



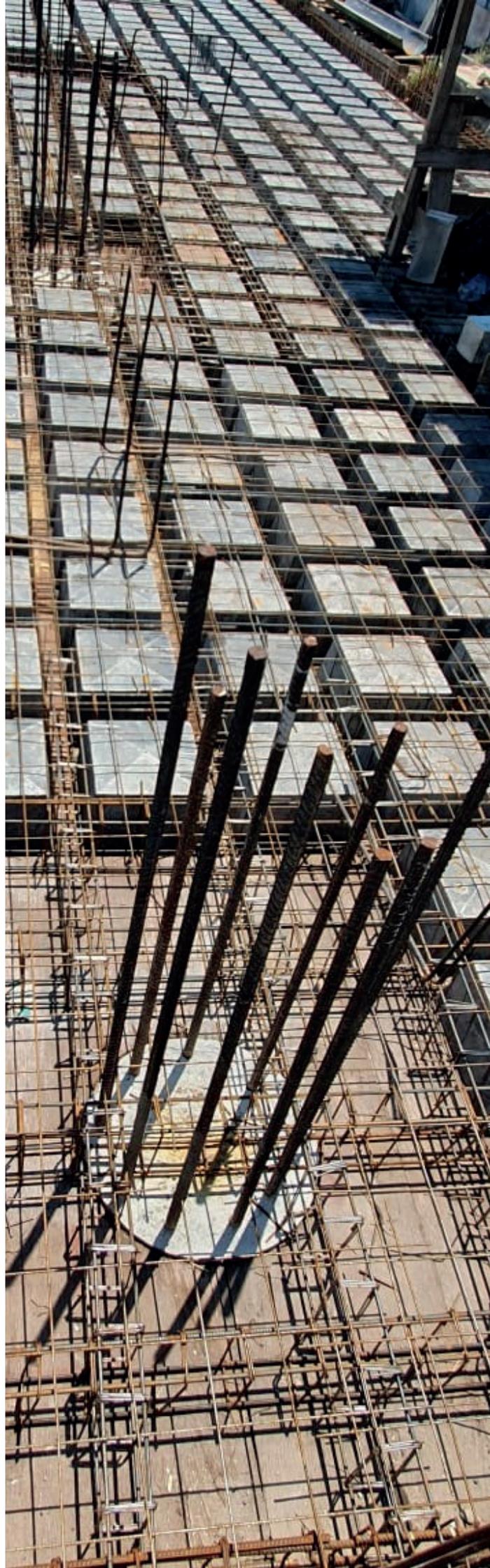
TRABAJO FINAL EDIEST - UNC  
ENTREPISOS SIN VIGAS  
EN CÓRDOBA

**Autor:**

Ing. Civil Kevin Kandrachoff

**Director:**

Ing. Civil Agustín Reboredo





TRABAJO FINAL

**EDIEST**

ESPECIALIDAD EN DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE ARQUITECTURA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

# ENTREPISOS SIN VIGAS EN CÓRDOBA

*¿Es factible trabajar con entrepisos sin vigas en zona sísmica 1,  
garantizando la seguridad estructural?*

DIRECTOR: ING. CIVIL AGUSTÍN REBOREDO

AUTOR: ING. CIVIL KEVIN KANDRACHOFF



# ÍNDICE



# ÍNDICE

1	PROYECTO .....	5
1.1	Identificación y formulación del problema. ....	5
1.2	Palabras clave.....	6
1.3	Antecedentes. ....	6
1.3.1	La práctica habitual en la ciudad de Córdoba: .....	6
1.4	Hipótesis.....	7
1.5	Objetivos. ....	7
1.5.1	Objetivo General. ....	7
1.5.2	Objetivos particulares. ....	7
1.6	Metodología.....	8
2	ESTUDIO DEL ENTREPISO.....	9
2.1	Definiciones generales y particulares. ....	9
2.1.1	Planta estructural. ....	9
2.1.1	Especificaciones técnicas. ....	9
2.1.2	Altura del edificio. ....	10
2.1.1	Altura de losa. ....	10
2.1.1	Análisis de cargas. ....	10
2.1.1.1	Cargas permanentes (QD) .....	10
2.1.1.2	Sobrecarga de uso (QL) .....	11
2.1.2	Combinaciones de carga. ....	11
2.1.1	Predimensionado de columnas.....	11
2.2	Normativa vigente.....	13
2.2.1	CIRSOC 201.....	13
2.3	Estudio del entrepiso ante acciones verticales. ....	15
2.3.1	Introducción. ....	15
2.3.2	Deformaciones. ....	15
2.3.2.1	Desplazamientos Verticales. ....	17
2.3.2.2	Interpretación de resultados.....	18
2.3.3	Esfuerzos. ....	20
2.3.3.1	Momento flector en losa.....	20
2.3.3.2	Corte en losa. ....	22





2.3.3.3	Momento flector en vigas de borde.....	23
2.3.3.4	Corte en vigas de borde. ....	24
2.3.3.5	Momento flector en vigas cinta interiores.....	26
2.3.3.6	Corte en vigas cinta interiores.....	27
2.3.3.7	Interpretación de resultados.....	27
2.3.4	Dimensionado y Cómputo.....	28
2.3.4.1	Flexión en losas. ....	28
2.3.4.2	Corte en losas. ....	34
2.3.4.3	Vigas de borde.....	38
2.3.4.4	Hormigón.....	42
2.3.4.5	Interpretación de resultados.....	42
3	ESTUDIO DEL EDIFICIO.....	43
3.1	Definiciones generales y particulares. ....	43
3.1.1	Planta estructural. ....	43
3.1.1	Especificaciones técnicas. ....	44
3.1.2	Altura del edificio. ....	44
3.1.3	Altura de losa. ....	44
3.1.4	Análisis de cargas. ....	44
3.1.4.1	Cargas permanentes (QD) .....	44
3.1.4.2	Sobrecarga de uso (QL) .....	45
3.1.5	Combinaciones de carga. ....	45
3.1.6	Sismo de diseño.....	45
3.1.6.1	Peligrosidad sísmica: .....	45
3.1.6.2	Clasificación del sitio de emplazamiento de la construcción.....	46
3.1.6.3	Clasificación de la construcción según su destino y funciones. ....	48
3.1.6.4	Regularidad estructural.....	49
3.1.6.5	Método de análisis. ....	49
3.1.7	Aclaraciones. ....	51
3.1.1	Predimensionado de columnas.....	51
3.2	Normativa vigente.....	55
3.2.1	INPRES-CIRSOC 103. ....	55
3.3	Estudio del edificio con vigas cinta como “estructura sismorresistente”: el efecto P-Delta. CASO A. ....	56
3.3.1	Componentes estructurales. ....	56
3.3.2	Modelo de elementos finitos. ....	56
3.3.3	Corte basal V0 y distribución de fuerzas en altura.....	57





3.3.4	Coeficiente de estabilidad CE.....	59
3.3.5	Interpretación de resultados.....	59
3.4	Estudio del edificio sin vigas.....	60
3.4.1	Caso B.....	60
3.4.1.1	Modelo de elementos finitos.....	61
3.4.1.2	Corte basal V0 y distribución de fuerzas en altura.....	61
3.4.1.3	Coeficiente de estabilidad CE.....	63
3.4.1.4	Interpretación de resultados.....	63
3.4.2	Caso C.....	64
3.4.2.1	Modelo de elementos finitos.....	65
3.4.2.2	Corte basal V0 y distribución de fuerzas en altura.....	65
3.4.2.3	Coeficiente de estabilidad CE.....	67
3.4.2.4	Interpretación de resultados.....	67
3.4.3	Caso D.....	68
3.4.3.1	Modelo de elementos finitos.....	70
3.4.3.2	Corte basal V0 y distribución de fuerzas en altura.....	70
3.4.3.3	Coeficiente de estabilidad CE.....	72
3.4.3.4	Interpretación de resultados.....	72
3.4.4	Caso E.....	73
3.4.4.1	Modelo de elementos finitos.....	73
3.4.4.2	Esfuerzos en núcleos de ascensor y escalera.....	74
4	CONCLUSIONES.....	78
5	BIBLIOGRAFÍA.....	80



PROYECTO



# 1. PROYECTO

## 1.1 Identificación y formulación del problema.

En la provincia de Córdoba, cuando se trabaja con losas nervuradas, es prácticamente la única opción diseñar y ejecutar el entrepiso con las llamadas “vigas cinta”.

El mercado inmobiliario en general, y el de Córdoba en particular, requieren una optimización cada vez mayor de costos para ser competitivo. Las desarrollistas, para asegurar su rentabilidad, necesitan obtener la mayor cantidad de unidades posibles. Es por ello que demandan trabajar con paquetes estructurales mínimos ya que perder 20 cm por piso, en un edificio de 15 pisos, significa perder un piso completo de departamentos. Así surgieron las vigas cinta, que resultan ser de gran utilidad al tener el mismo espesor que la losa. Ahora bien, en términos de rigidez, las vigas cinta, ¿qué aportan?

Es en el ambiente local, fundamentalmente cuando se quiere dispensar de ellas, que empieza el problema. El cliente siente que se está poniendo en riesgo su capital, en lugar de ver que se está ahorrando en acero y tiempo de ejecución. En resumen, en la provincia de Córdoba, la viga cinta genera una falsa seguridad, de la cual es muy difícil sacar al cliente.

Es tan amplia su aceptación, que se la presenta incluso a nivel de grado. Fue así que en mis primeras experiencias en diseño y cálculo estructural, no sólo las utilicé, sino que esperaba ver el comportamiento de una viga. Esperaba ver a las losas trabajando ortogonalmente descargando en las falsas vigas, y esto nunca ocurría en el modelo. Se cumplieron los 28 días de hormigonada la primera losa, y llegó el momento de desapuntalar. Allí visualicé por primera vez, que las vigas cinta no generaban para los nervios ninguna zona de mayor rigidez, con el simple hecho de colocar mis ojos en coincidencia con el borde inferior de la losa. Allí comencé a modelar sin estas “vigas cinta”, dándome cuenta de que tanto el entrepiso como el edificio se comportaban exactamente igual. Esto fue en el año 2013. Finalmente, en el año 2018 ingreso a EDIEST, donde docentes de otras provincias fueron quienes terminaron avalando mi teoría. De hecho, ellos ni siquiera pueden ver la diferencia entre un entrepiso sin vigas, y uno con vigas cinta.

En primera instancia, el reglamento CIRSOC 201, en el artículo 9.5.3 define los elementos armados en dos direcciones, no pretensados, y en ningún caso menciona las vigas cinta como un tipo admitido.

A su vez, el reglamento INPRES-CIRSOC 103, en su artículo 8.3.5 indica que los entrepisos sin vigas sólo se admiten como diafragmas, y no como parte del sistema sismorresistente principal.

En resumen ocurre que las vigas cinta no están definidas por el reglamento, ni está permitido considerar al entrepiso como estructura resistente ante esfuerzos horizontales. Al mismo tiempo sucede que en la ciudad de Córdoba las estructuras se proyectan en su gran mayoría de esta forma.

Ante cargas gravitatorias, el entrepiso se comporta como si las vigas cinta no estuvieran. Esto puede corroborarse rápidamente con un modelo en elementos finitos, pero es suficiente con observar la deformación del entrepiso una vez que se lo desapuntala. La deformación





instantánea, que a su vez se ve aumentada por la pérdida de rigidez de la sección fisurada, evidencia que la losa no encuentra un elemento de mayor rigidez en donde se encuentra la viga cinta.

En conclusión, la forma de trabajo que se enseña en el grado, de que las losas descargan en las vigas, y las vigas descargan en las columnas, queda totalmente invalidada cuando se trata de vigas cinta, ya que éstas no tienen la rigidez relativa necesaria para que así suceda.

Las vigas cinta son una simplificación mala del funcionamiento de un entrepiso sin vigas. Incluso el método por análisis de fajas presente en el capítulo 13 del CIRSOC 201, establecido en las normas y en la práctica, usa esa idea pero de un modo sistemático y normalizado.

Ante esfuerzos horizontales, el problema es más complejo ya que si se considera a las vigas cinta aportando rigidez lateral, y en efecto no existe una estructura capaz de absorber los esfuerzos horizontales, la distorsión de piso para el sismo de diseño podría hacer que la estructura colapsara por el efecto P-Delta. Esto se evidenció en el sismo de México en 1985 donde varias estructuras colapsaron, apilándose un piso encima del otro.

Autores como el ingeniero Agustín Reboredo afirman que es factible trasladar la estructura de arriostramiento a la periferia del edificio, en donde se puede trabajar con mayores alturas de vigas o con tabiques, dejando que el sistema interior se encuentre limitado principalmente al soporte de acciones verticales (Reboredo, 2016).

Un buen diseño estructural que jerarquice las funciones resistentes permite separar la estructura sismorresistente de aquella que resiste las cargas gravitatorias, garantizando la seguridad estructural y reduciendo en simultáneo el consumo de acero y hormigón. Es a partir del diseño estructural que se logra distribuir y uniformar la resistencia requerida de los distintos componentes, evitando concentraciones excesivas de tensión en zonas específicas.

## 1.2 Palabras clave.

Entrepisos sin vigas – diseño estructural – cálculo estructural – ingeniería estructural – ahorro de acero y hormigón – seguridad estructural – sismorresistencia – Córdoba – zona sísmica I.

## 1.3 Antecedentes.

### 1.3.1 La práctica habitual en la ciudad de Córdoba:

En la ciudad de Córdoba las vigas cinta existen en la mayoría de las estructuras edilicias. En el desarrollo del presente trabajo, intentará demostrarse que éstas representan errores conceptuales tanto para el funcionamiento del entrepiso, como para el del edificio, ya que por su bajo canto (y consecuente baja rigidez), no resulta ser un componente donde el entrepiso descargue, ni donde el edificio se aportique.

El entrepiso se limita sólo al soporte de acciones verticales. Las vigas cinta no limitan las deformaciones de la losa por su falta de rigidez, con lo cual la carga lineal que les llega es, básicamente, la que le correspondería a esa franja de losa si la viga cinta no estuviera. Es decir, si la rigidez relativa es baja, la resistencia requerida también lo es. Esto en un modelo es fácil de ver, y lo que sucede es que las vigas cinta presentan esfuerzos bajos, fácilmente absorbibles con las cuantías mínimas exigidas por el CIRSOC 201. Aunque resulte obvia la aclaración, el software está funcionando bien, y el problema es conceptual. No es necesario engañar al modelo para





que las vigas cinta reciban mayores esfuerzos, porque el entrepiso en la realidad no se va a comportar así.

Este error conceptual conduce a deformaciones mayores a las esperadas, que se traducen, por ejemplo, en el estallido de mampuestos y el desprendimiento de zócalos.

El entrepiso sin vigas (o con vigas cintas), según el artículo 8.3.5. del INPRES CIRSOC 103 Parte I sólo puede ser parte del sistema sismorresistente como diafragma. Las vigas cinta son parte del entrepiso. Se presentan entonces dos situaciones posibles ante su uso:

La primera es la más grave, y significa estar considerándolos como componentes sismorresistentes, es decir, edificios que sólo presentan vigas cinta en los modelos estructurales, lo cual puede llevar al colapso de la estructura. En este caso, el diseño podría ser inviable por las distorsiones de piso excesivas y no se podría construir, ya que lo que provocaría sería que las columnas fallaran por el efecto P-Delta. El problema es la falta de seguridad estructural.

La segunda implica que, aun entendiendo que las vigas cinta no aportan rigidez lateral, colocarlas "porque sí". Es decir, el edificio presenta seguridad estructural porque se lo dota de los componentes con la rigidez necesaria para limitar las deformaciones ante acciones sísmicas, pero al entrepiso se le agregan vigas cinta interiores. El objetivo del **diseño estructural** es lograr estructuras **seguras y económicas**. En este caso se está consumiendo acero de más por el uso de vigas cinta innecesarias (esto se demostrará más adelante).

## 1.4 Hipótesis.

Es posible trabajar con entrepisos sin vigas en Córdoba, forma de trabajo que hoy no es utilizada. El diseño estructural, basado en la comprensión del funcionamiento de las estructuras, es la herramienta.

## 1.5 Objetivos.

### 1.5.1 Objetivo General.

Demostrar que es posible utilizar entrepisos sin vigas interiores en zona sísmica uno. Esto al menos en la provincia de Córdoba no es de uso común. Se lo hará a partir de demostrar que las vigas cinta no cumplen ninguna función estructural, sino que son una distribución incorrecta de armadura.

### 1.5.2 Objetivos particulares.

- Demostrar que las vigas cinta no están contempladas en los reglamentos vigentes, y que los entrepisos solamente pueden ser parte del sistema sismorresistente como diafragma.
- Estudio del entrepiso: demostrar mediante modelo de elementos finitos que la rigidez del entrepiso es la misma para el caso con vigas cinta que para el caso sin vigas interiores.
- Estudio del entrepiso: dimensionar el entrepiso y comparar consumo de acero y hormigón.
- Estudio del edificio: demostrar mediante modelo de elementos finitos que considerar las vigas cinta aportando rigidez lateral ante acciones sísmicas podría llevar al colapso del edificio.





- Estudio del edificio: el entrepiso sin vigas puede ser utilizado en cualquier zona sísmica, sólo como diafragma. A partir de esto, demostrar mediante modelo de elementos finitos que si se dota a la estructura de componentes con la rigidez necesaria, pueden utilizarse entrepisos sin vigas y que el edificio cumpla con los requerimientos de la normativa vigente ante acciones sísmicas.

## 1.6 Metodología.

La metodología propuesta se basará fundamentalmente en el estudio de casos y su modelación en software de elementos finitos. Para ello se dividirá el análisis en dos: el estudio del entrepiso y el estudio del edificio. Para ambos casos se propondrá una planta lo más regular posible para que el análisis de resultados sea claro, sólo que para el entrepiso se considerará un solo nivel, y para el edificio 13 niveles. Este último se fija en función del código de edificación de la ciudad de Córdoba, con el objetivo de que la mayor parte de los perfiles queden incluidos dentro del presente análisis.

En primera instancia de cada estudio se analizarán los reglamentos CIRSOC 201 e INPRES-CIRSOC 103, y se demostrará que en ningún caso el entrepiso con vigas cinta es definido y que es un error considerarlo parte del sistema resistente para cargas verticales y horizontales.

Habiendo aclarado cuestiones reglamentarias, se procederá a analizar el entrepiso y el edificio. Para cada caso se adoptará una planta estructural, y se realizarán los modelos correspondientes en función del objetivo.

El estudio del entrepiso se complementará con el dimensionado a flexión y corte con y sin vigas cinta interiores, se computará el acero consumido para cada caso, y se determinará el exceso que se genera por utilizarlas.

Con el estudio del edificio, en primera instancia se quiere demostrar que las vigas cinta no aportan rigidez lateral al edificio. Se modelará la estructura para 13 niveles sin dotarla de núcleo de ascensor y escalera, demostrando que la estructura colapsaría por el efecto P-Delta.

Finalmente se modelará la estructura de 13 niveles sin vigas interiores, dotándola de los núcleos de circulación vertical, y se verificarán los requerimientos del reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I. A su vez se supondrán muros de cerramiento perimetral, y se mostrará cómo estos afectan en el comportamiento del edificio. Como conclusión se demostrará que el entrepiso sólo puede ser parte del sistema sismorresistente como diafragma, y que si se dota a la estructura de componentes con la rigidez horizontal y resistencia necesarias, pueden utilizarse entrepisos sin vigas en zona sísmica 1.



# ESTUDIO DEL ENTREPISO

## 2. ESTUDIO DEL ENTREPISO

### 2.1 Definiciones generales y particulares.

#### 2.1.1 Planta estructural.

Como se mencionó en la metodología, la planta estructural a utilizar será una cuadrícula de 4 columnas en la dirección de X, por 4 columnas en la dirección de Y, separadas de eje a eje 6 m entre sí. El objetivo es crear una estructura regular, en la que sea sencillo interpretar los desplazamientos, las distorsiones y los esfuerzos.

La planta que se utilizará para este caso es la que se muestra en la Figura 2.1.1.

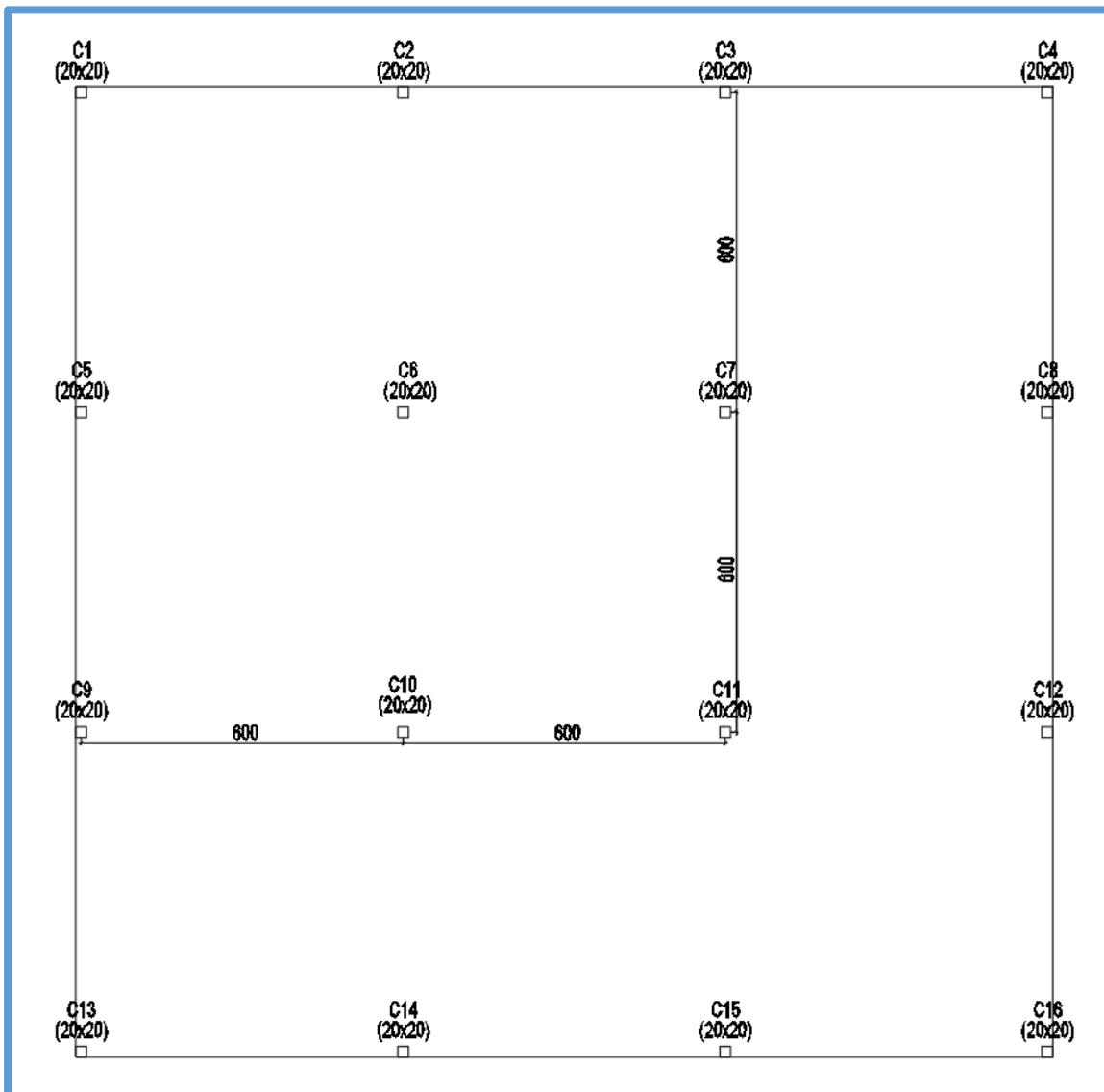


Figura 2.1.1 – Planta estructural para análisis del entrepiso.

#### 2.1.1 Especificaciones técnicas.

Se utilizará acero ADN 420, y hormigón H20.



2.1.2 Altura del edificio.

Para este caso, la altura del edificio no es relevante porque se analizará sólo el entrepiso, por ellos se considera que tendrá un solo nivel.

2.1.1 Altura de losa.

La altura de losa para entrepisos sin vigas, se obtiene de la tabla 9.5.c del reglamento CIRSOC 201 (Tabla 2.3 del artículo 2.2.1 del presente trabajo). Se opta por el divisor 33, que corresponde al caso en que existan vigas de borde.

Aun no se predimensionaron las columnas, con lo cual simplemente se propondrá una luz libre de 5.8 m, que equivale a columnas de 0.2 m de lado, dimensión que sólo sería compatible para el caso de un solo nivel, pero que para la determinación de la altura de la losa, es conservador porque la luz libre resulta mayor.

$$h_{losa} = \frac{l_n}{33} = \frac{5.8m}{33} = 0.18m$$

Finalmente se adopta altura de losa **h=0.20 m**.

2.1.1 Análisis de cargas.

Las cargas son establecidas por el reglamento CIRSOC 101. En el capítulo 3 se definen las cargas permanentes, y en el 4 las sobrecargas de diseño.

2.1.1.1 Cargas permanentes (QD)

Son compuestas por el peso propio de la estructura en sí, más el peso propio de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio.

Para el desarrollo del presente trabajo se propone utilizar casetones recuperables de polipropileno por lo que implica en términos de sustentabilidad. Resulta así el detalle en corte de la Figura 2.1.2, para la losa de altura 20cm adoptada. El peso del entrepiso es **0.306 tn/m<sup>2</sup>**.

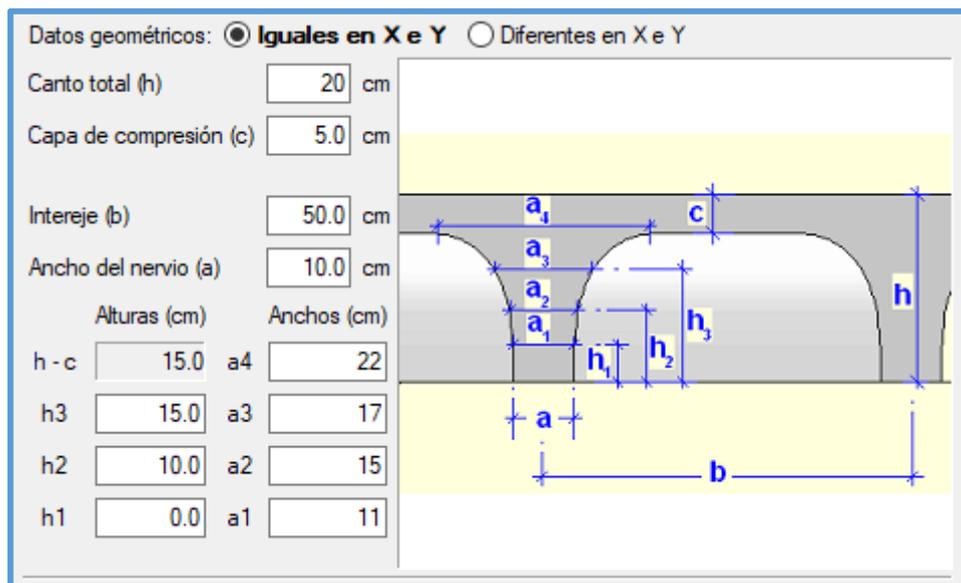


Figura 2.1 2. - Sección Losa h = 20 cm





Materiales de construcción varios: se utilizará una carga permanente de **0.33 tn/m<sup>2</sup>** que englobe paredes, carpetas, pisos, cielorrasos e instalaciones.

$$\text{Resulta entonces } Q_D = 0.306 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} + 0.33 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} = 0.636 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

### 2.1.1.2 Sobrecarga de uso (QL)

Son indicadas en la tabla 4.1 del CIRSOC 101. El uso supuesto para el edificio analizado es vivienda colectiva, para lo cual la sobrecarga de uso promedio correspondiente es **0.2 tn/m<sup>2</sup>**.

### 2.1.2 Combinaciones de carga.

Son definidas en capítulo 9 del CIRSOC 201, en el artículo 9.2.1.

#### 2.1.1 Predimensionado de columnas.

La cuadrícula de 4 columnas en X por 4 columnas en Y, separadas 6 m entre sí de eje a eje, para un solo nivel, puede observarse en la Figura 2.1.3. Dentro del área rayada se especifica el área de influencia de las columnas esquineras, medianeras y centrales, en m<sup>2</sup>.

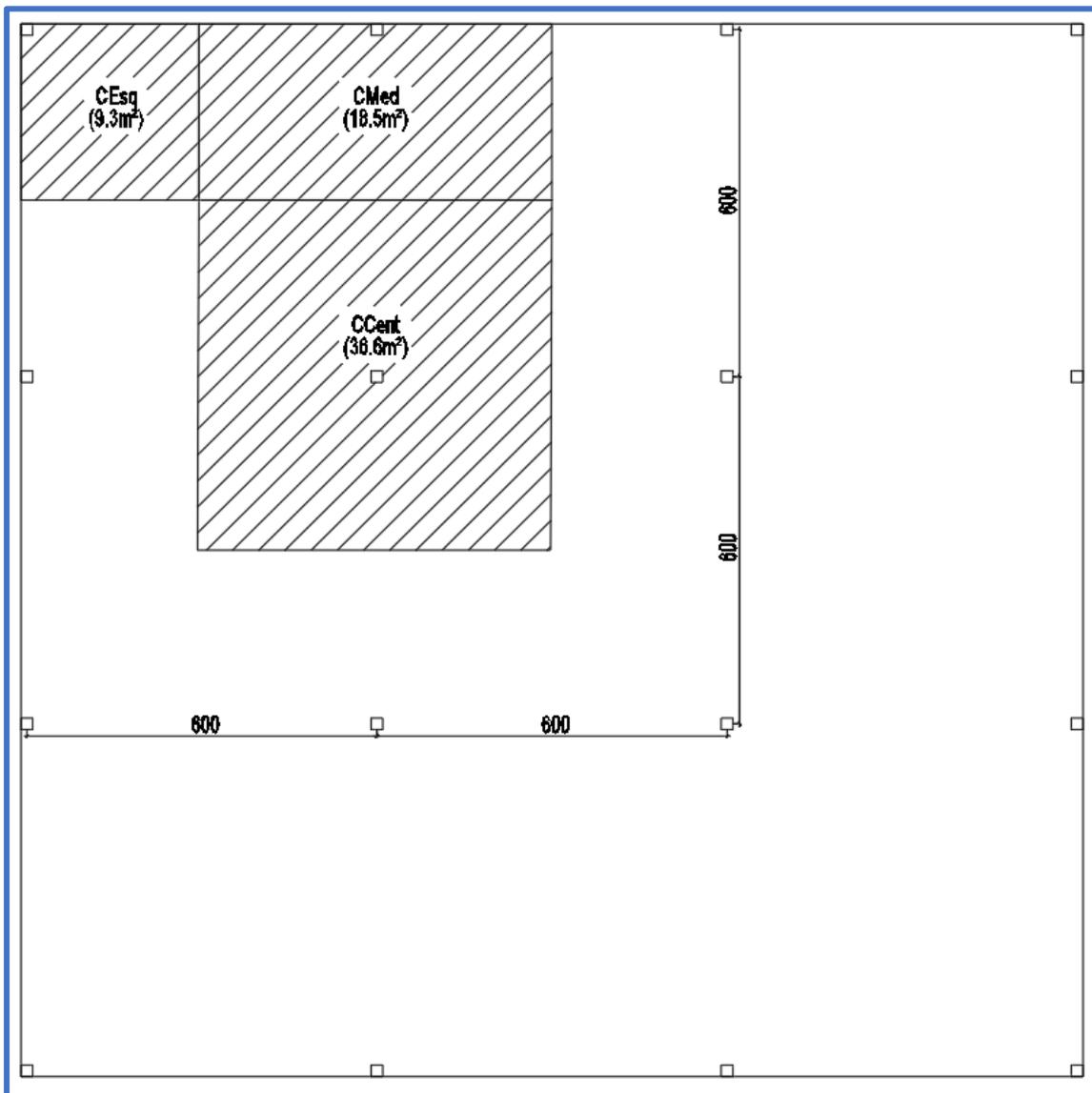


Figura 2.1.3 – Áreas tributarias por columna.



