Correas pueden diseñarse con Perfiles IPN 120, ya que el momento actuante es mucho menor al momento resistente teórico.

- **Flechas**

$$y_{máxima} = \frac{5.q.L^4}{384.E.I}$$

donde:

L = Luz más desfavorable = 4,58 m

E = Módulo de elasticidad del acero = $2{,}10x10^6$ kgf/cm^2

I = Inercia (I_x) = 328 cm^4

Características de la Losa

Espesor = 5 cm

Ancho = 82 cm

Flecha Máxima de Construcción

Esta no debe ser mayor a L/180 o 2 cm

$$y_{admisible} = \frac{L}{180} = \frac{458}{180} = 2{,}54\,cm$$

$$q = \underbrace{\text{Peso Concreto} + \text{Tabelones}}_{\text{Losa}} + 100\ \text{kgf/m}^2$$

$$q = (195\ \text{kgf/m}^2 + 100\ \text{kgf/m}^2)0{,}82\ \text{m} \rightarrow \boxed{q = 241{,}90\ \text{kgf/m}}$$

$$y_{máxima} = \frac{5.(2{,}419\,kgf/cm).(458cm)^4}{384.(2{,}10x10^6\,kgf/cm^2).(328cm^4)}$$

$$\boxed{y_{máximo} = 2{,}01\ \text{cm}} < y_{admisible}$$

Flecha Máxima de Servicio

Esta no debe ser mayor a L/300

$$y_{admisible} = \frac{L}{300} = \frac{458}{300} = 1{,}53\,cm$$

q = Peso Total - Peso de Losa + 175,00 kgf/m

$$q = (455{,}00\ \text{kgf/m}^2 - 195{,}00\ \text{kgf/m}^2).0{,}82\ \text{m} + 175{,}00\ \text{kgf/m} \rightarrow$$

$$\boxed{q = 388{,}20\ \text{kgf/m}}$$

En las losas mixtas acero-concreto, ambos materiales trabajan conjuntamente, sirviendo el sofito metálico de acero de refuerzo en las secciones solicitadas a momentos positivos. Para la determinación de las propiedades, se transformará las áreas de acero en áreas equivalentes de concreto multiplicándolas por la relación modular:

$$n = \frac{E}{E_c}$$

donde:

E = Módulo de elasticidad del acero

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

Para el cálculo se tomó un valor de n = 10

Propiedades de la Sección de Acero

Área = 14,20 cm^2

$$Y_{BS} = \frac{A.\overline{Y}}{\sum A} = 60\,mm$$

I_x = 328 cm^4

Propiedades de la Sección Transformada

Altura Total (H) = d + espesor de losa

H = 12 cm + 5 cm ➔ H = 17 cm

A_c = Área del Concreto Transformada

$$A_c = \frac{B.e}{n} = \frac{82\,cm.5\,cm}{10} = 41\,cm^2$$

$$Y_B = \frac{A.\overline{Y}}{\sum A} = \frac{41.(12+2,5)+14,2.(6)}{55,2} = 12,31cm$$

Inercia de la Sección Transformada (I_{tr})

$$I_{tr} = \sum I + \sum A.d^2 = 328 + \frac{82.5^3}{12} + 14,2.(6,31)^2 + 41.(2,19)^2$$

$I_{tr} = 1944, 20\ cm^4$

$$y_{máxima} = \frac{5.(3,882\,kgf/cm).(458cm)^4}{384.(2,10x10^6\,kgf/cm^2).(1944,20cm^4)}$$

$y_{máximo} = 0,54$ cm $< y_{admisible}$

E.1.2. Losa Láminas Acanaladas de Acero Inoxidable (Steel – Decks)

Para el diseño de la losa de entrepiso, se seleccionaron perfiles IPN 140 para las correas y láminas acanaladas con separación entre estas es de 150 cm. Las cargas actuantes sobre la correa, especificadas según la norma COVENIN 2002-88, se presentan a continuación en la Tabla E.2.

Tabla E.2

Descripción	Carga (kgf/m^2)
Peso propio Losa	173,30
Peso tabiquería	150,00
Peso acabado inferior (Plafón)	20,00
Peso acabado superior (Baldosas de gres)	80,00
TOTAL:	423,30

La carga de servicio distribuida sobre las correas por ancho tributario resultante será:

Carga Permanente = 423,30 kgf/m^2 .1,50 m = 634,95 kgf/m

Carga Variable = 175,00 kgf/m^2 .1,0 m = 175,00 kgf/m

La Carga de Servicio Total = CP + CV = 634,95 kgf/m + 175,00 kgf/m

Carga Servicio Total = 809,95 kgf/m

Al igual que para el diseño de la Losa de Tabelones, se utilizó para el diseño la combinación por carga vertical 1,2CP + 1,6CV:

Carga Mayorada = 1,2.634,95 kgf/m + 1,6.175,00 kgf/m

Carga Mayorada = 1041,94 kgf/m

- **Capacidad Resistente (sin considerar el concreto)**

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0,90$.

Según la Tabla B.1, Apéndice B de la norma COVENIN 1618-98, los parámetros de esbeltez son los siguientes:

$$\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{66}{2.8,6} \quad \rightarrow \quad \lambda = 3,84$$

$$\lambda_p = 0,376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0,376\sqrt{\frac{2,1x10^6}{2500}} \quad \rightarrow \quad \lambda_p = 10,90$$

Según la Subsección 16.3.2.2, Artículo 16, para diseño por análisis elástico cuando $\lambda \leq \lambda_p$, se tiene que $M_t = M_p$. El módulo de sección plástica del perfil es $Z_x = 94{,}5\ cm^3$.

El momento plástico teórico está dado por la siguiente expresión:

$$M_p = Z_x.Fy$$

$M_p = 94{,}5\,cm^3.2500\,kgf/cm^2$ ➔ $M_p = 236250$ kgf-cm

$$\boxed{M_p = M_t = 2362{,}50 \text{ kgf-m}}$$

La máxima capacidad resistente para $\phi = 0{,}90$

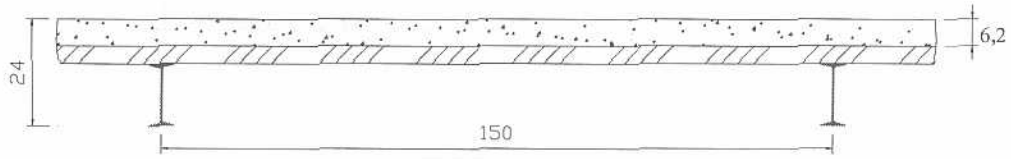
$\phi.M_p = 0{,}90.2362{,}50$ kgf-m ➔ $\boxed{\phi.M_p = 2126{,}25 \text{ kgf-m}}$

Para secciones homogéneas se tiene que cumplir que: $Z_x.F_y \leq 1{,}5.S_x.F_y$

$$94{,}5\ cm^3.2500\,kgf/cm^2 \leq 1{,}5.81{,}9\,cm^3.2500\,kgf/cm^2$$

$\boxed{2362{,}50 \text{ kgf-m} \leq 3071{,}25 \text{ kgf-m}}$ VERIFICA

- **Momento Positivo**



Para el valor de b_e, se toma el menor valor entre:

a, separación entre correas = 1,50 m

L/4, luz más desfavorable

L = 4,58 m

$$\frac{L}{4} = \frac{4{,}58\,m}{4} = 1{,}145\,m$$

Por lo tanto:

$$\boxed{b_e = 114{,}5 \text{ cm}}$$

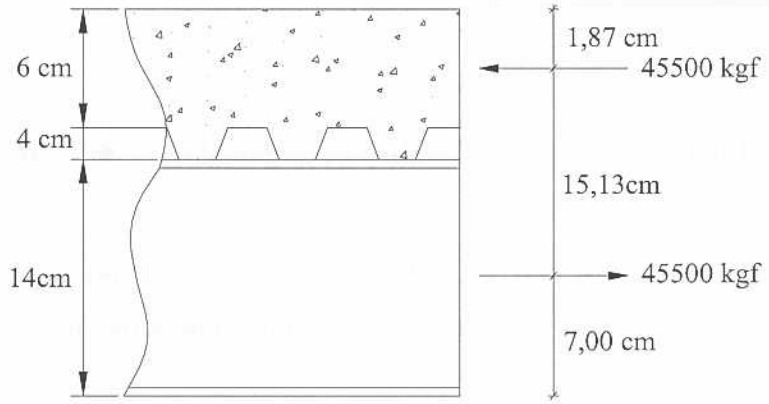
<u>Posición del eje neutro</u>:

