

Anexo 1.

Problema	Causas	Efectos	Solución
1. Como controlar las deformaciones en losas de volado de grandes luces en entrepisos de edificaciones.	1. Deformación excesiva ante cargas gravitatorias y sobrecargas. 2. Ductilidad baja de los elementos estructurales. 3. Rigidización insuficiente ante los estados de carga actuantes.	1. Grandes deformaciones y esfuerzos producidos en la losa de volado en los entrepisos. 2. Inestabilidad de los elementos ante el diseño en grandes luces. 3. Mayor cuantía debido a mayores esfuerzos internos de la losa.	1. Proporcionar un sistema de elementos estructurales con riostras de vigas inclinadas que permitan controlar las deformaciones del sistema principal de las losas en volado. 2. Lograr dimensionar y diseñar elementos estructurales que permitan una mejor ductilidad de la estructura del edificio.

Anexo 2.

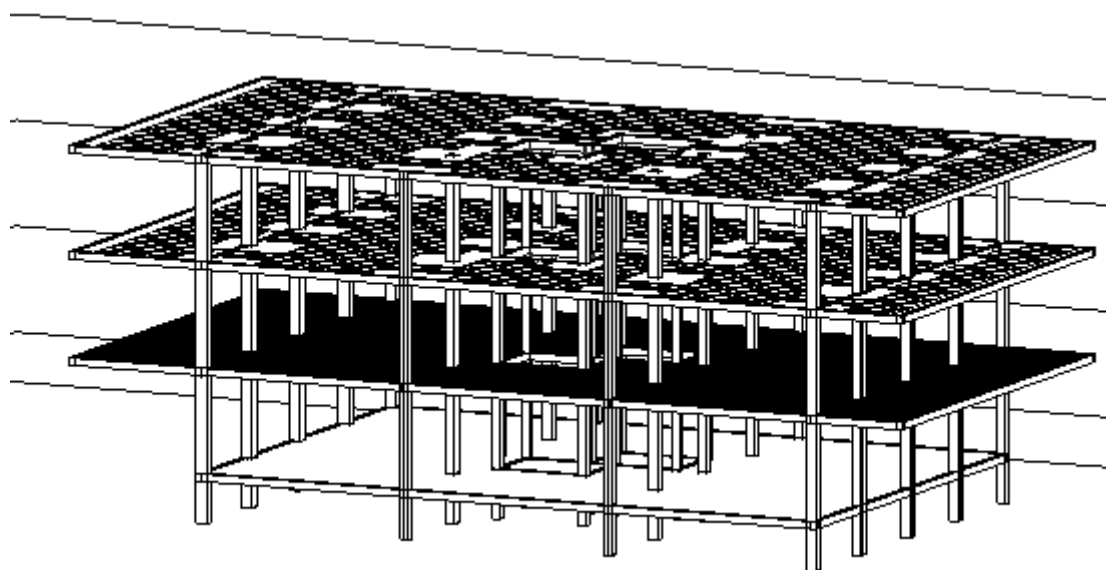
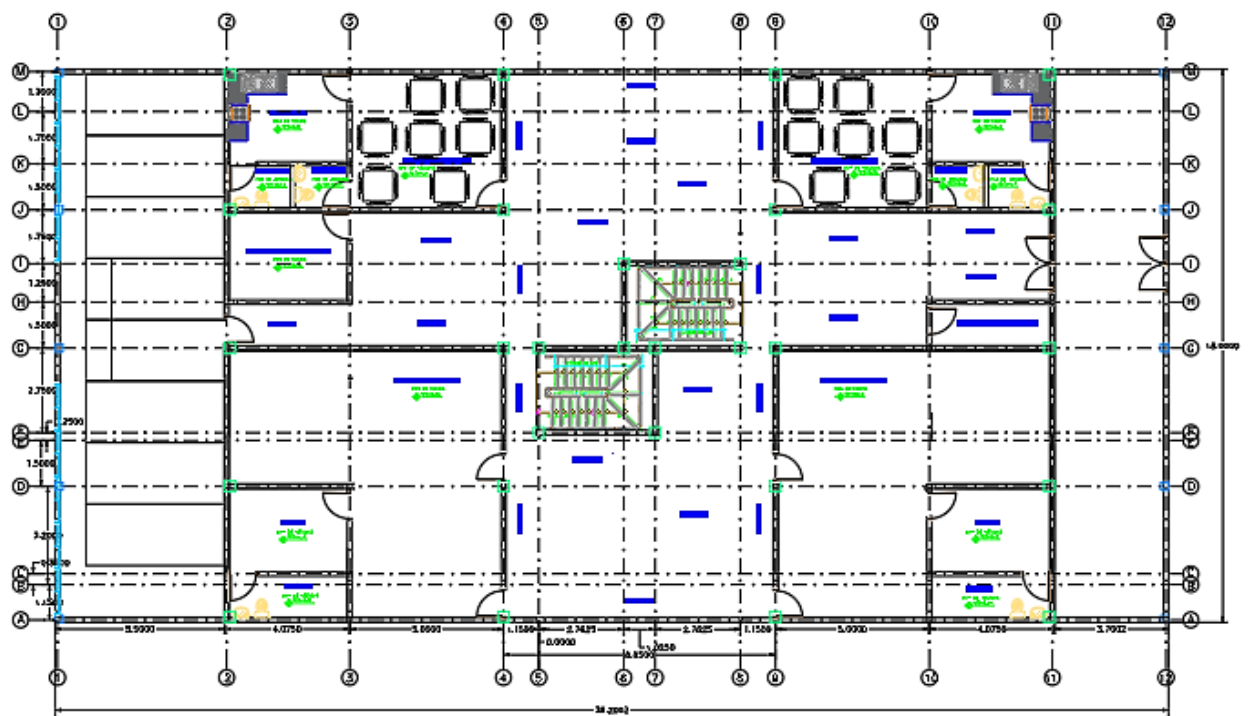


FIGURA N°25. PLANO EN DETALLE DEL MODELO BASE ESTRUCTURAL.

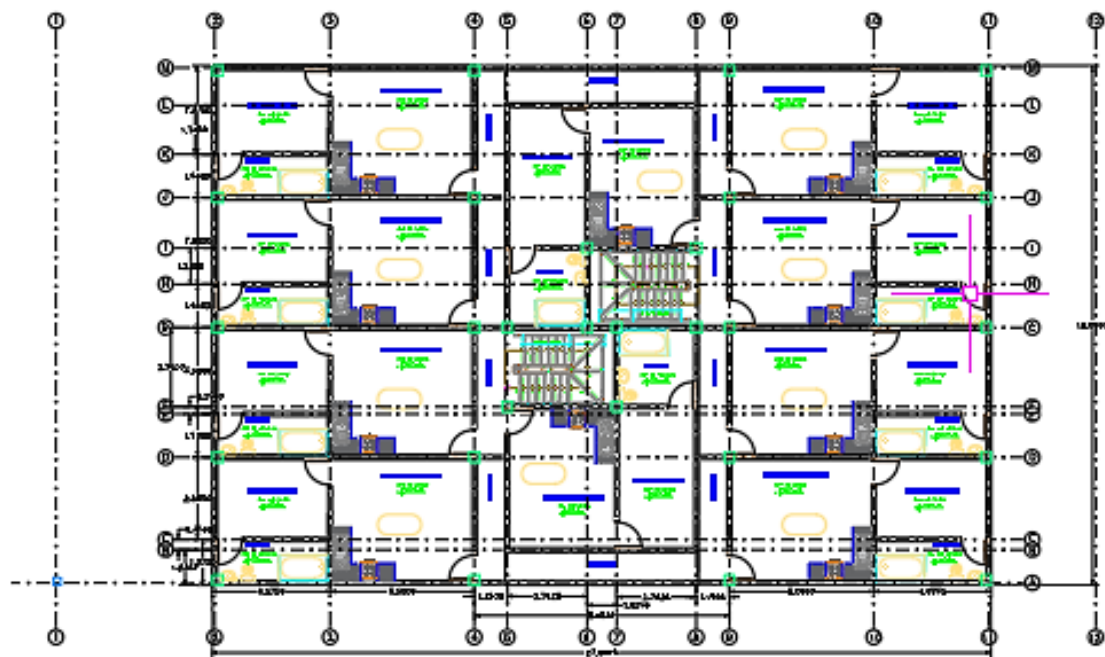
Diseño arquitectónico mediante el uso de AUTOCAD.