Para el caso de 1 nivel, se predimensionarán las columnas a compresión simple con la combinación de cargas gravitatoria (9-2)  $U = 1.2Q_D + 1.6Q_L$ .

La resistencia de diseño de elementos sometidos a compresión se determina según las ecuaciones 10.1 y 10.2 del CIRSOC 201 de la siguiente forma:

$$P_D = 0.8\phi(A_c f'_c 0.85 + A_s f_s)$$

Suponiendo que el área de acero es el 1% del área bruta de hormigón, puede ponerse el acero en función del hormigón, y así despejar de la ecuación anterior el área bruta de hormigón de la columna necesaria para absorber las cargas últimas "U". La Tabla 2.1 muestra las dimensiones adoptadas para cada caso.

Tabla 2.1. Dimensiones de columnas para 1 Nivel

	Área Inf (m <sup>2</sup> )	Niveles	QD(tn)	QL(tn)	1,2QD+1,6QL (tn)	U(tn)	b (cm)	d (cm)
Col Esq	9,3	1	0,636	0,2	10,1	10,1	20	20
Col Med	18,5	1	0,636	0,2	20,0	20,0	20	20
Col Central	36,6	1	0,636	0,2	39,6	39,6	20	20

## 2.2 Normativa vigente.

### 2.2.1 CIRSOC 201.

El reglamento CIRSOC 201 en su artículo 9.5.3. define los tipos de sistemas de losas armados en dos direcciones, no pretensados (Figura 2.2.1).

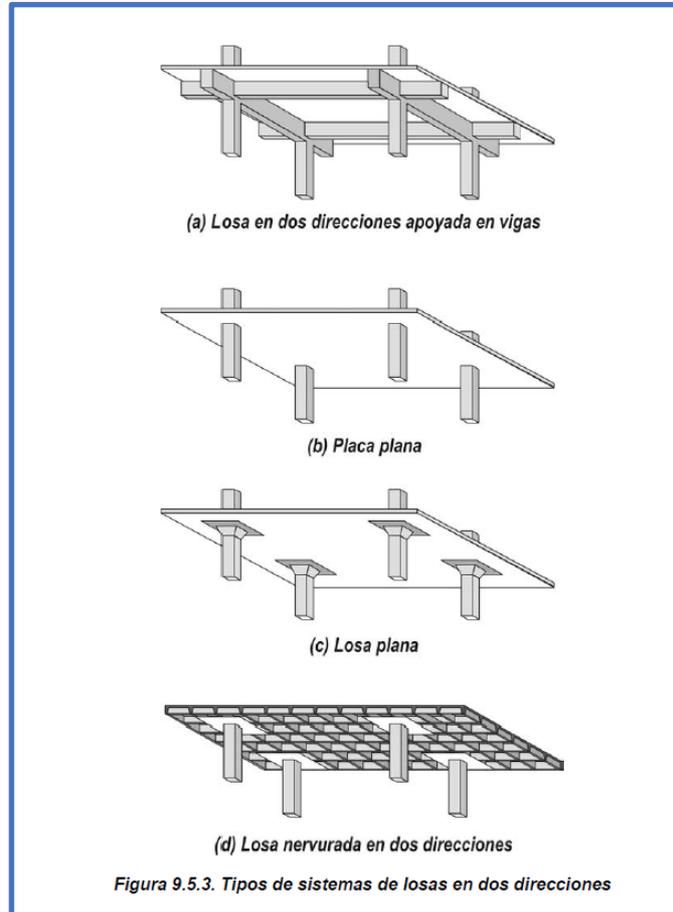


Figura 2.2.1. Tipos de sistemas de losas – CIRSOC 201

El único caso definido que incluye vigas es el “a” (losa en dos direcciones apoyada en vigas). Ahora bien, la altura de las vigas se aprecia significativamente mayor que la de la losa, es decir, la rigidez relativa de la viga respecto de la losa es superior a la de una viga de altura igual a la de la losa. La rigidez relativa  $\alpha$  se define como la relación de la rigidez a flexión de la sección de una viga y la rigidez a flexión de una franja de losa, limitada lateralmente por los ejes de los paneles de losa adyacentes (si los hubiera) a cada lado de la viga.  $\alpha = \frac{E_{CB} \times I_B}{E_{CS} \times I_S}$ , siendo  $E_{CB}$  el módulo de elasticidad del hormigón de vigas,  $E_{CS}$  el módulo de elasticidad del hormigón de la losa,  $I_B$  el momento de inercia de vigas e  $I_S$  el momento de inercia de la franja de losa.

Por ejemplo, para el caso de una losa nervurada de altura 0.25m, suponiendo que la distancia entre apoyos es 6 m, la inercia  $I_S$  es 2.938.960.000 mm<sup>4</sup>. Para  $\alpha > 1$ , despejando de la relación de rigideces y determinando h necesario de la viga, debería ser h=0,56m.



Sistema de losas en dos direcciones	$\alpha_m$	$\beta$	Mínimo h
Placa Plana	-	$\leq 2$	$\ell_n / 30$
Placa Plana con vigas de borde <sup>(1)</sup> (mín h = 120 mm)	-	$\leq 2$	$\ell_n / 33$
Losa Plana <sup>(2)</sup>	-	$\leq 2$	$\ell_n / 33$
Losa Plana con vigas de borde <sup>(1)</sup> (mín h = 100 mm)	-	$\leq 2$	$\ell_n / 36$
Losa en dos direcciones, apoyada en vigas <sup>(3)</sup>	$\leq 0,2$	$\leq 2$	$\ell_n / 30$
	1	1	$\ell_n / 33$
		2	$\ell_n / 36$
	$\geq 2$	1	$\ell_n / 37$
		2	$\ell_n / 44$
Losa en dos direcciones, apoyada en vigas <sup>(1,3)</sup>	$\leq 0,2$	$\leq 2$	$\ell_n / 33$
	1	1	$\ell_n / 36$
		2	$\ell_n / 40$
	$\geq 2$	1	$\ell_n / 41$
		2	$\ell_n / 49$

<sup>(1)</sup> Relación de rigidez losa-viga de borde  $\alpha \geq 0,8$  (9.5.3.3).  
<sup>(2)</sup> Longitud del ábaco  $\geq 1/3$  altura  $\geq 1,25 h$  (13.3.7.1.)  
<sup>(3)</sup> Mínimo h = 120 mm para  $\alpha_m \leq 2$ ; mínimo h= 90 mm para  $\alpha_m > 2$  (9.5.3.3.)

Tabla 2.2. Relaciones de rigidez Viga/Losa – CIRSOC 201.

Por último el CIRSOC 201 presenta la tabla 9.5.c (Tabla 2.3), donde pueden obtenerse los espesores mínimos para losas en función de la relación de rigideces, determinados a partir de la luz libre  $l_n$ .

Tensión de fluencia especificada del acero $f_y$ (MPa) (*)	Sin ábacos (**)			Con ábacos (**)		
	Losas exteriores		Losas interiores	Losas exteriores		Losas Interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde (***)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde(***)	
220	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

(\*) Para valores de la tensión de fluencia de la armadura, comprendidos entre los indicados en la 1ª columna, el espesor mínimo se obtendrá por interpolación lineal. A los fines de este Reglamento el valor de  $f_y \leq 500$  MPa.  
(\*\*) El ábaco se define en los artículos 13.3.7.1 y 13.3.7.2. y en el Anexo al Capítulo 1.  
(\*\*\*) Se refiere a losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de  $\alpha$  para la viga de borde debe ser :  $\alpha \geq 0,8$ .

Tabla 2.3. Espesores mínimos de losas sin vigas interiores – CIRSOC 201.





El CIRSOC 201 no menciona las vigas cinta como entrepisos con vigas ya que no existe este tipo estructural. Con lo cual, incluso utilizándolas, el entrepiso debe considerarse sin vigas y dimensionarse como tal para el soporte de acciones verticales.

## 2.3 Estudio del entrepiso ante acciones verticales.

### 2.3.1 Introducción.

A continuación se estudiará el comportamiento del entrepiso ante cargas gravitatorias. Para ellos se modelará con elementos finitos la planta estructural citada anteriormente, con y sin vigas placas interiores. Se observarán deformaciones y esfuerzos y se sacarán conclusiones. Posteriormente se comparará el consumo de acero y hormigón entre ambas resoluciones.

### 2.3.2 Deformaciones.

Ante cargas verticales, los bordes rigidizados mediante tabiques o vigas de borde son importantes, debido a la discontinuidad de la losa que se genera. Incluso la Tabla 9.5.c del CIRSOC 201 mostrada anteriormente en la Tabla 2.3 evidencia esto cuando a las losas exteriores sin vigas de borde les exige un espesor mayor que a las que sí tienen. Los paños exteriores que efectivamente tienen vigas de borde, requieren la misma altura que los interiores.

Habiendo explicado esto, se procederá al análisis de dos estructuras de un solo nivel: una de ellas con vigas cinta interiores; la otra sin vigas. En el caso sin vigas se agregará un macizado alrededor de las columnas para absorber el esfuerzo de punzonado, el cual será explicado más adelante.

Se dotará a ambos modelos de una viga de borde para poder lograr un espesor constante. Las mismas se dimensionarán utilizando la Tabla 9.5.a del CIRSOC 201, la cual se muestra en la Tabla 2.4 a continuación.

De modo de utilizar una viga de altura “h” constante, se considerará que  $h \geq \frac{l}{18.5}$ , aplicable en el caso de que al menos el componente viga tenga un extremo continuo. De modo conservador se utilizará “l” como la distancia entre ejes de columnas, 6 m. Resulta entonces lo siguiente:

$$h \geq \frac{600cm}{18.5} = 32.4cm$$

Se adopta una viga de altura 40 cm. El ancho propuesto es 20 cm.

A continuación puede observarse en las Figuras 2.3.1.A y 2.3.1.B, la volumetría para la estructura **CON VIGAS CINTA INTERIORES (EVP)**, y **SIN VIGAS INTERIORES (ESV)** con macizados alrededor de las columnas, respectivamente.





ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

La luz  $l$  se expresa en mm.  
 Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ( $w_c = 2300 \text{ kg/m}^3$ ) y armadura con  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .  
 Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación:  
 a) Para hormigón liviano estructural de peso unitario comprendido entre 1500 y 2000  $\text{kg/m}^3$ , los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por  $(1,65 - 0,0003 w_c)$ , valor que debe ser mayor o igual que 1,09.  
 b) Para  $f_y \neq 420 \text{ MPa}$ , los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión  $(0,4 + f_y / 700)$ .

Tabla 2.4 - Espesores mínimos de vigas no pretensadas – CIRSOC 201.

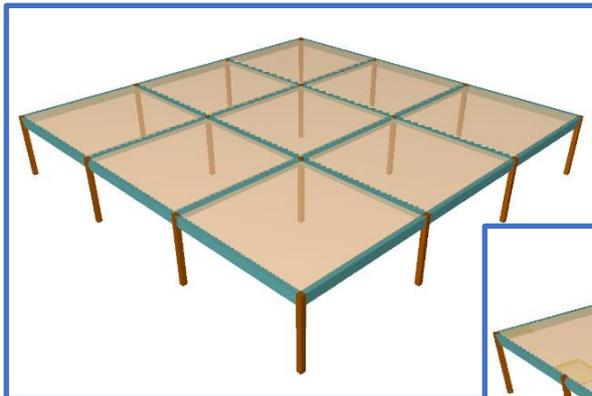


Figura 2.3.1.A Volumetría estructural EVC.

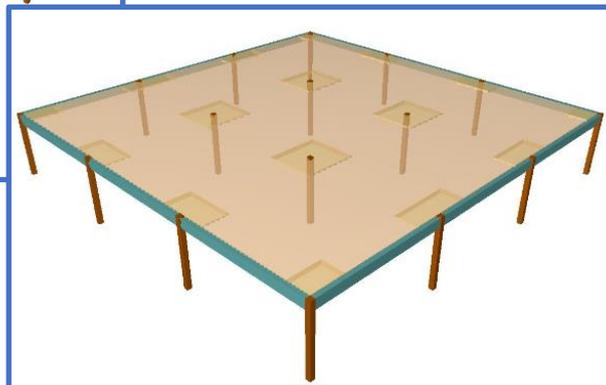


Figura 2.3.1.B. Volumetría estructural ESV.



### 2.3.2.1 Desplazamientos Verticales.

Las deformaciones se evalúan en la condición de servicio, con lo cual se tomará como combinación de servicio  $Q_{serv} = Q_D + Q_L$ .

#### 2.3.2.1.1 Entrepiso con vigas cinta.

En la Figura 2.3.2 a continuación se muestran los desplazamientos instantáneos o elásticos del entrepiso con vigas cinta interiores. Los desplazamientos se representan con una escala cromática, siendo el verde cercano a las columnas interiores de 1.8 mm, y el fucsia de 16.2 mm.

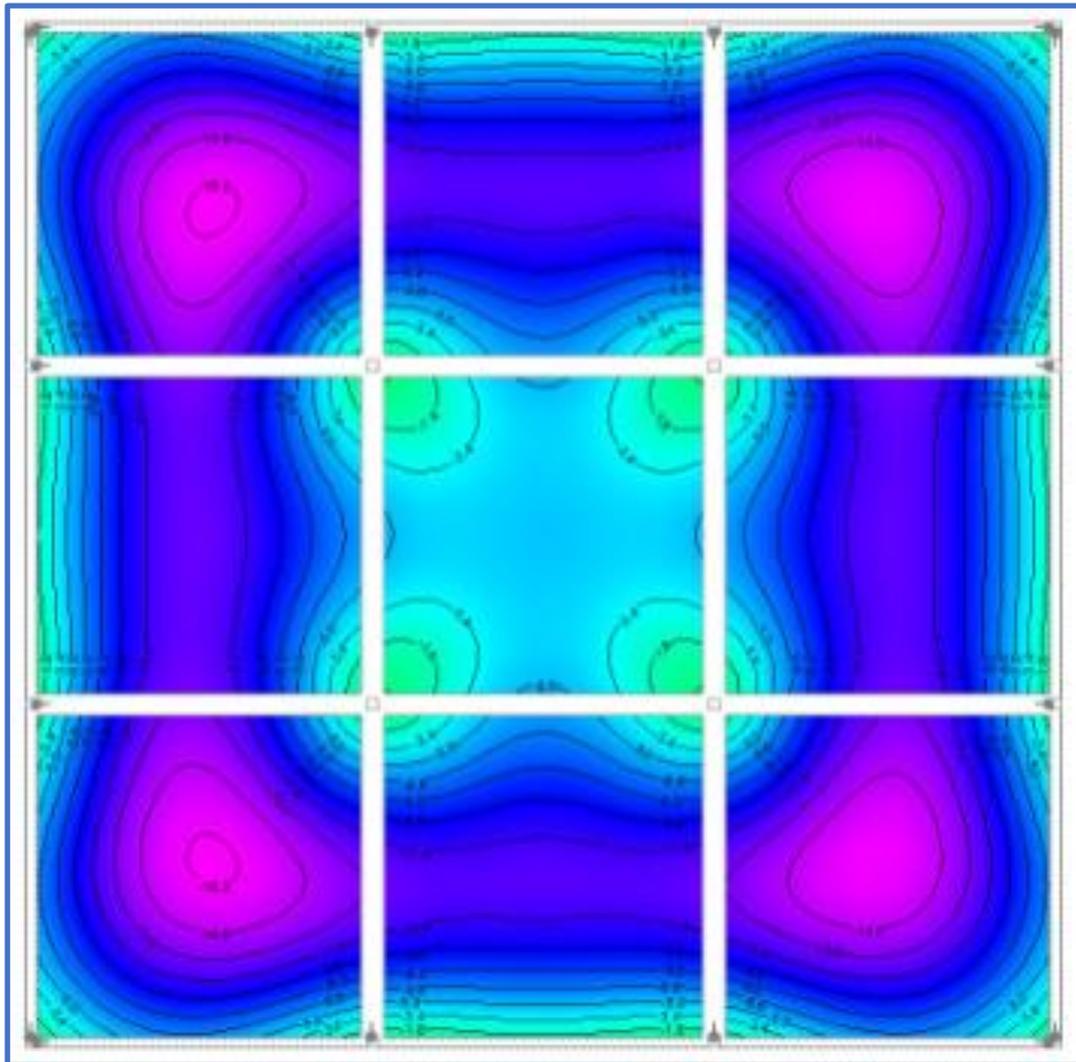


Figura 2.3.2. Desplazamientos verticales (mm) – EVC.

Las vigas de borde de 20cm x 40cm, en todo su desarrollo, restringen los desplazamientos verticales de la losa en esa longitud, haciendo que los mismos sean 1.8 mm. Prácticamente restringen los desplazamientos con la rigidez de una columna. Por el contrario, los contornos de deformación constante son totalmente continuos al llegar a las “vigas” cinta. El desplazamiento de la losa no resulta restringido, impedido ni reducido. El diagrama de deformación evidencia que la rigidez relativa entre las vigas cinta y la losa no es suficiente para que la losa efectivamente descargue sobre la viga. La losa en consecuencia se deforma como si ésta no estuviese.

### 2.3.2.1.2 Entrepiso sin vigas interiores.

En la Figura 2.3.3 a continuación se muestran los desplazamientos instantáneos o elásticos del entrepiso sin vigas cinta interiores. Los desplazamientos se representan con una escala cromática, siendo el verde cercano a las columnas interiores de 2.2 mm, y el fucsia de 16.6 mm.

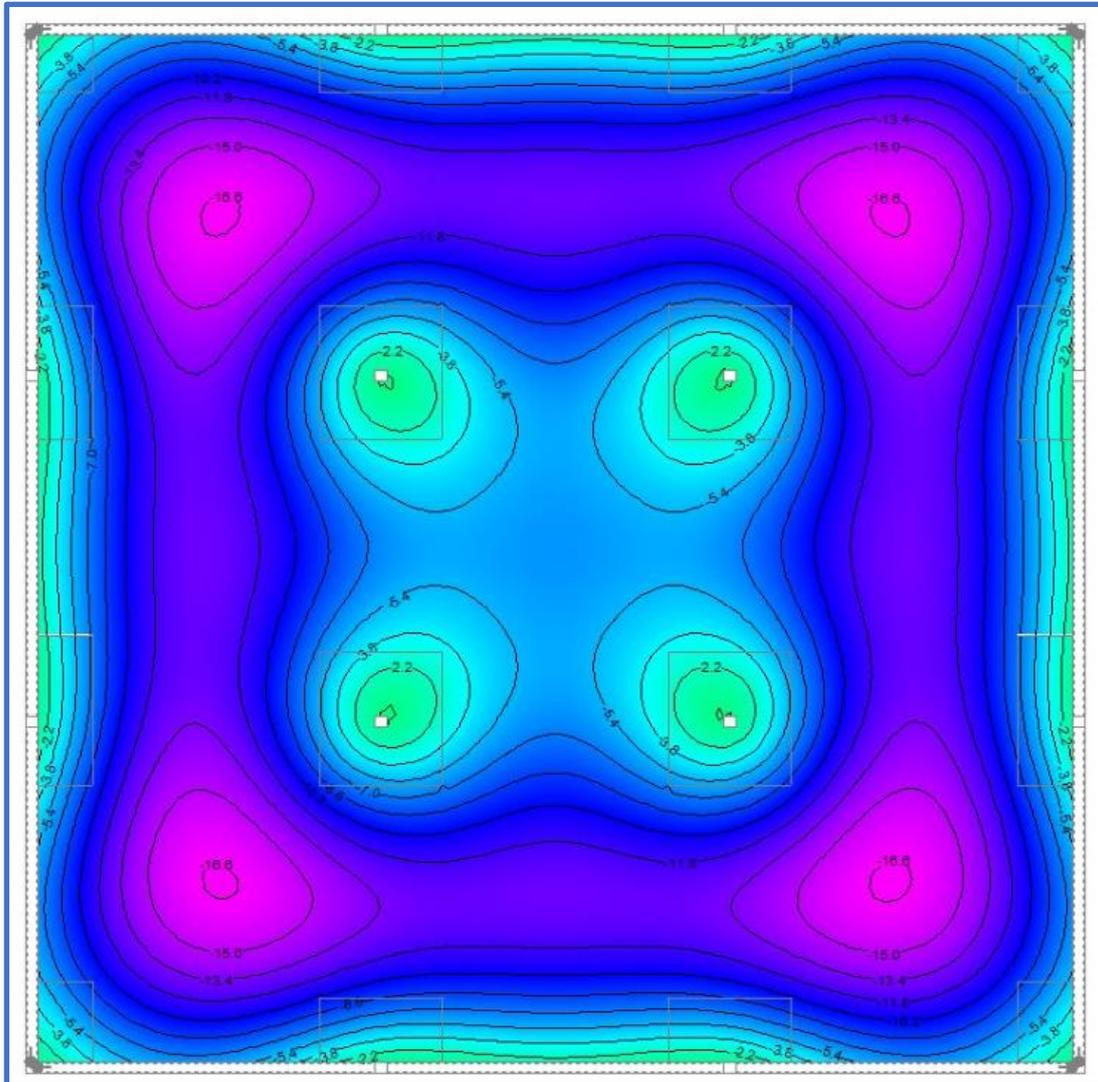


Figura 2.3.3. Desplazamientos verticales (mm) – ESV.

Las isolíneas de deformación o desplazamiento vertical son idénticas al caso con vigas cinta interiores. Esto confirma que éstas no aportan rigidez vertical al entrepiso. Se continuará con el análisis para poder determinar cantidades de acero necesarias en ambos casos.

### 2.3.2.2 Interpretación de resultados.

En la Figura 2.3.2 se observa que los desplazamientos verticales  $D_z$  no son restringidos por las vigas cinta interiores, situación que sí se evidencia en los bordes donde las vigas propuestas tienen mayor rigidez. Las líneas de deformación constante atraviesan las “vigas” cinta. La comparativa de valores numéricos puede verse en la Tabla 2.5 a continuación. Los puntos de comparación pueden verse en la Figura 2.3.4.



	REFERENCIA	EVC	ESV
Desplazamiento Z (mm)	1	-16,2	-16,5
Desplazamiento Z (mm)	2	-13	-13,3
Desplazamiento Z (mm)	3	-11,4	-11,7
Desplazamiento Z (mm)	4	-3,4	-3,7
Desplazamiento Z (mm)	5	5	-6,9

Tabla 2.5.Comparativa de desplazamientos Z – EVC/ ESV

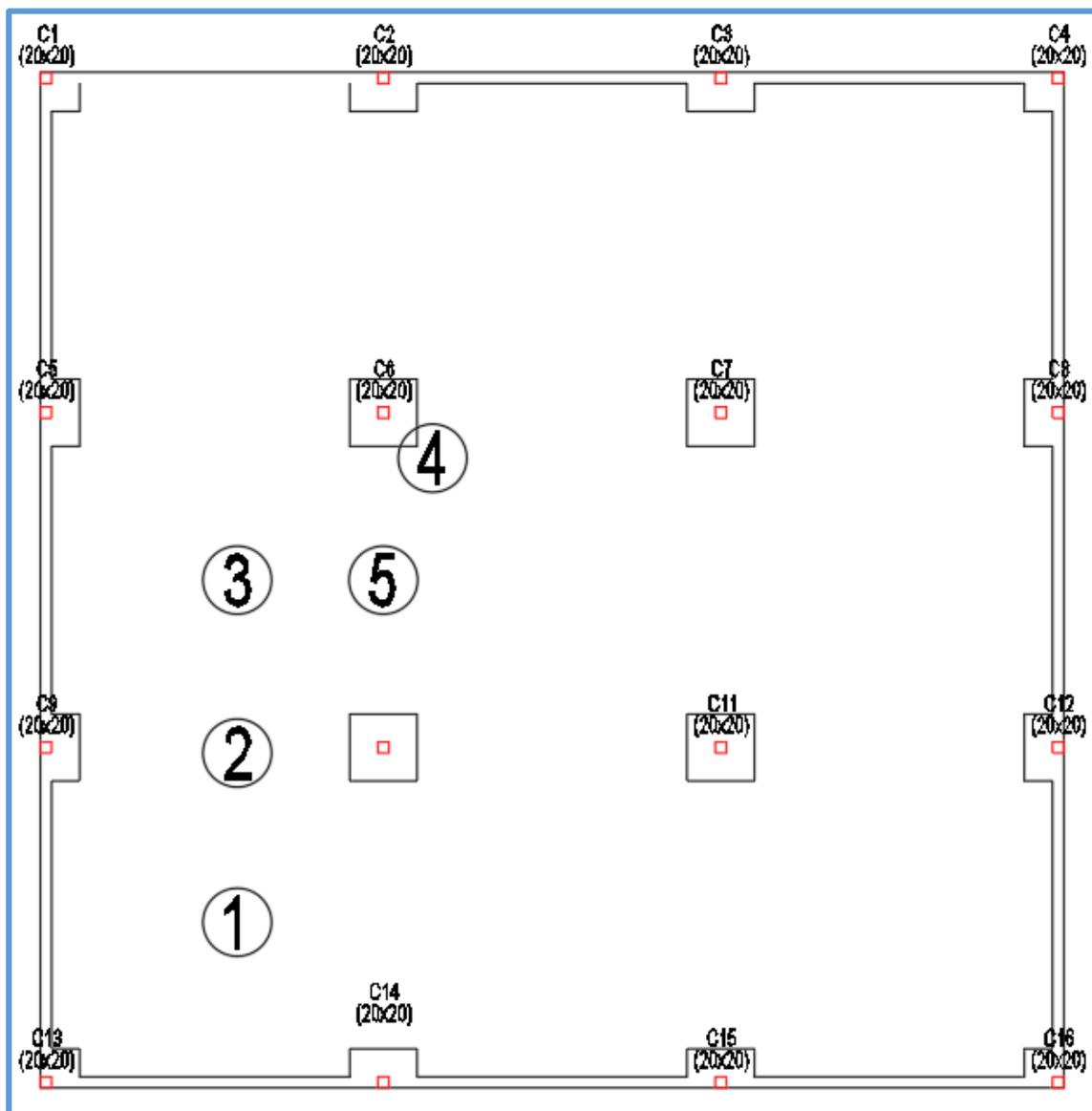


Figura 2.3.4. Puntos de comparación de desplazamientos y solicitaciones – EVC/ESV.



2.3.3 Esfuerzos.

2.3.3.1 *Momento flector en losa.*

Los esfuerzos se evalúan en la condición última. Esto implica utilizar las cargas mayoradas con las combinaciones definidas en el capítulo 9 del CIRSOC 201, en el artículo 9.2.1. La más desfavorable en este caso es  $M_U = 1.2Q_D + 1.6Q_L$ . Cabe aclarar que a modo de simplificación del análisis no se plantea una distribución no uniforme de la sobrecarga buscando un estado límite más desfavorable, sino que se la propone uniformemente distribuida.

2.3.3.1.1 Entrepiso con vigas cinta.

En las Figuras 2.3.5 a 2.3.8 a continuación se muestran los esfuerzos de momento flector en el entrepiso en  $\text{tnm/m}$ .