$C_u = 0{,}85.f'_c.b_e.t = 0{,}85.250 \text{ kgf/cm}^2.114{,}5 \text{ cm}.\ 6\text{cm} = 145987{,}50 \text{ kgf}$

$T_u = A_s.\ Fy = 18{,}2 \text{ cm}^2.\ 2500 \text{ kgf/cm}^2 = 45500 \text{ kgf}$

$C_u >> T_u$, Demasiado concreto por lo que suponemos $C_u = T_u$

$18{,}2 \text{ cm}^2.2500 \text{ kgf/cm}^2 = 0{,}85.250 \text{ kgf/cm}^2.114{,}50 \text{ cm}.\ Y \rightarrow \boxed{Y = 1{,}87 \text{ cm}}$



$M_t = 45500 \text{ kgf}\ .\ 15{,}13 \text{ cm} \rightarrow \boxed{M_t = 6884{,}15 \text{ kgf-m}}$

Capacidad a momento positivo para $\phi = 0{,}90$

$\phi.M_t = 0{,}90.6884{,}15$ kgf-m → $\boxed{\phi.M_t = 6195{,}74 \text{ kgf-m}}$

- **Momento Actuante (M_u)**

Las correas están simplemente apoyadas sobre las vigas de la estructura, por lo que el momento actuante sobre estas se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{q.L^2}{8}$$

donde:

L = Luz más desfavorable = 4,58 m

q = Carga actuante sobre la correa distribuida por ancho tributario

$q = (423{,}30 \text{ kgf/m}^2).1{,}50 \text{ m} + 175 \text{ kgf/m} = 809{,}95 \text{ kgf /m}$

$$M_u = \frac{809{,}95\, kgf/m.(4{,}58\, m)^2}{8} \rightarrow \boxed{M_u = 2123{,}73 \text{ kgf-m}}$$

$M_u \leq \phi.M_t$ → $2123{,}3\, kgf - m \leq 6195{,}74\, kgf - m$ VERIFICA

Las Correas pueden diseñarse con Perfiles IPN 140, ya que el momento actuante es mucho menor al momento resistente teórico.

- **Flechas**

$$y_{máxima} = \frac{5.q.L^4}{384.E.I}$$

donde:

L = Luz más desfavorable = 4,58 m

E = Módulo de elasticidad del acero = $2{,}10 \times 10^6$ kgf/cm^2

I = Inercia (I_x) = 573 cm^4

Características de la Losa

Espesor = 6 cm

Ancho = 150 cm

Flecha Máxima de Construcción

Esta no debe ser mayor a L/180 o 2 cm

$$y_{admisible} = \frac{L}{180} = \frac{458}{180} = 2{,}54\,cm$$

$$q = \underbrace{\text{Peso Concreto} + \text{Steel-Decks}}_{\text{Losa}} + 100\ \text{kgf/m}^2$$

$$q = (173{,}30\ \text{kgf/m}^2 + 100\ \text{kgf/m}^2)1{,}50\ \text{m} \rightarrow \boxed{q = 409{,}95\ \text{kgf/m}}$$

$$y_{máxima} = \frac{5.(4{,}0995\,kgf/cm).(458cm)^4}{384.(2{,}10x10^6\,kgf/cm^2).(573cm^4)}$$

$$\boxed{y_{máximo} = 1{,}95\ \text{cm}} < y_{admisible}$$

Flecha Máxima de Servicio

Esta no debe ser mayor a L/300

$$y_{admisile} = \frac{L}{300} = \frac{458}{300} = 1{,}53\,cm$$

q = Peso Total - Peso de Losa + 175,00 kgf/m

q = (423,30 kgf/m^2 – 173,30 kgf/m^2).1,50 m + 175,00 kgf/m ➔

$$\boxed{q = 550{,}00 \text{ kgf/m}}$$

Propiedades de la Sección de Acero

Área = 18,20 cm^2

$$Y_{BS} = \frac{A.\overline{Y}}{\sum A} = 70\,mm$$

I_x = 573 cm^4

Propiedades de la Sección Transformada

Altura Total (H) = d + espesor de losa

H = 14 cm + 10 cm ➔ H = 24 cm

A_c = Área del Concreto Transformada

$$A_c = \frac{B.e}{n} = \frac{150\,cm.6\,cm}{10} = 90\,cm^2$$

$$Y_B = \frac{A.\overline{Y}}{\sum A} = \frac{90.(18+3)+18{,}2.(7)}{108{,}2} = 18{,}65\,cm$$

Inercia de la Sección Transformada (I_{tr})

$$I_{tr} = \sum I + \sum A.d^2 = 573 + \frac{150.6^3}{12} + 18{,}2.(11{,}65)^2 + 90.(2{,}35)^2$$

I_{tr} = 6240,18 cm^4

$$y_{máxima} = \frac{5.(5{,}50\,kgf/cm).(458cm)^4}{384.(2{,}10x10^6\,kgf/cm^2).(6240{,}18cm^4)}$$

$$\boxed{y_{máximo} = 0{,}24 \text{ cm}} \quad < y_{admisible}$$

E.2. DISEÑO DE VIGAS

Se considera para el diseño, que los miembros están a flexión y corte; esto solo aplica a elementos prismáticos en los cuales la relación ancho espesor del alma no excede el límite $\frac{b_f}{t_w} \leq 5{,}61.\sqrt{\frac{E}{Fy}}$

E.2.1. Vigas Longitudinales (Principales)

Para las vigas longitudinales, también denominadas como vigas principales de la estructura, se emplearon perfiles IPE 360, cuyos cálculos, basados en la norma venezolana COVENIN 1618-98.

El acero característico del perfil es A-36, el cual presenta un Fy = 2500 kgf/cm^2 , Fu = 4080 kgf/cm^2. La norma COVENIN 1618-98, especifica que para perfiles Laminados, Fr = 700 kgf/cm^2.

La longitud del miembro en estudio es de 6,49 metros.

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{299}{8} \rightarrow \lambda_w = 37{,}38 \rightarrow \boxed{37{,}38 < 162{,}59} \quad \text{VERIFICA}$$

E.2.1.1. Diseño por Flexión

El momento de diseño $\phi_b M_t$, será el menor valor que resulte del análisis de los estados límites de agotamiento resistente por pandeo local de alas y/o alma, por Cedencia, y por pandeo lateral torsional.(Artículo 16.2, Sección 16.2.3)

Pandeo Local de las Alas y/o Almas

- Parámetros de Esbeltez:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{170}{2.12,7} \quad \rightarrow \quad \lambda_f = 6,69$$

$$\lambda_p = 0,376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0,376\sqrt{\frac{2,1x10^6}{2500}} \quad \rightarrow \quad \lambda_p = 10,90$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{299}{8} \quad \rightarrow \quad \lambda_w = 37,38$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\lambda_w}} = \frac{4}{\sqrt{37,38}} \quad \rightarrow \quad K_c = 0,654$$

Para perfiles Doble T se debe acotar $0,35 < K_c < 0,763$. Según norma COVENIN 1618-98, Apéndice B.

$$\lambda_r = 0,938\sqrt{\frac{E.K_c}{Fy - F_r}} = 0,938\sqrt{\frac{2,1x10^6.0,654}{1800}} \quad \rightarrow \quad \lambda_r = 25,93$$

Podemos observar que $\lambda < \lambda_p$, por lo cual el valor de M_t se determinará por cedencia y pandeo local torsional.

Cedencia

Para el diseño por análisis plástico, cuando $\lambda \leq \lambda_p$, $M_t = M_p$

$M_p = Z_x Fy = 1020\ cm^3 . 2500\ kgf/cm^2$ ➔ $M_p = 25500$ kgf-m

$$\boxed{M_t = M_p = 25500 \text{ kgf-m}}$$

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0{,}9$.

$\phi_b M_t = 0{,}9 . 25500$ kgf-m ➔ $\boxed{\phi_b . M_t = 22950 \text{ kgf-m}}$

Pandeo Lateral Torsional

El Coeficiente de modificación (C_b) para diagramas de momentos no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga es:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

donde:

M_A, M_B y M_C son valores absolutos de los momentos a la distancia de 0.25, 0.50 y 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

M_{max} es el valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

Para el cálculo del factor C_b, se utilizaron los diagramas de momentos del análisis realizado con el programa SAP2000.