Figure 1 is a detailed floor plan of the 1st floor of the building. The plan shows a grid of rooms with various furniture and equipment. Rooms are labeled with numbers 1 through 12. The plan includes a central staircase and a large open area in the center. Dimensions are provided for various sections of the plan.

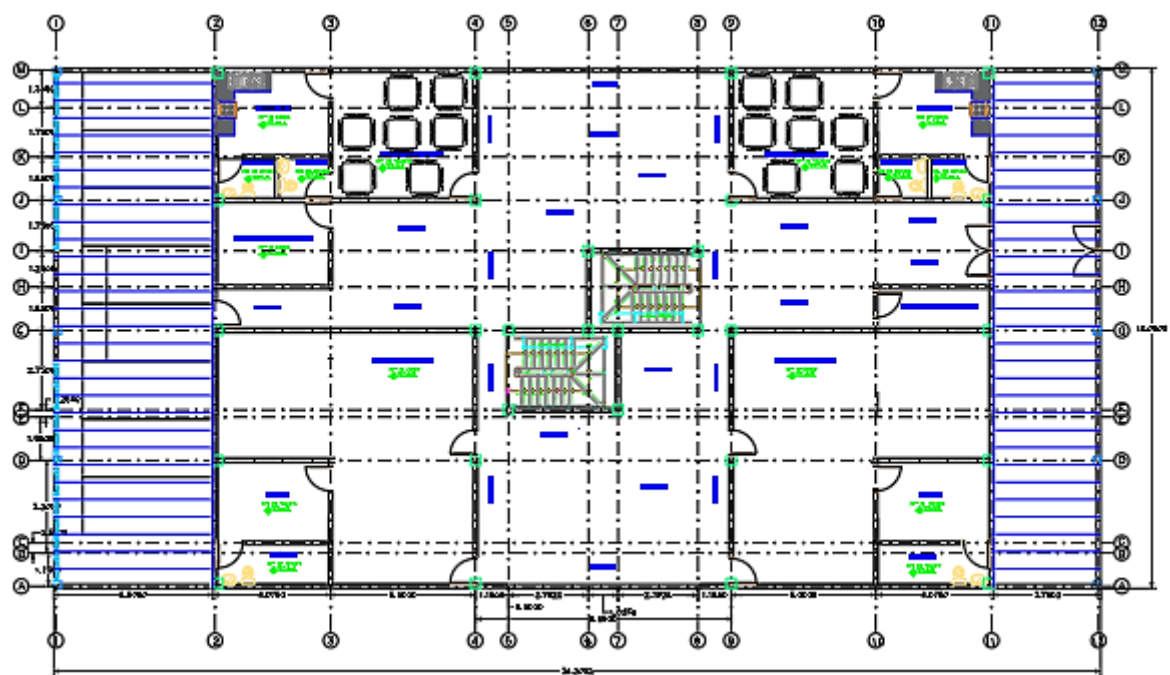
2da Alternativa Planta baja



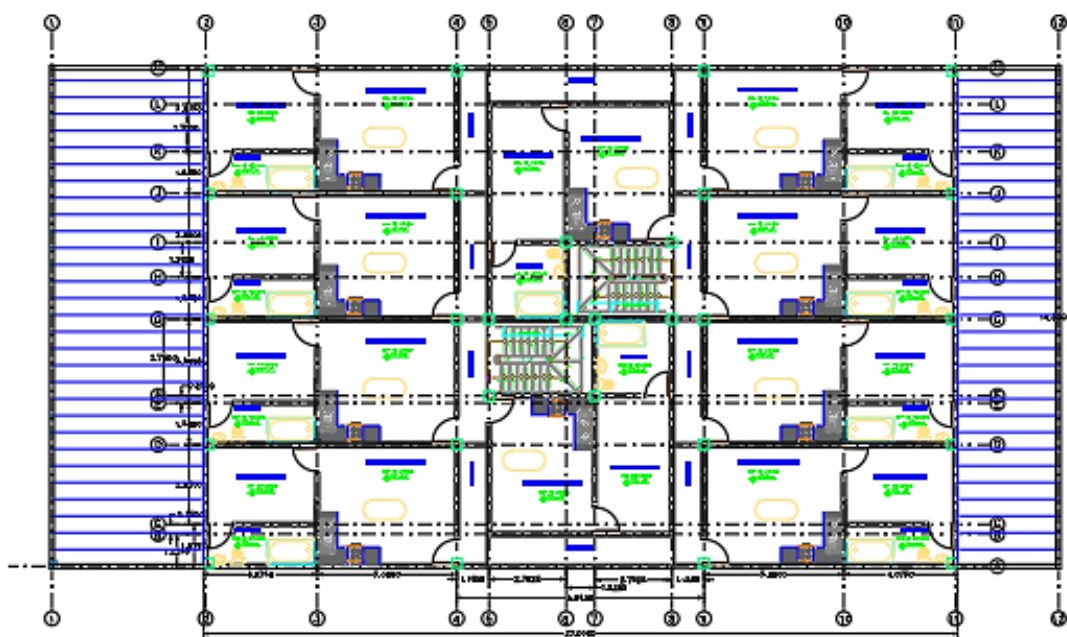
2da Alternativa—pisos de arriba



3ra Alternativa Planta baja



3ra Alternativa—pisos de arriba



Anexo 4.

Errores de las alternativas.

Error de la alternativa 01.

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "0.00 m"
para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas
muertas - Tabiquería+Cargas muertas -
Pavimento+Sobrecarga de uso

30.17 mm □ 19.79 mm ✗

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$f_{A,lim}$: 19.79 mm

$$f_{A,lim} = L/480$$

L: longitud de referencia

L : 9.50 m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del
instante "3 meses"

$f_{A,max}$: 30.17 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses",
calculada como la diferencia entre la flecha total
máxima y la flecha producida hasta dicho instante
($f(t_{ed})$)

$f_{T,max}(t_{ed}, \square)$: flecha total máxima producida a
partir del instante "3 meses"

$f_{T,max}(t_{ed}, \square)$: 49.74 mm

Error de la alternativa 03.