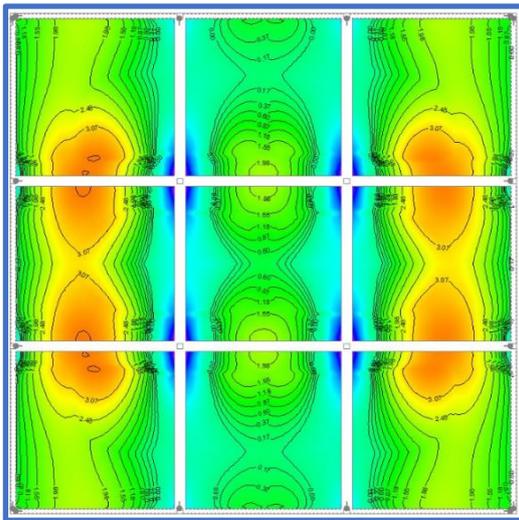


Figura 2.3.5. *Mx Positivo – EVC.*

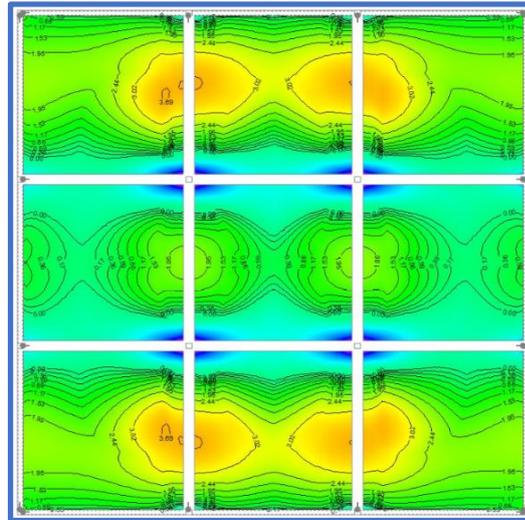


Figura 2.3.6. *My Positivo – EVC.*

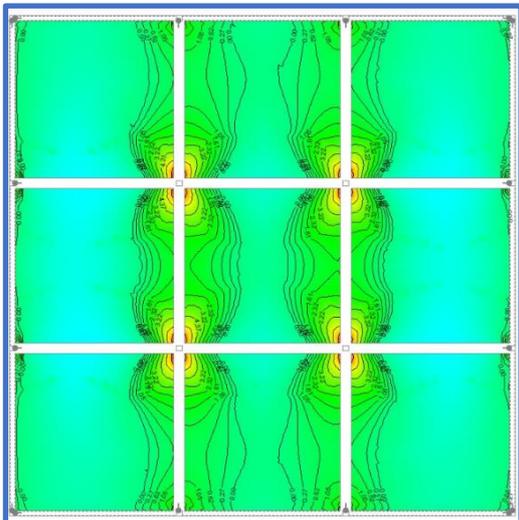


Figura 2.3.7. *Mx Negativo – EVC.*

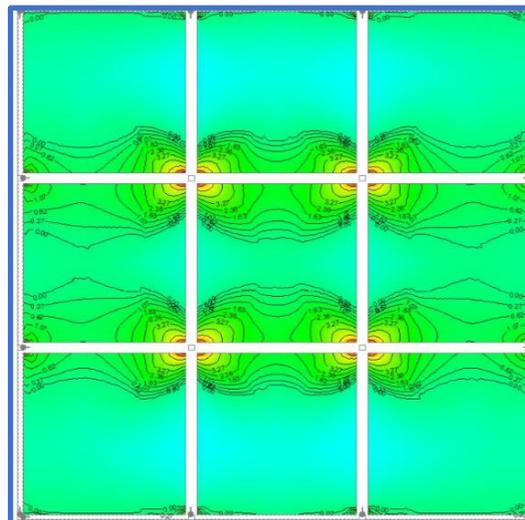


Figura 2.3.8. *My Negativo – EVC.*

2.3.3.1.2 Entrepiso sin vigas interiores.

En las Figuras 2.3.9 a 2.3.12 a continuación se muestran los esfuerzos de momento flector en el entrepiso en  $\text{tnm/m}$ .

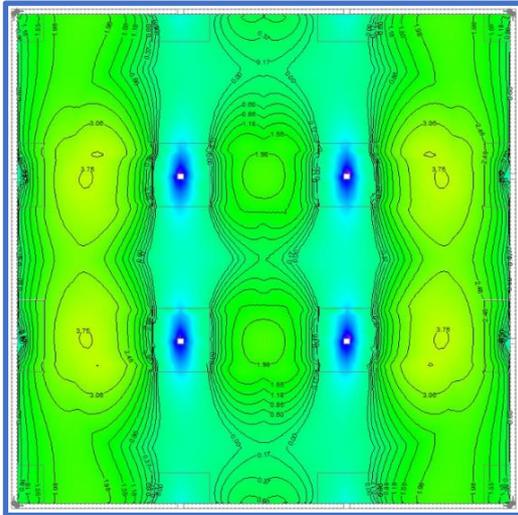


Figura 2.3.9.  $M_x$  Positivo – ESV.

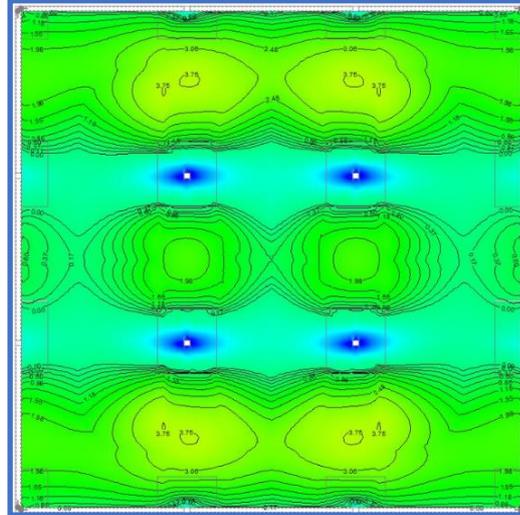


Figura 2.3.10.  $M_y$  Positivo – ESV.

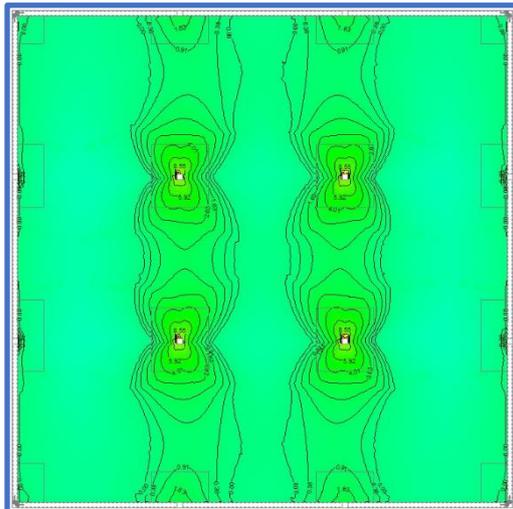


Figura 2.3.11.  $M_x$  Negativo – ESV.

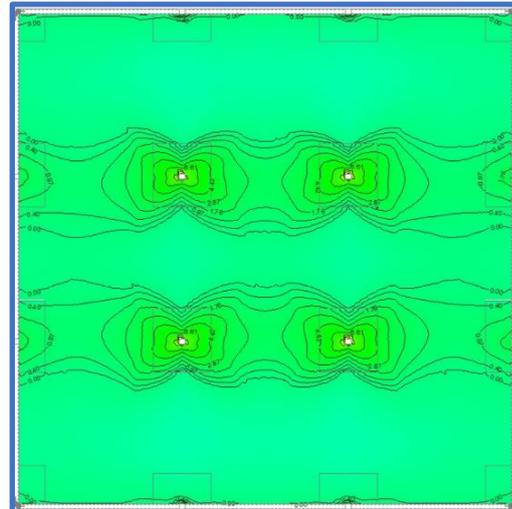


Figura 2.3.12.  $M_y$  Negativo – ESV.

2.3.3.2 Corte en losa.

Los esfuerzos se evalúan en la condición última. Esto implica utilizar las cargas mayoradas con las combinaciones definidas en el capítulo 9 del CIRSOC 201, en el artículo 9.2.1. La más desfavorable en este caso es  $Q_U = 1.2Q_D + 1.6Q_L$ .

2.3.3.2.1 Entrepiso con vigas cinta.

En las Figuras 2.3.13 y 2.3.14 a continuación se muestran los esfuerzos de corte en el entrepiso en tn/m.

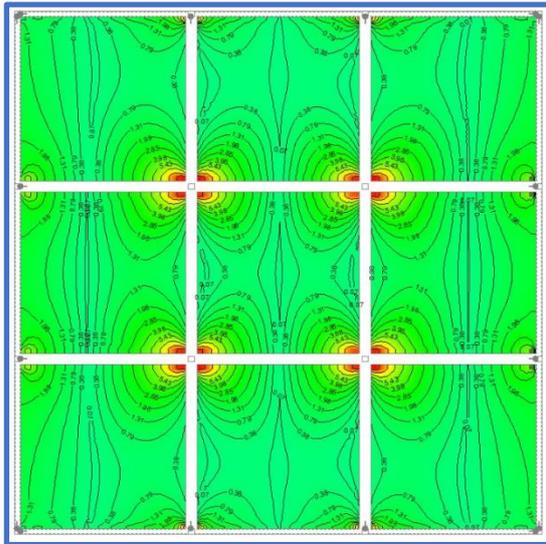


Figura 2.3.13. Corte en X – EVC.

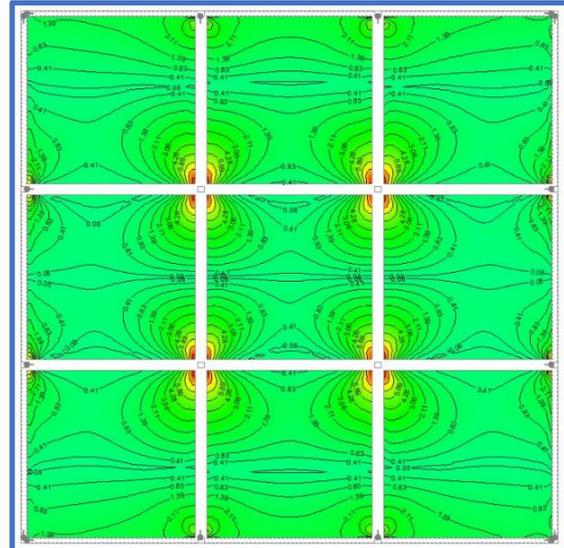


Figura 2.3.14. Corte en Y – EVC.

2.3.3.2.2 Entrepiso sin vigas interiores.

En las Figuras 2.3.15 y 2.3.16 a continuación se muestran los esfuerzos de corte en el entrepiso en tn/m.

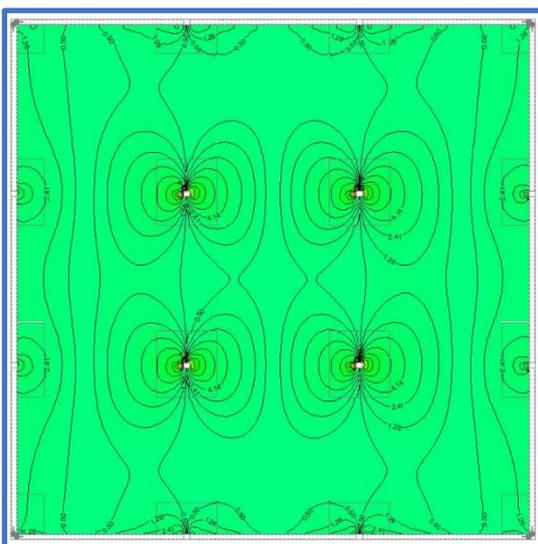


Figura 2.3.15. Corte en X – ESV.

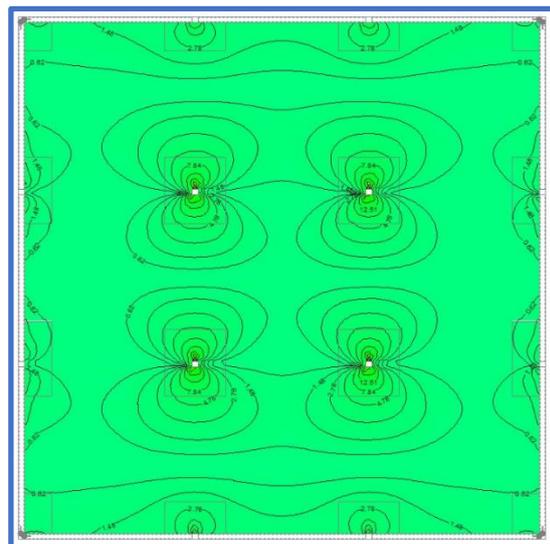


Figura 2.3.16. Corte en Y – ESV.



### 2.3.3.3 Momento flector en vigas de borde.

Los esfuerzos se evalúan en la condición última. Se utilizan las cargas mayoradas con las combinaciones definidas en el capítulo 9 del CIRSOC 201, en el artículo 9.2.1. La más desfavorable en este caso es  $M_U = 1.2Q_D + 1.6Q_L$ .

#### 2.3.3.3.1 Entrepiso con vigas cinta.

En la Figura 2.3.17 a continuación se muestran los esfuerzos de momento flector en la viga de borde en la dirección de X que va desde la columna C1 a C4 en tm.

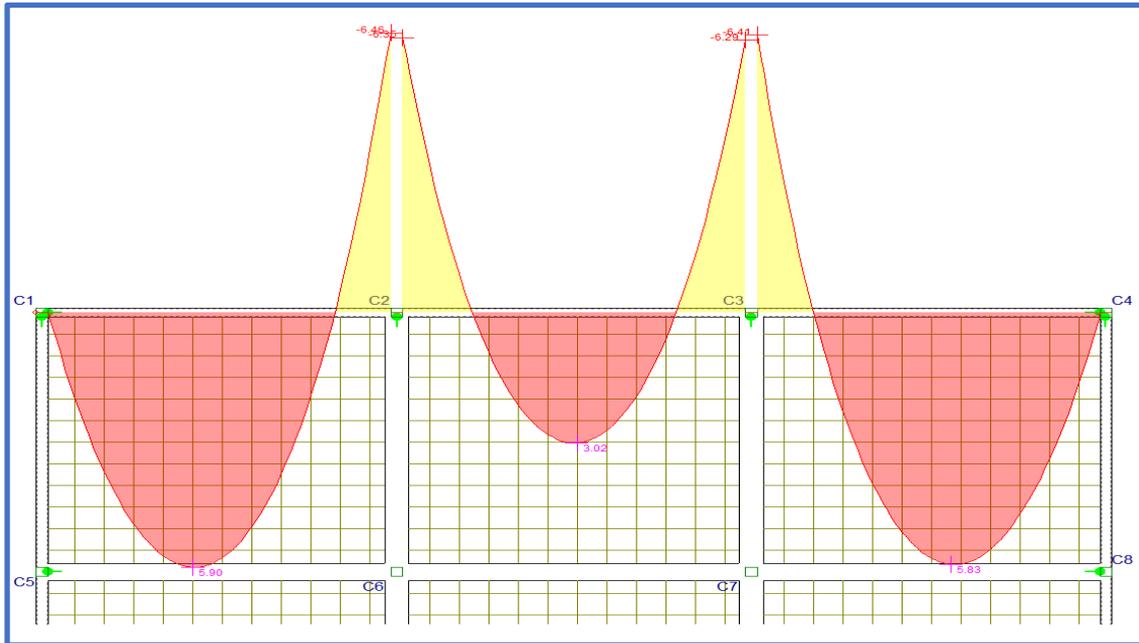


Figura 2.3.17. M flector en Viga de Borde – EVC.

## 2.3.3.3.2 Entrepiso sin vigas interiores.

En la Figura 2.3.18 a continuación se muestran los esfuerzos de momento flector en la viga de borde en la dirección de X que va desde la columna C1 a C4 en tnm.

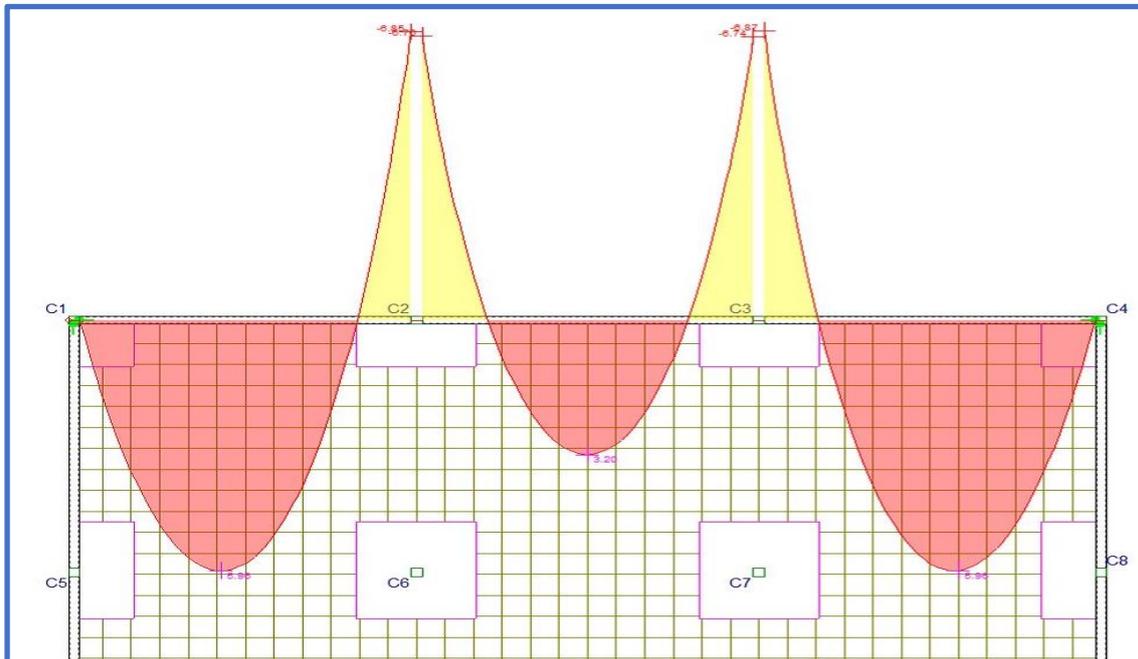


Figura 2.3.18. *M* flector en Viga de Borde – *ESV*.

## 2.3.3.4 Corte en vigas de borde.

Los esfuerzos se evalúan en la condición última. Se utilizan las cargas mayoradas con las combinaciones definidas en el capítulo 9 del CIRSOC 201, en el artículo 9.2.1. La más desfavorable en este caso es  $Q_U = 1.2Q_D + 1.6Q_L$ .

## 2.3.3.4.1 Entrepiso con vigas cinta.

En la Figura 2.3.19 a continuación se muestran los esfuerzos de corte en la viga de borde en la dirección de X que va desde la columna C1 a C4 en tn.

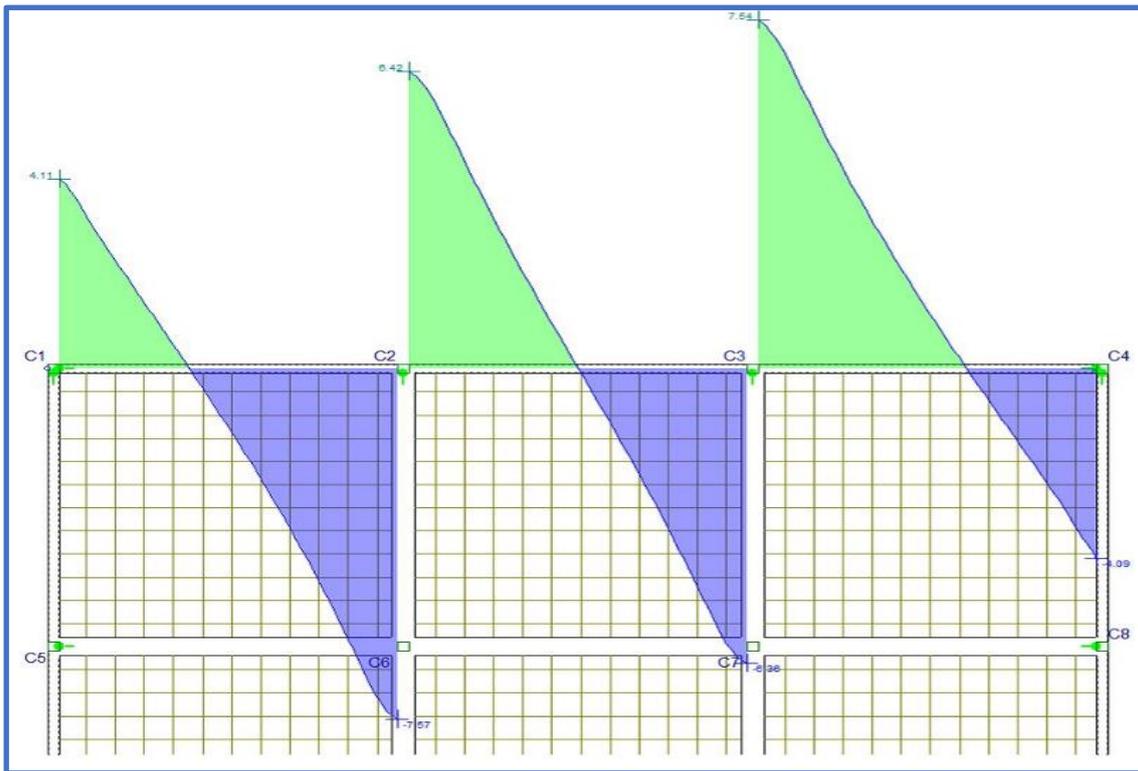


Figura 2.3.19. Corte en Viga de Borde – EVP.

2.3.3.4.2 Entrepiso sin vigas interiores.

En la Figura 2.3.20 a continuación se muestran los esfuerzos de corte en la viga de borde en la dirección de X que va desde la columna C1 a C4 en tn.

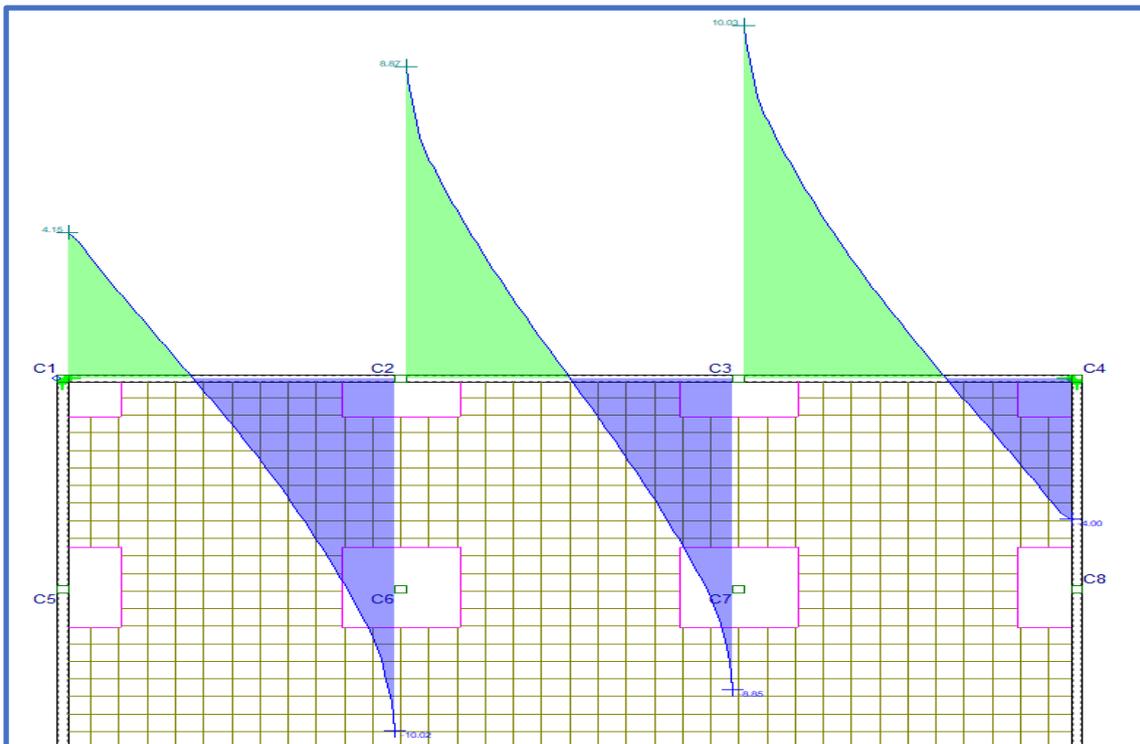


Figura 2.3.20. Corte en Viga de Borde – ESV.





### 2.3.3.5 Momento flector en vigas cinta interiores.

Sólo se evalúa en el caso de entrepiso con vigas cinta interiores. Al igual que para el resto de los componentes del entrepiso, los esfuerzos se evalúan en la condición última. Se utilizan las cargas mayoradas con las combinaciones definidas en el capítulo 9 del CIRSOC 201, en el artículo 9.2.1. La más desfavorable en este caso es  $Q_U = 1.2Q_D + 1.6Q_L$ .

#### 2.3.3.5.1 Entrepiso con vigas cinta.

En la Figura 2.3.21 a continuación se muestran los esfuerzos de momento flector en la viga cinta interior en la dirección de X que va desde la columna C5 a C8 en tm.

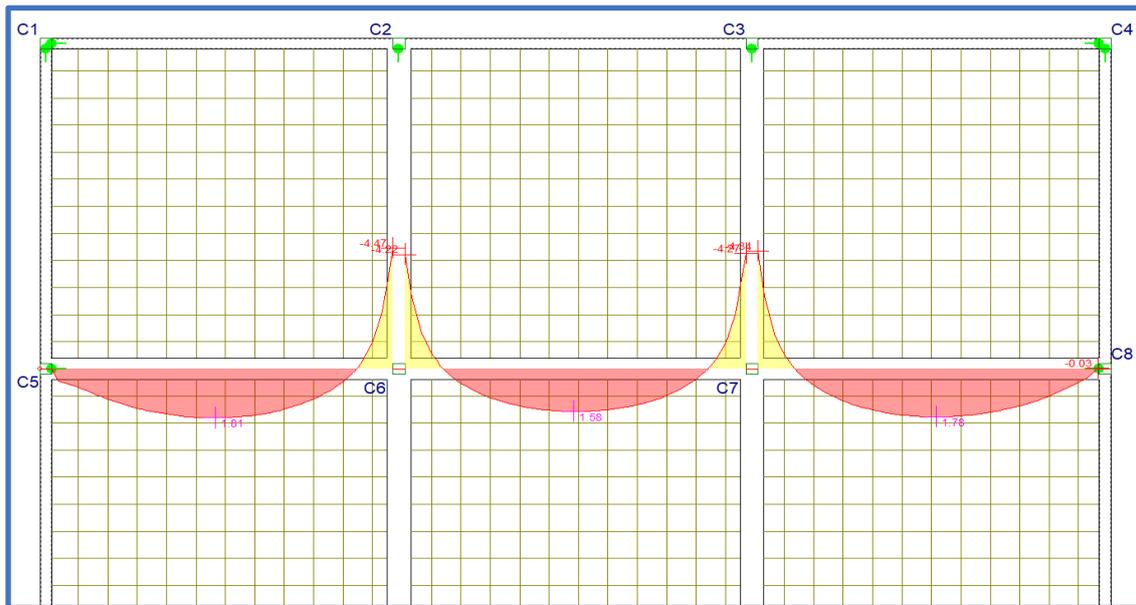


Figura 2.3.21. M flector en Vigas Cinta – EVC.

### 2.3.3.6 Corte en vigas cinta interiores.

Sólo se evalúa en el caso de entrepiso con vigas cinta interiores. Al igual que para el resto de los componentes del entrepiso, los esfuerzos se evalúan en la condición última. Se utilizan las cargas mayoradas con las combinaciones definidas en el capítulo 9 del CIRSOC 201, en el artículo 9.2.1. La más desfavorable en este caso es  $Q_U = 1.2Q_D + 1.6Q_L$ .

#### 2.3.3.6.1 Entrepiso con vigas cinta.

En la Figura 2.3.22 a continuación se muestran los esfuerzos de corte en la viga cinta interior en la dirección de X que va desde la columna C5 a C8 en tn.

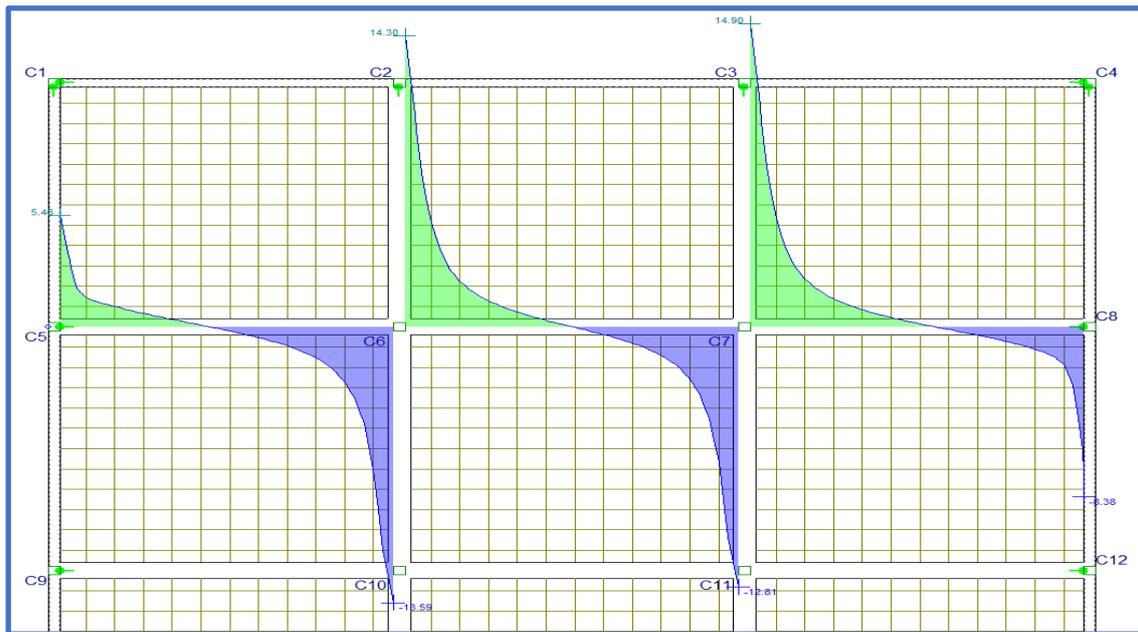


Figura 2.3.22. Corte en Vigas Cinta – EVC.

### 2.3.3.7 Interpretación de resultados.

- En las Figuras 2.3.5 y 2.3.6 los momentos flectores positivos de la losa son iguales de un lado y del otro de las vigas cinta. La isolínea de momento flector va de un lado hacia otro de ésta. Esto se condice con la deformada observada.
- En las Figuras 2.3.7 y 2.3.8 se observa que no existe momentos negativos en coincidencia con vigas cinta, y que estos sólo existen en la zona de columnas y vigas de borde. Las losas no logran descargar o “colgarse” de las vigas cinta, ya que ambas tienen rigidez comparable, casi igual.
- En las Figuras 2.3.13 y 2.3.14 se observa cómo el corte evidencia viajar hacia las columnas, y no hacia las vigas cinta y luego a las columnas.
- De las Figuras 2.3.17 y 2.3.21 puede verse que el momento flector debido a la combinación de cargas gravitatorias, es significativamente mayor en la viga de borde, que en la viga cinta, siendo que la viga cinta posee losa a sus dos lados y la viga de borde no. De cualquier modo, la viga cinta sí toma momento, y seguramente corresponda al de la faja de losa.
- La Tabla 2.6 muestra la comparativa de solicitaciones para los distintos puntos de referencia, entre EVC y ESV. Las referencias pueden observarse en la Figura 2.3.4 anteriormente presentada.