Tabelones		Steel - Decks	
M_{max} =	21248,8 kgf-m	M_{max} =	20303,943 kgf-m
M_A =	282,32 kgf-m	M_A =	173,05 kgf-m
M_B =	7620,8 kgf-m	M_B =	7277,62 kgf-m
M_C =	1434,11 kgf-m	M_C =	1375,27 kgf-m
C_b =	2,993	C_b =	3,003

Para perfiles doble T, incluyendo secciones híbridas:

$$L_p = 1{,}74.r_y.\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1{,}74.(3{,}79).\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{2500}} \rightarrow \quad L_p = 191{,}13 \text{ cm}$$

El valor límite de la longitud sin arriostramiento lateral, L_r, para perfiles en forma de I de doble simetría:

$$L_r = \frac{r_y.C_1}{Fy - F_r}.\sqrt{1+\sqrt{1+C_2(Fy-F_r)^2}} = \frac{3{,}79.1{,}67x10^5}{2500-700}.\sqrt{1+\sqrt{1+1{,}08x10^{-6}(2500-700)^2}}$$

$$L_r = 621{,}21 \text{ cm}$$

El momento de pandeo lateral M_r, está dado por la siguiente expresión:

$$M_r = (Fy - F_r).S_x = (2500-700).904 \rightarrow \boxed{M_r = 16272 \text{ kgf-m}}$$

Según Artículo 16.3, Subsección 16.3.2.3.2, para secciones de simetría doble con $L_b > L_r$, la resistencia teórica a flexión será:

$$M_{cr} = \frac{C_b.S_x.C_1.\sqrt{2}.r_y}{L_b}\sqrt{1+\frac{C_1^{\,2}.C_2}{2.(L_b/r_y)^2}} \leq M_p$$

Tabelones:

M_{cr} = 45919,25 kgf-m, este es mayor al momento plástico, por lo tanto el valor de M_t por pandeo lateral torsional es M_p

Steel – Decks:

M_{cr} = 46072,67 kgf-m, este es mayor al momento plástico, por lo tanto el valor de M_t por pandeo lateral torsional es M_p

Tanto para Losa de Tabelones como para Losa de Steel – Decks, el M_{cr} resultó ser mayor al Momento Plástico por lo tanto, el momento de diseño para la viga longitudinal IPE 360, resulto ser igual a:

$$\boxed{\phi_b.M_t = 22950 \text{ kgf-m}}$$

E.2.1.2. Diseño por Corte

El Corte de diseño es función del área y la esbeltez del alma. En el Artículo 16.4, Sección 16.4.1, establece que solo se aplicará a las almas de las vigas que no estén reforzadas por rigidizadores, y es válida para las secciones de dos ejes de simetría, incluyendo las vigas híbridas.

El área del Alma, A_w , será igual a la altura total del miembro, d, multiplicada por el espesor de su alma, t_w.

$A_w = d.t_w = 36.0{,}8$ ➔ $A_w = 28{,}8\ cm^2$

La resistencia minorada al corte de las almas no rigidizadas con $h/t_w \leq 260$, es ϕ_v y V_t, donde:

$\phi_v = 0{,}90$

$V_t = 0{,}6.Fy.A_w.C_v$

Para el perfil IPE 360, la relación $\frac{h}{t_w} = \frac{299}{8} = 37{,}38$; se cumple que $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}40\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, entonces, $C_v = 1$

$V_t = 0{,}6.Fy.A_w = 0{,}6.2500.28{,}8$ ➔ $\boxed{V_t = 43200\ kgf}$

La resistencia minorada al corte

$$\boxed{\phi_v.V_t = 38880\ kgf}$$

Corte Actuante = 15452.06 kgf	Tabelones
Corte Actuante = 14760.18 kgf	Steel - Decks

Esto indica que el perfil posee una capacidad al corte mucho mayor que la demanda, por lo tanto en la viga predomina la flexión.

E.2.2. Vigas Transversales

Para las vigas transversales, se emplearon perfiles IPE180, las cuales, se encuentran en la misma dirección de las correas de la losa, por lo tanto estas se pueden considerar como no arriostradas. Según el Artículo 16.3, para vigas

compactas no arriostradas, sólo se aplican los estados límites de cedencia y pandeo lateral torsional.

La longitud en estudio es de 4,58 metros.

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{146}{5,3} \rightarrow \lambda_w = 27,55 \rightarrow \boxed{27,55 < 162,59} \quad \text{VERIFICA}$$

E.2.2.1. Diseño por Flexión

El momento de diseño $\phi_b M_t$, será el menor valor que resulte del análisis de los estados límites de agotamiento resistente por pandeo local de alas y/o alma, por Cedencia, y por pandeo lateral torsional.(Artículo 16.2, Sección 16.2.3)

- Parámetros de Esbeltez:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{91}{2.8} \rightarrow \lambda_f = 5,69$$

$$\lambda_p = 0,376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0,376\sqrt{\frac{2,1x10^6}{2500}} \rightarrow \lambda_p = 10,90$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{146}{5,6} \rightarrow \lambda_w = 27,55$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\lambda_w}} = \frac{4}{\sqrt{27,55}} \rightarrow K_c = 0,762$$

Para perfiles Doble T se debe acotar $0,35 < K_c < 0,763$. Según norma COVENIN 1618-98, Apéndice B.

$$\lambda_r = 0,938\sqrt{\frac{E.K_c}{Fy - F_r}} = 0,938\sqrt{\frac{2,1x10^6.0,762}{1800}} \quad \rightarrow \quad \lambda_r = 27,97$$

Al igual que la viga longitudinal, las transversales también se encuentran en el estado límite $\lambda < \lambda_p$.

Cedencia

Para el diseño por análisis plástico, cuando $\lambda \leq \lambda_p$, $M_t = M_p$

$M_p = Z_x Fy = 167\ cm^3.2500\ kgf/cm^2 \rightarrow \quad M_p = 4175$ kgf-m

$$\boxed{M_t = M_p = 4175 \text{ kgf-m}}$$

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0,9$.

$\phi_b M_t = 0,9.4175$ kgf-m $\rightarrow$ $\boxed{\phi_b.M_t = 3757,5 \text{ kgf-m}}$

Pandeo Lateral Torsional

El Coeficiente de modificación (C_b) para diagramas de momentos no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga es:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

donde:

M_A, M_B y M_C son valores absolutos de los momentos a la distancia de 0.25, 0.50 y 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

M_{max} es el valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

Para el cálculo del factor C_b, se utilizaron los diagramas de momentos del análisis realizado con el programa SAP2000.

Tabelones			Steel - Decks		
M_{max} =	1654.68	kgf-m	M_{max} =	1654.68	kgf-m
M_A =	1224.46	kgf-m	M_A =	1224.46	kgf-m
M_B =	1654.68	kgf-m	M_B =	1654.68	kgf-m
M_C =	1224.46	kgf-m	M_C =	1224.46	kgf-m
C_b =	1,143		C_b =	1,143	

Para perfiles doble T, incluyendo secciones híbridas:

$$L_p = 1{,}74.r_y.\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1{,}74.(2{,}05).\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{2500}} \quad \rightarrow \quad L_p = 103{,}38 \text{ cm}$$

El valor límite de la longitud sin arriostramiento lateral, L_r, para perfiles en forma de I de doble simetría:

$$L_r = \frac{r_y.C_1}{Fy - F_r}.\sqrt{1+\sqrt{1+C_2(Fy-F_r)^2}} = \frac{2{,}05.2{,}11x10^5}{2500-700}.\sqrt{1+\sqrt{1+4{,}30x10^{-7}(2500-700)^2}}$$

$$L_r = 383{,}51 \text{ cm}$$

El momento de pandeo lateral M_r, está dado por la siguiente expresión:

$$M_r = (Fy - F_r).S_x = (2500 - 700).146 \quad \rightarrow \quad \boxed{M_r = 2628 \text{ kgf-m}}$$

Según Artículo 16.3, Subsección 16.3.2.3.2, para secciones de simetría doble con $L_b > L_r$, la resistencia teórica a flexión será:

$$M_{cr} = \frac{C_b.S_x.C_1.\sqrt{2}.r_y}{L_b}\sqrt{1 + \frac{C_1^{\,2}.C_2}{2.(L_b / r_y)^2}} \leq M_p$$

Para la Losa de Tabelones y Steel – Decks el M_{cr} = 2433,22 kgf-m, ya que C_b para ambos casos es el mismo.