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "0.00 m"
para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas
muertas - Tabiquería+Cargas muertas -
Pavimento+Sobrecarga de uso

323.79 mm □ 22.08 mm ✖

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$f_{A,lim}$: 22.08 mm

$f_{A,lim} = L/480$

L : longitud de referencia

L : 10.60 m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del
instante "3 meses"

$f_{A,max}$: 323.79 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses",
calculada como la diferencia entre la flecha total
máxima y la flecha producida hasta dicho instante
($f(t_{ed})$)

$f_{T,max}(t_{ed}, \square)$: flecha total máxima producida a
partir del instante "3 meses"

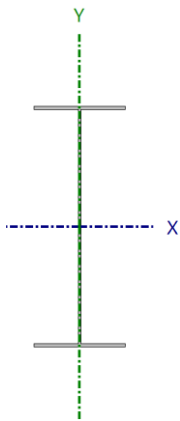
$f_{T,max}(t_{ed}, \square)$: 387.40 mm

Error de la alternativa 04.

Barra N252/N94

Perfil: IPC 533x203x62.6

Material: Acero (A36)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm4)	I _y ⁽¹⁾ (cm4)	I _t ⁽²⁾ (cm4)
N252	N94	5.550	79.25	35455.70	1330.56	20.07
Notas: (1) <i>Inercia respecto al eje indicado</i> (2) <i>Momento de inercia a torsión uniforme</i>						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
□	1.00	1.00	0.00	0.00		
L _K	5.550	5.550	0.000	0.000		
C _b	-		1.000			
Notación: □: <i>Coeficiente de pandeo</i> L_K: <i>Longitud de pandeo (m)</i> C_b: <i>Factor de modificación para el momento crítico</i>						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P _t	□ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
N252/N94	N.P. (1)	□ □ 200.0 Cumple	x: 5.37 m □ = 0.1	x: 5.55 m □ = 156.9	x: 5.37 m □ < 0.1	x: 5.19 m □ < 0.1	x: 5.19 m □ = 27.4	x: 5.55 m □ = 330.2	NO CUMPLE □ = 330.2

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P _t	□ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
Notación:									
P _t : Resistencia a tracción									
□ _c : Limitación de esbeltez para compresión									
P _c : Resistencia a compresión									
M _x : Resistencia a flexión eje X									
M _y : Resistencia a flexión eje Y									
V _x : Resistencia a corte X									
V _y : Resistencia a corte Y									
PM _x M _y V _x V _y T: Esfuerzos combinados y torsión									
x: Distancia al origen de la barra									
□: Coeficiente de aprovechamiento (%)									
N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.):									
(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : 135.4 \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : 135.4$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : 5550 \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : 1.00$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : 4.10 \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y : 4.10 \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : 1330.56 \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : 79.25 \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\phi_T : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en un punto situado a una distancia de 5.370 m del nudo N252, para la combinación de hipótesis $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CM + 1.4 \cdot CM1$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.90} \quad \text{kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{673.01} \quad \text{kN}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$P_n : \underline{747.79} \quad \text{kN}$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{79.25} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{94.36} \quad \text{MPa}$$

b) Cuando:

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del
acero de las barras **F_y :** 250.00 MPa

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es
el menor valor de: **F_e :** 107.60 MPa

F_e : □

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero **E :** 200000.00 MPa

C_w: Constante de alabeo de la
sección **C_w :** 912999.76 cm⁶

K_z: Factor de longitud efectiva de
pandeo alrededor del eje Z **K_z :** 0.00

L: Longitud de la barra **L :** 5550 mm

G: Módulo de elasticidad transversal
del acero **G :** 80000.00 MPa

J: Momento de inercia a torsión
uniforme **J :** 20.07 cm⁴

I_x: Momento de inercia respecto al
eje X **I_x :** 35455.70 cm⁴

I_y: Momento de inercia respecto al
eje Y **I_y :** 1330.56 cm⁴

F_e: Tensión crítica elástica de pandeo,
tomada como la menor de: **F_e :** 107.60 MPa

F_{ex} : 2867.18 MPa

F_{ey} : 107.60 MPa

Donde:

E: Módulo de elasticidad del
acero **E :** 200000.00 MPa

K: Factor de longitud efectiva. **K_x :** 1.00

	K_y :	<u>1.00</u>	
L: Longitud de la barra	L :	<u>5550</u>	mm
r: Radio de giro dominante	r_x :	<u>21.15</u>	cm
	r_y :	<u>4.10</u>	cm

Donde:

I: Momento de inercia	I_x :	<u>35455.70</u>	cm ⁴
	I_y :	<u>1330.56</u>	cm ⁴

A: Área total de la sección transversal de la barra.	A :	<u>79.25</u>	cm ²
---	------------	--------------	-----------------

Q :	<u>1.00</u>
------------	-------------

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s: se calcula de la siguiente forma:

Q_s :	<u>1.00</u>
------------------------	-------------

b) para alas, angulares, y chapas en pilares u otras
barras comprimidas compuestas

i) si

Q_s :	<u>1.00</u>
------------------------	-------------

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala	b :	<u>101.60</u>	mm
t: Espesor del ala	t :	<u>9.50</u>	mm

E: Módulo de elasticidad del acero **E :** 200000.00 MPa

F_y: Límite elástico mínimo especificado
del acero de las barras **F_y :** 250.00 MPa

k_c : 0.50

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos
el radio de acuerdo **h :** 514.40 mm

t_w: Espesor del alma **t_w :** 7.90 mm

Q_a : 1.00

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra. **A :** 79.25 cm²

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección
transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'h_e'. **A_{eff} :** 79.25 cm²

a) en elementos esbeltos uniformemente
comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas
y rectangulares de espesor uniforme

ii) Cuando:

h_e : 514.40 mm

Donde:

h: Ancho del elemento comprimido
no rigidizado **h :** 514.40 mm

t: Espesor del alma **t :** 7.90 mm

E: Módulo de elasticidad del acero

E : 200000.00 MPa

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

X

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\phi_M : \underline{1.569} \quad \mathbf{X}$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N94, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(1)$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{541.60} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{345.14} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \underline{383.48} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \quad 383.48 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$F_y: \text{ Límite elástico mínimo especificado} \quad F_y : \quad 250.00 \quad \text{MPa}$$

$$Z_x: \text{ Módulo resistente plástico respecto al eje X} \quad Z_x : \quad 1533.94 \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo lateral-torsional

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \quad 0 \quad \text{mm}$$

$$L_p : \quad 2039.80 \quad \text{mm}$$

Donde:

$$E: \text{ Módulo de elasticidad del acero} \quad E : \quad 200000.00 \quad \text{MPa}$$

$$F_y: \text{ Límite elástico mínimo especificado} \quad F_y : \quad 250.00 \quad \text{MPa}$$

$$r_y : \quad 4.10 \quad \text{cm}$$

Donde:

$$I_y: \text{ Momento de inercia respecto al eje Y} \quad I_y : \quad 1330.56 \quad \text{cm}^4$$

$$A: \text{ Área total de la sección transversal de la barra.} \quad A : \quad 79.25 \quad \text{cm}^2$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\phi_M < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 5.370 m del nudo N252, para la combinación de acciones $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CM + 1.4 \cdot CM1$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{45.93} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$M_n : \underline{51.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{51.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 250.00 MPa

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

Z_y : 204.15 cm³

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

S_y : 130.96 cm³

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

I_y : 1330.56 cm⁴

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

x : 101.60 mm

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\phi_v < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en un punto situado a una distancia de 5.190 m del nudo N252, para la combinación de hipótesis $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CM + 1.4 \cdot CM1$.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{V_r : \quad 0.01 \quad kN}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$\mathbf{V_c : \quad 521.21 \quad kN}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \quad 0.90$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7).