- En las Figuras 2.3.2 y 2.3.3 se observa que los desplazamientos verticales  $D_z$  son los mismos para EVC y ESV.
- En 2.3.3.1.1 y 2.3.3.1.2 se observa que los momentos flectores de la losa, tanto positivos como negativos, son iguales. Coinciden la geometría de la isolínea y sus valores.
- En 2.3.3.2.1 y 2.3.3.2.2 se observa cómo el esfuerzo de corte viaja de la misma forma en EVP y ESV. Existe una concentración alrededor de las columnas mayor en el caso de ESV, producto de que las vigas cinta absorben eso cuando sí se las dispone. Para esto debe macizarse alrededor de la columna y verificar el efecto de punzonado.
- De las Figuras 2.3.17 y 2.3.18 puede verse que el momento flector en vigas de borde es prácticamente el mismo para EVC y ESV. Se incrementa sólo un 6%.
- De las Figuras 2.3.19 y 2.3.20 puede observarse que el corte en la viga de borde se incrementa alrededor de un 25% para el caso de ESV respecto de EVC.

SOLICITACIONES	REFERENCIA	EVC	ESV
Cortante X (tn/m)	4	7,3	6,9
Cortante Y (tn/m)	4	6,15	7,81
Momento Flector X (tnm/m)	1	2,48	2,48
Momento Flector X (tnm/m)	2	3,72	3,75
Momento Flector X (tnm/m)	3	3,07	2,48
Momento Flector X (tnm/m)	4	-4,29	-5,92
Momento Flector X (tnm/m)	5	-1,61	-1,63
Momento Flector Y (tnm/m)	1	2,44	2,47
Momento Flector Y (tnm/m)	2	-0,62	0
Momento Flector Y (tnm/m)	3	0,36	0,37
Momento Flector Y (tnm/m)	4	-4,44	-6,53
Momento Flector Y (tnm/m)	5	1,95	1,97

Tabla 2.6 – Comparativa de solicitaciones entre EVC/ESV.

#### 2.3.4 Dimensionado y Cómputo.

Se dimensionarán las dos estructuras propuestas, para un solo nivel, y finalmente se computarán acero y hormigón para luego comparar su consumo en ambos casos.

Los esfuerzos de flexión y corte en losas están expresados por metro de desarrollo. Los nervios en la losa de 20 cm propuesta están separados 50 cm entre sí, de eje a eje, con lo cual los esfuerzos deben ser absorbidos por 2 nervios.

##### 2.3.4.1 Flexión en losas.

Para el caso de los nervios, la cuantía mínima es del 0.33% de la sección. El nervio tiene en promedio una sección de 10 cm de ancho, por 20 cm de alto. Resulta entonces  $\rho_{min} = 0.33 \times 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} / 100 = 0.66 \text{ cm}^2$ . Si a este valor lo dividimos por dos barras por nervio, resulta  $0.33 \text{ cm}^2 / \text{barra}$ .

Para la capa de compresión, la cuantía mínima es 0.18%. En ese caso, la malla debe considerarse de 5 cm de altura, por 100 cm de ancho. Resulta entonces  $\rho_{min} = 0.18 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} / 100 = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$ .



Suponiendo que se plantea una malla con barras separadas entre sí 15 cm, entonces entran  $100\text{cm}/15\text{cm} = 6.67$  barras/m. Luego,  $A_b = \frac{0.9\text{cm}^2}{6.67\text{barras/m}} = 0.135\text{cm}^2/\text{barra}$ .

La barra mínima permitida por reglamento en la actualidad es 5 mm, y la sección de una barra de 5mm es  $0.196\text{cm}^2$ , con lo cual se adopta como **armadura base superior malla Ø5 mm cada 15cm**, en ambos sentidos.

El momento último  $M_u$  se obtiene de la siguiente forma:

$$M_u = A_s \times \phi \times d \times k_z \times f_s$$

Para el caso de flexión,  $\phi$  es 0.9. Suponiendo un  $k_z$  igual a 0.966, un recubrimiento de 3 cm, y la tensión de fluencia del acero en  $4.2 \text{ tn/cm}^2$ , podemos calcular el  $M_u$  para nervios y capa de compresión de la siguiente forma:

#### **Nervios de losa:**

Suponiendo  $2\phi 10$  por nervio de armadura base, el momento último de la sección es:

$$M_u = A_s \times \phi \times d \times k_z \times f_s = 3.2 \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \times 0.9 \times 0.17\text{m} \times 0.966 \times 4.2\text{tn/cm}^2 = \frac{1.98\text{tnm}}{\text{m}}$$

Donde  $A_s$  resulta de multiplicar 2 nervios por metro, por dos barras por nervio, por  $0.8\text{cm}^2$  por barra ( $\phi 10\text{mm}$ ).

Si además se necesitara colocar refuerzo por exceso de momento flector, agregar 1 barra  $\phi 12$  por nervio, permitiría absorber  $M_u = \frac{3.39\text{tnm}}{\text{m}}$ .

#### **Capa de compresión:**

$$M_u = A_s \times \phi \times d \times k_z \times f_s = \frac{1.3(\text{cm}^2/\text{m}) \times 0.9 \times 0.17\text{m} \times 0.966 \times 4.2\text{tn}}{\text{cm}^2} = 0.81\text{tnm/m}$$

Donde  $A_s$  resulta de multiplicar 6.67 barras por metro de  $0.196\text{cm}^2$  cada una ( $\phi 5\text{mm}$ ).

En caso de utilizar como refuerzos 2 barras  $\phi 10$  por nervio, resulta  $M_u = \frac{2.76\text{tnm}}{\text{m}}$ .

En caso de utilizar como refuerzos 3 barras  $\phi 10$  por nervio, resulta  $M_u = \frac{3.73\text{tnm}}{\text{m}}$ .



2.3.4.1.1 Dimensionado de armadura inferior de losa.

2.3.4.1.1.1 Entrepiso con vigas cinta.

De las Figuras 2.3.5 y 2.3.6, puede observarse que el máximo momento flector positivo solicitante, es 3.07 tnm/m para X, y 3.06 tnm/m para Y. Para absorberlo se necesita colocar 2Ø10 por nervio como armadura base, más un refuerzo Ø12 por nervio. La disposición de armaduras resultante para la dirección Y se muestra en la Figura 2.3.23. El mismo resulta idéntico para la armadura en la dirección de X.

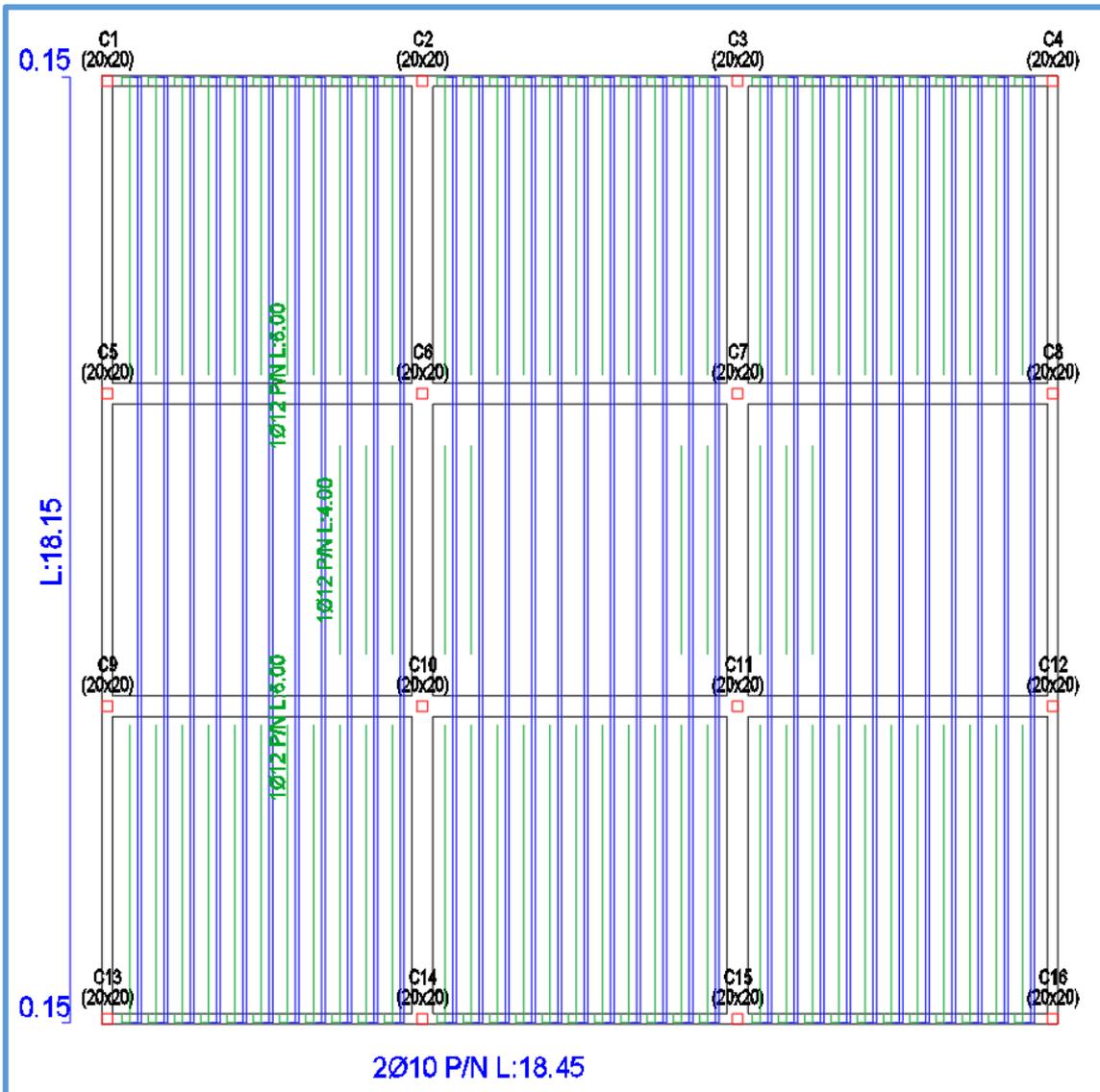


Figura 2.3.23. Armadura Positiva en Y – EVC.

En la Figura 2.3.24 a continuación, puede observarse en corte cómo se dispone la armadura longitudinal base 2Ø10 mm y el refuerzo Ø12 mm.

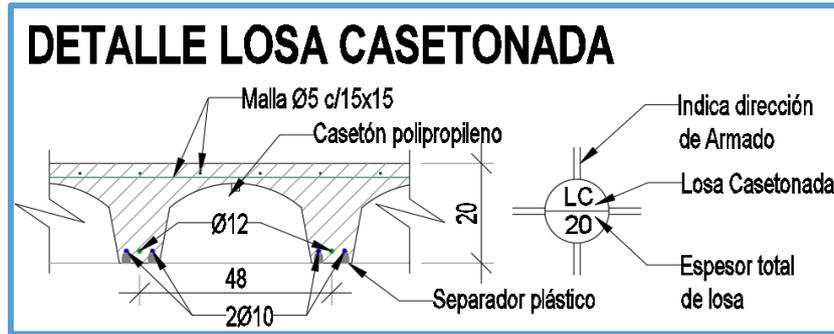


Figura 2.3.24. Corte transversal nervio de losa de 20 cm.

2.3.4.1.1.2 Entrepiso sin vigas interiores.

De las Figuras 2.3.9 y 2.3.10 puede observarse que el máximo momento flector positivo solicitante, es 3.06 tnm/m para X, y 3.06 tnm/m para Y. Para cubrirlos se requiere la misma disposición de armaduras que para el caso con vigas cinta interiores. La misma se presenta en la Figura 2.3.25.

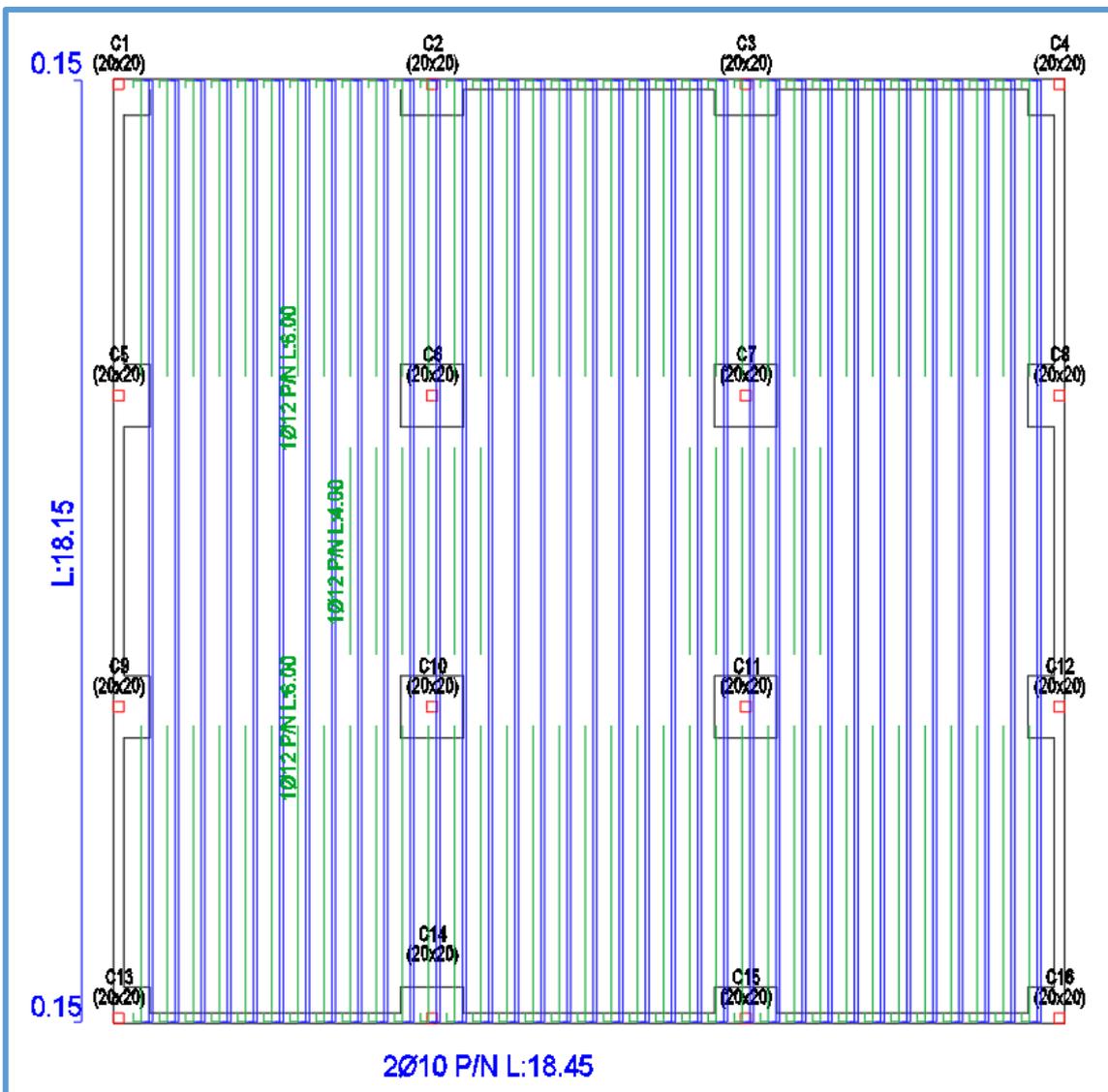


Figura 2.3.25. Armadura Positiva en Y – ESV.





2.3.4.1.2 Dimensionado de armadura superior de losa.

2.3.4.1.2.1 Entrepiso con vigas cinta.

De las Figuras 2.3.7 y 2.3.8, puede observarse que el mínimo momento flector negativo solicitante, es (-) 3.22 tnm/m para X, y (-) 3.27 tnm/m para Y. Agregando 2Ø10 por nervio, y en los nervios bien próximos a las columnas 3Ø10 por nervio, además de la malla Ø5 cada 15cm de armadura base, se logra cubrir el diagrama de momento flector. La disposición de armaduras resultante para la dirección Y se muestra en la Figura 2.3.26. El mismo resulta idéntico para la armadura en la dirección de X.

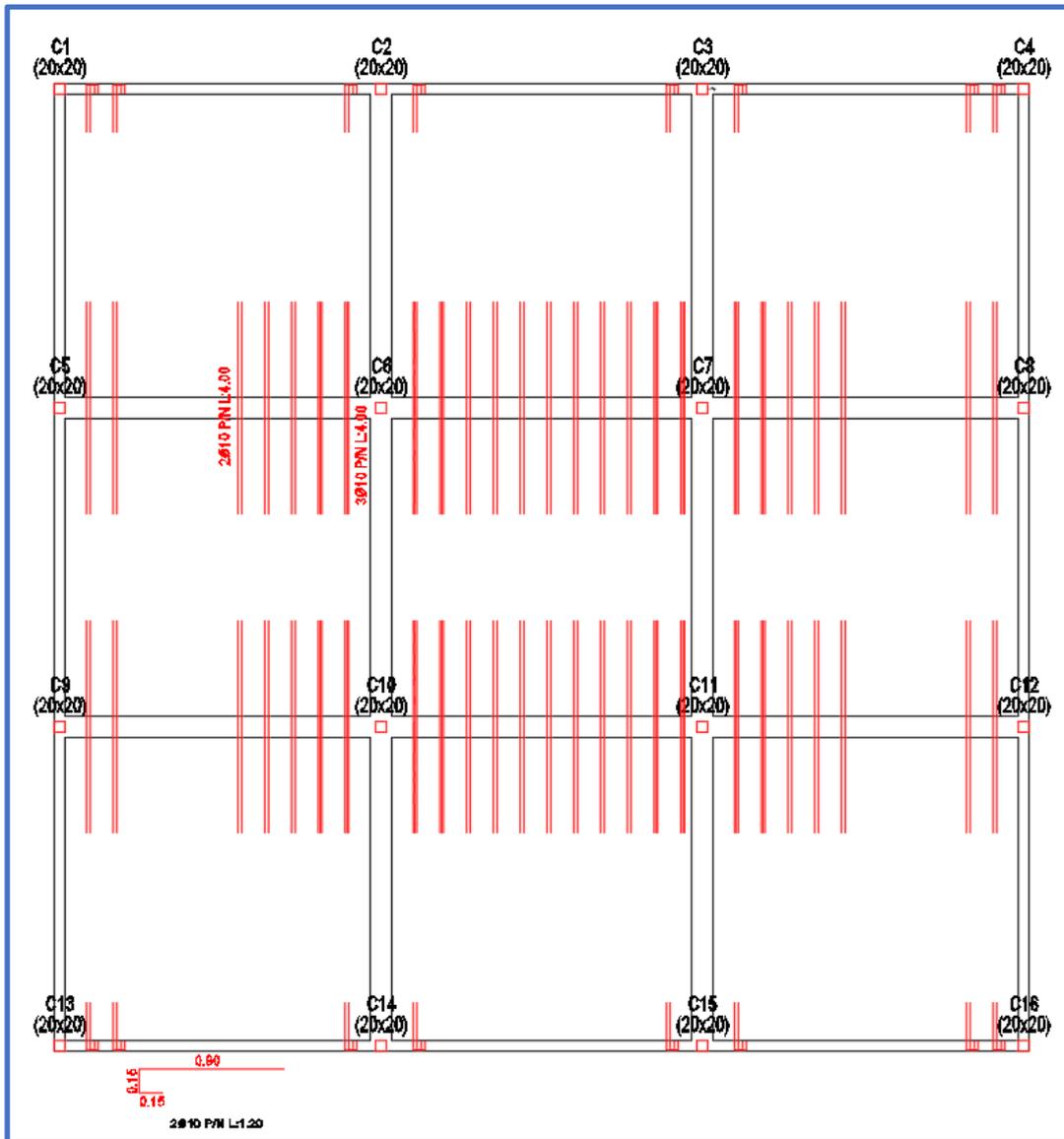


Figura 2.3.26. Armadura Negativa en Y – EVC.





2.3.4.1.2.2 Entrepiso sin vigas interiores.

De las Figuras 2.3.11 y 2.3.12, puede observarse que el mínimo momento flector negativo solicitante, es (-) 2.63 tnm/m para X, y (-) 2.87 tnm/m para Y. Para cubrirlos se requiere la misma disposición de armaduras que para el caso con vigas cinta interiores. La misma se presenta en la Figura 2.3.27.

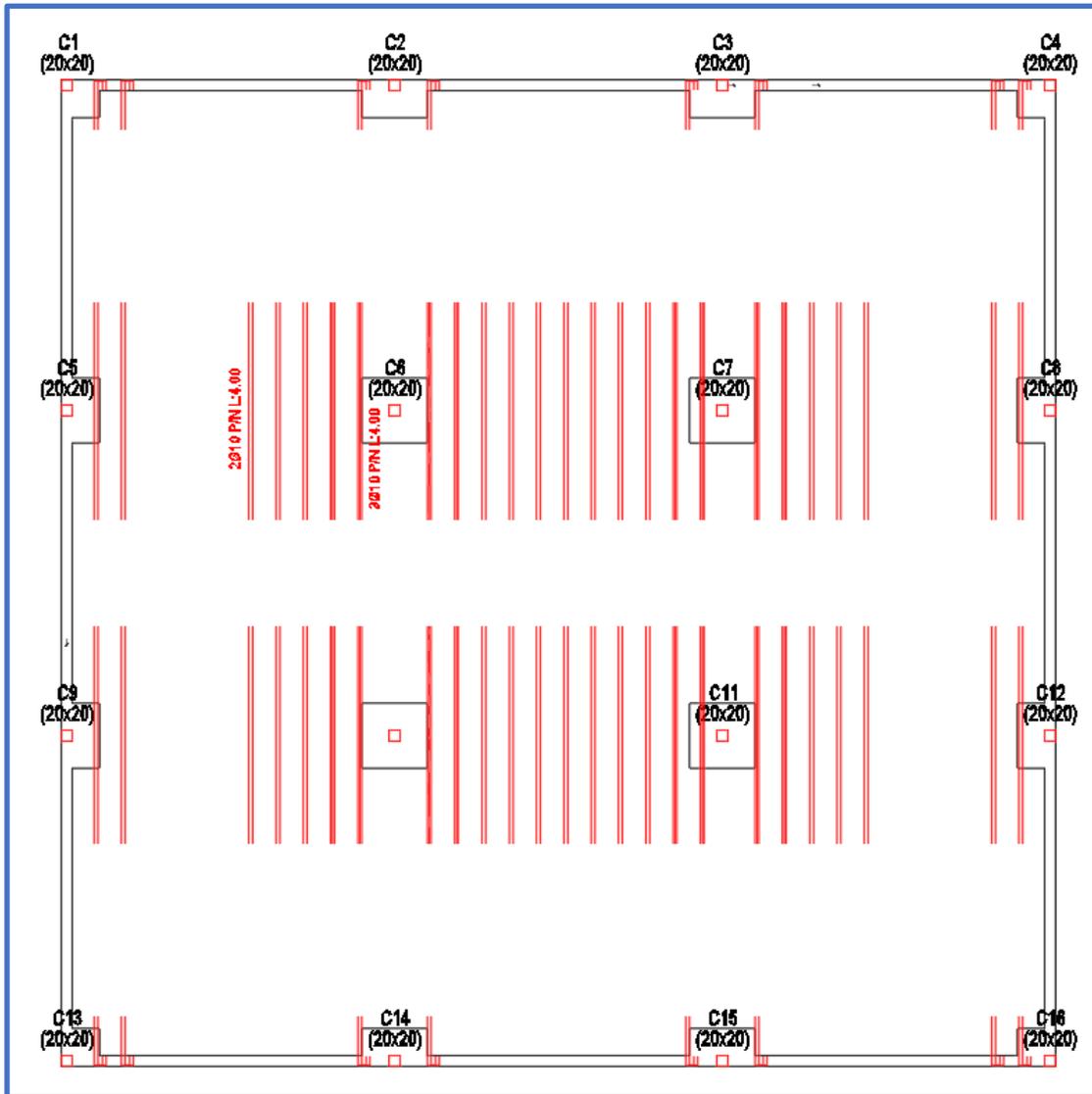


Figura 2.3.27. Armadura Negativa en Y – ESV.

Además debe agregarse armadura superior en la zona de macizado. La armadura necesaria en los macizados de las columnas centrales es  $\varnothing 12$  mm cada 12 cm. En las periféricas es suficiente colocar  $\varnothing 8$  mm cada 15 cm.





2.3.4.1.3 Cómputo.

		Entrepiso CON VIGAS CINTA INTERIORES					Entrepiso SIN VIGAS INTERIORES					
		Cant.	Ø	Sep (cm)	Long. (m)	Peso (kg)	Cant.	Ø	Sep (cm)	Long. (m)	Peso (kg)	
FLEXIÓN	A° Base Inferior	132	10		18,45	1502,6	140	10		18,45	1593,7	INFERIOR
	A° Refuerzo Inferior 1	132	12		6	697,0	140	12		6	739,2	
	A° Refuerzo Inferior 2	20	12		4	70,4	24	12		4	84,5	
	A° Base Superior	331,24	5	15		641,9	331,24	5	15		641,9	SUPERIOR
	A° Refuerzo Superior 1	232	10		4	572,6	256	10		4	631,8	
	A° Refuerzo Superior 2	64	10		1,2	47,4	64	10		1,2	47,4	
	A° Refuerzo Macizado 1						80	8	15	1,2	37,9	
A° Refuerzo Macizado 2						80	12	12	2	140,8		
		<b>TOTAL (kg) 3531,9</b>					<b>TOTAL (kg) 3917,2</b>					

Tabla 2.7. Cómputo de armadura de Flexión en losas – EVP/ESV.

De la Tabla 2.7 puede observarse que el consumo de acero en losas por flexión es superior para el caso de ESV. Aproximadamente en un 11.4%. Fundamentalmente por la menor cantidad de nervios del EVC, ya que en su lugar se encuentran las vigas cinta.

2.3.4.2 Corte en losas.

2.3.4.2.1 Dimensionado a corte de losa.

El hormigón tiene capacidad para resistir al corte, aunque ésta sea relativamente baja. El armado de los nervios con estribos es una tarea no muy práctica en obra, con lo cual resulta conveniente lograr que los esfuerzos de corte que se generen en el entrepiso puedan ser absorbidos por el hormigón, sin armadura adicional.

La resistencia del hormigón al corte  $V_c$  se calcula como  $\frac{1}{6} x \sqrt{f'_c} x b x d$ . Si se considera que en un metro de losa existen 2 nervios, luego  $b = 2x0.1m = 0.2m$ . Siendo el recubrimiento 3cm, luego  $d = 0.2m - 0.03m = 0.17m$ . Para un hormigón H21,  $f'_c = 21$  MPa. Resulta entonces la siguiente tensión de corte para la losa en cuestión:

$$\varphi V_c = \varphi \frac{1}{6} x \sqrt{21} x 0.2 x 0.17 = \varphi 2.53$$

Para el caso del corte,  $\varphi = 0.75$ . Resulta entonces:

$$\varphi V_c = 0.75 x (2.53) = 1.9 \text{ tn/m}$$

2.3.4.2.1.1 Entrepiso con vigas cinta.

El corte solicitante en la losa en la dirección X es 5.43 tn/m y en Y 5.89 tn/m. Pueden verse en las Figuras 2.3.13 y 2.3.14, respectivamente.

El corte en los nervios que debe ser absorbido por armadura resulta de restarle a la solicitación, lo que toma el hormigón. Entonces:

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\varphi} = \left( \frac{5.89 \text{ tn}}{m} - \frac{1.9 \text{ tn}}{m} \right) \times \frac{1}{0.75} = 5.32 \text{ tn/m}$$

Se propondrá un estribo de una sola rama que se ubique en el eje del nervio y se ate en la malla de la capa de compresión, y en la armadura inferior de los nervios perpendiculares. Esto puede apreciarse en las Figuras 2.3.28, 2.3.29 y 2.3.30. A a continuación. En 1 m de ancho, dos nervios son implicados, con lo cual  $V_s$  debe dividirse por 2 para calcular los estribos. Luego  $V_s = 2.66 \text{ tn/nervio}$ .