El momento de diseño para la viga longitudinal IPE 180, resulto ser igual a:

$$\boxed{\phi_b.M_t = 2189{,}90 \text{ kgf-m}}$$

E.2.2.2. Diseño por Corte

Defiendo el área del alma como:

$$A_w = d.t_w = 18.0{,}53 \quad \rightarrow \quad A_w = 9{,}54 \text{ cm}^2$$

La resistencia minorada al corte de las almas no rigidizadas con $h/t_w \leq 260$, es ϕ_v y V_t, donde:

$\phi_v = 0{,}90$

$V_t = 0{,}6.Fy.A_w.C_v$

Para el perfil IPE 180, la relación $\frac{h}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55$; se cumple que $\frac{h}{t_w} \leq 2,40\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, entonces, $C_v = 1$

$$V_t = 0,6.Fy.A_w = 0,6.2500.9,54 \quad \rightarrow \quad \boxed{V_t = 14310 \text{ kgf}}$$

La resistencia minorada al corte:

$$\boxed{\phi_v.V_t = 12879 \text{ kgf}}$$

El corte actuante es mucho menor a la resistencia minorada.

E.2.3. Vigas Longitudinales (Techo)

Para las vigas longitudinales de Techo, se emplearon perfiles IPE360. La longitud del miembro en estudio es de 6,48 metros.

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda_r = \frac{h}{t_w} = \frac{299}{8} \quad \rightarrow \quad \lambda_r = 37,38 \quad \rightarrow \quad \boxed{37,38 < 162,59} \quad \text{VERIFICA}$$

E.2.3.1. Diseño por Flexión

El momento de diseño $\phi_b M_t$, será el menor valor que resulte del análisis de los estados límites de agotamiento resistente por pandeo local de alas y/o alma, por Cedencia, y por pandeo lateral torsional.(Artículo 16.2, Sección 16.2.3)

Pandeo Local de las Alas y/o Almas

- Parámetros de Esbeltez:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{170}{2.12,7} \rightarrow \lambda_f = 6,69$$

$$\lambda_p = 0,376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0,376\sqrt{\frac{2,1x10^6}{2500}} \rightarrow \lambda_p = 10,90$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{299}{8} \rightarrow \lambda_w = 37,38$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\lambda_w}} = \frac{4}{\sqrt{37,38}} \rightarrow K_c = 0,654$$

Para perfiles Doble T se debe acotar $0,35 < K_c < 0,763$. Según norma COVENIN 1618-98, Apéndice B.

$$\lambda_r = 0,938\sqrt{\frac{E.K_c}{Fy - F_r}} = 0,938\sqrt{\frac{2,1x10^6.0,654}{1800}} \rightarrow \lambda_r = 25,93$$

Cedencia

Para el diseño por análisis plástico, cuando $\lambda \leq \lambda_p$, $M_t = M_p$

$M_p = Z_xFy = 1020\ cm^3.2500\ kgf/cm^2 \rightarrow M_p = 25500$ kgf-m

$$\boxed{M_t = M_p = 25500 \text{ kgf-m}}$$

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0{,}9$.

$\phi_b M_t = 0{,}9.25500$ kgf-m ➔ $\boxed{\phi_b.M_t = 22950 \text{ kgf-m}}$

Pandeo Lateral Torsional

El Coeficiente de modificación (C_b) para diagramas de momentos no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga es:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

donde:

M_A, M_B y M_C son valores absolutos de los momentos a la distancia de 0.25, 0.50 y 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

M_{max} es el valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

Para el cálculo del factor C_b, se utilizaron los diagramas de momentos del análisis realizado con el programa SAP2000.

Tabelones			Steel - Decks		
M_{max} =	12472.8	kgf-m	M_{max} =	12119.09	kgf-m
M_A =	7523.6	kgf-m	M_A =	6523.21	kgf-m
M_B =	3564.35	kgf-m	M_B =	4664.95	kgf-m
M_C =	10665.4	kgf-m	M_C =	8956.23	kgf-m
C_b =	1,559		C_b =	1,588	

Para perfiles doble T, incluyendo secciones híbridas:

$$L_p = 1{,}74.r_y.\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1{,}74.(3{,}79).\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{2500}} \rightarrow \quad L_p = 191{,}13 \text{ cm}$$

El valor límite de la longitud sin arriostramiento lateral, L_r, para perfiles en forma de I de doble simetría:

$$L_r = \frac{r_y.C_1}{Fy - F_r}.\sqrt{1+\sqrt{1+C_2(Fy-F_r)^2}} = \frac{3{,}79.1{,}67x10^5}{2500-700}.\sqrt{1+\sqrt{1+1{,}08x10^{-6}(2500-700)^2}}$$

$$L_r = 621{,}21 \text{ cm}$$

El momento de pandeo lateral M_r, está dado por la siguiente expresión:

$$M_r = (Fy - F_r).S_x = (2500-700).904 \rightarrow \boxed{M_r = 16272 \text{ kgf-m}}$$

Según Artículo 16.3, Subsección 16.3.2.3.2, para secciones de simetría doble con $L_b > L_r$, la resistencia teórica a flexión será:

$$M_{cr} = \frac{C_b.S_x.C_1.\sqrt{2}.r_y}{L_b}\sqrt{1+\frac{C_1^2.C_2}{2.(L_b/r_y)^2}} \leq M_p$$

Tabelones:

$M_{cr} = 23948{,}70$ kgf-m

El momento de diseño para la viga longitudinal IPE 360, resulto ser igual a:

$$\boxed{\phi_b.M_t = 21553{,}90 \text{ kgf-m}}$$

Steel – Decks:

$M_{cr} = 24394{,}23$ kgf-m

El momento de diseño para la viga longitudinal IPE 360, resulto ser igual a:

$$\boxed{\phi_b.M_t = 21954{,}81 \text{ kgf-m}}$$

E.2.3.2. Diseño por Corte

El Corte de diseño es función del área y la esbeltez del alma. En el Artículo 16.4, Sección 16.4.1, establece que solo se aplicará a las almas de las vigas que no estén reforzadas por rigidizadores, y es válida para las secciones de dos ejes de simetría, incluyendo las vigas híbridas.

El área del Alma, A_w , será igual a la altura total del miembro, d, multiplicada por el espesor de su alma, t_w.

$$A_w = d.t_w = 36.0{,}8 \quad \rightarrow \quad A_w = 28{,}8 \text{ cm}^2$$

La resistencia minorada al corte de las almas no rigidizadas con $h/t_w \leq 260$, es ϕ_v y V_t, donde:

$\phi_v = 0{,}90$

$V_t = 0{,}6.Fy.A_w.C_v$

Para el perfil IPE 360, la relación $\frac{h}{t_w} = \frac{299}{8} = 37{,}38$; se cumple que $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}40\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, entonces, $C_v = 1$

$$V_t = 0{,}6.Fy.A_w = 0{,}6.2500.28{,}8 \quad \rightarrow \quad \boxed{V_t = 43200 \text{ kgf}}$$

La resistencia minorada al corte

$$\boxed{\phi_v . V_t = 38880 \text{ kgf}}$$

Corte Actuante = 11209,62 kgf Tabelones
Corte Actuante = 10872,60 kgf Steel - Decks

E.2.4. Vigas Transversales (Techo)

La longitud del miembro en estudio es de 3,21 metros. Para el diseño se considera que el miembro está sometido a Tracción y Compresión.

- La resistencia minorada de un miembro traccionado $\phi_t N_t$ será el menor valor obtenido en base a los valores limites de cedencia en el área total y fracturada en la sección neta efectiva.