$$\mathbf{V_n : \quad 579.12 \quad kN}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$\mathbf{F_y : \quad 250.00 \quad MPa}$$

$$\mathbf{A_w : \quad 38.61 \quad cm^2}$$

Donde:

b_f: Anchura total del ala

$$\mathbf{b_f : \quad 203.20 \quad mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$\mathbf{t_f : \quad 9.50 \quad mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala	b : <u>101.60</u> mm
t_f: Espesor del ala	t_f : <u>9.50</u> mm
E: Módulo de elasticidad del acero	E : <u>200000.00</u> MPa
K_v: Coeficiente de abolladura del alma	K_v : <u>1.20</u>

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\phi_v : \underline{0.274} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en un punto situado a una distancia de 5.190 m del nudo N252, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(1)$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_r : 156.12 kN

V_c : Resistencia de diseño a cortante

V_c : 568.87 kN

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

ϕ_v : 0.90

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

V_n : 632.08 kN

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 250.00 MPa

$$A_w : \quad 42.14 \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$$d: \text{Canto total} \quad d : \quad 533.40 \quad \text{mm}$$

$$t_w: \text{Espesor del alma} \quad t_w : \quad 7.90 \quad \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \quad 1.00$$

Donde:

$$E: \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad E : 200000.00 \text{ MPa}$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \quad 5.00$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \quad 514.40 \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \quad 7.90 \quad \text{mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 514.40 mm

t_w: Espesor del alma

t_w : 7.90 mm

E: Módulo de elasticidad del acero

E : 200000.00 MPa

F_y: Límite elástico mínimo especificado

F_y : 250.00 MPa

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)



Se debe cumplir el siguiente criterio:

$\square$: 3.302

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_s se producen en el nudo N94, para la combinación de acciones

$1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(1)$.

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$\square$: 0.101

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\sigma : \underline{1.812} \quad \text{X}$$

$$\sigma : \underline{0.137} \quad \text{✓}$$

$$\sigma : \underline{3.302} \quad \text{X}$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.21} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$T_c : \underline{2.05} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n : \underline{2.27} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: Módulo resistente a torsión **C :** 21.12 cm³

c) El estado límite de pandeo

F_n : 107.60 MPa

Donde:

F_{ex} : 2867.18 MPa

F_{ey} : 107.60 MPa

Donde:

E: Módulo de elasticidad
del acero

E : 200000.00 MPa

K: Factor de longitud
efectiva.

K_x : 1.00

K_y : 1.00

L: Longitud de la barra

L : 5550 mm

r: Radio de giro
dominante

r_x : 21.15 cm

r_y : 4.10 cm

Donde:

I: Momento de
inercia

I_x : 35455.70 cm⁴

I_y : 1330.56 cm⁴

A: Área total de
la sección
transversal de la
barra.

A : 79.25 cm²

F_e : □

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E : <u>200000.00</u> MPa
C_w: Constante de alabeo de la sección	C_w : <u>912999.76</u> cm ⁶
K_z: Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z	K_z : <u>0.00</u>
L: Longitud de la barra	L : <u>5550</u> mm
G: Módulo de elasticidad transversal del acero	G : <u>80000.00</u> MPa
J: Momento de inercia a torsión uniforme	J : <u>20.07</u> cm ⁴
I_x: Momento de inercia respecto al eje X	I_x : <u>35455.70</u> cm ⁴
I_y: Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : <u>1330.56</u> cm ⁴

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a: Tensión normal debida al esfuerzo axil (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$\mathbf{f_a : } \underline{0.10} \text{ MPa}$$

Donde:

P_r: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$\mathbf{P_r : } \underline{0.83} \text{ kN}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A : } \underline{79.25} \text{ cm}^2$$

f_{bx}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$\mathbf{f_{bx} : } \underline{407.39} \text{ MPa}$$

Donde:

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : 541.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : 35455.70 \text{ cm}^4$$

y: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : -266.70 \text{ mm}$$

f_{by} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : 0.00 \text{ MPa}$$

Donde:

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : 1330.56 \text{ cm}^4$$

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : 0.00 \text{ mm}$$

f_{vx} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} : 0.00 \text{ MPa}$$

Donde:

V_x : Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_x : 0.00 \text{ kN}$$

Q_y : Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_y : -49.03 \text{ cm}^3$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : 1330.56 \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : 9.50 \text{ mm}$$

f_{vy} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$f_{vy} : 8.12 \text{ MPa}$$

Donde:

V_y: Resistencia requerida a cortante en la dirección y
(para las combinaciones de carga LRFD).

$$\mathbf{V_y : \quad 109.70 \quad kN}$$

Q_x: Momento estático respecto del eje x de la sección
parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$\mathbf{Q_x : \quad -252.83 \quad cm^3}$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$\mathbf{I_x : \quad 35455.70 \quad cm^4}$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$\mathbf{b : \quad 9.50 \quad mm}$$

f_T: Tensión tangencial debida a torsión.

$$\mathbf{f_T : \quad 9.68 \quad MPa}$$

Donde:

T_r: Resistencia requerida a torsión (para las
combinaciones de carga LRFD).

$$\mathbf{T_r : \quad 0.21 \quad kN \cdot m}$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$\mathbf{J : \quad 20.07 \quad cm^4}$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$\mathbf{b : \quad 9.50 \quad mm}$$

F_a: Resistencia a compresión de la sección.

$$\mathbf{F_a : \quad 84.93 \quad MPa}$$

Donde:

□_c: Factor de seguridad para compresión.

$$\mathbf{\square_c : \quad 0.90}$$

F_{cr}: Resistencia crítica de pandeo (calculada según el
Capítulo E).

$$\mathbf{F_{cr} : \quad 94.36 \quad MPa}$$

F_{bx}, F_{by}: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los
ejes x y y, respectivamente.

$$\mathbf{F_{bx} : \quad 225.00 \quad MPa}$$

$$\mathbf{F_{by} : \quad 225.00 \quad MPa}$$

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : 0.90$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$F_{vx} : 129.90 \text{ MPa}$$

$$F_{vy} : 129.90 \text{ MPa}$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : 0.90$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

F_T : Resistencia a torsión de la sección.

$$F_T : 129.90 \text{ MPa}$$

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : 0.90$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

Anexo 5.

Tablas.

Tabla 19.2.1.1 — Límites para f'_c

Aplicación	f'_c Mínimo, MPa
General	17
Estructuras de cimentaciones asignadas a CDS A, B, o C	17
Cimentaciones para edificaciones residenciales y construcciones de muros de carga de aparcamiento ligero de dos pisos o menos asignadas a CDS D, E o F	17
Cimentaciones de estructuras asignadas a CDS D, E o F diferentes de construcciones de muros de carga de aparcamiento ligero de dos pisos o menos, asignadas a CDS D, E o F	21
Pórticos especiales a momento Muros estructurales especiales con refuerzo Grado 420 o Grado 550	21
Muros estructurales especiales con refuerzo Grado 690	35
Pilotes prefabricados no preesforzados hincados Pilotes preexcavados	28
Pilotes prefabricados pretensificados hincados	35

Tabla 20.2.1.3(a) — Resistencia a la tracción modificada y requisitos para propiedades adicionales a la tracción para refuerzo ASTM A615M

	Grado 280	Grado 420	Grado 550	Grado 690
Resistencia mínima a la tracción, MPa	420	550	690	790
Mínima relación entre la resistencia a la tracción real a la resistencia a la tracción real	1.10	1.10	1.10	1.10

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, $h^{(1)}$
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

⁽¹⁾ Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

Tabla 7.3.1.1 — Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

⁽¹⁾ Relaciones aplicables para concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Para otros casos, el h mínimo debe modificarse de acuerdo con 7.3.1.1.1 hasta 7.3.1.1.3, según corresponda.