Se determina entonces  $A_s$ , a partir de la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{V_s x sep}{f_y x dx n_{ramas}} = \frac{2.66 tn \times 10 cm}{4.2 \frac{tn}{cm^2} \times 18 cm \times 1} = 0.35 cm^2 / rama. \text{ Se adopta } \varnothing 8 mm.$$

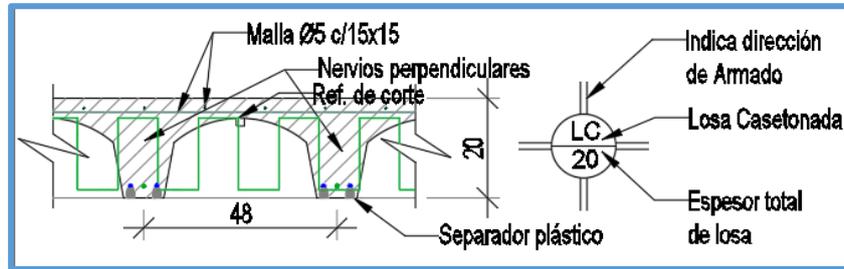


Figura 2.3.28

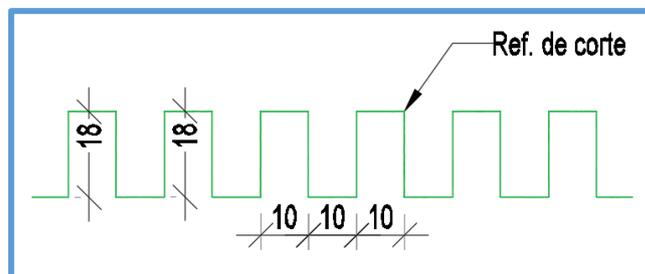


Figura 2.3.29

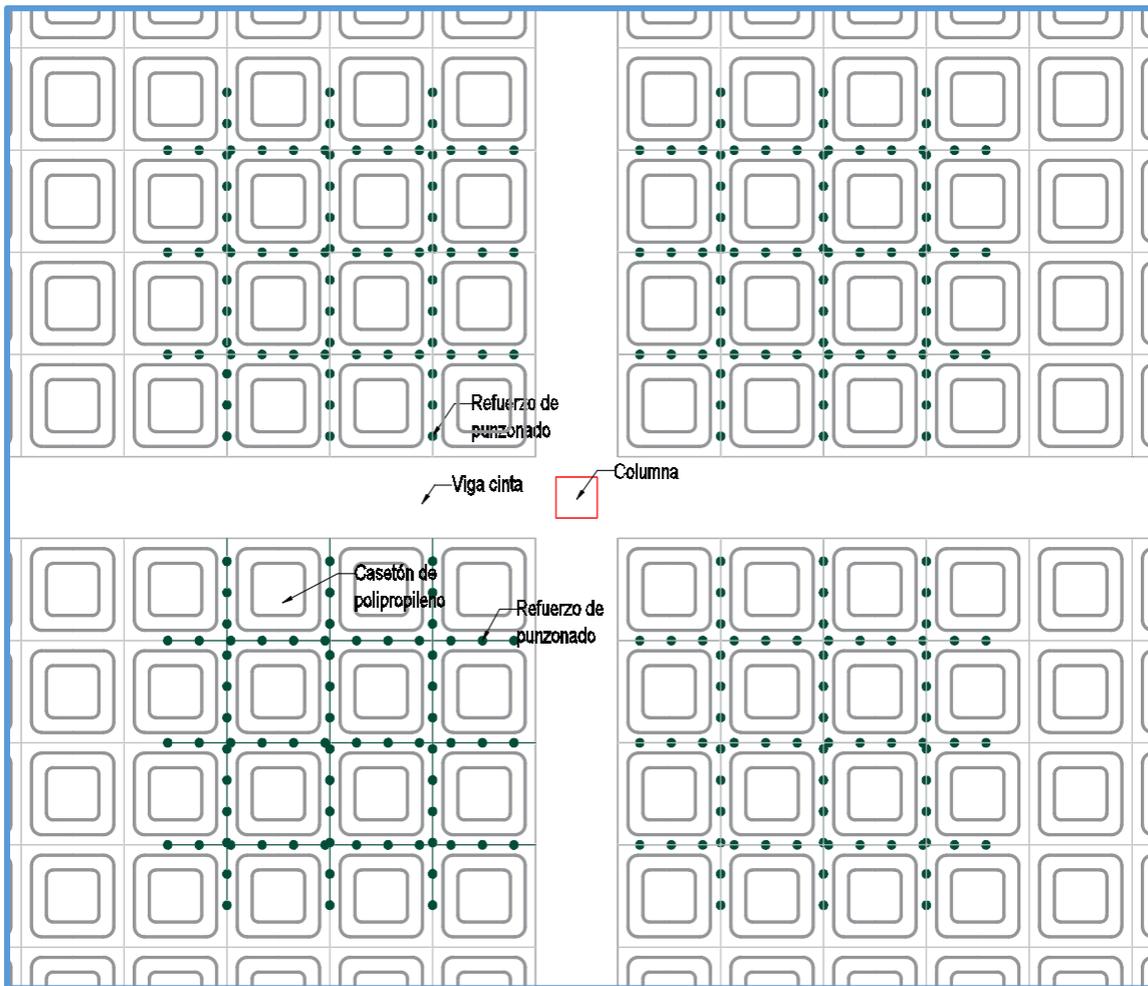


Figura 2.3.30.A

2.3.4.2.1.2 Entrepiso sin vigas interiores.

El corte solicitante en la losa en la dirección X es 4.14 tn/m y en Y 4.78 tn/m. Pueden verse en las Figuras 2.3.15 y 2.3.16, respectivamente. Este esfuerzo parece menor que el caso de entrepiso con “vigas” cinta, pero en realidad es debido a que se lee antes del macizado. En este caso lo que se busca dimensionar es la armadura necesaria para absorber el esfuerzo de corte en la zona de nervios.

El corte en los nervios que debe ser absorbido por armadura resulta de restarle a la sollicitación, lo que toma el hormigón. Entonces:

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi} = \left( \frac{4.78 \text{tn}}{\text{m}} - \frac{1.9 \text{tn}}{\text{m}} \right) \times \frac{1}{0.75} = 3.84 \text{tn/m}$$

Se propondrá un estribo de una sola rama como se muestra en la Figura 2.3.29. En 1 m de ancho, dos nervios son implicados, con lo cual  $V_s$  debe dividirse por 2 para calcular los estribos. Luego  $V_s = 1.92 \text{tn/nervio}$ . La distribución en planta de los mismos puede observarse en la Figura 2.3.30.B a continuación.



Se determina entonces  $A_s$ , a partir de la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{V_s x sep}{f_y x dx n_{ramas}} = \frac{1.92 tn \times 10 cm}{4.2 \frac{tn}{cm^2} \times 18 cm \times 1} = 0.25 cm^2 / rama. \text{ Se adopta } \phi 6.$$

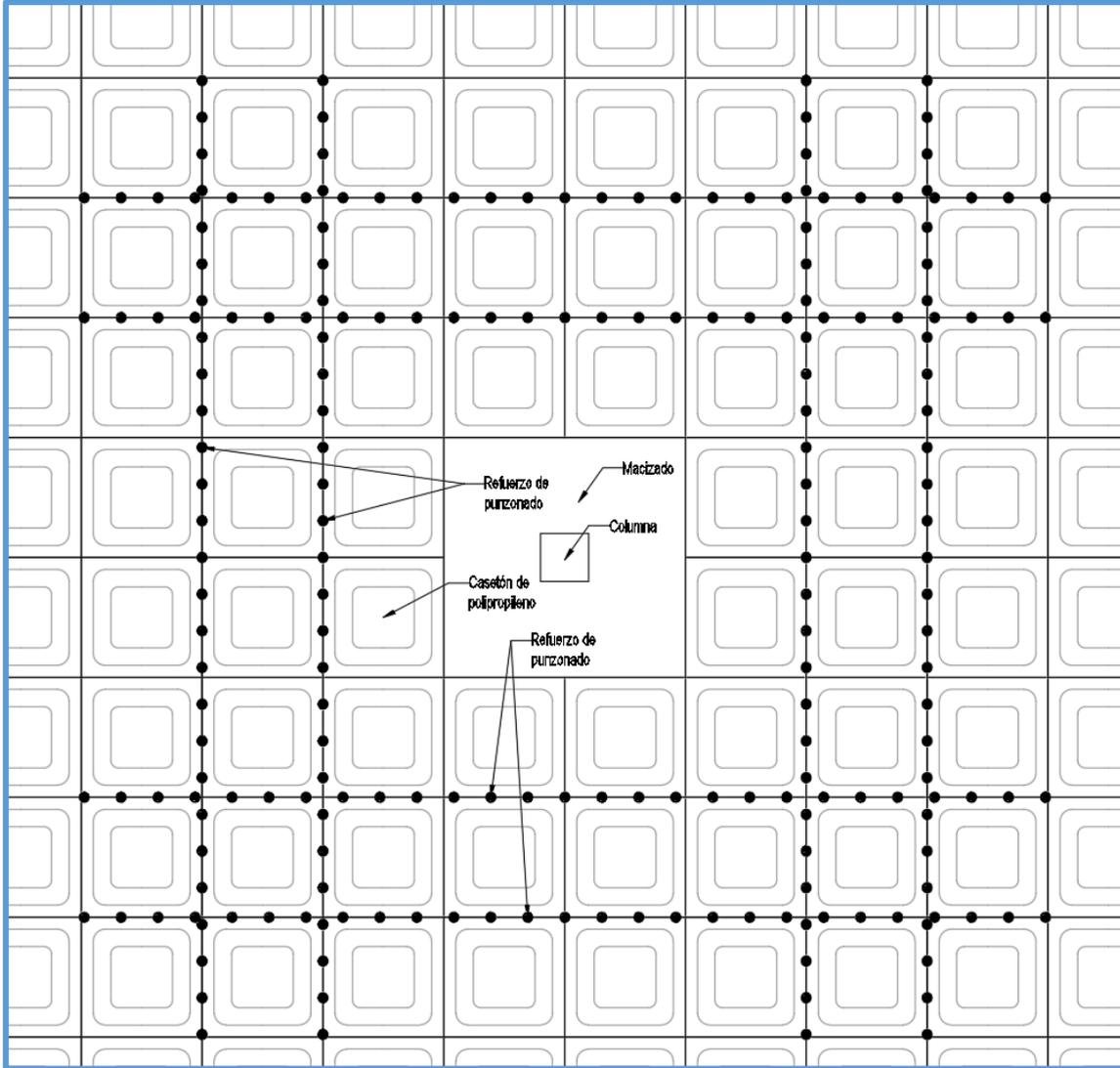


Figura 2.3.30.B

2.3.4.2.2 Cómputo.

CORTE	Entrepiso CON VIGAS CINTA INTERIORES					Entrepiso SIN VIGAS INTERIORES				
	Cant.	Ø	Sep (cm)	Long. (m)	Peso (kg)	Cant.	Ø	Sep (cm)	Long. (m)	Peso (kg)
A° Refuerzo	48	8		12	227,5	32	6		8	56,3
	<b>TOTAL (kg) 227,5</b>					<b>TOTAL (kg) 56,3</b>				

Tabla 2.8. Cómputo de armadura transversal de losas – EVP/ESV.

De la Tabla 2.8 puede observarse que el consumo de acero en nervios por esfuerzo de corte es considerablemente superior para el caso de EVC. Aproximadamente 4 veces más.





2.3.4.3 Vigas de borde.

2.3.4.3.1 Dimensionado a flexión.

La sección de las vigas de borde fue propuesta de 20 cm de ancho por 40 cm de alto. Al igual que para el caso de las losas, se utiliza una armadura base y se refuerza donde el momento no logre ser cubierto por ésta. En la Tabla 2.8 se muestra el momento de diseño  $M_u$  con una armadura base de  $2\phi 12$  mm, más dos posibles combinaciones de refuerzo.

A° Base		A° Refuerzo		Mu (tnm)
Cant.	Ø	Cant.	Ø	
2	12			3,05
2	12	2	12	5,87
2	12	3	12	7,19

Tabla 2.8.  $M_u$  en Vigas de Borde – EVP/ESV.

2.3.4.3.1.1 Entrepiso con vigas cinta.

En función de los momentos positivos y negativos que se observan en la Figura 2.3.17, se opta por armadura base  $2\phi 12$ , con refuerzo de  $3\phi 12$ , como se muestra en la Figura 2.3.31 a continuación.

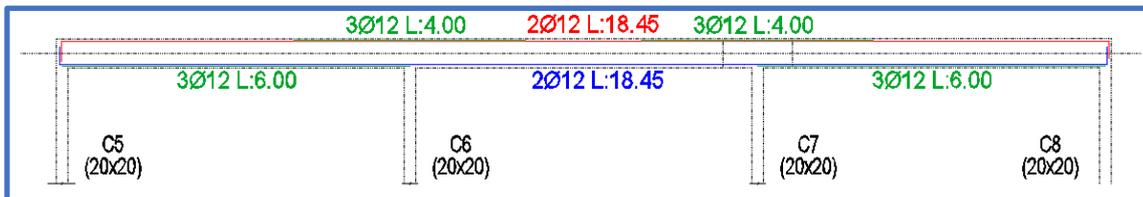


Figura 2.3.31. Armadura longitudinal en Vigas de Borde – EVP.

2.3.4.3.1.2 Entrepiso sin vigas interiores.

En función de los momentos positivos y negativos que se observan en la Figura 2.3.18, se opta por armadura base  $2\phi 12$ , con refuerzo de  $3\phi 12$ , como se muestra en la Figura 2.3.32 a continuación.

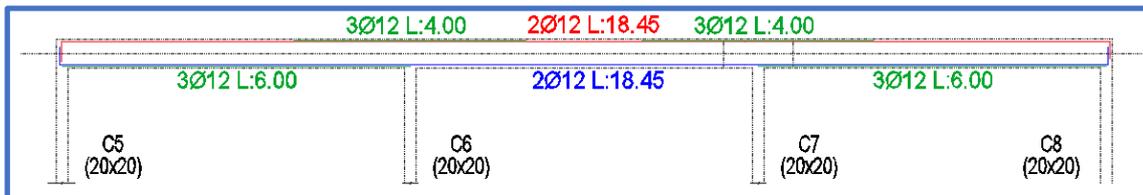


Figura 2.3.32. Armadura longitudinal en Vigas de Borde – ESV.



## 2.3.4.3.2 Dimensionado a corte.

La separación máxima de la armadura de corte está definida en el reglamento CIRSOC 201 en el artículo 11.5.5.1. La menor de las separaciones allí establecidas es igual a  $d/2$ , donde “d” es la altura de la viga “h” menos el recubrimiento. Resulta entonces lo siguiente:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{40\text{cm} - 3\text{cm}}{2} = 18.5\text{cm}$$

A su vez, en este momento se está dimensionando sin considerar esfuerzos sísmicos, con lo cual puede considerarse el aporte del hormigón en la resistencia al corte.

$$\varphi V_c = \varphi \frac{1}{6} x \sqrt{21} x 0.2 x 0.37 = 0.75 x 5.65 = 4.24\text{tn}$$

## 2.3.4.3.2.1 Entrepiso con vigas cinta.

La resistencia a corte proporcionada por el acero,  $V_s$ , en el tramo es la siguiente:

$$V_s = \frac{2_{ramas} x 0.28\text{cm}^2 x 37\text{cm} x 4.2\text{ tn/cm}^2}{18.5\text{cm}} = 4.7\text{tn}$$

Luego en tramo  $V_d = V_c + V_s = 4.24\text{tn} + 4.7\text{tn} = 8.94\text{tn}$ .

En una longitud igual a 2 veces “d” el estribo se densifica cada 10 cm. La resistencia a corte proporcionada por el acero,  $V_s$ , en apoyos es la siguiente:

$$V_s = \frac{2_{ramas} x 0.28\text{cm}^2 x 37\text{cm} x 4.2\text{ tn/cm}^2}{10\text{cm}} = 8.7\text{tn}$$

Luego en tramo  $V_d = V_c + V_s = 4.24\text{tn} + 8.7\text{tn} = 12.94\text{tn}$ .

De la Figura 2.3.19 se observa que esfuerzo de corte máximo en la viga de borde es 7.57 tn. Es menor que  $V_d$ , tanto en tramo como en apoyo, con lo cual verifica y se adoptan estribos  $\varnothing 6$  mm cada 18.5 cm y cada 10 cm, respectivamente. La Figura 2.3.33 a continuación muestra la sección adoptada.

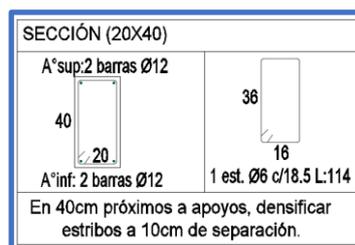


Figura 2.3.33. Armadura transversal adoptada – EVC/ESV.

## 2.3.4.3.2.2 Entrepiso sin vigas interiores.

La resistencia a corte proporcionada por el acero,  $V_s$ , en el tramo es la siguiente:

$$V_s = \frac{2_{ramas} x 0.28\text{cm}^2 x 37\text{cm} x 4.2\text{ tn/cm}^2}{18.5\text{cm}} = 4.7\text{tn}$$

Luego en tramo  $V_d = V_c + V_s = 4.24\text{tn} + 4.7\text{tn} = 8.94\text{tn}$ .

En una longitud igual a 2 veces “d” el estribo se densifica cada 10 cm. La resistencia a corte proporcionada por el acero,  $V_s$ , en apoyos es la siguiente:



$$V_s = \frac{2_{ramas} \times 0.28 \text{ cm}^2 \times 37 \text{ cm} \times 4.2 \text{ tn/cm}^2}{10 \text{ cm}} = 8.7 \text{ tn}$$

Luego en tramo  $V_d = V_c + V_s = 4.24 \text{ tn} + 8.7 \text{ tn} = 12.94 \text{ tn}$ .

De la Figura 2.3.20 se observa que el esfuerzo de corte máximo en la viga de borde es 10.03 tn. Es menor que  $V_d$ , tanto en tramo como en apoyo, con lo cual verifica y se adoptan estribos  $\varnothing 6$  mm cada 18.5 cm y cada 10 cm, respectivamente. La sección adoptada es la de la Figura 2.3.33.

2.3.4.3.3 Cómputo.

El cómputo de vigas de borde en este caso no se realiza porque coinciden tanto en el dimensionado a corte como a flexión, y el objetivo es demostrar la diferencia de consumo, fundamentalmente de acero, que se genera.

2.3.4.3.3.1 Vigas cinta interiores.

Las vigas cinta interiores se dimensionarán y computarán, sólo para el caso del entrepiso en que fueron consideradas (EVC).

2.3.4.3.4 Dimensionado a flexión.

2.3.4.3.4.1 Entrepiso con vigas cinta.

La sección de las vigas cinta fue propuesta de 40 cm de ancho por la altura de la losa, 20 cm. Se propone una armadura base y se refuerza donde el momento no logre ser cubierto por ésta. En la Tabla 2.9 se muestra el momento de diseño  $M_u$  con una armadura base de  $3\varnothing 12$  mm, más dos posibles combinaciones de refuerzo.

A° Base		A° Refuerzo		Mu (tnm)
Cant.	Ø	Cant.	Ø	
3	12			2,05
3	12	3	12	3,83
3	12	4	12	4,37

Tabla 2.9. Mu en Vigas Cinta – EVC.

En función de los momentos positivos y negativos que se observan en la Figura 2.3.21, se opta por armadura base  $3\varnothing 12$ , con refuerzo de  $4\varnothing 12$ , como se muestra en la Figura 2.3.34 a continuación.

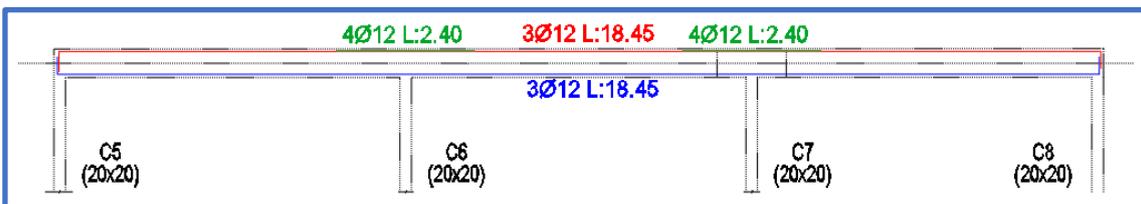


Figura 2.3.34. Armadura longitudinal Vigas Cinta – EVP.

2.3.4.3.5 Dimensionado a corte.

2.3.4.3.5.1 Entrepiso con vigas cinta.

La separación máxima de la armadura de corte está definida en el reglamento CIRSOC 201 en el artículo 11.5.5.1. La menor de las separaciones allí establecidas es igual a  $d/2$ , donde “d” es la altura de la viga “h” menos el recubrimiento. Resulta entonces lo siguiente:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{20 \text{ cm} - 3 \text{ cm}}{2} = 8.5 \text{ cm}$$





A su vez, en este momento se está dimensionando sin considerar esfuerzos sísmicos, con lo cual puede considerarse el aporte del hormigón en la resistencia al corte.

$$\varphi V_c = \varphi \frac{1}{6} x \sqrt{21} x 0.4 x 0.17 = 0.75 x 5.19 = 3.9 \text{tn}$$

La resistencia a corte proporcionada por el acero,  $V_s$ , en el tramo es la siguiente:

$$V_s = \frac{3_{ramas} x 0.28 \text{cm}^2 x 17 \text{cm} x 4.2 \text{tn/cm}^2}{8.5 \text{cm}} = 7.06 \text{tn}$$

Luego en tramo  $V_d = V_c + V_s = 3.9 \text{tn} + 7.06 \text{tn} = 10.96 \text{tn}$ .

En una longitud igual a 2 veces "d" el estribo se densifica cada 5 cm. La resistencia a corte proporcionada por el acero,  $V_s$ , en apoyos es la siguiente:

$$V_s = \frac{3_{ramas} x 0.28 \text{cm}^2 x 17 \text{cm} x 4.2 \text{tn/cm}^2}{5 \text{cm}} = 12 \text{tn}$$

Luego en tramo  $V_d = V_c + V_s = 4.24 \text{tn} + 12 \text{tn} = 16.24 \text{tn}$ .

En la Figura 2.3.22 se observa que el esfuerzo de corte máximo en la viga cinta es 14.90 tn. Es menor que  $V_d$ , tanto en tramo como en apoyo, con lo cual verifica y se adoptan estribos  $\varnothing 6$  mm cada 8.5 cm y cada 5 cm, respectivamente. La Figura 2.3.35 a continuación muestra la sección adoptada.

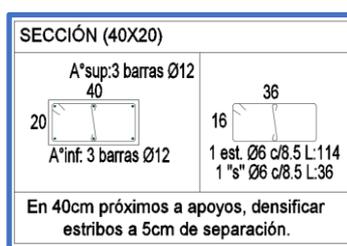


Figura 2.3.35. Armadura transversal adoptada – EVC.

### 2.3.4.3.6 Cómputo.

		Entrepiso CON VIGAS CINTA INTERIORES				
		Cant.	Ø	Sep (cm)	Long. (m)	Peso (kg)
FLEXIÓN	A° Base Inferior	12	12		18,45	194,8
	A° Refuerzo Inferior 1	0	0		0	
	A° Base Superior	12	12		18,45	194,8
	A° Refuerzo Superior 2	32	12		2,4	67,6
CORTE	A° Tramo Estribo 1	708	6	8,5	1,14	177,6
	A° Tramo Estribo 2 "s"	708	6	8,5	0,36	56,1
	A° Apoyo Estribo 1	256	6	5	1,14	64,2
	A° Apoyo Estribo 2 "s"	256	6	5	0,36	20,3
<b>TOTAL (kg)</b>					<b>775,4</b>	

Tabla 2.12 Cómputo de acero en Vigas Cinta – EVC.





2.3.4.4 Hormigón.

El consumo de hormigón encuentra algunas diferencias entre utilizar y no utilizar vigas cinta interiores. Macizar alrededor de las columnas cuando no se utilizan vigas cinta, también genera variaciones en el volumen de hormigón. La losa de altura 20 cm consume 0.149 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>, mientras que una sección de 20 cm llena consume 0.2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>. La Tabla 13 muestra los diferentes valores.

		Entrepiso CON VIGAS CINTA INTERIORES			Entrepiso SIN VIGAS INTERIORES		
		Sup. (m <sup>2</sup> )	VolUnit. (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Total (m <sup>3</sup> )	Sup. (m <sup>2</sup> )	VolUnit. (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Total (m <sup>3</sup> )
<b>HORMIGÓN</b>	<b>Nervios</b>	289	0,149	43,061	276,58	0,149	41,21042
	<b>Vigas Placa</b>	27,84	0,2	5,568			
	<b>Macizados</b>				40,26	0,2	8,052
		<b>TOTAL (m<sup>3</sup>) 48,6</b>			<b>TOTAL (m<sup>3</sup>) 49,3</b>		

Tabla 2.13. Cómputo de hormigón – EVC/ESV.

2.3.4.5 Interpretación de resultados.

	ACERO (kg)		HORMIGÓN (m <sup>3</sup> )		
	EVC	ESV	EVC	ESV	
FLEXIÓN	3531,9	3917,2	43,1	41,2	LOSA
CORTE	202,2	56,3	5,6	0,0	VIGAS CINTA
VIGAS PLACA	775,4		0,0	8,1	MACIZADOS
<b>TOTAL</b>	<b>4509,5</b>	<b>3973,6</b>	<b>48,6</b>	<b>49,3</b>	
<b>CUANTÍA (kg/m<sup>2</sup> y m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>)</b>	<b>13,614</b>	<b>11,996</b>	<b>0,14681</b>	<b>0,1487</b>	
<b>DIFERENCIA</b>	<b>535,9</b>		<b>-0,6</b>		
<b>AHORRO/m<sup>2</sup> (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,6</b>		<b>-0,002</b>		

Tabla 2.14. Comparativa de consumos de A° y H° - EVP/ESV.

- Los consumos de acero y hormigón pueden observarse en la Tabla 2.14, tanto para EVC como para ESV.
- En cuanto al hormigón se podría decir que ambos sistemas consumen lo mismo, aunque cabe aclarar que en el presente análisis se propusieron vigas cinta de ancho 40 cm, y que en obra es muy común verlas de 60 cm y hasta 80 cm. Esto implicaría que el volumen de hormigón resulte superior para el caso de utilizar vigas cinta.
- El total de acero es mayor si se utiliza vigas cinta. Implica una diferencia de 1.6 kg/m<sup>2</sup>. Es decir que cada 1.000 m<sup>2</sup> se consumen de más 1.618 kg de A° (~ USD 1.618).
- El armado de vigas cinta requiere aproximadamente 7 personas, 8 jornadas completas, cada 1.000 m<sup>2</sup>. Esto también tiene un costo significativo.
- Si se analiza sólo la flexión, puede verse que el entrecimpo sin vigas consume aproximadamente 1.13 kg/m<sup>2</sup> más que con vigas cinta. Esto responde simplemente a que en la zona de las vigas cinta, no hay nervios. La diferencia de consumo corresponde a la franja de losa reemplazada por vigas cinta.
- En corte, la falta de macizados hace que se necesite aproximadamente un 300% más de armadura para absorberlo.
- El consumo de acero por vigas cinta es 2.34 kg/m<sup>2</sup>.



# ESTUDIO DEL EDIFICIO

## 3 ESTUDIO DEL EDIFICIO

### 3.1 Definiciones generales y particulares.

#### 3.1.1 Planta estructural.

La planta que se utilizará para este caso es la que se muestra en la Figura 3.1.1. Las dimensiones de las columnas aún no se han determinado.

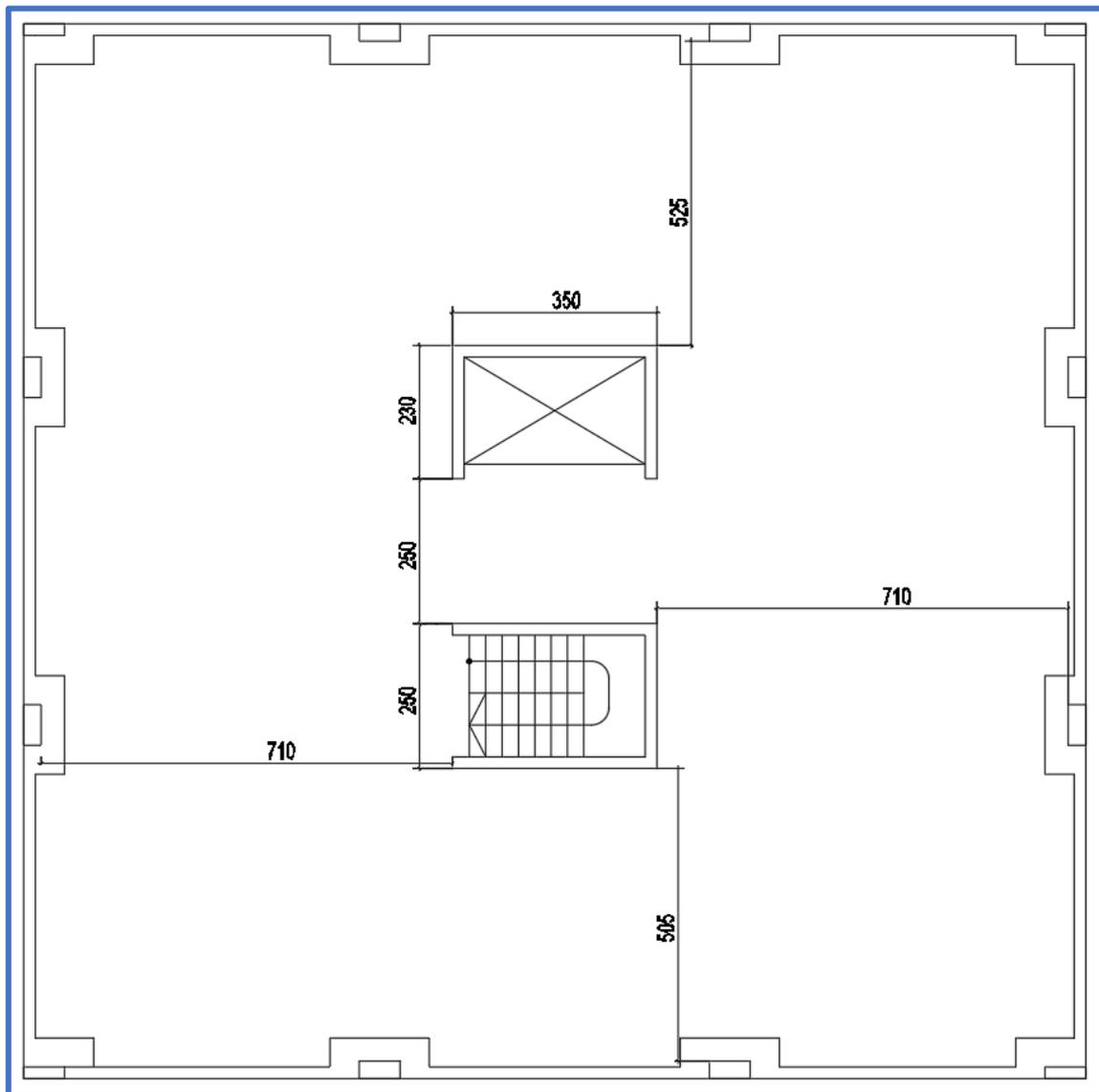


Figura 3.1.1 – Planta estructural para análisis del edificio.



3.1.1 Especificaciones técnicas.

Se utilizará acero ADN 420, y hormigón H20.

3.1.2 Altura del edificio.

La altura de 13 niveles, es decir, Planta Baja más 12 niveles, fue determinada a partir de analizar el Código de edificación de la ciudad de Córdoba.

Para viviendas colectivas en las zonas B e I, se permite una altura de 38.5 m, nunca superando Planta Baja más 12 niveles elevados. El resto de las zonas 23.5 m, nunca pudiendo superar Planta Baja más 7 niveles elevados.

Resulta entonces que el modelo de 13 niveles es representativo de la edificación en Córdoba.

Para un edificio de 13 pisos con altura máxima 38.5 m, la altura de piso es aproximadamente 3 m.

3.1.3 Altura de losa.

En este caso la luz libre es mayor que en el caso del entrepiso por la necesidad de núcleos de escalera y ascensor, como se muestra en la Figura XX.

$$h_{losa} = \frac{l_n}{30} = \frac{7.1m}{30} = 0.237m$$

Finalmente se adopta altura de losa  **$h=0.25 m$** .

3.1.4 Análisis de cargas.

Las cargas son establecidas por el reglamento CIRSOC 101. En el capítulo 3 se definen las cargas permanentes, y en el 4 las sobrecargas de diseño.

3.1.4.1 Cargas permanentes (QD)

Son compuestas por el peso propio de la estructura en sí, más el peso propio de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio.

Para la losa de altura 25 cm adoptada, el peso del entrepiso es  **$0.328 tn/m^2$** . La sección de la losa adoptada puede observarse en la Figura 3.1.2.