(a) Para cedencia del área total:

$\phi_t = 0{,}90$

$N_t = Fy.A$

$$\phi_t . N_t = 0{,}90.2500.28{,}5 \quad \rightarrow \quad \phi_t . N_t = 64125\, Kgf$$

(b) Para fractura del área neta efectiva:

$\phi_t = 0{,}75$

$N_t = F_u . A_e$

Cuando la carga de tracción se transmite directamente a cada uno de los componentes de la sección transversal mediante conectores o soldaduras, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n.

$$\phi_t.N_t = 0{,}75.4080.28{,}5 \quad \rightarrow \quad \phi_t.N_t = 87210\,kgf$$

$$\boxed{\phi_t N_t = 64125 \text{ kgf}}$$

- Miembros a compresión: para miembros cuyo diseño se basa en fuerzas de comprensión, la relación de esbeltez KL/r, preferiblemente no excederá 200.

Según la Tabla C-9.2, de la Norma COVENIN 1618-98, se tienen los siguientes valores para el factor de la longitud efectiva:

$$G = \frac{\sum (I/L)_{COLUMNAS}}{\sum (I/L)_{VIGAS}}$$

$$G_A = 1{,}15 \qquad G_B = 1{,}89$$

Según Nomograma de Alineación el valor del factor de longitud efectiva (k) es k = 1,35

Longitud efectiva = k.L = 1,35.3,21 m = 4,33 m

$$\frac{KL}{r} = \frac{433\,cm}{2{,}23\,cm} = 194 \rightarrow \quad KL/r < 200$$

- Cuando $\frac{N_u}{\phi.N_t} \geq 0{,}20$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

- Cuando $\frac{N_u}{\phi.N_t} < 0{,}20$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

Tabelones:

- Fuerza Normal

Peso Propio = 1,2.(3,21m x 22,4 kgf/m) = 86,29 kgf

Carga Axial (del análisis) = 15798,72 kgf

Total: 15885,01 kgf

$$\boxed{N_u = 15885{,}01 \text{ kgf}}$$

- Momentos

Los valores de M_{ux} y M_{uy}, que se utilizaron fueron tomados de los diagramas del análisis realizado con el programa SAP2000.

M_{ux} = 237,22 kgf-m

M_{uy} = 477,65 kgf-m

Steel - Decks:

- Fuerza Normal

Peso Propio = 1,2.(3,21m x 22,4 kgf/m) = 86,29 kgf

Carga Axial (del análisis) = 15001,31 kgf

Total: 15087,60 kgf

$$\boxed{N_u = 15087{,}60 \text{ kgf}}$$

- Momentos

Los valores de M_{ux} y M_{uy}, que se utilizaron fueron tomados de los diagramas del análisis realizado con el programa SAP2000.

$M_{ux} = 238{,}05$ kgf-m

$M_{uy} = 478{,}35$ kgf-m

Verificación de la Resistencia

- Solicitaciones Individuales

Según Artículo 15.5, Sección 15.5.2, la resistencia de diseño a la compresión axial $\phi c.N_t$ con:

$\phi_c = 0.85$

$N_t = A.F_{cr}$

donde:

A : Area del perfil

F_{cr}: Será el menor valor entre Pandeo Flexional (F_{cr}^F) y Pandeo Torsional (F_{cr}^T)

Resistencia a compresión por pandeo flexional

- Parámetros de Esbeltez

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2.8{,}5} \rightarrow \lambda = 5{,}882$$

$$\lambda_p = 0{,}376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}376\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{2500}} \rightarrow \lambda_p = 10{,}90$$

Según Tabla 4,1; norma COVENIN 1618-98:

$$\lambda_r = 0{,}816\sqrt{\frac{E}{Fy - F_r}} = 0{,}816\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{1800}} \quad \rightarrow \quad \lambda_r = 27{,}87$$

Como $\lambda < \lambda_r$, el coeficiente de reducción por efecto de pandeo local (ϕ_{as}), es igual a 1.

$$\lambda_c = \frac{k.L}{r.\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{433{,}4}{2{,}23..\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}1x10^6}} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = 2{,}13$$

Cuando $\lambda_c.\sqrt{\phi_{as}} > 1{,}5$ entonces:

$$F_{cr} = \left(\frac{0{,}877}{\lambda_c^{\,2}}\right).Fy = \left(\frac{0{,}877}{2{,}13^2}\right).2500 \quad \rightarrow \quad \boxed{F_{cr} = 483{,}26 \text{ kgf/cm}^2}$$

Resistencia a compresión por pandeo torsional

La resistencia minorada por pandeo en torsión o flexotorsión de miembros comprimidos, se determinará según la Sección 15.5.2 de la norma COVENIN 1618-98, excepto que λ_c se calculará como $\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{F_e}}$.

Para secciones con dos ejes de simetría, $F_e = F_{ez}$, la tensión crítica de pandeo elástico en torsión:

$$F_{ez} = \left(\pi^2.E.\frac{C_w}{(k_z L_t)^2} + G.J\right).\frac{1}{A.r_o^{\,2}}$$

en este caso $A.r_o^2 = I_x + I_y$.

$$\boxed{F_{ez} = 2905{,}29 \text{ kgf/cm}^4}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{F_e}} = \sqrt{\frac{2500}{2905,29}} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = 0,928$$

Cuando $\lambda_c \cdot \sqrt{\phi_{as}} \leq 1,5$ entonces:

$$F_{cr} = \phi_{as} \cdot \left(0,658^{\phi_{as} \cdot \lambda_c^2}\right) Fy = 1.(0,658^{0,982^2}).2500 \quad \rightarrow \quad \boxed{F_{cr} = 1743,91 \text{ kgf/cm}^2}$$

La resistencia minorada a compresión:

$\phi_c.N_t = 0,85.A.Fcr = 0,85.28,5 \text{ cm}^2.\ 1743,91 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow \boxed{\phi_c.N_t = 42246,14 \text{ kgf}}$

Resistencia teórica a flexión (M_t)

Tabelones:

Como $\lambda < \lambda_p$, entonces $M_t = M_p$

$M_{tx} = M_{px} = Z_x.\ Fy = 221 \text{ cm}^3.\ 2500 \text{ kgf/cm}^2 = 5525 \text{ kgf-m}$

$M_{ty} = M_{py} = Z_y.\ Fy = 47 \text{ cm}^3.\ 2500 \text{ kgf/cm}^2 = 1175 \text{ kgf-m}$

Para $\phi_b = 0,90$

$\phi_b.\ M_{tx} = 0,90.\ 5525 \text{ kgf-m} = 4972,5 \text{ kgf-m} > M_{ux} = 237,22 \text{ kgf-m}$

$\phi_b.\ M_{ty} = 0,90.\ 1175 \text{ kgf-m} = 1057,5 \text{ kgf-m} > M_{uy} = 477,65 \text{ kgf-m}$

El perfil seleccionado verifica las solicitaciones individuales.

Steel –Decks:

Como $\lambda < \lambda_p$, entonces $M_t = M_p$

$M_{tx} = M_{px} = Z_x.\ Fy = 221 \text{ cm}^3.\ 2500 \text{ kgf/cm}^2 = 5525 \text{ kgf-m}$

$M_{ty} = M_{py} = Z_y.\ Fy = 47 \text{ cm}^3.\ 2500 \text{ kgf/cm}^2 = 1175 \text{ kgf-m}$

Para $\phi_b = 0{,}90$

$\phi_b . M_{tx} = 0{,}90 . 5525$ kgf-m = 4972,5 kgf-m > M_{ux} = 238,05 kgf-m

$\phi_b . M_{ty} = 0{,}90 . 1175$ kgf-m = 1057,5 kgf-m > M_{uy} = 478,35 kgf-m

El perfil seleccionado verifica las solicitaciones individuales.

- Solicitaciones combinadas: se verifican según el Artículo 18.2 de la norma COVENIN 1618-98.

Tabelones:

$$\frac{N_u}{\phi . N_t} = \frac{15885{,}01}{42246{,}14} = 0{,}38 > 0{,}2 \quad \text{por lo que se usará la formula:}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) = \frac{15885{,}01}{42246{,}14} + \frac{8}{9}\left(\frac{237{,}22}{4972{,}5} + \frac{477{,}65}{1057{,}5}\right)$$

$$= 0{,}376 + 0{,}042 + 0{,}401 = 0{,}820 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

Steel – Decks:

$$\frac{N_u}{\phi . N_t} = \frac{15087{,}60}{42246{,}14} = 0{,}36 > 0{,}2 \quad \text{por lo que se usará la formula:}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right)=\frac{15087,60+}{42246,14}+\frac{8}{9}\left(\frac{238,05}{4972,5}+\frac{478,35}{1057,5}\right)$$

$$= 0,357+0,043+0,402 = 0,802 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

Las vigas transversales de techo pueden diseñarse con perfiles IPE 200 en Acero A-36

E.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas o soporte son elementos que transmiten las cargas a la fundación. Su utilización como perfil de columna es adecuada debido a sus radios de giro son del mismo orden de magnitud y posee la misma capacidad resistente en ambas direcciones.