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

$\alpha_{fm}^{(1)}$	Espesor mínimo, h , mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$
		125
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$
		90

⁽¹⁾ α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

⁽²⁾ ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

⁽³⁾ El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v > A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_v d$
		$\left(0.66\lambda(\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_v d$
$A_v < A_{v,min}$		$\left(0.66\lambda(\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_v d$

Notas:

1. La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$

Tabla 22.7.4.1(a) — Umbral de torsión para secciones transversales sólidas

Tipo de miembro	T_d	
Miembros no preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$	(a)

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v > A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_x}{6A_g} \right) b_v d$ (a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_x}{6A_g} \right) b_v d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left(0.66\lambda_x\lambda(\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_x}{6A_g} \right) b_v d$ (c)	

Notas:

1. La carga axial, N_x , es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ (a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$ (b)

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v > A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_x}{6A_g} \right) b_v d$ (a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_x}{6A_g} \right) b_v d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left(0.66\lambda_x\lambda(\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_x}{6A_g} \right) b_v d$ (c)	

Notas:

1. La carga axial, N_x , es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} <$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v > A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_v d$
		$\left(0.66\lambda(\rho_v)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_v d$
$A_v < A_{v,min}$		$\left(0.66\lambda\lambda(\rho_v)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_v d$

Notas:

1. La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

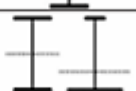
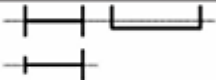
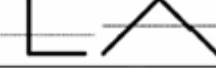
Tipo de viga	$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} <$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$

Tabla 10.7.6.5.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	s máximo, mm		
		Columna no preesforzada	Columna preesforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_v d$	El menor de:	$d/2$	$3b/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_v d$	El menor de:	$d/4$	$3b/8$
		300	

Tabla 22.7.4.1(a) — Umbral de torsión para secciones transversales sólidas

Tipo de miembro	T_{th}
Miembros no preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$

TABLA Notas F1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, LLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, LTB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB
F8		N/A	N/A	Y, LTB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, LLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Perfiles asimétricos diferentes de ángulos simples	N/A	N/A	Todos
Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto				

PROYECTO CONDOMINIO

PROYECTO CONDOMINIO												
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	DIMENSIONES			Nº	LONGITU D (m)	ÁREA (m²)	VOLUME N (m³)	CANT. UNITARI O	CANTIDADES	
			LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)						PARCIAL	TOTAL
1	TRAZADO Y REPLANTEO	GLB				1.00		-			1.00	1.00
2	EXCAVACION DE 0 A 2,50 M (SIN AGOTAMIENTO)	M3										288.22
	COLUMNAS CENTRALES		1.20	1.20	2.00	1.00			2.88	42.00	2.88	120.96
	COLUMNAS ESQUINERAS		1.20	1.20	2.00	1.00			2.88	22.00	2.88	63.36
	COLUMNAS LATERALES		1.20	1.20	2.00	1.00			2.88	13.00	2.88	37.44
	VIGAS DE CIMENTACION											
			0.30	0.60	5.00	1.00			0.90	5.00	0.90	4.50
			0.30	0.60	3.68	1.00			0.66	9.00	0.66	5.95
			0.30	0.60	4.70	1.00			0.85	5.00	0.85	4.23
			0.30	0.60	8.55	1.00			1.54	2.00	1.54	3.08
			0.30	0.60	2.41	1.00			0.43	8.00	0.43	3.47
			0.30	0.60	0.80	1.00			0.14	6.00	0.14	0.86
			0.30	0.60	0.68	1.00			0.12	2.00	0.12	0.24
			0.30	0.60	3.44	1.00			0.62	2.00	0.62	1.24
			0.30	0.60	4.70	1.00			0.85	5.00	0.85	4.23
			0.30	0.60	3.68	1.00			0.66	9.00	0.66	5.95
			0.30	0.60	3.63	1.00			0.65	5.00	0.65	3.26
			0.30	0.60	4.05	1.00			0.73	4.00	0.73	2.92
			0.30	0.60	3.65	1.00			0.66	4.00	0.66	2.63
			0.30	0.60	4.25	1.00			0.77	4.00	0.77	3.06
			0.30	0.60	3.85	1.00			0.69	4.00	0.69	2.77
			0.30	0.60	4.25	1.00			0.77	4.00	0.77	3.06
			0.30	0.60	3.85	1.00			0.69	4.00	0.69	2.77
			0.30	0.60	4.20	1.00			0.76	4.00	0.76	3.02
			0.30	0.60	3.80	1.00			0.68	4.00	0.68	2.74
			0.30	0.60	2.85	1.00			0.51	4.00	0.51	2.05
			0.30	0.60	1.40	1.00			0.25	4.00	0.25	1.01
			0.30	0.60	2.40	1.00			0.43	4.00	0.43	1.73
			0.30	0.60	4.65	1.00			0.84	2.00	0.84	1.67
3	HORMIGON POBRE	M3										11.08
	COLUMNAS CENTRALES		1.20	0.05	1.20	1.00			0.07	42.00	0.07	3.02
	COLUMNAS ESQUINERAS		1.20	0.05	1.20	1.00			0.07	22.00	0.07	1.58
	COLUMNAS LATERALES		1.20	0.05	1.20	1.00			0.07	13.00	0.07	0.94
	VIGAS DE CIMENTACION								-		-	
			0.30	0.05	5.00	1.00			0.08	5.00	0.08	0.38
			0.30	0.05	3.68	1.00			0.06	9.00	0.06	0.50
			0.30	0.05	4.70	1.00			0.07	5.00	0.07	0.35
			0.30	0.05	8.55	1.00			0.13	2.00	0.13	0.26
			0.30	0.05	2.41	1.00			0.04	8.00	0.04	0.29
			0.30	0.05	0.80	1.00			0.01	6.00	0.01	0.07
			0.30	0.05	0.68	1.00			0.01	2.00	0.01	0.02
			0.30	0.05	3.44	1.00			0.05	2.00	0.05	0.10
			0.30	0.05	4.70	1.00			0.07	5.00	0.07	0.35
			0.30	0.05	3.68	1.00			0.06	9.00	0.06	0.50
			0.30	0.05	3.63	1.00			0.05	5.00	0.05	0.27
			0.30	0.05	4.05	1.00			0.06	4.00	0.06	0.24
			0.30	0.05	3.65	1.00			0.05	4.00	0.05	0.22
			0.30	0.05	4.25	1.00			0.06	4.00	0.06	0.26
			0.30	0.05	3.85	1.00			0.06	4.00	0.06	0.23
			0.30	0.05	4.25	1.00			0.06	4.00	0.06	0.26
			0.30	0.05	3.85	1.00			0.06	4.00	0.06	0.23
			0.30	0.05	4.20	1.00			0.06	4.00	0.06	0.25
			0.30	0.05	3.80	1.00			0.06	4.00	0.06	0.23
			0.30	0.05	2.85	1.00			0.04	4.00	0.04	0.17
			0.30	0.05	1.40	1.00			0.02	4.00	0.02	0.08
			0.30	0.05	2.40	1.00			0.04	4.00	0.04	0.14
			0.30	0.05	4.65	1.00			0.07	2.00	0.07	0.14
4	ZAPATA DE HORMIGON ARMADO	M3										74.54
	COLUMNAS CENTRALES		1.10	1.10	0.80	1.00			0.97	42.00	0.97	40.66
	COLUMNAS ESQUINERAS		1.10	1.10	0.80	1.00			0.97	22.00	0.97	21.30
	COLUMNAS LATERALES		1.10	1.10	0.80	1.00			0.97	13.00	0.97	12.58
5	CIMIENTO DE HORMIGON CICLOPEO	M3										50.77
	VIGAS DE CIMENTACION								-		-	
			0.25	0.55	5.00	1.00			0.69	5.00	0.69	3.44
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	9.00	0.51	4.55
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	5.00	0.65	3.23
			0.25	0.55	8.55	1.00			1.18	2.00	1.18	2.35
			0.25	0.55	2.41	1.00			0.33	8.00	0.33	2.65
			0.25	0.55	0.80	1.00			0.11	6.00	0.11	0.66
			0.25	0.55	0.68	1.00			0.09	2.00	0.09	0.19
			0.25	0.55	3.44	1.00			0.47	2.00	0.47	0.95
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	5.00	0.65	3.23
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	9.00	0.51	4.55
			0.25	0.55	3.63	1.00			0.50	5.00	0.50	2.49
			0.25	0.55	4.05	1.00			0.56	4.00	0.56	2.23
			0.25	0.55	3.65	1.00			0.50	4.00	0.50	2.01
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	4.00	0.58	2.34
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	4.00	0.53	2.12
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	4.00	0.58	2.34
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	4.00	0.53	2.12
			0.25	0.55	4.20	1.00			0.58	4.00	0.58	2.31
			0.25	0.55	3.80	1.00			0.52	4.00	0.52	2.09
			0.25	0.55	2.85	1.00			0.39	4.00	0.39	1.57
			0.25	0.55	1.40	1.00			0.19	4.00	0.19	0.77
			0.25	0.55	2.40	1.00			0.33	4.00	0.33	1.32
			0.25	0.55	4.65	1.00			0.64	2.00	0.64	1.28
6	COLUMNA DE HORMIGON ARMADO (0.35x0.35)	M3										127.45
	COLUMNAS CENTRALES		0.35	0.35	4.20	1.00			0.51	126.00	0.51	64.83
	COLUMNAS ESQUINERAS		0.35	0.35	4.20	1.00			0.51	66.00	0.51	33.96
	COLUMNAS LATERALES		0.35	0.50	4.20	1.00			0.74	39.00	0.74	28.67
7	VIGAS DE H"A"	M3										152.30