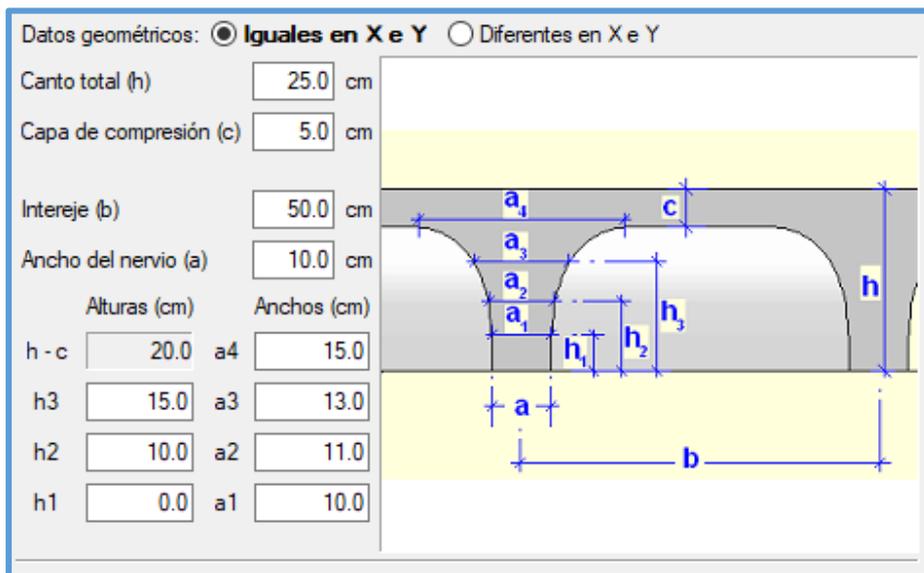


Figura 3.1.2 - Sección Losa h = 25 cm.





Resulta entonces  $Q_D = 0.328 \frac{tn}{m^2} + 0.33 \frac{tn}{m^2} = 0.658 \frac{tn}{m^2}$

#### 3.1.4.2 Sobrecarga de uso (QL)

Son indicadas en la tabla 4.1 del CIRSOC 101. El uso supuesto para el edificio analizado es vivienda colectiva, para lo cual la sobrecarga de uso correspondiente es **0.2 tn/m<sup>2</sup>**.

#### 3.1.5 Combinaciones de carga.

Son definidas en el capítulo 3 del INPRES-CIRSOC 103, en el artículo 3.7.1.

#### 3.1.6 Sismo de diseño.

Los sismos naturales son generados por la acumulación de energía de deformación en las placas tectónicas de la superficie terrestre, que cuando alcanzan determinado valor rompen liberándola de golpe a lo largo de una falla, a cierta profundidad, y distancia del lugar de emplazamiento de la obra. Para poder evaluarlo, el reglamento CIRSOC 103 parte 1 considera la base de la construcción sometida a un movimiento representativo del terremoto de diseño. El mismo se define en función de determinados parámetros que se explicarán a continuación.

##### 3.1.6.1 Peligrosidad sísmica:

Si bien la intensidad de la acción sísmica excede la capacidad humana para predecirla, puede definirse el peligro sísmico a partir de la estimación de la energía liberada, considerando la historia sísmica y los registros obtenidos desde el comienzo de los registros. El reglamento INPRES-CIRSOC 103 en la Tabla 2.1 propone zonas sísmicas. El peligro sísmico en líneas generales decrece de oeste a este, como muestra la Figura 3.1.3.

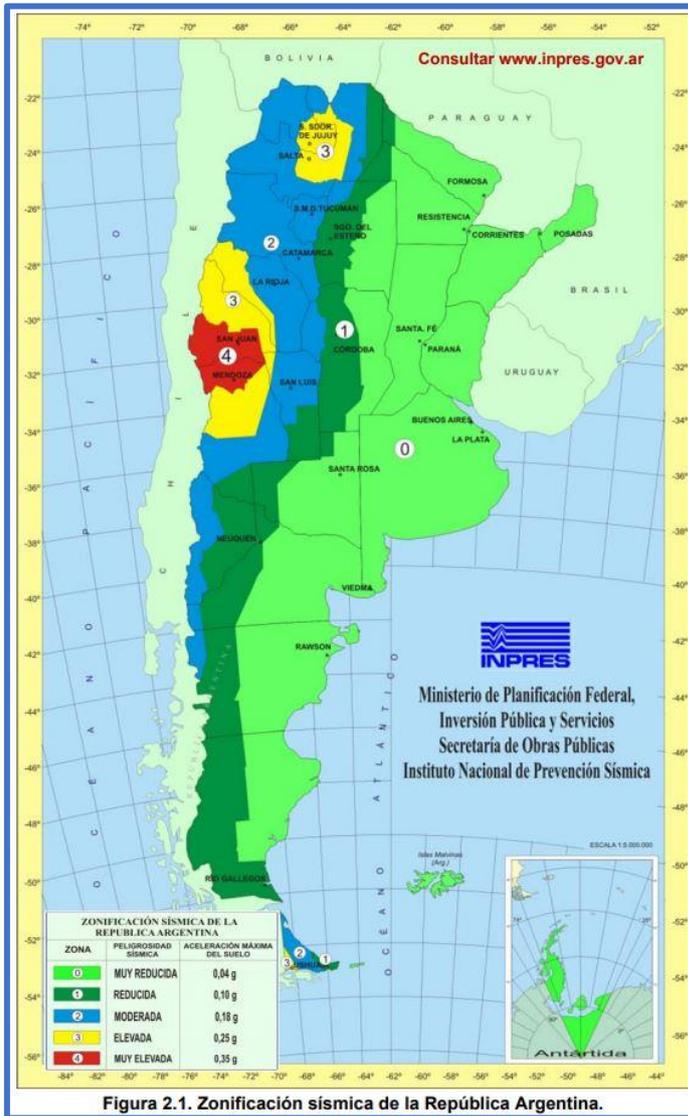


Tabla 2.1. Peligrosidad sísmica

Zona sísmica	Peligrosidad
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

Figura 2.1. Zonificación sísmica de la República Argentina.

Figura 3.1.3 - Zonificación sísmica de la República Argentina – INPRES-CIRSOC 103.

En el presente análisis se considera que la obra está emplazada en la ciudad de Córdoba, que equivale a Zona sísmica 1 (peligrosidad reducida).

### 3.1.6.2 Clasificación del sitio de emplazamiento de la construcción.

Desde la última actualización del reglamento CIRSOC 103, dejó de llamarse clasificación del “suelo” para pasar a ser clasificación del “sitio”. Esto tiene su fundamento en que la influencia del suelo sobre el efecto sísmico no está relacionado con el estrato donde apoya la fundación, sino con una masa más importante de suelo. Se ha comprobado que para construcciones comunes se debe considerar la influencia de los 30 m superiores de suelo.

La propiedad más significativa para la clasificación del sitio es la velocidad media de propagación de ondas de corte para amplitudes pequeñas,  $V_{sm}$ . La Tabla 3.1 a continuación muestra cómo se clasifican estos sitios, así como su  $V_{sm}$  correspondiente.





Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, $V_{sm}$ (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado $N_m$	Resistencia media al corte no drenado $S_{um}$ (kPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravass y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
	SF	Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

Tabla 3.1. Clasificación del Sitio – INPRES-CIRSOC 103.

Las Figuras 3.1.4 y 3.1.5 muestran el estudio de suelo correspondiente a dos lotes de la ciudad de Córdoba. La primera pertenece al barrio Chateau Carreras, la segunda al Barrio Nueva Córdoba.



Estrato	Profundidad (m)	Numero de Golpes Promedio (N)	Numero de Golpes Corregidos (N <sub>50</sub> )	Ángulo de fricción φ (°)	Resistencia al corte sin drenaje Su kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia Friccional Qf kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia de punta Qp kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de reacción K <sub>n30</sub> kg/cm <sup>3</sup>
Limos medianamente Compactos	3,0	10	9	17	0,6	0,25		2,4
Limos arenosos compactos	10,0	30	23	20	1,4	0,36		6,0
Arenas limosas densas	12/14	43	32	34		1,00	10,0	8,6

**Tabla 3: Valores recomendados para el diseño de las fundaciones mediante pilotes**

Figura 3.1.4 – Estudio de Suelos B° Chateau Carreras.



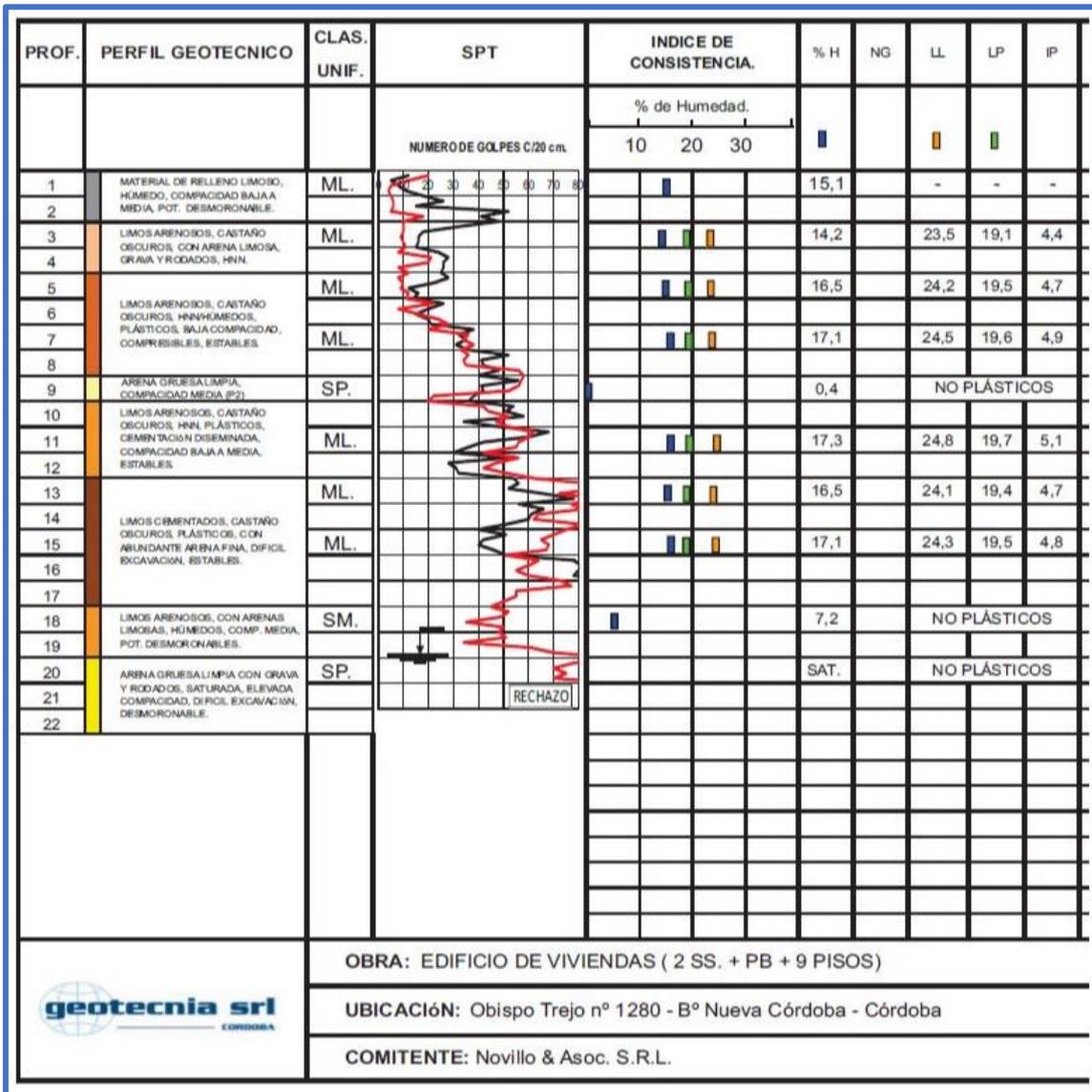


Figura 3.1.5 - Estudio de Suelos B° Nueva Córdoba.

En función de los estudios de suelos mostrados, para el análisis presente se trabajará con el tipo espectral 2, Sitio Sd, de la Tabla 3.1.

### 3.1.6.3 Clasificación de la construcción según su destino y funciones.

Esta clasificación tiene como propósito garantizar que las construcciones se proyecten de acuerdo a su importancia.

Tiene en cuenta: grado de ocupación; necesidad de ocupación u operatividad inmediata luego de un sismo; riesgo o valor de su contenido.

Para esto el reglamento CIRSOC en su artículo 2.4 define un factor de riesgo  $\gamma_r$  para valorar las acciones sísmicas, que va desde 1.5 para aquellas construcciones, instalaciones o equipamientos que cumplen funciones esenciales (como ser depósitos de gases inflamables, centrales de energía de emergencia, hospitales, centros policiales y de bomberos), hasta 0.8 para construcciones o instalaciones con ocupación inferior a 10 personas, como ser depósitos, establos, tanques apoyados en el suelo.





Para el presente caso se considerará el **Grupo B con  $\gamma_r = 1$** , que equivale a viviendas unifamiliares o multifamiliares, hoteles, comercios.

#### 3.1.6.4 Regularidad estructural.

Esta clasificación no habla en sí de la simetría geométrica, sino que busca hacerlo en función de la distribución vertical de masas o de elementos resistentes. La falta de coincidencia entre centros de masa y centros de rigidez es la que genera movimientos rotacionales.

Así pueden analizarse dos tipos de regularidades estructurales, una en planta y la otra en altura.

La predicción de la respuesta de estructuras regulares es más confiable. Éstas logran distribuir las demandas inelásticas en gran cantidad de componentes, mientras que las irregulares tienden a concentrarla en zonas de irregularidad, lo cual resulta en una rápida falla de los componentes involucrados.

#### 3.1.6.5 Método de análisis.

Se utilizará el método de análisis **dinámico o modal espectral**.

De la Tabla 5.1 del INPRES-CIRSOC 103, se opta por trabajar con estructuras con ductilidad limitada, para lo cual corresponden los siguientes factores de comportamiento:

$$R = 3.5; Cd = 3.5$$

En la Figura 3.1.6 pueden observarse los datos respectivos en el software utilizado.

Se incluirán todos los modos de vibración significativos, es decir, que representen la contribución de al menos un 90% de la masa total de la construcción, para cada dirección analizada.

El cortante basal obtenido por el método dinámico deberá ser mayor o igual que el 85% del obtenido por el análisis estático. En caso de no cumplirlo, se amplificará el cortante basal por la relación  $0.85V_{estático}/V_{dinámico}$ .

Para la tipología estructural, se considera la IV. Otros sistemas estructurales.





**Método de análisis**

Dinámico (modal espectral)  Estático (fuerza lateral equivalente)

---

**Parámetros de cálculo**

Fración de sobrecarga de uso:

Fración de sobrecarga de nieve:

Factor multiplicador del espectro:

**Zona sísmica**

1  2  3  4

---

**Sistema estructural**

Factor de reducción (X):

Factor de reducción (Y):

Amortiguamiento:

Factor de amplificación de deformaciones Cd (X):

Factor de amplificación de deformaciones Cd (Y):

---

**Estimación del periodo fundamental de la estructura**

Según norma

Especificado por el usuario

Altura del edificio

Tipología estructural (X):  I  II  III  IV

Tipología estructural (Y):  I  II  III  IV

---

**Clasificación del sitio**

A  B  C  D  E  F

Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad ( $360 > V_{sm} \geq 180$  m/s)

---

**Importancia de la obra**

A0  A  B  C

Construcciones destinadas a vivienda unifamiliar o multifamiliar; hoteles; comercios e industrias no incluidos en el grupo A; construcciones cuya falla puede afectar a una del grupo A; obras de infraestructura primaria no incluidas en el grupo A.

---

**Número de modos de vibración que intervienen en el análisis**

Según norma

Automático, hasta alcanzar un porcentaje exigido de masa desplazada

Especificado por el usuario

---

**Grados de libertad que intervienen en el análisis**

Considerar las plantas bajo rasante en el modelo dinámico

Si la obra actual tiene estructuras 3D integradas y desea que alguna de éstas no se incluya en el modelo dinámico, puede hacerlo con la opción 'Estructuras 3D integradas - Lista de estructuras 3D integradas'.

---

**Verificación de la condición de cortante basal**

No realizar la corrección de cortante basal estático

Según norma

Especificar el porcentaje de cortante basal estático

Especificar los factores de modificación

La verificación normativa exige que el cortante basal resultante del análisis dinámico supere un determinado porcentaje del valor del cortante estático definido en la norma. Cuando el valor del cortante dinámico es menor que el mínimo normativo prescrito, el programa realiza el ajuste de los resultados amplificando por el factor de modificación correspondiente.

Figura 3.1.6 - Parámetros sísmicos definidos en software de cálculo estructural.



### 3.1.7 Aclaraciones.

La planta con la que se está desarrollando el presente trabajo cumple con los requerimientos para ser considerada un **diafragma rígido**, según el artículo 8.2.1.1 del INPRES-CIRSOC 103.

De modo de simplificar el análisis, sólo se considerará **mampostería** en los bordes del edificio en el último caso de análisis. En ese caso debe analizarse con y sin la presencia del relleno, dimensionando para la envolvente de ambas situaciones, como se indica en el artículo 8.3.4.2 del INPRES-CIRSOC 103.

Las **cargas** se considerarán en su totalidad uniformemente distribuidas. Esta hipótesis es suficientemente confiable en edificios habitacionales.

### 3.1.1 Predimensionado de columnas.

Para el de 13 niveles, cuya planta estructural puede apreciarse en la Figura 3.1.1, las columnas se predimensionarán a flexocompresión obteniendo esfuerzos aproximados con el método "**estático equivalente**", de modo tal de determinar secciones lo más cercano posible a las necesarias.

El período fundamental aproximado se determina según la expresión 6.8 del reglamento INPRES-CIRSOC 103. La misma se presenta a continuación.

$$T_a = C_r H^x$$

H es la altura total del edificio en metros.  $C_r$  y  $x$  se obtienen de la Tabla 6.2 del mismo reglamento. Para el presente caso se opta por la tipología estructural IV (otros tipos estructurales). Luego  $H=39$  m,  $C_r=0.0488$  y  $x=0.75$ . Resulta  $T_a = 0.76$  seg. El máximo período admitido surge de la ecuación 6.7 del IC 103, y es  $T \leq 1.6T_a = 1.22$  s. A continuación se dimensionará para  $T_a$ .

Ingresando con el período obtenido en abscisas en la Figura 3.1.7, y uniéndolo con el Tipo de Sitio 2, se obtiene en ordenadas la aceleración efectiva del suelo " $S_a$ ", que resulta igual a 0.24.

Se determina el Coeficiente Sísmico de Diseño " $C$ ", mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a \gamma_r}{R} = \frac{0.24 \times 1}{3.5} = 0.07$$

Para las masas se considerará el 100% de la carga permanente ( $0.703$  tn/m<sup>2</sup>), y el 25% de la sobrecarga de uso ( $0.05$ tn/m<sup>2</sup>). Resulta en total  $0.753$  tn/m<sup>2</sup>.

Siendo el área de la estructura planteada  $331.24$  m<sup>2</sup>, la masa del entrepiso resulta ser  $249.4$  tn. Se debe sumar el peso de las columnas por nivel. Suponiendo un área de  $0.25$  m<sup>2</sup> por columna, por 16 columnas, por 2.80 m de altura, la masa adicional por nivel es  $29.4$  tn. Resulta entonces que la masa por nivel aproximada es  $278.8$  tn.



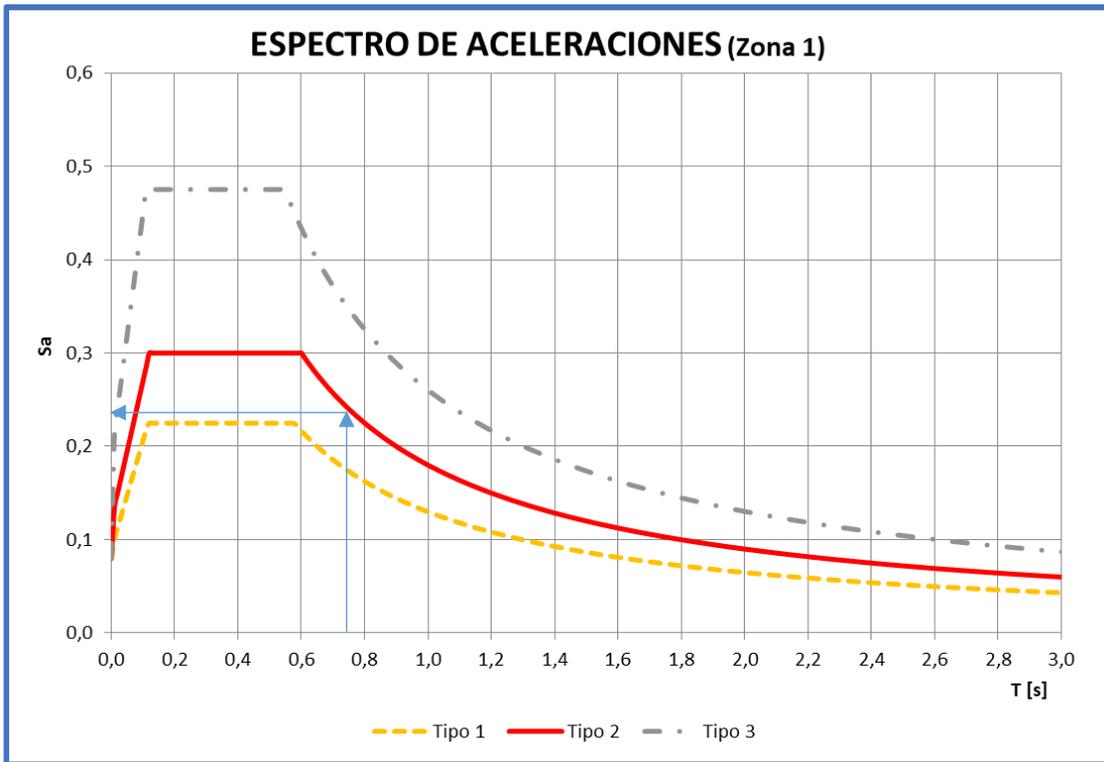


Figura 3.1.7. Espectro de aceleraciones – Zona sísmica 1.

Planta	$W_i$ (t)	$P_k$ (t)	$h_i$ (m)	$W_i x h_i$	$W_i x h_i / \sum W_i x h_i$	$F_i$ (t)	$V_i$ (t)
Entrepiso 13	278,8	278,8	39	10873,2	0,14	35,50	35,50
Entrepiso 12	278,8	557,6	36	10036,8	0,13	32,77	68,28
Entrepiso 11	278,8	836,4	33	9200,4	0,12	30,04	98,32
Entrepiso 10	278,8	1115,2	30	8364	0,11	27,31	125,63
Entrepiso 9	278,8	1394,0	27	7527,6	0,10	24,58	150,21
Entrepiso 8	278,8	1672,8	24	6691,2	0,09	21,85	172,06
Entrepiso 7	278,8	1951,6	21	5854,8	0,08	19,12	191,18
Entrepiso 6	278,8	2230,4	18	5018,4	0,07	16,39	207,56
Entrepiso 5	278,8	2509,2	15	4182	0,05	13,66	221,22
Entrepiso 4	278,8	2788,0	12	3345,6	0,04	10,92	232,14
Entrepiso 3	278,8	3066,8	9	2509,2	0,03	8,19	240,34
Entrepiso 2	278,8	3345,6	6	1672,8	0,02	5,46	245,80
Entrepiso 1	278,8	3624,4	3	836,4	0,01	2,73	248,53
Totales	3624,4		39,0	76112,4			

Tabla 3.2 – Fuerzas estático equivalentes.





Las fuerzas que se observan en la Tabla 3.2 corresponden al nivel completo, por lo que para predimensionar columnas perimetrales se supondrá  $\frac{1}{4}$  de la misma. Se considera que el resto será absorbido por los tabiques de ascensor y escalera. La interacción del pórtico con el núcleo hace que el pórtico toma fuerza en la cima y prácticamente nada en los pisos inferiores. Esto es una simplificación a modo de predimensionar las columnas a flexocompresión.

Resulta entonces el esquema de fuerzas horizontales que se observa en la Figura 3.1.8. Los esfuerzos de corte se presentan en la Figura 3.1.9 y los momentos flectores en la 3.1.10.

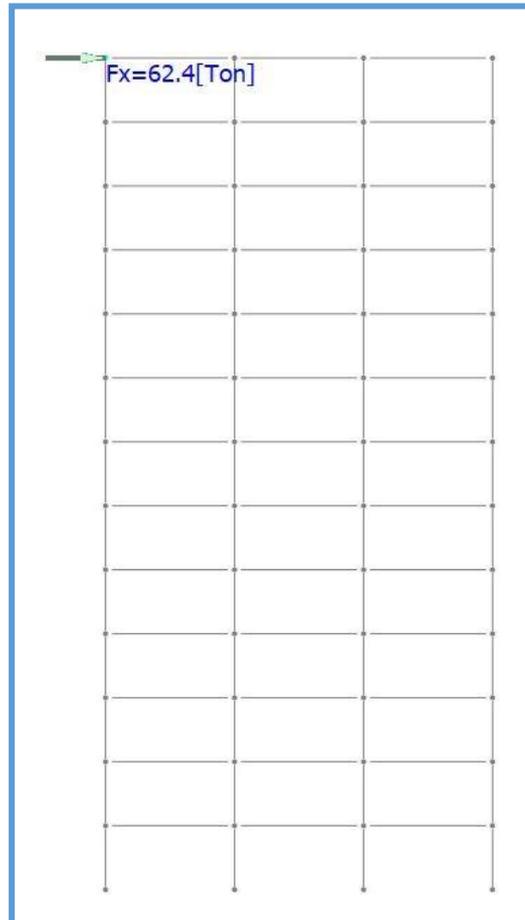


Figura 3.1.8 – Fuerzas Estático Equivalentes

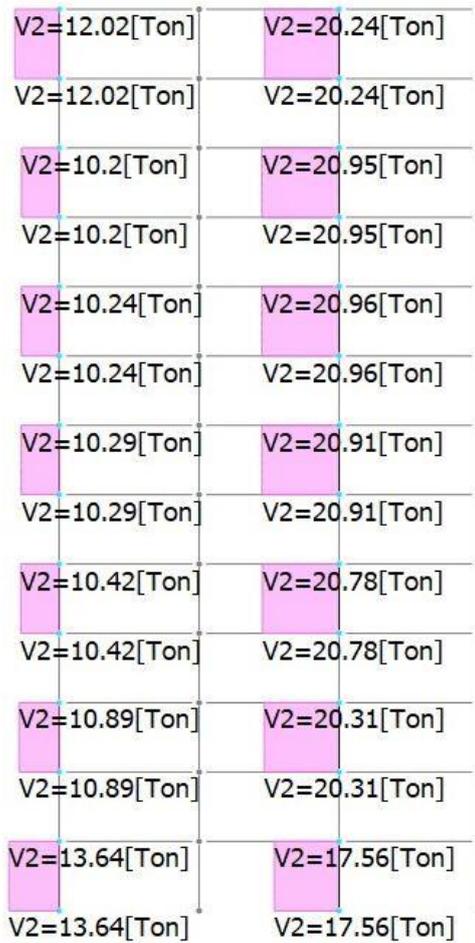


Figura 3.1.9 – Esfuerzo de corte en columnas.

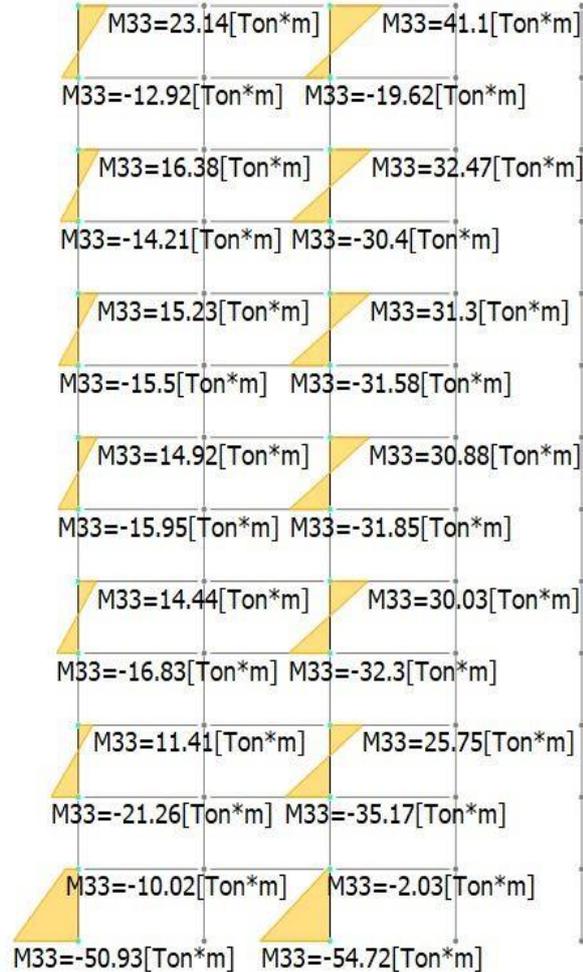


Figura 3.1.10 – Momento flector en columnas.

Las cargas normales últimas en columnas correspondientes a la combinación sísmica 3.16 del INPRES CIRSOC 103 se presentan en la Tabla 3.3.

	Área Inf (m <sup>2</sup> )	Niveles	QD(tn)	QL(tn)	1,2QD+0,25QL (tn)	U(tn)
Col Esq	9,3	13	0,658	0,2	101,5	101,5
Col Med	18,5	13	0,658	0,2	201,9	201,9

Tabla 3.3

En resumen:

Columna esquinera: Pu=101.5.2 tn; Mu=50.93 tnm.

Columna medianera: Pu=201.9 tn; Mu=54.72 tnm.

Se dimensiona a flexocompresión y resultan entonces las siguientes secciones, para columnas esquineras y medianeras.





**Columna esquinera:**  $b=0.2m$  y  $h=0.7m$ . Cuantía 1.4%.

**Columna medianera:**  $b=0.3m$  y  $h=0.7m$ . Cuantía 1%.

La planta estructural para el edificio resulta entonces la de la Figura 3.1.11.