La longitud del miembro en estudio es de 2,57metros.

Para el diseño se considera que los miembros están sometidos a flexocompresión; es decir, que estén sometidos a compresión normal y flexión simultáneamente. Según Capítulo 18, Sección 18,2; los miembros se dimensionaran para satisfacer las siguientes formulas de iteración:

- Cuando $\frac{N_u}{\phi.N_t} \geq 0,20$

$$\frac{N_u}{\phi N_t}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{tx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right)\leq 1$$

- Cuando $\frac{N_u}{\phi.N_t} < 0{,}20$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1$$

Tabelones:

- Fuerza Normal

Peso Propio = 1,2.(2,57m x 117 kgf/m) = 360,83 kgf

Carga Axial (del análisis) = 113268,80 kgf

Total: 113629,63 kgf

N_u =113629,63 kgf

- Momentos

Los valores de M_{ux} y M_{uy}, que se utilizaron fueron tomados de los diagramas del análisis realizado con el programa SAP2000.

M_{ux} = 9982,53 kgf-m

M_{uy} = 343,56 kgf-m

Steel - Decks:

- Fuerza Normal

Peso Propio = 1,2.(2,57m x 117 kgf/m) = 360,83 kgf

Carga Axial (del análisis) = 104313,72 kgf

Total: 104674,55 kgf

N_u =104674,55 kgf

- Momentos

Los valores de M_{ux} y M_{uy}, que se utilizaron fueron tomados de los diagramas del análisis realizado con el programa SAP2000.

$M_{ux} = 9520{,}79$ kgf-m

$M_{uy} = 321{,}99$ kgf-m

Verificación de la Resistencia

- Solicitaciones Individuales

Según la Tabla C-9.2, de la Norma COVENIN 1618-98, se tienen los siguientes valores para el factor de la longitud efectiva:

$G_A = 2$, ya que el extremo inferior de la columna más desfavorable de nuestro análisis se encuentra empotrada.

$$G_B = \frac{\sum (I/L)_{COLUMNAS}}{\sum (I/L)_{VIGAS}} = \frac{\left(\frac{18300}{248{,}5} + \frac{18300}{240}\right)}{2.\left(\frac{16270}{648{,}9}\right)} = 2{,}99$$

Según Nomograma de Alineación el valor del factor de longitud efectiva (k), para columnas en pórticos es k = 1,535

Longitud efectiva = k.L = 1,535.2,57 m = 3,94 m

Según Artículo 15.5, Sección 15.5.2, la resistencia de diseño a la compresión axial $\phi c.N_t$ con:

$\phi_c = 0.85$

$N_t = A.F_{cr}$

donde:

A : Area del perfil

F_{cr}: Será el menor valor entre Pandeo Flexional (F_{cr}^F) y Pandeo Torsional (F_{cr}^T)

Resistencia a compresión por pandeo flexional

- Parámetros de Esbeltez

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2.14} \rightarrow \lambda = 10{,}71$$

$$\lambda_p = 0{,}376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}376\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{2500}} \rightarrow \lambda_p = 10{,}90$$

Según Tabla 4,1; norma COVENIN 1618-98:

$$\lambda_r = 0{,}816\sqrt{\frac{E}{Fy - F_r}} = 0{,}816\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{1800}} \rightarrow \lambda_r = 27{,}87$$

Como $\lambda < \lambda_r$, el coeficiente de reducción por efecto de pandeo local (ϕ_{as}), es igual a 1.

$$\lambda_c = \frac{k.L}{r.\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{394}{7{,}49.\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}1x10^6}} \rightarrow \lambda_c = 0{,}58$$

Cuando $\lambda_c.\sqrt{\phi_{as}} \leq 1{,}5$ entonces:

$$F_{cr} = \phi_{as}.\left(0{,}658^{\phi_{as}.\lambda_c^2}\right)Fy = 1.(0{,}658^{0{,}58^2}).2500 \rightarrow \boxed{F_{cr} = 2171{,}66 \text{ kgf/cm}^2}$$

Resistencia a compresión por pandeo torsional

La resistencia minorada por pandeo en torsión o flexotorsión de miembros comprimidos, se determinará según la Sección 15.5.2 de la norma COVENIN 1618-98, excepto que λ_c se calculará como $\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{F_e}}$.

Para secciones con dos ejes de simetría, $F_e = F_{cz}$, la tensión crítica de pandeo elástico en torsión:

$$F_{ez} = \left(\pi^2.E.\frac{C_w}{(k_z L_t)^2} + G.J\right).\frac{1}{A.r_o^{\,2}}$$

en este caso $A.r_o^2 = I_x + I_y$.

$$\boxed{F_{ez} = 2882{,}67 \text{ kgf/cm}^4}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{F_e}} = \sqrt{\frac{2500}{2882{,}67}} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = 0{,}93$$

Cuando $\lambda_c.\sqrt{\phi_{as}} \leq 1{,}5$ entonces:

$$F_{cr} = \phi_{as}.\left(0{,}658^{\phi_{as}.\lambda_c^2}\right)Fy = 1.(0{,}658^{0{,}93^2}).2500 \quad \rightarrow \quad \boxed{F_{cr} = 1740{,}69 \text{ kgf/cm}^2}$$

La resistencia minorada a compresión:

$$\phi_c.N_t = 0{,}85.A.Fcr = 0{,}85.112{,}5 \text{ cm}^2.\ 1740{,}69 \text{ kgf/cm}^2 \quad \rightarrow \quad \boxed{\phi_c.N_t = 166453{,}48 \text{ kgf}}$$

<u>Resistencia teórica a flexión (M_t)</u>

Como $\lambda < \lambda_p$, entonces $M_t = M_p$

$M_{tx} = M_{px} = Z_x . Fy = 1390\ cm^3 . 2500\ kgf/cm^2 = 34750$ kgf-m

$M_{ty} = M_{py} = Z_y . Fy = 628\ cm^3 . 2500\ kgf/cm^2 = 15700$ kgf-m

Para $\phi_b = 0{,}90$

Tabelones:

$\phi_b . M_{tx} = 0{,}90 . 34750$ kgf-m $= 31275$ kgf-m $> M_{ux} = 9982{,}53$ kgf-m

$\phi_b . M_{ty} = 0{,}90 . 15700$ kgf-m $= 14130$ kgf-m $> M_{uy} = 343{,}56$ kgf-m

Steel - Decks:

$\phi_b . M_{tx} = 0{,}90 . 34750$ kgf-m $= 31275$ kgf-m $> M_{ux} = 9520{,}79$ kgf-m

$\phi_b . M_{ty} = 0{,}90 . 15700$ kgf-m $= 14130$ kgf-m $> M_{uy} = 321{,}99$ kgf-m

El perfil seleccionado verifica las solicitaciones individuales.

- Solicitaciones combinadas: se verifican según el Artículo 18.2 de la norma COVENIN 1618-98.