	VIGAS DE H ² A ²								-		-	
			0.25	0.55	5.00	1.00			0.69	15.00	0.69	10.31
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	27.00	0.51	13.64
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	15.00	0.65	9.69
			0.25	0.55	8.55	1.00			1.18	6.00	1.18	7.05
			0.25	0.55	2.41	1.00			0.33	24.00	0.33	7.96
			0.25	0.55	0.80	1.00			0.11	18.00	0.11	1.98
			0.25	0.55	0.68	1.00			0.09	6.00	0.09	0.56
			0.25	0.55	3.44	1.00			0.47	6.00	0.47	2.84
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	15.00	0.65	9.69
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	27.00	0.51	13.64
			0.25	0.55	3.63	1.00			0.50	15.00	0.50	7.48
			0.25	0.55	4.05	1.00			0.56	12.00	0.56	6.68
			0.25	0.55	3.65	1.00			0.50	12.00	0.50	6.02
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	12.00	0.58	7.01
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	12.00	0.53	6.35
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	12.00	0.58	7.01
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	12.00	0.53	6.35
			0.25	0.55	4.20	1.00			0.58	12.00	0.58	6.93
			0.25	0.55	3.80	1.00			0.52	12.00	0.52	6.27
			0.25	0.55	2.85	1.00			0.39	12.00	0.39	4.70
			0.25	0.55	1.40	1.00			0.19	12.00	0.19	2.31
			0.25	0.55	2.40	1.00			0.33	12.00	0.33	3.96
			0.25	0.55	4.65	1.00			0.64	6.00	0.64	3.84
8	MURO DE LADRILLO DE 6H C/MORTERO DE CEMENTO (24X18X12)	M2										4,042.75
			3.65		5.00	1.00		18.25		15.00	18.25	273.75
			3.65		3.68	1.00		13.41		27.00	13.41	362.17
			3.65		4.70	1.00		17.16		15.00	17.16	257.33
			3.65		8.55	1.00		31.21		6.00	31.21	187.25
			3.65		2.41	1.00		8.81		24.00	8.81	211.34
			3.65		0.80	1.00		2.92		18.00	2.92	52.56
			3.65		0.68	1.00		2.46		6.00	2.46	14.78
			3.65		3.44	1.00		12.55		6.00	12.55	75.28
			3.65		4.70	1.00		17.16		15.00	17.16	257.33
			3.65		3.68	1.00		13.41		27.00	13.41	362.17
			3.65		3.63	1.00		13.23		15.00	13.23	198.48
			3.65		4.05	1.00		14.78		12.00	14.78	177.39
			3.65		3.65	1.00		13.32		12.00	13.32	159.87
			3.65		4.25	1.00		15.51		12.00	15.51	186.15
			3.65		3.85	1.00		14.05		12.00	14.05	168.63
			3.65		4.25	1.00		15.51		12.00	15.51	186.15
			3.65		3.85	1.00		14.05		12.00	14.05	168.63
			3.65		4.20	1.00		15.33		12.00	15.33	183.96
			3.65		3.80	1.00		13.87		12.00	13.87	166.44
			3.65		2.85	1.00		10.40		12.00	10.40	124.83
			3.65		1.40	1.00		5.11		12.00	5.11	61.32
			3.65		2.40	1.00		8.76		12.00	8.76	105.12
			3.65		4.65	1.00		16.97		6.00	16.97	101.84
9	LOSA LLENA DE HORMIGON ARMADO	M3										92.47
	Losa Planta Baja		36.20	18.00	0.15	1.00			97.74	1.00	97.74	97.74
	Escaleras		4.14	3.10	0.15	- 1.00			1.93	2.00	- 1.93	-3.85
	COLUMNAS CENTRALES		0.35	0.35	0.15	- 1.00			0.02	42.00	- 0.02	-0.77
	COLUMNAS ESQUINERAS		0.35	0.35	0.15	- 1.00			0.02	22.00	- 0.02	-0.40
	COLUMNAS LATERALES		0.35	0.35	0.15	- 1.00			0.02	13.00	- 0.02	-0.24
10	LOSA RETICULAR DE HORMIGON ARMADO	M3										480.04
	Losa Planta 1		35.63	18.00	0.30	1.00			192.40	1.00	192.40	192.40
	Losa Planta 2		27.00	18.00	0.30	1.00			145.80	1.00	145.80	145.80
	Losa Planta 3		27.00	18.00	0.30	1.00			145.80	1.00	145.80	145.80
	Escaleras		4.14	3.10	0.30	- 1.00			3.85	6.00	- 3.85	-23.10
	COLUMNAS CENTRALES		0.35	0.35	0.30	- 1.00			0.04	126.00	- 0.04	-4.63
	COLUMNAS ESQUINERAS		0.35	0.35	0.30	- 1.00			0.04	66.00	- 0.04	-2.43
	COLUMNAS LATERALES		0.35	0.35	0.30	- 1.00			0.04	39.00	- 0.04	-1.43
11	VIGA INCLINADA	M										53.97
	IP 80 36 Ksi (6 metros)											
					5.08	1.00			5.08	2.00	5.08	10.16
					5.10	1.00			5.10	3.00	5.10	15.30
					5.69	1.00			5.69	2.00	5.69	11.38
					5.71	1.00			5.71	1.00	5.71	5.71
					5.71	1.00			5.71	1.00	5.71	5.71
					5.71	1.00			5.71	1.00	5.71	5.71
12	CUBIERTA	ML										1.00
						1.00					1.00	