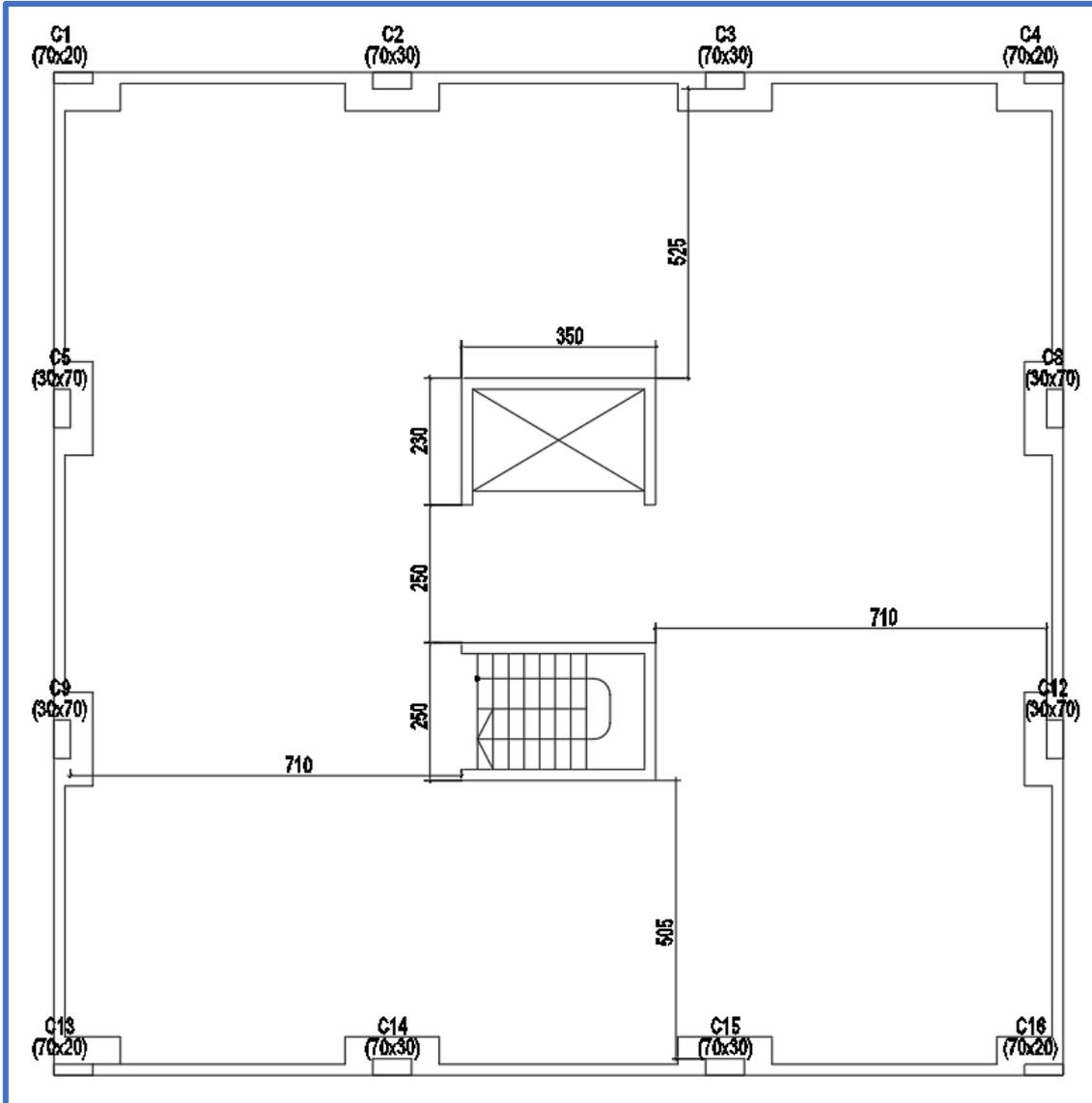


Figura 3.1.11 – Estructura Edificio 13 Niveles

## 3.2 Normativa vigente.

### 3.2.1 INPRES-CIRSOC 103.

El INPRES-CIRSOC 103, define en el artículo 8.3.5 que los entresijos sin vigas sólo pueden ser parte del sistema sismorresistente como diafragma.

### 3.3 Estudio del edificio con vigas cinta como “estructura sismorresistente”: el efecto P-Delta. CASO A.

#### 3.3.1 Componentes estructurales.

Las “vigas” cinta interiores se proponen de 70 cm de ancho. Las periféricas de 40 cm de ancho. En esta primera parte del estudio no se considera el núcleo de circulación vertical. Si bien es sabido que un edificio de 13 niveles tendrá ascensor y escalera, la rigidez que proveen estos componentes podría hacer que el comportamiento del edificio ante acciones sísmicas fuese aceptable, no permitiendo visualizar el comportamiento exclusivamente de las vigas cinta. Es decir, habiendo ya demostrado que no aporta rigidez al entrepiso, y que no está contemplada en la reglamentación vigente, finalmente se demostrará mediante modelos que no aportan rigidez lateral al edificio y que considerarlas de este modo podría llevar al colapso de la estructura. Queda entonces definido el **CASO A** de estudio.

#### 3.3.2 Modelo de elementos finitos.

Las dimensiones de las columnas son las presentadas en la Figura 3.3.1, las cuales fueron predimensionadas anteriormente. Posteriormente puede observarse el modelo de elementos finitos de la estructura, en la Figura 3.3.2.

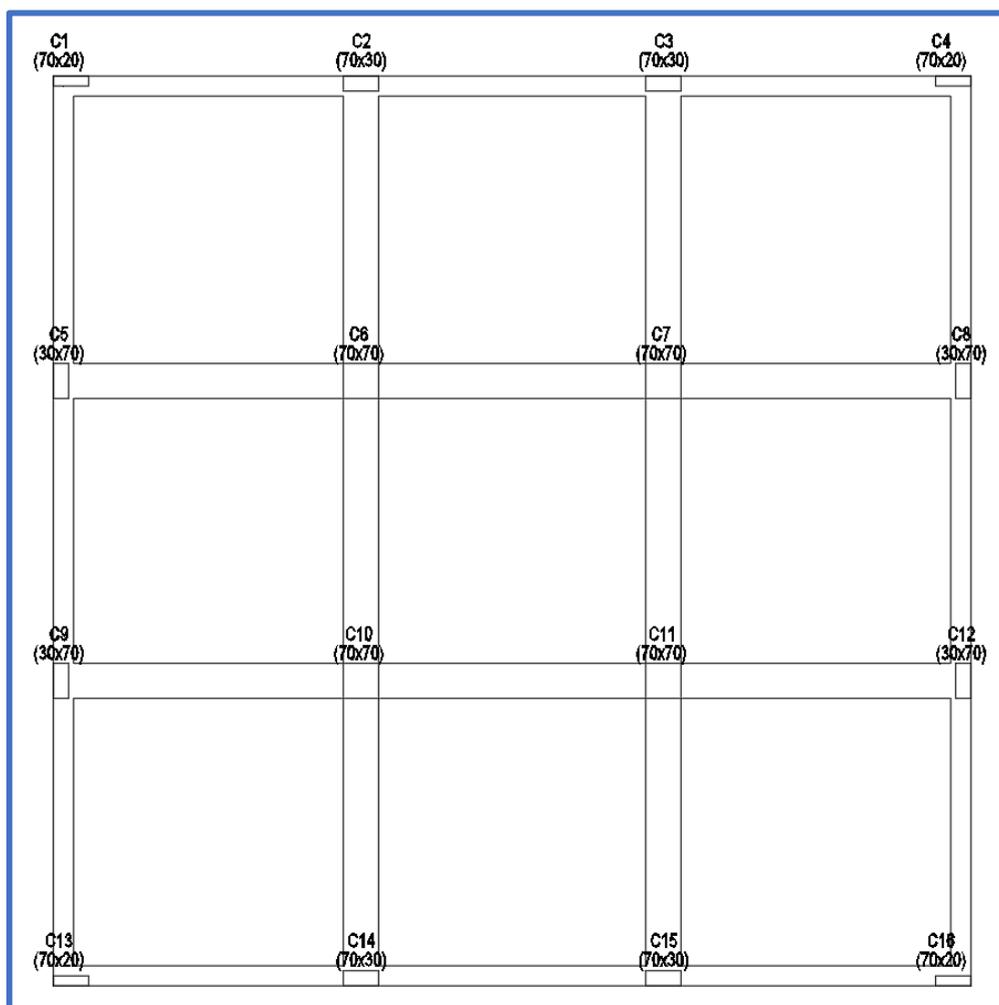


Figura 3.3.1 – Planta estructural CASO A.

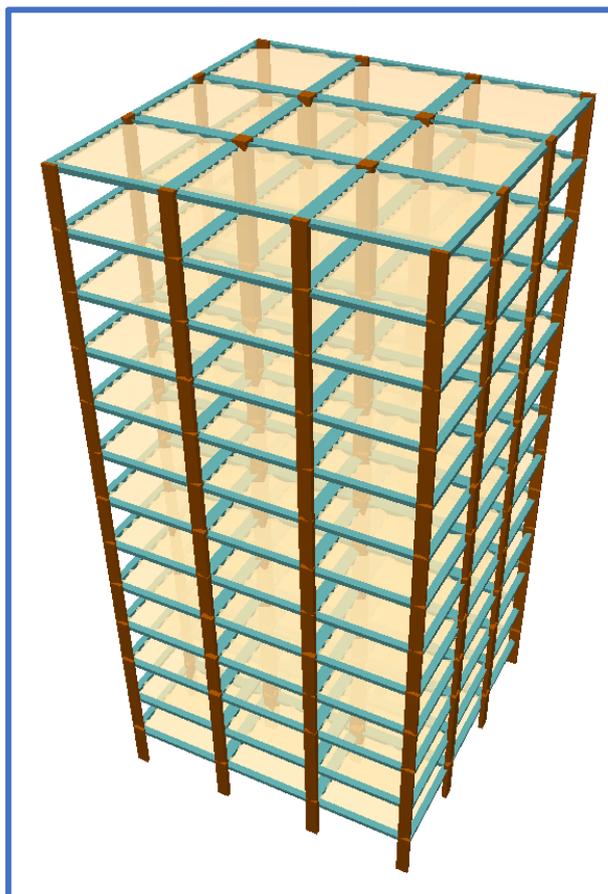


Figura 3.3.2. Volumetría estructural – CASO A.

### 3.3.3 Corte basal $V_0$ y distribución de fuerzas en altura.

La distribución de fuerzas y corte en altura para el caso A puede observarse en la Tabla 3.4. La misma corresponde al método de análisis Modal Espectral.

Planta	$W_i$ (t)	$P_k$ (t)	$h_i$ (m)	$F_{i,x}$ (t)	$V_{i,x}$ (t)
Entrepiso 13	270,0	270,0	39	61,79	61,79
Entrepiso 12	284,4	554,4	36	41,09	101,62
Entrepiso 11	284,4	838,8	33	28,06	118,91
Entrepiso 10	284,4	1123,2	30	35,87	123,24
Entrepiso 9	284,4	1407,6	27	44,72	128,63
Entrepiso 8	284,4	1692,0	24	44,02	140,34
Entrepiso 7	284,4	1976,5	21	36,45	150,86
Entrepiso 6	284,4	2260,9	18	34,67	155,24
Entrepiso 5	284,4	2545,3	15	43,91	158,92
Entrepiso 4	284,4	2829,7	12	50,58	169,74
Entrepiso 3	284,4	3114,1	9	46,28	188,59
Entrepiso 2	284,4	3398,5	6	30,89	205,04
Entrepiso 1	284,4	3682,9	3	11,13	211,55
Totales	3682,9		39,0		

Tabla 3.4. Distribución de fuerzas en altura – CASO A.

Cabe aclarar que el período real de la estructura es  $T = 4.025$  segundos, y que el obtenido mediante la ecuación 6.8 del IC 103 para los valores de  $C_r$  y  $x$  correspondientes a “Otros sistemas estructurales” es  $T_a = 0.76$  segundos. Según la ecuación 6.7, el período admitido es  $T \leq 1.6T_a =$





1.22 s. Es decir que la estructural real tiene un período 3.3 veces mayor que el finalmente adoptado. Un período de esta magnitud significa una estructura muy flexible, con poca capacidad para tomar esfuerzo de corte. Tal es así, que los valores de la Tabla 3.4 fueron amplificados por 6.21 para alcanzar el límite del 85% del corte estático.

En la Tabla 3.5 se presentan las distorsiones por piso de la columna esquinera C1, para el sismo de diseño según las direcciones de X e Y.

Distorsión de Piso									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	X			Y		
				Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta m_k$	Relación $\Delta m_k / \Delta m_{k+1}$	Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta m_k$	Relación $\Delta m_k / \Delta m_{k+1}$
C1	Entrepiso 13	39	3	7	0,0233		7,34	0,0245	
	Entrepiso 12	36	3	8,21	0,0274	0,9	8,6	0,0287	0,9
	Entrepiso 11	33	3	9,25	0,0308	0,9	9,66	0,0322	0,9
	Entrepiso 10	30	3	10,08	0,0336	0,9	10,48	0,0349	0,9
	Entrepiso 9	27	3	10,91	0,0364	0,9	11,27	0,0376	0,9
	Entrepiso 8	24	3	11,82	0,0394	0,9	12,16	0,0405	0,9
	Entrepiso 7	21	3	12,62	0,0421	0,9	12,96	0,0432	0,9
	Entrepiso 6	18	3	13,19	0,0440	1,0	13,54	0,0451	1,0
	Entrepiso 5	15	3	13,58	0,0453	1,0	13,96	0,0465	1,0
	Entrepiso 4	12	3	13,67	0,0456	1,0	14,14	0,0471	1,0
	Entrepiso 3	9	3	13,07	0,0436	1,0	13,65	0,0455	1,0
	Entrepiso 2	6	3	10,74	0,0358	1,2	11,36	0,0379	1,2
	Entrepiso 1	3	3	5,05	0,0168	2,1	5,41	0,0180	2,1
	Cimentación	0			0			0	
Total			39	139,19			144,53		

Tabla 3.5. Distorsión de piso – CASO A, columna 1.

El reglamento INPRES-CIRSOC 103, en su artículo 6.4.2, limita la distorsión horizontal de piso en altura, en los valores indicados en su Tabla 6.4. La misma se muestra a continuación (Tabla 3.6).

Condición	Grupo de la construcción	
	A <sub>0</sub> o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

Tabla 3.6

La condición D corresponde al caso en que existan elementos no estructurales que puedan ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura. Resulta entonces que la distorsión máxima para el caso analizado es 0.015.

En la Tabla 3.5 puede observarse que la distorsión para la estructura del Caso A se encuentra por encima de la límite en la todos de los niveles, lo cual obliga a **rediseñar la estructura, y es que las vigas cinta no tienen rigidez suficiente para generar aportamiento. La falsa viga llamada “viga cinta”, no es capaz de cumplir ninguna función y puede llevarnos a diseñar edificios inseguros y colapsables.**

Como en el caso analizado, el destino es el B, debe verificarse el efecto P-Delta según el artículo 8.4.4, que corresponde a las solicitaciones y deformaciones adicionales provocadas por las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por las acciones sísmicas.





### 3.3.4 Coeficiente de estabilidad CE.

Se determina el coeficiente de estabilidad CE según la ecuación 8.3 del mencionado artículo:

$$CE = \frac{P_k \Delta_{sk} \gamma_r}{V_k h_{sk} C_d}$$

Donde  $P_k$  la carga gravitatoria total operante sobre el nivel  $k$ , incluido éste;  $\Delta_{sk}$  la diferencia entre desplazamientos horizontales correspondientes a cabeza y pie del nivel  $k$ ;  $\gamma_r$  el factor de riesgo;  $V_k$  el esfuerzo de corte en el nivel  $k$ ;  $h_{sk}$  la altura del nivel o piso  $k$ , comprendida entre los niveles  $k$  y  $k-1$ ; y  $C_d$  el factor de amplificación de deformaciones.

En el caso de que se cumpla que  $0.1 \leq CE < 0.25$ , deberán tomarse en cuenta los efectos P-Delta en las deformaciones y sollicitaciones de los componentes. Si es menor que 0.1 se desprecian, y si es mayor que 0.25, la estructura es potencialmente inestable y debe rediseñarse. En la Tabla 3.7 pueden observarse los valores de CE para la estructura analizada. El 60% de los niveles presentan un CE entre 0.1 y 0.25. Esto indica que según este criterio, **la debe verificarse el efecto P-Delta**. Como las distorsiones de piso no verificaron en el apartado anterior, no se hará este paso.

Planta	CE
Entrepiso 13	0,029
Entrepiso 12	0,043
Entrepiso 11	0,062
Entrepiso 10	0,087
Entrepiso 9	0,114
Entrepiso 8	0,136
Entrepiso 7	0,157
Entrepiso 6	0,183
Entrepiso 5	0,207
Entrepiso 4	0,217
Entrepiso 3	0,206
Entrepiso 2	0,170
Entrepiso 1	0,084

Tabla 3.7 – CE CASO A

### 3.3.5 Interpretación de resultados.

Habiendo calculado la distorsión lateral por piso en altura, pudo demostrarse que la estructura no cumple con las máximas admitidas por reglamento. Esto indica que la estructura planteada es potencialmente inestable. Es decir que las vigas cinta no aportan la rigidez necesaria para limitar las deformaciones, comprobando lo que se planteó en la hipótesis.

Se demostró que las vigas cinta no aportan rigidez vertical al entrepiso, ni horizontal al edificio. En términos del entrepiso generan un consumo innecesario de acero, mientras que en términos del edificio son un error conceptual que puede llevar a su colapso.

La conclusión es que el edificio requeriría de una estructura sismorresistente adicional: pórticos y/o tabiques perimetrales y el núcleo de circulación vertical.



### 3.4 Estudio del edificio sin vigas.

En este apartado se planteará la estructura sin vigas. Como IC 103 no admite la contribución del entrepiso sin vigas para resistir la acción sísmica, se considerará el núcleo de circulación vertical, tanto de escaleras como de ascensor. Estos componentes serán los que doten al edificio de la rigidez y resistencia necesarias para absorber los esfuerzos sísmicos. Se harán las mismas verificaciones que para el caso A, y se tendrá como variable de ajuste el espesor de los tabiques de hormigón armado.

#### 3.4.1 Caso B.

Para este caso se utilizará la estructura de la Figura 3.4.1. Se plantea en primera instancia un espesor de tabique de 15 cm. Las secciones de columnas son las que fueron determinados para el caso de 13 niveles. La losa es nervurada de 25 cm de altura. Queda entonces definido el **CASO B** de estudio.

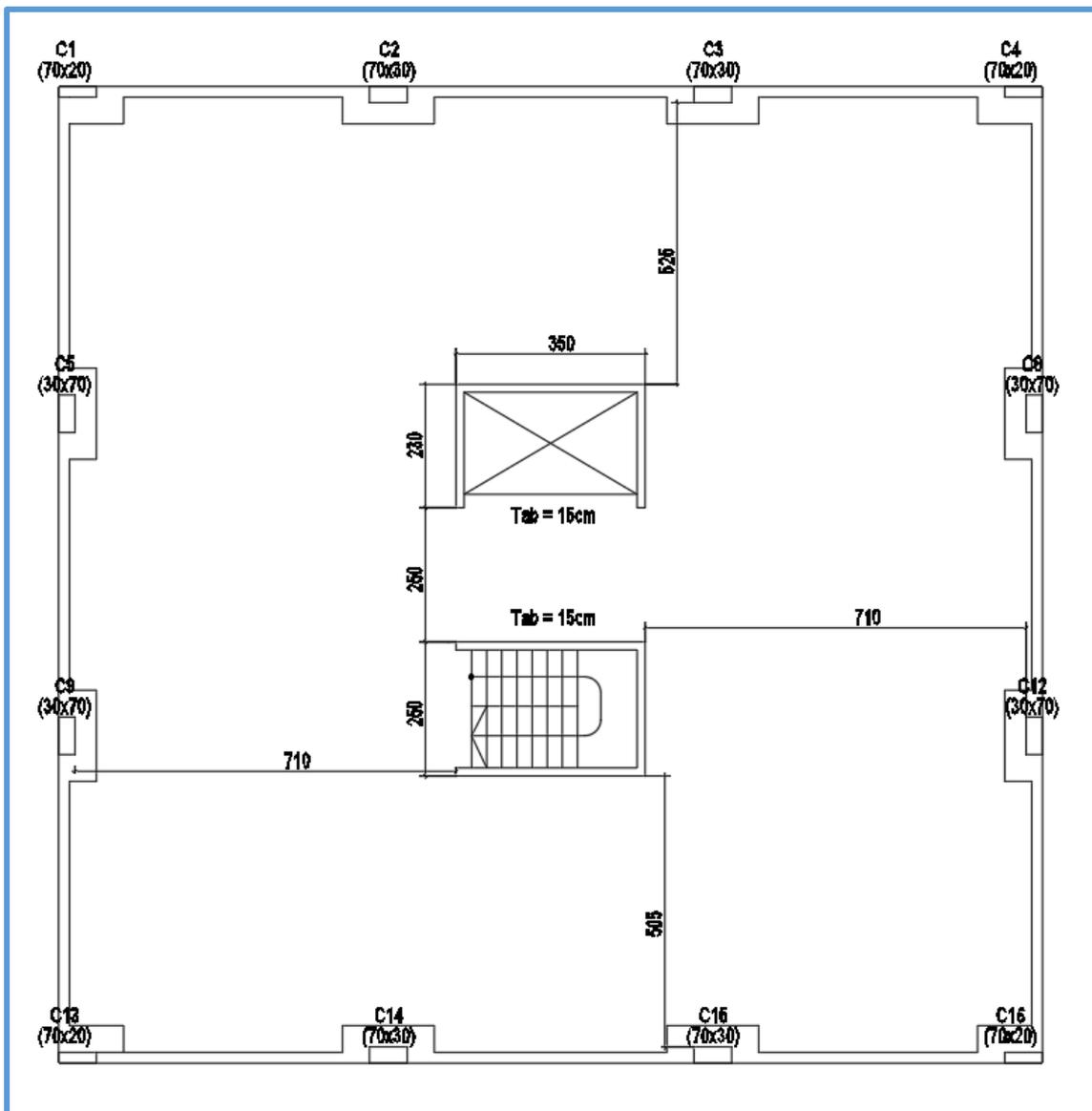


Figura 3.4.1 – Planta estructural CASO B.



3.4.1.1 Modelo de elementos finitos.

A continuación puede observarse el modelo de elementos finitos de la estructura del Caso B (Figura 3.4.2).

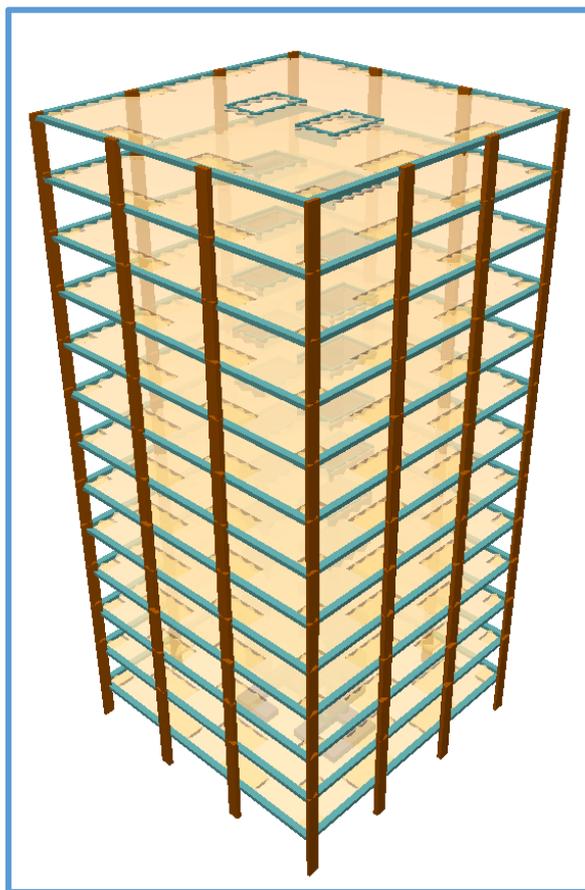


Figura 3.4.2 – Volumetría estructural CASO B.

3.4.1.2 Corte basal  $V_0$  y distribución de fuerzas en altura.

La distribución de fuerzas y corte en altura para el caso B puede observarse en la Tabla 3.8. La misma corresponde al método de análisis Modal Espectral.

Planta	$W_i$ (t)	$P_k$ (t)	$h_i$ (m)	$F_{i,x}$ (t)	$V_{i,x}$ (t)
Entrepiso 13	270,5	270,5	39	54,45	54,45
Entrepiso 12	276,9	547,4	36	33,70	87,16
Entrepiso 11	276,9	824,2	33	21,93	102,38
Entrepiso 10	276,9	1101,1	30	24,44	106,18
Entrepiso 9	276,9	1377,9	27	31,54	106,52
Entrepiso 8	276,9	1654,8	24	35,66	109,48
Entrepiso 7	276,9	1931,6	21	37,22	117,60
Entrepiso 6	276,9	2208,5	18	38,57	131,10
Entrepiso 5	276,9	2485,3	15	39,73	148,77
Entrepiso 4	276,9	2762,2	12	38,15	168,88
Entrepiso 3	276,9	3039,0	9	31,75	187,74
Entrepiso 2	276,9	3315,9	6	20,87	200,77
Entrepiso 1	276,9	3592,8	3	8,29	205,90
Totales	3592,8		39,0		

Tabla 3.8. Distribución de fuerzas en altura – CASO B.





En este caso la estructura es más rígida, al contar con los tabiques de hormigón armado de los núcleos de ascensor y escalera. Esto hace que el período real de la estructura sea  $T = 2.38$  segundos (sensiblemente inferior al del Caso A) aunque sigue siendo muy superior al determinado mediante la ecuación 6.7 del IC 103,  $T \leq 1.6T_a = 1.22 s$ . Es decir que la estructural real tiene un período 1.95 veces mayor que el finalmente adoptado. Los valores de la Tabla 2.18 fueron amplificados por 2.73 para alcanzar el límite del 85% del corte estático.

En la Tabla 3.9 se presentan las distorsiones por piso de la columna esquinera C1, para el sismo de diseño según las direcciones de X e Y.

Distorsión de Piso									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	X			Y		
				Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta k$	Relación $\Delta k / \Delta k_{k+1}$	Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta k$	Relación $\Delta k / \Delta k_{k+1}$
C1	Entrepiso 13	39	3	4,86	0,0162		3,45	0,0115	
	Entrepiso 12	36	3	5,02	0,0167	1,0	3,66	0,0122	0,9
	Entrepiso 11	33	3	5,15	0,0172	1,0	3,84	0,0128	1,0
	Entrepiso 10	30	3	5,24	0,0175	1,0	3,99	0,0133	1,0
	Entrepiso 9	27	3	5,27	0,0176	1,0	4,1	0,0137	1,0
	Entrepiso 8	24	3	5,23	0,0174	1,0	4,17	0,0139	1,0
	Entrepiso 7	21	3	5,09	0,0170	1,0	4,19	0,0140	1,0
	Entrepiso 6	18	3	4,86	0,0162	1,0	4,15	0,0138	1,0
	Entrepiso 5	15	3	4,52	0,0151	1,1	4,03	0,0134	1,0
	Entrepiso 4	12	3	4,02	0,0134	1,1	3,76	0,0125	1,1
	Entrepiso 3	9	3	3,36	0,0112	1,2	3,28	0,0109	1,1
	Entrepiso 2	6	3	2,49	0,0083	1,3	2,49	0,0083	1,3
	Entrepiso 1	3	3	1,21	0,0040	2,1	1,2	0,0040	2,1
	Cimentación	0			0			0	
Total			39	56,32			46,31		

Tabla 3.9. Distorsión de piso – CASO B, columna 1.

En la Tabla 3.9 puede observarse que la distorsión para la estructura del Caso B se encuentra por encima de la límite en la dirección de X, mientras que en la dirección de Y se encuentra en el límite. Esto obliga a **rediseñar la estructura**.

Como en el caso analizado, el destino es el B, debe verificarse el efecto P-Delta según el artículo 8.4.4, que corresponde a las solicitaciones y deformaciones adicionales provocadas por las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por las acciones sísmicas.



### 3.4.1.3 Coeficiente de estabilidad CE.

En la Tabla 3.10 pueden observarse los valores de CE para la estructura analizada. En todos los casos CE es menor que 0.1, con lo cual **no debe verificarse el efecto P-Delta**.

Planta	CE
Entrepiso 13	0,023
Entrepiso 12	0,030
Entrepiso 11	0,039
Entrepiso 10	0,052
Entrepiso 9	0,065
Entrepiso 8	0,075
Entrepiso 7	0,080
Entrepiso 6	0,078
Entrepiso 5	0,072
Entrepiso 4	0,063
Entrepiso 3	0,052
Entrepiso 2	0,039
Entrepiso 1	0,020

Tabla 3.10 – CE CASO B.

### 3.4.1.4 Interpretación de resultados.

La estructura del Caso B definido debe rediseñarse ya que la distorsión de piso es superior a la límite establecida por el IC 103. Sin embargo, la existencia de los núcleos de hormigón armado hace que el período real de la estructura se reduzca prácticamente a la mitad, incluso sin vigas.



3.4.2 Caso C.

Para este caso se utilizará la estructura de la Figura 3.4.3. Es la misma estructura del Caso B, sólo que se aumenta el espesor de tabiques de hormigón armado a 30 cm. Queda entonces definido el **CASO C** de estudio.