Tabelones:

$$\frac{N_u}{\phi . N_t} = \frac{113629{,}63}{166453{,}48} = 0{,}68 > 0{,}2 \text{ por lo que se usará la formula:}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

donde $M_u = B_1 . M_{nt} + B_2 . M_{lt}$

En el pórtico restringido contra la desplazabilidad:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(N_u / N_{e1}\right)} \geq 1$$

$$C_m = 0{,}60 - 0{,}40(M_1 / M_2) = 0{,}60 - 0{,}40(343{,}56 / 9982{,}53) = 0{,}59$$

$$N_{e1} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r)^2} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r_y)^2} = \frac{\pi^2.112{,}5.2{,}1x10^6}{(381/7{,}79)^2} = 974757{,}37\,kgf$$

$$B_1 = \frac{0{,}59}{1-(113629{,}63/974757{,}37)} = 0{,}67 < 1\,; \quad \text{entonces } B_1 = 1{,}0$$

$$N_{e2} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r)^2} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r_x)^2} = \frac{\pi^2.112{,}5.2{,}1x10^6}{(381/12{,}7)^2} = 2590771{,}16\,kgf$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{e2}}\right)} = \frac{1}{1-\left(\frac{113629{,}63}{2590771{,}16}\right)} = 1{,}05$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) = \frac{113629{,}63}{166453{,}48} + \frac{8}{9}\left(\frac{9982{,}53}{31275} + \frac{343{,}56}{14130}\right)$$

$$= 0{,}683 + 0{,}284 + 0{,}0216 = 0{,}988 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

Las columnas pueden diseñarse con perfiles HEA 300 en Acero A-36

<u>Steel - Decks</u>:

$$\frac{N_u}{\phi.N_t} = \frac{104674{,}55}{166453{,}48} = 0{,}63 > 0{,}2 \text{ por lo que se usará la formula:}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

donde $M_u = B_1.M_{nt} + B_2.M_{lt}$

En el pórtico restringido contra la desplazabilidad:

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(N_u / N_{e1})} \geq 1$$

$$C_m = 0{,}60 - 0{,}40(M_1 / M_2) = 0{,}60 - 0{,}40(321{,}99 / 9520{,}79) = 0{,}59$$

$$N_{e1} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r)^2} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r_y)^2} = \frac{\pi^2.112{,}5.2{,}1x10^6}{(381/7{,}79)^2} = 974757{,}37\,kgf$$

$$B_1 = \frac{0{,}59}{1-(104674{,}55/974757{,}37)} = 0{,}66 < 1; \quad \text{entonces } B_1 = 1{,}0$$

$$N_{e2} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r)^2} = \frac{\pi^2.A.E}{(k.L/r_x)^2} = \frac{\pi^2.112{,}5.2{,}1x10^6}{(381/12{,}7)^2} = 2590771{,}16\,kgf$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{e2}}\right)} = \frac{1}{1-\left(\frac{104674{,}55}{2590771{,}16}\right)} = 1{,}04$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) = \frac{104674{,}55}{166453{,}48} + \frac{8}{9}\left(\frac{9520{,}79}{31275} + \frac{321{,}99}{14130}\right)$$

$$= 0{,}629 + 0{,}271 + 0{,}020 = 0{,}920 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

Las columnas pueden diseñarse con perfiles HEA 300 en Acero A-36

E.4. ARRIOSTRAMIENTO

La longitud del miembro en estudio es de 4,873 metros. Para el diseño se considera que el miembro está sometido a Tracción y Compresión.

- La resistencia minorada de un miembro traccionado $\phi_t N_t$ será el menor valor obtenido en base a los valores limites de cedencia en el área total y fracturada en la sección neta efectiva.

(a) Para cedencia del área total:

$\phi_t = 0{,}90$

$N_t = Fy.A$

$$\phi_t.N_t = 0{,}90.2500.46{,}4 \quad \rightarrow \quad \phi_t.N_t = 104400\,kgf$$

(b) Para fractura del área neta efectiva:

$\phi_t = 0{,}75$

$N_t = F_u.A_e$

Cuando la carga de tracción se transmite directamente a cada uno de los componentes de la sección transversal mediante conectores o soldaduras, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n.

$$\phi_t.N_t = 0{,}75.4080.46{,}4 \quad \rightarrow \quad \phi_t.N_t = 141984\,kgf$$

$$\boxed{\phi_t N_t = 104400 \text{ kgf}}$$

- Miembros a compresión: para miembros cuyo diseño se basa en fuerzas de comprensión, la relación de esbeltez KL/r, preferiblemente no excederá 200.

Según la Tabla C-9.2, de la Norma COVENIN 1618-98, se tienen los siguientes valores para el factor de la longitud efectiva: k = 1,00

Longitud efectiva = k.L = 1,00.4,873 m = 4,873 m

$$\frac{KL}{r} = \frac{487{,}3\,cm}{5{,}18\,cm} = 94{,}44 \quad \rightarrow \quad KL/r < 200$$

- Cuando $\frac{N_u}{\phi . N_t} \geq 0{,}20$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

- Cuando $\frac{N_u}{\phi . N_t} < 0{,}20$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

Tabelones:

- Fuerza Normal

Peso Propio = 1,2.(4,873m x 36,42 kgf/m) = 212,97 kgf

Carga Axial (del análisis) = 27756,70 kgf

Total: 27969,67kgf

$$\boxed{N_u = 27969{,}67 \text{ kgf}}$$

- Momentos

Los valores de M_{ux} y M_{uy}, que se utilizaron fueron tomados de los diagramas del análisis realizado con el programa SAP2000.

M_{ux} = 302,26 kgf-m

M_{uy} = 496,56 kgf-m

Steel - Decks:

- Fuerza Normal

Peso Propio = 1,2.(4,873m x 36,42 kgf/m) = 212,97 kgf

Carga Axial (del análisis) = 26953,85 kgf

Total: 27166,82 kgf

$$\boxed{N_u = 27166{,}82 \text{ kgf}}$$

- Momentos

Los valores de M_{ux} y M_{uy}, que se utilizaron fueron tomados de los diagramas del análisis realizado con el programa SAP2000.

M_{ux} = 302,26 kgf-m

M_{uy} = 496,56 kgf-m

Verificación de la Resistencia

- Solicitaciones Individuales

Según Artículo 15.5, Sección 15.5.2, la resistencia de diseño a la compresión axial $\phi c.N_t$ con:

$\phi_c = 0.85$

$N_t = A.F_{cr}$

donde:

A : Area del perfil

F_{cr}: Será el menor valor entre Pandeo Flexional (F_{cr}^{F}) y Pandeo Torsional (F_{cr}^{T})

Resistencia a compresión por pandeo flexional

- Parámetros de Esbeltez

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{24}{2.1} \rightarrow \lambda = 12$$

$$\lambda_p = 0{,}376\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}376\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{2500}} \rightarrow \lambda_p = 10{,}90$$

Según Tabla 4,1; norma COVENIN 1618-98:

$$\lambda_r = 0{,}816\sqrt{\frac{E}{Fy - F_r}} = 0{,}816\sqrt{\frac{2{,}1x10^6}{1800}} \rightarrow \lambda_r = 27{,}87$$

Como $\lambda < \lambda_r$, el coeficiente de reducción por efecto de pandeo local (ϕ_{as}), es igual a 1.

$$\lambda_c = \frac{k.L}{r.\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{487{,}3}{5{,}18..\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}1x10^6}} \rightarrow \lambda_c = 1{,}03$$

Cuando $\lambda_c.\sqrt{\phi_{as}} \leq 1{,}5$ entonces:

$$F_{cr} = \phi_{as}(0{,}658^{\phi_{as}.\lambda_c^2}).Fy \rightarrow$$

$$\boxed{F_{cr} = 1599{,}20 \text{ kgf/cm}^2}$$

Resistencia a compresión por pandeo torsional

La resistencia minorada por pandeo en torsión o flexotorsión de miembros comprimidos, se determinará según la Sección 15.5.2 de la norma COVENIN 1618-98, excepto que λ_c se calculará como $\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{F_e}}$.

Para secciones con dos ejes de simetría, $F_e = F_{ez}$, la tensión crítica de pandeo elástico en torsión:

$$F_{ez} = \left(\pi^2.E.\frac{C_w}{(k_z L_t)^2} + G.J\right).\frac{1}{A.r_o^{\,2}}$$

en este caso $A.r_o^2 = I_x + I_y$.

$$\boxed{F_{ez} = 38628{,}25 \text{ kgf/cm}^4}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{F_e}} = \sqrt{\frac{2500}{38628{,}25}} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = 0{,}254$$

Cuando $\lambda_c.\sqrt{\phi_{as}} \leq 1{,}5$ entonces:

$$F_{cr} = \phi_{as}.\left(0{,}658^{\phi_{as}.\lambda_c^2}\right)Fy = 1.(0{,}658^{0{,}254^2}).2500 \quad \rightarrow \quad \boxed{F_{cr} = 2433{,}19 \text{ kgf/cm}^2}$$

La resistencia minorada a compresión:

$$\phi_c.N_t = 0{,}85.A.Fcr = 0{,}85.46{,}4 \text{ cm}^2.\ 1599{,}20\text{kgf/cm}^2 \rightarrow \boxed{\phi_c.N_t = 63072{,}45 \text{ kgf}}$$

Resistencia teórica a flexión (M_T)