PROYECTO DE GRADO												
PROYECTO CONDOMINIO SIN RIOSTRAS												
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	DIMENSIONES			Nº	LONGITUD (m)	ÁREA (m²)	VOLUMEN (m³)	CANT. UNITARIO	CANTIDADES	
			LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)						PARCIAL	TOTAL
1	TRAZADO Y REPLANTEO	GLB				1.00		-			1.00	1.00
2	EXCAVACION DE 0 A 2,50 M (SIN AGOTAMIENTO)	M3										288.22
	COLUMNAS CENTRALES		1.20	1.20	2.00	1.00			2.88	42.00	2.88	120.96
	COLUMNAS ESQUINERAS		1.20	1.20	2.00	1.00			2.88	22.00	2.88	63.36
	COLUMNAS LATERALES		1.20	1.20	2.00	1.00			2.88	13.00	2.88	37.44
	VIGAS DE CIMENTACION											
			0.30	0.60	5.00	1.00			0.90	5.00	0.90	4.50
			0.30	0.60	3.68	1.00			0.66	9.00	0.66	5.95
			0.30	0.60	4.70	1.00			0.85	5.00	0.85	4.23
			0.30	0.60	8.55	1.00			1.54	2.00	1.54	3.08
			0.30	0.60	2.41	1.00			0.43	8.00	0.43	3.47
			0.30	0.60	0.80	1.00			0.14	6.00	0.14	0.86
			0.30	0.60	0.68	1.00			0.12	2.00	0.12	0.24
			0.30	0.60	3.44	1.00			0.62	2.00	0.62	1.24
			0.30	0.60	4.70	1.00			0.85	5.00	0.85	4.23
			0.30	0.60	3.68	1.00			0.66	9.00	0.66	5.95
			0.30	0.60	3.63	1.00			0.65	5.00	0.65	3.26
			0.30	0.60	4.05	1.00			0.73	4.00	0.73	2.92
			0.30	0.60	3.65	1.00			0.66	4.00	0.66	2.63
			0.30	0.60	4.25	1.00			0.77	4.00	0.77	3.06
			0.30	0.60	3.85	1.00			0.69	4.00	0.69	2.77
			0.30	0.60	4.25	1.00			0.77	4.00	0.77	3.06
			0.30	0.60	3.85	1.00			0.69	4.00	0.69	2.77
			0.30	0.60	4.20	1.00			0.76	4.00	0.76	3.02
			0.30	0.60	3.80	1.00			0.68	4.00	0.68	2.74
			0.30	0.60	2.85	1.00			0.51	4.00	0.51	2.05
			0.30	0.60	1.40	1.00			0.25	4.00	0.25	1.01
			0.30	0.60	2.40	1.00			0.43	4.00	0.43	1.73
			0.30	0.60	4.65	1.00			0.84	2.00	0.84	1.67
3	HORMIGON POBRE	M3										11.08
	COLUMNAS CENTRALES		1.20	0.05	1.20	1.00			0.07	42.00	0.07	3.02
	COLUMNAS ESQUINERAS		1.20	0.05	1.20	1.00			0.07	22.00	0.07	1.58
	COLUMNAS LATERALES		1.20	0.05	1.20	1.00			0.07	13.00	0.07	0.94
	VIGAS DE CIMENTACION											
			0.30	0.05	5.00	1.00			0.08	5.00	0.08	0.38
			0.30	0.05	3.68	1.00			0.06	9.00	0.06	0.50
			0.30	0.05	4.70	1.00			0.07	5.00	0.07	0.35
			0.30	0.05	8.55	1.00			0.13	2.00	0.13	0.26
			0.30	0.05	2.41	1.00			0.04	8.00	0.04	0.29
			0.30	0.05	0.80	1.00			0.01	6.00	0.01	0.07
			0.30	0.05	0.68	1.00			0.01	2.00	0.01	0.02
			0.30	0.05	3.44	1.00			0.05	2.00	0.05	0.10
			0.30	0.05	4.70	1.00			0.07	5.00	0.07	0.35
			0.30	0.05	3.68	1.00			0.06	9.00	0.06	0.50
			0.30	0.05	3.63	1.00			0.05	5.00	0.05	0.27
			0.30	0.05	4.05	1.00			0.06	4.00	0.06	0.24
			0.30	0.05	3.65	1.00			0.05	4.00	0.05	0.22
			0.30	0.05	4.25	1.00			0.06	4.00	0.06	0.26
			0.30	0.05	3.85	1.00			0.06	4.00	0.06	0.23
			0.30	0.05	4.25	1.00			0.06	4.00	0.06	0.26
			0.30	0.05	3.85	1.00			0.06	4.00	0.06	0.23
			0.30	0.05	4.20	1.00			0.06	4.00	0.06	0.25
			0.30	0.05	3.80	1.00			0.06	4.00	0.06	0.23
			0.30	0.05	2.85	1.00			0.04	4.00	0.04	0.17
			0.30	0.05	1.40	1.00			0.02	4.00	0.02	0.08
			0.30	0.05	2.40	1.00			0.04	4.00	0.04	0.14
			0.30	0.05	4.65	1.00			0.07	2.00	0.07	0.14
4	ZAPATA DE HORMIGON ARMADO	M3										74.54
	COLUMNAS CENTRALES		1.10	1.10	0.80	1.00			0.97	42.00	0.97	40.66
	COLUMNAS ESQUINERAS		1.10	1.10	0.80	1.00			0.97	22.00	0.97	21.30
	COLUMNAS LATERALES		1.10	1.10	0.80	1.00			0.97	13.00	0.97	12.58
5	CIMIENTO DE HORMIGON CICLOPEO	M3										50.77
	VIGAS DE CIMENTACION								-		-	
			0.25	0.55	5.00	1.00			0.69	5.00	0.69	3.44
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	9.00	0.51	4.55
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	5.00	0.65	3.23
			0.25	0.55	8.55	1.00			1.18	2.00	1.18	2.35
			0.25	0.55	2.41	1.00			0.33	8.00	0.33	2.65
			0.25	0.55	0.80	1.00			0.11	6.00	0.11	0.66
			0.25	0.55	0.68	1.00			0.09	2.00	0.09	0.19
			0.25	0.55	3.44	1.00			0.47	2.00	0.47	0.95
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	5.00	0.65	3.23
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	9.00	0.51	4.55
			0.25	0.55	3.63	1.00			0.50	5.00	0.50	2.49
			0.25	0.55	4.05	1.00			0.56	4.00	0.56	2.23
			0.25	0.55	3.65	1.00			0.50	4.00	0.50	2.01
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	4.00	0.58	2.34
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	4.00	0.53	2.12
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	4.00	0.58	2.34
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	4.00	0.53	2.12
			0.25	0.55	4.20	1.00			0.58	4.00	0.58	2.31
			0.25	0.55	3.80	1.00			0.52	4.00	0.52	2.09
			0.25	0.55	2.85	1.00			0.39	4.00	0.39	1.57
			0.25	0.55	1.40	1.00			0.19	4.00	0.19	0.77
			0.25	0.55	2.40	1.00			0.33	4.00	0.33	1.32
			0.25	0.55	4.65	1.00			0.64	2.00	0.64	1.28
6	COLUMNA DE HORMIGON ARMADO (0.35x0.35)	M3										127.45
	COLUMNAS CENTRALES		0.35	0.35	4.20	1.00			0.51	126.00	0.51	64.83
	COLUMNAS ESQUINERAS		0.35	0.35	4.20	1.00			0.51	66.00	0.51	33.96

	COLUMNAS LATERALES		0.35	0.50	4.20	1.00			0.74	39.00	0.74	28.67
7	VIGAS DE H"A*	M3										152.30
	VIGAS DE H"A*								-		-	
			0.25	0.55	5.00	1.00			0.69	15.00	0.69	10.31
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	27.00	0.51	13.64
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	15.00	0.65	9.69
			0.25	0.55	8.55	1.00			1.18	6.00	1.18	7.05
			0.25	0.55	2.41	1.00			0.33	24.00	0.33	7.96
			0.25	0.55	0.80	1.00			0.11	18.00	0.11	1.98
			0.25	0.55	0.68	1.00			0.09	6.00	0.09	0.56
			0.25	0.55	3.44	1.00			0.47	6.00	0.47	2.84
			0.25	0.55	4.70	1.00			0.65	15.00	0.65	9.69
			0.25	0.55	3.68	1.00			0.51	27.00	0.51	13.64
			0.25	0.55	3.63	1.00			0.50	15.00	0.50	7.48
			0.25	0.55	4.05	1.00			0.56	12.00	0.56	6.68
			0.25	0.55	3.65	1.00			0.50	12.00	0.50	6.02
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	12.00	0.58	7.01
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	12.00	0.53	6.35
			0.25	0.55	4.25	1.00			0.58	12.00	0.58	7.01
			0.25	0.55	3.85	1.00			0.53	12.00	0.53	6.35
			0.25	0.55	4.20	1.00			0.58	12.00	0.58	6.93
			0.25	0.55	3.80	1.00			0.52	12.00	0.52	6.27
			0.25	0.55	2.85	1.00			0.39	12.00	0.39	4.70
			0.25	0.55	1.40	1.00			0.19	12.00	0.19	2.31
			0.25	0.55	2.40	1.00			0.33	12.00	0.33	3.96
			0.25	0.55	4.65	1.00			0.64	6.00	0.64	3.84
8	MURO DE LADRILLO DE 6H C/MORTERO DE CEMENTO	M2										4,042.75
			3.65		5.00	1.00		18.25		15.00	18.25	273.75
			3.65		3.68	1.00		13.41		27.00	13.41	362.17
			3.65		4.70	1.00		17.16		15.00	17.16	257.33
			3.65		8.55	1.00		31.21		6.00	31.21	187.25
			3.65		2.41	1.00		8.81		24.00	8.81	211.34
			3.65		0.80	1.00		2.92		18.00	2.92	52.56
			3.65		0.68	1.00		2.46		6.00	2.46	14.78
			3.65		3.44	1.00		12.55		6.00	12.55	75.28
			3.65		4.70	1.00		17.16		15.00	17.16	257.33
			3.65		3.68	1.00		13.41		27.00	13.41	362.17
			3.65		3.63	1.00		13.23		15.00	13.23	198.48
			3.65		4.05	1.00		14.78		12.00	14.78	177.39
			3.65		3.65	1.00		13.32		12.00	13.32	159.87
			3.65		4.25	1.00		15.51		12.00	15.51	186.15
			3.65		3.85	1.00		14.05		12.00	14.05	168.63
			3.65		4.25	1.00		15.51		12.00	15.51	186.15
			3.65		3.85	1.00		14.05		12.00	14.05	168.63
			3.65		4.20	1.00		15.33		12.00	15.33	183.96
			3.65		3.80	1.00		13.87		12.00	13.87	166.44
			3.65		2.85	1.00		10.40		12.00	10.40	124.83
			3.65		1.40	1.00		5.11		12.00	5.11	61.32
			3.65		2.40	1.00		8.76		12.00	8.76	105.12
			3.65		4.65	1.00		16.97		6.00	16.97	101.84
9	LOSA LLENA DE HORMIGON ARMADO	M3										92.47
	Losa Planta Baja		36.20	18.00	0.15	1.00		97.74	1.00	97.74		97.74
	Escaleras		4.14	3.10	0.15	- 1.00		1.93	2.00	- 1.93		-3.85
	COLUMNAS CENTRALES		0.35	0.35	0.15	- 1.00		0.02	42.00	- 0.02		-0.77
	COLUMNAS ESQUINERAS		0.35	0.35	0.15	- 1.00		0.02	22.00	- 0.02		-0.40
	COLUMNAS LATERALES		0.35	0.35	0.15	- 1.00		0.02	13.00	- 0.02		-0.24
10	LOSA RETICULAR DE HORMIGON ARMADO	M3										480.04
	Losa Planta 1		35.63	18.00	0.30	1.00		192.40	1.00	192.40		192.40
	Losa Planta 2		27.00	18.00	0.30	1.00		145.80	1.00	145.80		145.80
	Losa Planta 3		27.00	18.00	0.30	1.00		145.80	1.00	145.80		145.80
	Escaleras		4.14	3.10	0.30	- 1.00		3.85	6.00	- 3.85		-23.10
	COLUMNAS CENTRALES		0.35	0.35	0.30	- 1.00		0.04	126.00	- 0.04		-4.63
	COLUMNAS ESQUINERAS		0.35	0.35	0.30	- 1.00		0.04	66.00	- 0.04		-2.43
	COLUMNAS LATERALES		0.35	0.35	0.30	- 1.00		0.04	39.00	- 0.04		-1.43
12	CUBIERTA	ML				1.00				1.00		1.00

Nº	Descripción	Und.	P.U.	Cantidad	Costo Total (bs)
1	TRAZADO Y REPLANTEO	GLB	57.16	1	57.16
2	EXCAVACION DE 0 A 2,50 M (SIN AGOTAMIENTO)	M3	120.00	288.22	34,586.40
3	HORMIGON POBRE	M3	114.40	11.08	1,267.55
4	ZAPATA DE HORMIGON ARMADO	M3	701.00	74.54	52,252.54
5	CIMIENTO DE HORMIGON CICLOPEO	M3	124.80	50.77	6,336.10
6	COLUMNA DE HORMIGON ARMADO (0.35x0.35)	M3	1,704.70	127.45	217,264.02
7	VIGAS DE H"A°	M3	1,704.70	152.3	259,625.81
8	MURO DE LADRILLO DE 6H C/MORTERO DE CEMENTO (24X18X12)	M2	34.20	4042.75	138,262.05
9	LOSA LLENA DE HORMIGON ARMADO	M3	1,246.50	92.47	115,263.86
10	LOSA RETICULAR DE HORMIGON ARMADO	M	1,400.00	480.04	672,056.00
11	VIGA INCLINADA	M3	716.00	53.97	38,642.52
				Total (bs)	1,535,614.00

Nº	TIPO DE VIVIENDA	CANTIDAD	PRECIO (bs)
1	1 er MODELAMIENTO (SIN RIOSTRAS)	1	1,496,971.48
2	2do MODELAMIENTO (CON RIOSTRAS)	1	1,535,614.00
		2.58%	< 10%