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, entonces

$$M_T = M_p - (M_p - M_r).\frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)}$$

$$M_p = Z.Fy$$

$$M_r = S.Fy$$

$$\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} = \frac{12 - 10{,}9}{27{,}87 - 12} = 0{,}07$$

$M_{px} = Z_x.\ Fy = 157{,}99\ cm^3.\ 2500\ kgf/cm^2 = 3949{,}75$ kgf-m

$M_{py} = Z_y.\ Fy = 100{,}80 cm^3.\ 2500\ kgf/cm^2 = 2520{,}00$kgf-m

$M_{rx} = S_x.\ Fy = 72{,}04\ cm^3.\ 2500\ kgf/cm^2 = 1801{,}00$ kgf-m

$M_{ry} = S_y.\ Fy = 103{,}75 cm^3.\ 2500\ kgf/cm^2 = 2593{,}79$ kgf-m

Tabelones y Steel - Decks:

Para $\phi_b = 0{,}90$

$\phi_b.\ M_{tx} = 0{,}90(3949{,}75 - (3949{,}75 - 1801{,}00).0{,}07) = 3419{,}40 > M_{ux} = 302{,}26$ kgf-m

$\phi_b.\ M_{ty} = 0{,}90(2520 - (2520 - 2593{,}79).0{,}07)$ kgf-m $= 2272{,}65 > M_{uy} = 496{,}56$ kgf-m

El perfil seleccionado verifica las solicitaciones individuales.

- Solicitaciones combinadas: se verifican según el Artículo 18.2 de la norma COVENIN 1618-98.

Tabelones:

$$\frac{N_u}{\phi.N_t} = \frac{27969,67}{63072,45} = 0,44 > 0,2 \quad \text{por lo que se usará la formula:}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) = \frac{27969,67}{63072,45} + \frac{8}{9}\left(\frac{302,26}{3419,40} + \frac{496,56}{2272,65}\right)$$

$$= 0,443 + 0,079 + 0,194 = 0,716 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

Steel - Decks:

$$\frac{N_u}{\phi.N_t} = \frac{27166,82}{63072,45} = 0,430 > 0,2 \quad \text{por lo que se usará la formula:}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) \leq 1$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right) = \frac{27166,82}{63072,45} + \frac{8}{9}\left(\frac{302,26}{3419,40} + \frac{496,56}{2272,65}\right)$$

$$= 0,430 + 0,079 + 0,194 = 0,703 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

ANEXO F

TABULADOR DE OFICIO Y SALARIOS BÁSICOS DE LA CONVENCIÓN COLECTIVA DEL TRABAJO 2003 – 2006

NIVEL	DENOMINACION	SALARIO TABULADOR		
		LAUDO ARBITRAL DESDE: 01/06/03	AUMENTO DEL 25%	A LA FECHA DE ENTREGA EN VIGENCIA
1	OBRERO DE 1 era.	12,570	3,143	15,713
	VIGILANTE	12,570	3,143	15,713
2	AYUDANTE	13,460	3,356	16,825
	AYUDANTE DE MECANICO DIESEL	13,460	3,356	16,825
	AYUDANTE DE OPERADORES	13,460	3,356	16,825
	CAUCHERO	13,460	3,356	16,825
3	AUXILIAR DE DEPOSITO	13,640	3,410	17,050
	AYUDANTE DE TOPOGRAFO	13,640	3,410	17,050
	OPERADOR DE ARTILLO PERFORADOR	13,640	3,410	17,050
	RASTRILLERO	13,640	3,410	17,050
4	CHOFER DE 4ta.	13,730	3,433	17,163
5	ESPESORISTA	13,820	3,455	17,275
6	MAQUINISTA DE CONCRETO DE 2da.	14,000	3,500	17,500
7	CHOFER DE 3ra. (HASTA 3 TONS)	14,050	3,512	17,562
	ENGRASADOR	14,050	3,512	17,562
8	CHOFER DE 2da. (DE 3 A 8 TONS)	14,360	3,590	17,950
9	OPERADOR DE EQUIPO PERFORADOR	14,720	3,680	18,400
10	SOLDADOR DE 3ra.	14,900	3,725	18,625
11	ALBAÑIL DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	CABILLERO DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	CAPORAL	15,090	3,773	18,863
	CARPINTERO DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	ELECTRICISTA DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	GRANITERO DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	GUINCHERO	15,090	3,773	18,863
	IMPERMEABILIZADOR DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	INSTALADOR ELECTROMECANICO DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	LATONERO DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	MAQUINISTA DE CONCRETO DE 1ra.	15,090	3,773	18,863
	MECANICO DE GASOLINA DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	15,090	3,773	18,863

	OPERADOR DE PLANTA FIJA DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	OPERADOR EQUIPO DE SANDBLASTING	15,090	3,773	18,863
	PINTOR DE 2da.	15,090	3,773	18,863
11	PLOMERO DE 2da.	15,090	3,773	18,863
	SOLDADOR DE 2da.	15,090	3,773	18,863
12	OPERADOR DE PAVIMENTADORA	15,260	3,815	19,075
13	CHOFER DE 1era. (DE 8 A 15 TONS)	15,290	3,823	19,113
14	MECANICO DE GASOLINA DE 1ra.	15,440	3,860	19,300
15	OPERADOR DE PLANTA FIJA DE 1era.	15,620	3,905	19,525
16	CHOFER DE CAMION MAS DE 15 TONS.	15,690	3,923	19,613
	CHOFERDE CAMION MEZCLADOR	15,690	3,923	19,613
17	DINAMITERO	16,510	4,128	20,638
18	OPERADOR DE PALA HASTA UNA YARDA CUB.	16,690	4,173	20,863
19	ALBAÑIL DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	ALBAÑIL REFRACTARIO	16,880	4,220	21,100
	CABILLERO DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	CARPINTERO DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	ELECTRICISTA DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	GRANITERO DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	IMPERMEABILIZADOR DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	INSTALADOR ELECTROMECANICO DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	LATONERO DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	LINIERO DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	MECANICO EQUIPO PESADO DE 2da.	16,880	4,220	21,100
	MONTADOR	16,880	4,220	21,100
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO DE 2da.	16,880	4,220	21,100
	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 2da.	16,880	4,220	21,100
	OPERADOR DE MOTONIVELADORA DE 2da.	16,880	4,220	21,100
	OPERADOR DE MOTOTRAILLA DE 2da.	16,880	4,220	21,100
	OPERADOR MAQUINAS-HERRAMIENTAS 2da.	16,880	4,220	21,100
	PINTOR DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	PLOMERO DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	SOLDADOR DE 1era.	16,880	4,220	21,100
	TRACTORISTA DE 2da.	16,880	4,220	21,100
	TUBERO FRABICADOR	16,880	4,220	21,100
20	OPERADOR DE PALA HASTA 1YARDA CUB. DE 2da.	17,230	4,308	21,538
21	CHOFER DE GANDOLA DE 2da. (DE 15-40T)	17,470	4,368	21,838
22	MAESTRO CARPINTERO DE 2da.	17,600	4,400	22,000
	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1era.	17,600	4,400	22,000
	OPERADOR MAQUINAS-HERRAMIENTAS 1era.	17,600	4,400	22,000
23	CHOFER DE GANDOLA DE 1ra. (TODO TON.)	18,500	4,625	23,125

24	CAPORAL DE EQUIPO	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO ALBAÑIL	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO CABILLERO	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO CARPINTERO DE 1era.	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO DE OBRA DE 2da.	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO DE OBRAS ELECTROMECANICAS	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO DE VOLADURAS	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO ELECTRICISTA	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO GRANITERO	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO IMPERMEABILIZADOR	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO PINTOR	18,680	4,670	23,350
	MAESTRO PLOMERO DE 1era.	18,680	4,670	23,350
	MECANICO EQUIPO PESADO DE 1era.	18,680	4,670	23,350
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO DE 1era.	18,680	4,670	23,350
	OPERADOR DE MOTONIVELADORA DE 1era.	18,680	4,670	23,350
	OPERADOR DE MOTOTRAILLA DE 1era.	18,680	4,670	23,350
	OPERADOR DE PALA MAS 1YARDA CUB. DE 1era.	18,680	4,670	23,350
	TRACTORISTA DE 1era.	18,680	4,670	23,350
25	MAESTRO DE OBRA DE 1era.	21,530	5,383	26,913
	MAESTRO MECANICO	21,530	5,383	26,913