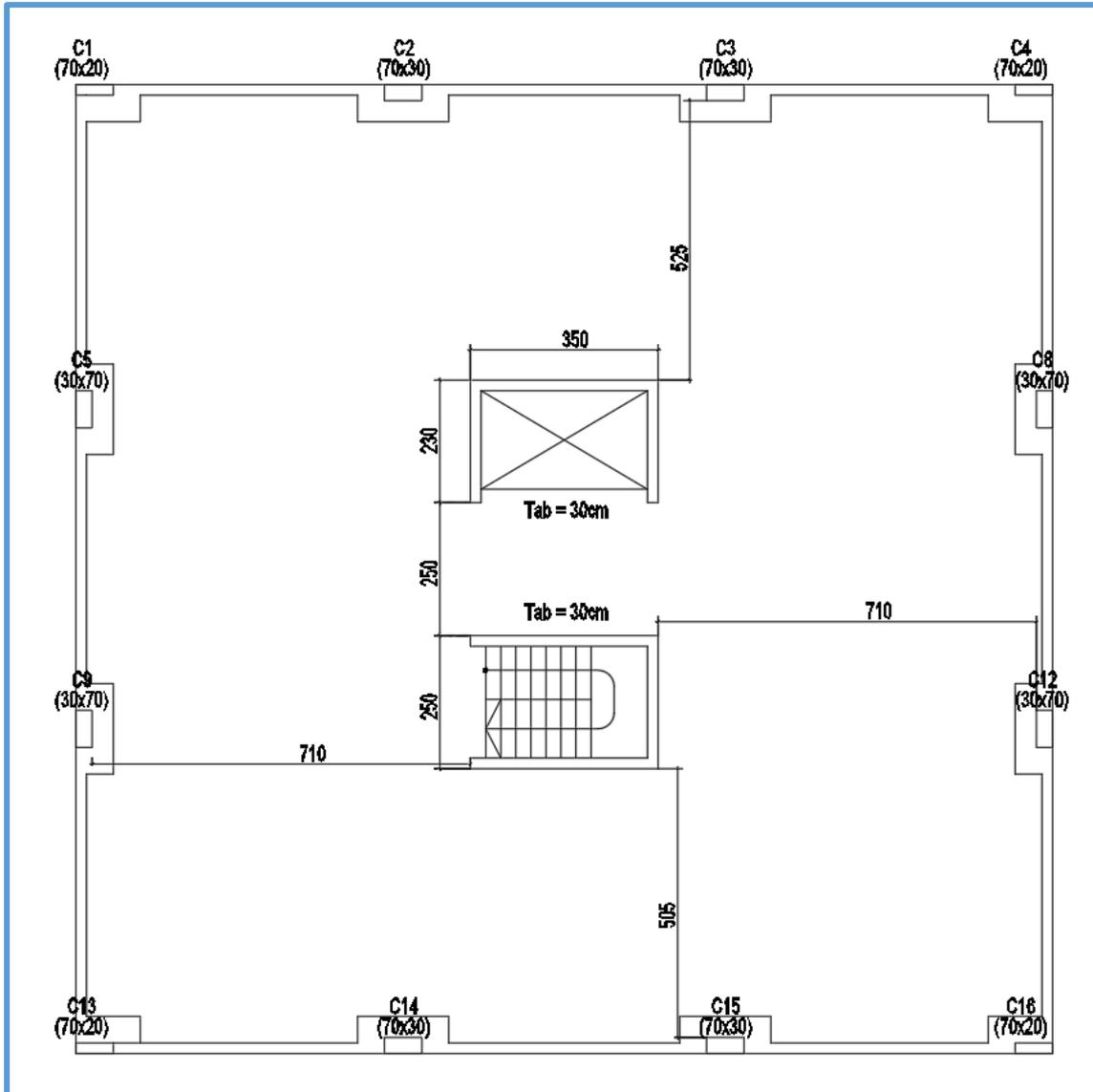


Figura 3.4.3 – Planta estructural CASO C.



3.4.2.1 *Modelo de elementos finitos.*

A continuación puede observarse el modelo de elementos finitos del Caso C (Figura 3.4.4).

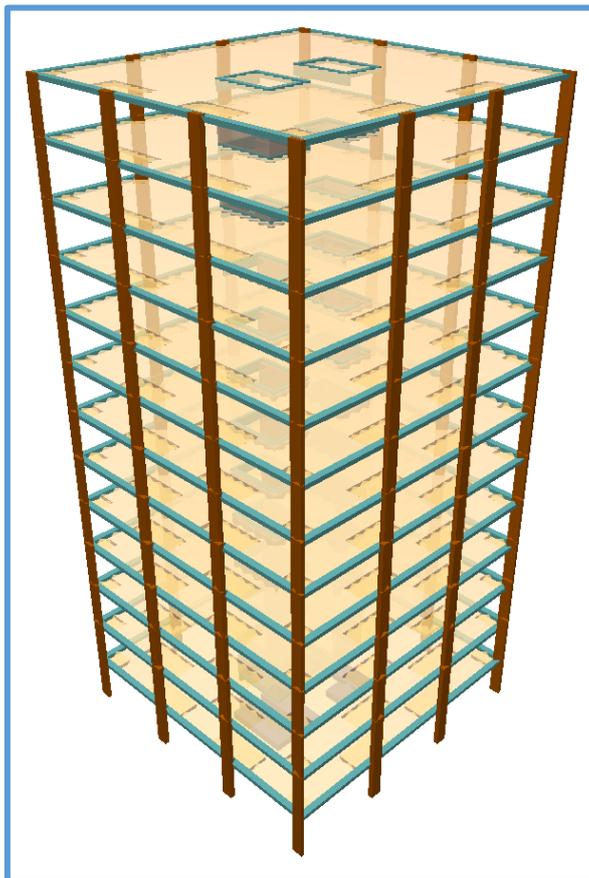


Figura 3.4.4 – Volumetría estructural CASO C.

3.4.2.2 *Corte basal  $V_0$  y distribución de fuerzas en altura.*

La distribución de fuerzas y corte en altura para el caso C puede observarse en la Tabla 3.11. La misma corresponde al método de análisis Modal Espectral.

Planta	$W_i$ (t)	$P_k$ (t)	$h_i$ (m)	$F_i$ (t)	$V_i$ (t)
Entrepiso 13	279,9	279,9	39	54,00	54,00
Entrepiso 12	294,7	574,6	36	35,60	88,53
Entrepiso 11	294,7	869,3	33	24,09	106,12
Entrepiso 10	295,7	1165,0	30	25,92	112,97
Entrepiso 9	295,7	1460,6	27	32,37	116,76
Entrepiso 8	296,7	1757,3	24	36,16	122,91
Entrepiso 7	296,7	2054,0	21	37,49	133,37
Entrepiso 6	297,7	2351,7	18	38,54	147,91
Entrepiso 5	297,7	2649,4	15	39,40	165,50
Entrepiso 4	298,7	2948,1	12	37,64	184,73
Entrepiso 3	298,7	3246,8	9	31,24	202,45
Entrepiso 2	299,7	3546,5	6	20,50	214,61
Entrepiso 1	299,7	3846,2	3	8,15	219,38
Totales	3846,2		39,0		

Tabla 3.11. Distribución de fuerzas en altura – CASO C.





En este caso la estructura es más rígida aún que en el Caso B, al contar con los tabiques de hormigón armado de los núcleos de ascensor y escalera de 30 cm. El período real de la estructura es  $T = 1.85$  segundos, 0.63 segundos superior al determinado mediante la ecuación 6.7 del IC 103,  $T \leq 1.6T_a = 1.22$  s. Es decir que la estructural real tiene un período 1.52 veces mayor que el finalmente adoptado. La estructura sigue siendo más flexible que la considerada para obtener la distribución de fuerzas en altura. Los valores de la Tabla 3.11 fueron amplificados por 2.5 para alcanzar el límite del 85% del corte estático.

En la Tabla 3.12 se presentan las distorsiones por piso de la columna esquinera C1, para el sismo de diseño según las direcciones de X e Y.

Distorsión de Piso									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	X			Y		
				Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta m_k$	Relación $\Delta m_k / \Delta m_{k+1}$	Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta m_k$	Relación $\Delta m_k / \Delta m_{k+1}$
C1	Entrepiso 13	39	3	3,47	0,0116		3,05	0,0102	
	Entrepiso 12	36	3	3,54	0,0118	1,0	3,19	0,0106	1,0
	Entrepiso 11	33	3	3,57	0,0119	1,0	3,3	0,0110	1,0
	Entrepiso 10	30	3	3,58	0,0119	1,0	3,38	0,0113	1,0
	Entrepiso 9	27	3	3,54	0,0118	1,0	3,42	0,0114	1,0
	Entrepiso 8	24	3	3,45	0,0115	1,0	3,43	0,0114	1,0
	Entrepiso 7	21	3	3,31	0,0110	1,0	3,39	0,0113	1,0
	Entrepiso 6	18	3	3,1	0,0103	1,1	3,3	0,0110	1,0
	Entrepiso 5	15	3	2,83	0,0094	1,1	3,14	0,0105	1,1
	Entrepiso 4	12	3	2,48	0,0083	1,1	2,87	0,0096	1,1
	Entrepiso 3	9	3	2,04	0,0068	1,2	2,45	0,0082	1,2
	Entrepiso 2	6	3	1,49	0,0050	1,4	1,83	0,0061	1,3
	Entrepiso 1	3	3	0,75	0,0025	2,0	0,87	0,0029	2,1
	Cimentación	0			0			0	
Total			39	37,15			37,62		

Tabla 3.12. Distorsión de piso – CASO C, columna 1.

En la Tabla 3.12 puede observarse que la distorsión para la estructura del Caso C se encuentra, tanto para la dirección de X como para la de Y, muy por debajo del límite establecido por el IC 103, con lo cual la **estructura tiene la rigidez necesaria en altura**.

Como en el caso analizado, el destino es el B, debe verificarse el efecto P-Delta según el artículo 8.4.4, que corresponde a las solicitaciones y deformaciones adicionales provocadas por las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por las acciones sísmicas.



### 3.4.2.3 Coeficiente de estabilidad CE.

En la Tabla 3.13 pueden observarse los valores de CE para la estructura analizada. En todos los casos CE es significativamente menor que 0.1, con lo cual **no debe verificarse el efecto P-Delta**.

Planta	CE
Entrepiso 13	0,017
Entrepiso 12	0,022
Entrepiso 11	0,028
Entrepiso 10	0,035
Entrepiso 9	0,042
Entrepiso 8	0,047
Entrepiso 7	0,049
Entrepiso 6	0,047
Entrepiso 5	0,043
Entrepiso 4	0,038
Entrepiso 3	0,031
Entrepiso 2	0,023
Entrepiso 1	0,013

Tabla 3.13 – CE CASO C.

### 3.4.2.4 Interpretación de resultados.

La estructura del Caso C definido verifica la condición de rigidez en altura del artículo 6.4.2, al igual que el coeficiente de estabilidad del 8.4.4.1, ambos del IC 103. Habiendo verificado la condición de rigidez o deformaciones, es necesario pasar al siguiente paso de determinar si los componentes tienen la resistencia necesaria.

Podría dotarse a la estructura de mayor rigidez, de manera tal que los esfuerzos dinámicos sean como mínimo el 85% de los estáticos. Para esto pueden plantearse pórticos perimetrales. Los tabiques dan mucha rigidez en los niveles bajos, mientras que los pórticos lo hacen en los altos. Ambos combinados logran mejorar la rigidez en todo el desarrollo del edificio en altura. En simultáneo se logra economizar materiales, ya que los pórticos perimetrales trabajan con un brazo de palanca significativamente mayor que los núcleos.

La estructura planteada no ha sido optimizada, ya que los componentes verticales pueden ir disminuyendo su sección en altura.

El objetivo era demostrar que edificios con entresijos sin vigas podían ser utilizados en zona sísmica 1, entendiendo cómo la estructura funciona. Así, en el Caso C, se absorbe el sismo con los núcleos de hormigón armado, los cuales son necesarios para el funcionamiento del edificio.



### 3.4.3 Caso D.

Para este caso se utilizará la estructura de la Figura 3.4.5. Es la misma estructura del Caso C, a la cual se le agregará la mampostería perimetral que se supone tendrá el edificio una vez construido. A la misma se le agregan todos los vanos correspondientes. Este cerramiento no es considerado estructural, o al menos no es colocado para tal fin. Sin embargo, ante la ocurrencia de un sismo, inevitablemente afectará al comportamiento estructural, afectando en la rigidez global, y generando variaciones en los esfuerzos a considerar.

La mampostería se romperá o fisurará, algunas primero que otras, y esto irá cambiando el comportamiento del edificio. Se irá perdiendo la rigidez aportada por estos componentes no estructurales hasta que la rigidez de la estructura sea similar a la del CASO C. Entonces se tendrá una rigidez máxima al inicio del sismo, donde el 100% de los muros están íntegros, una rigidez mínima cuando finalmente se llegue a la del CASO C, y muchas rigideces intermedias entre estas dos.

Entre medio se darán fenómenos torsionales que deberán ser absorbidos por los elementos que sí fueron diseñados para tomar esfuerzos sísmicos. En este caso los núcleos de circulación vertical de 30 cm de espesor.

Queda entonces definido el **CASO D** de estudio.

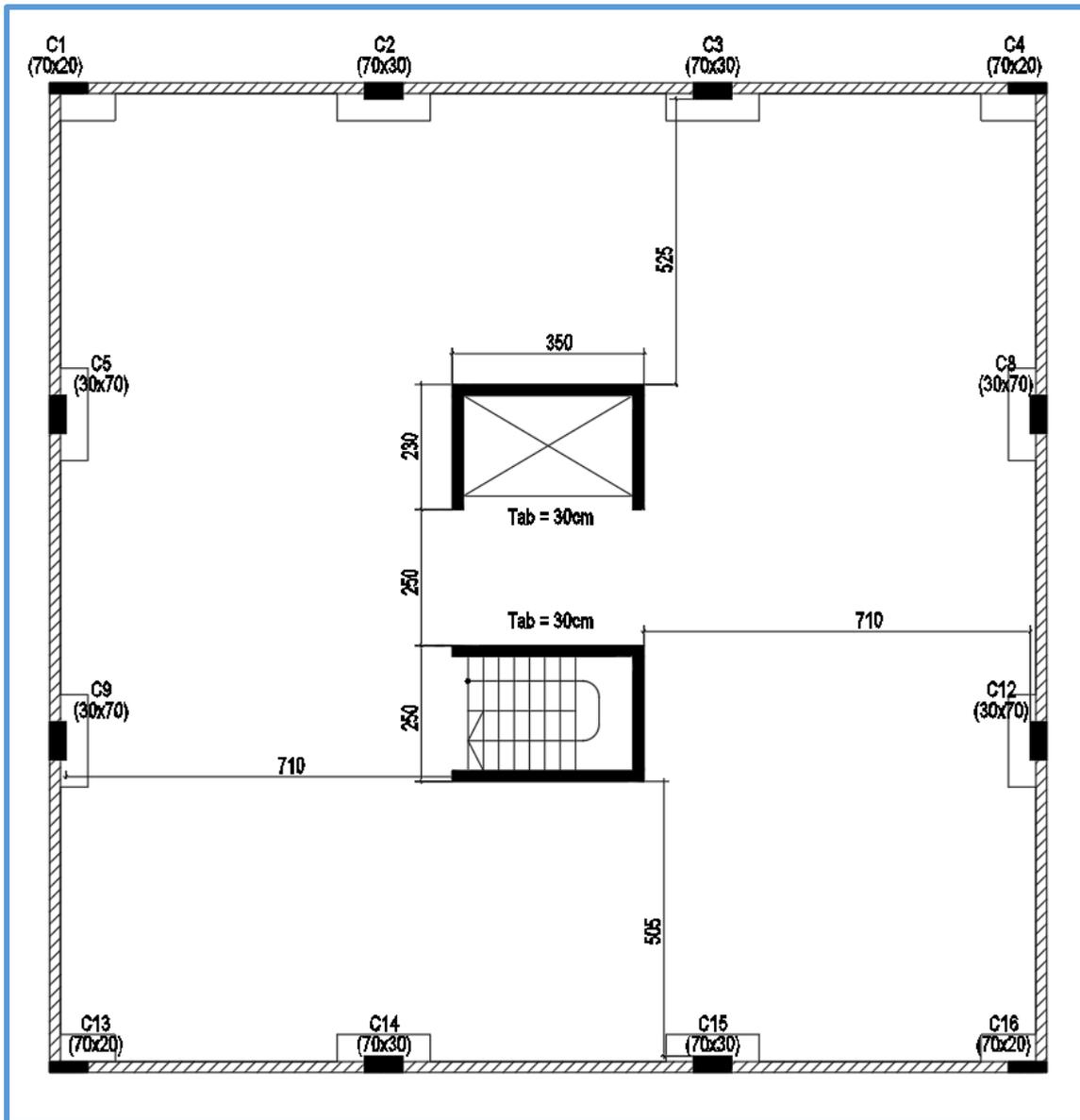


Figura 3.4.5 – Planta estructural CASO D.



3.4.3.1 *Modelo de elementos finitos.*

A continuación puede observarse el modelo estructural del Caso D (Figura 3.4.6).

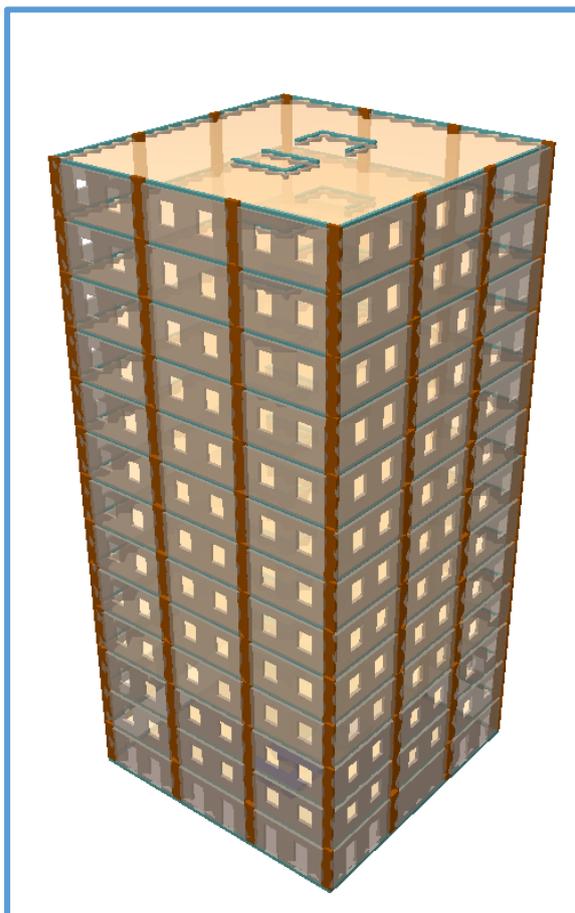


Figura 3.4.6 – Volumetría estructural CASO D.

3.4.3.2 *Corte basal  $V_0$  y distribución de fuerzas en altura.*

La distribución de fuerzas y corte en altura para el caso D puede observarse en la Tabla 3.14. La misma corresponde al método de análisis Modal Espectral.

Planta	$W_i$ (t)	$P_k$ (t)	$h_i$ (m)	$F_i$ (t)	$V_i$ (t)
Entrepiso 13	286,0	286,0	39	39,62	39,62
Entrepiso 12	326,2	612,2	36	36,74	75,84
Entrepiso 11	326,2	938,4	33	31,08	105,00
Entrepiso 10	326,2	1264,6	30	28,45	129,02
Entrepiso 9	326,2	1590,8	27	27,73	149,69
Entrepiso 8	326,2	1917,0	24	27,17	168,11
Entrepiso 7	326,2	2243,2	21	26,18	184,55
Entrepiso 6	326,2	2569,4	18	25,30	199,26
Entrepiso 5	326,2	2895,6	15	24,66	212,37
Entrepiso 4	326,2	3221,8	12	23,00	223,69
Entrepiso 3	326,2	3548,0	9	19,09	232,81
Entrepiso 2	326,2	3874,2	6	12,80	238,74
Entrepiso 1	322,6	4196,8	3	5,45	241,11
Totales	4196,8		39,0		

Tabla 3.14. Distribución de fuerzas en altura – CASO D.





En este caso la estructura es mucho más rígida incluso que la del Caso C. El período real de la estructura es  $T = 0.985$  segundos, el cual resulta ser 0.24 segundos inferior al determinado mediante la ecuación 6.7 del IC 103,  $T \leq 1.6T_a = 1.22$  s. Los valores de la Tabla 3.14 fueron amplificados por 1.39 para alcanzar el límite del 85% del corte estático.

En la Tabla 3.15 se presentan las distorsiones por piso de la columna esquinera C1, para el sismo de diseño según las direcciones de X e Y.

Distorsión de Piso									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	X			Y		
				Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta k$	Relación $\Delta k / \Delta k_{k+1}$	Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsión de piso $\Delta k$	Relación $\Delta k / \Delta k_{k+1}$
C1	Entrepiso 13	39	3	0,57	0,0019		0,45	0,0015	
	Entrepiso 12	36	3	0,61	0,0020	0,9	0,52	0,0017	0,9
	Entrepiso 11	33	3	0,65	0,0022	0,9	0,59	0,0020	0,9
	Entrepiso 10	30	3	0,7	0,0023	0,9	0,67	0,0022	0,9
	Entrepiso 9	27	3	0,74	0,0025	0,9	0,73	0,0024	0,9
	Entrepiso 8	24	3	0,77	0,0026	1,0	0,78	0,0026	0,9
	Entrepiso 7	21	3	0,78	0,0026	1,0	0,83	0,0028	0,9
	Entrepiso 6	18	3	0,78	0,0026	1,0	0,85	0,0028	1,0
	Entrepiso 5	15	3	0,76	0,0025	1,0	0,86	0,0029	1,0
	Entrepiso 4	12	3	0,7	0,0023	1,1	0,84	0,0028	1,0
	Entrepiso 3	9	3	0,61	0,0020	1,1	0,79	0,0026	1,1
	Entrepiso 2	6	3	0,47	0,0016	1,3	0,68	0,0023	1,2
	Entrepiso 1	3	3	0,27	0,0009	1,7	0,45	0,0015	1,5
	Cimentación	0			0			0	
Total			39	8,41			9,04		

Tabla 3.15. Distorsión de piso – CASO D, columna 1.

En la Tabla 3.15 puede observarse que la distorsión para la estructura del Caso D se encuentra, tanto para la dirección de X como para la de Y, muy por debajo del límite establecido por el IC 103, con lo cual la **estructura tiene la rigidez necesaria en altura**.

Como en el caso analizado, el destino es el B, debe verificarse el efecto P-Delta según el artículo 8.4.4, que corresponde a las solicitaciones y deformaciones adicionales provocadas por las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por las acciones sísmicas.



### 3.4.3.3 Coeficiente de estabilidad CE.

En la Tabla 3.16 pueden observarse los valores de CE para la estructura analizada. En todos los casos CE es significativamente menor que 0.1, con lo cual **no debe verificarse el efecto P-Delta**.

Planta	CE
Entrepiso 13	0,004
Entrepiso 12	0,005
Entrepiso 11	0,006
Entrepiso 10	0,007
Entrepiso 9	0,007
Entrepiso 8	0,008
Entrepiso 7	0,009
Entrepiso 6	0,010
Entrepiso 5	0,010
Entrepiso 4	0,010
Entrepiso 3	0,009
Entrepiso 2	0,007
Entrepiso 1	0,004

Tabla 3.16 – CE CASO D.

### 3.4.3.4 Interpretación de resultados.

La estructura del Caso D definido verifica la condición de rigidez en altura del artículo 6.4.2, al igual que el coeficiente de estabilidad del 8.4.4.1, ambos del IC 103.

La mampostería considerada no aporta resistencia al corte en el modelo, sin embargo la rigidez del edificio se ve notablemente afectada. El período real del edificio desciende de 1.85 segundos para el CASO C, a 0.985 segundos al CASO D.

Es necesario entender que el comportamiento del edificio resulta de determinar cuáles muros fisurarán o romperán primero, y en consecuencia cómo esto afectará al comportamiento global de la estructura y local de sus componentes.

No considerar el cerramiento en el comportamiento no significa estar del “lado de la seguridad”. Pueden generarse situaciones de rigidez desfavorables a medida que determinados muros pierden total o parcialmente su rigidez, para lo cual es necesario resolver varios modelos dinámicos con distintas hipótesis para dotar, en este caso, a los núcleos de circulación vertical de la resistencia necesaria para absorber los esfuerzos en todas ellas.

### 3.4.4 Caso E.

Para este caso se utilizará la estructura del Caso D, sólo que se supondrá que algunos muros de los niveles más bajos han visto afectada su rigidez por fisura o rotura total. Esto afectará al comportamiento del edificio ante el sismo, y dada la no simetría en la eliminación de muros planteada aparecerán esfuerzos torsionales que deberán necesariamente ser absorbidos por los tabiques de hormigón armado de los núcleos de circulación vertical de ascensor y escalera.

En términos de rigidez global, se lo simplifica en este análisis eliminándolos del modelo de cálculo. Resulta entonces la estructura que puede observarse en las Figuras 3.4.7 y 3.4.8 a continuación.

Queda definido el **CASO E** de estudio.

#### 3.4.4.1 Modelo de elementos finitos.

A continuación puede observarse la volumetría de la estructura del Caso D (Figuras 3.4.7 y 3.4.8).



Figura 3.4.7 – Volumetría estructural CASO E.



Figura 3.4.8 – Volumetría estructural CASO E.



### 3.4.4.2 Esfuerzos en núcleos de ascensor y escalera.

En este caso no se analizarán las distorsiones de piso, sino que se hará hincapié en los esfuerzos en los tabiques de hormigón armado, fundamentalmente en el nivel de Planta Baja.

Para esto estudiaremos los casos C, D y el presente, E. En las Tablas 3.17, 3.18 y 3.19 se presentan los esfuerzos para cada uno de los tabiques, en el nivel de Planta Baja, para los casos C, D y E, respectivamente.

La nomenclatura de tabiques puede observarse en la Figura 3.4.9 a continuación. Los tabiques 4, 5 y 7 se encuentran orientados según la dirección de X. 6, 8 y 9 en la dirección de Y.

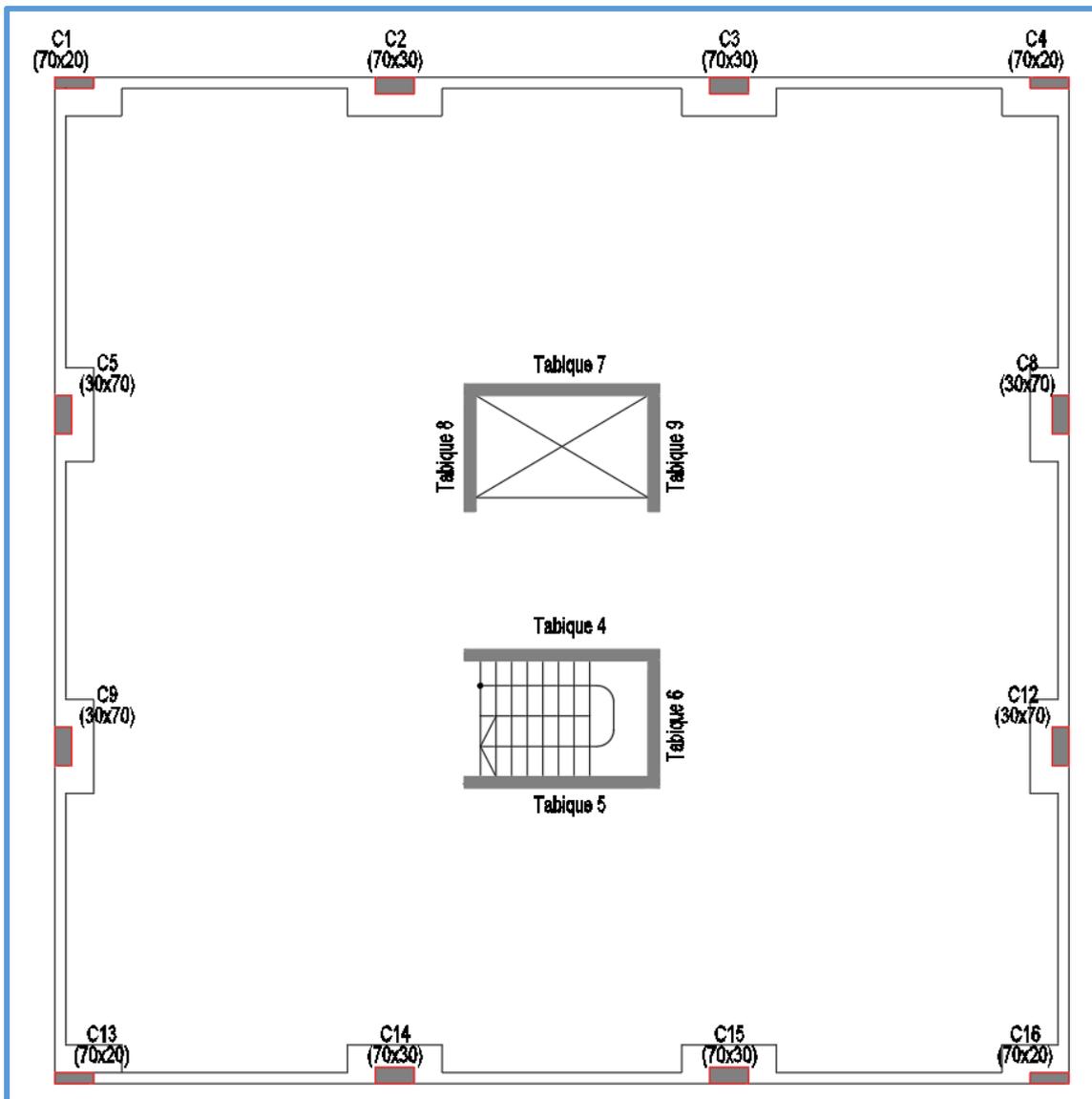


Figura 3.4.9. Nomenclatura de Tabiques de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> - CASOS C, D y E.



CASO C			BASE					
MURO	PLANTA		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
MURO 4	P.B.	Sismo X	389,6	385,4	2,8	52,2	2,1	2,4
		Sismo Y	442,2	401,6	5,9	34,2	4,8	5,4
MURO 5	P.B.	Sismo X	403,1	355,8	2,8	41,4	2,3	3,6
		Sismo Y	754,4	514,8	5,2	85,9	3,7	3,3
MURO 6	P.B.	Sismo X	300,5	2,3	116,6	2,5	43,9	1,4
		Sismo Y	346,1	2,7	204,3	2,9	87,3	2,4
MURO 7	P.B.	Sismo X	248,1	412,6	2,5	109,4	1,8	3,7
		Sismo Y	438,4	271,7	4,9	67,5	3,6	2,8
MURO 8	P.B.	Sismo X	450,5	3,2	100,1	3,3	27,3	2,8
		Sismo Y	406,1	1,7	217,5	1,7	47,3	1,9
MURO 9	P.B.	Sismo X	491,0	3,0	135,1	2,9	36,5	2,4
		Sismo Y	293,8	2,1	211,0	2,4	49,1	2,3

Tabla 3.17 – Solicitaciones en tabiques CASO C.

CASO D			BASE					
TABIQUE	PLANTA	DIRECCIÓN	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
TABIQUE 4	P.B.	Sismo X	107,8	283,5	0,2	58,3	0,5	1,1
		Sismo Y	229,9	26,6	4,1	25,0	3,3	2,0
TABIQUE 5	P.B.	Sismo X	104,3	289,4	0,4	59,2	0,7	1,1
		Sismo Y	263,1	36,5	4,0	19,3	3,2	2,6
TABIQUE 6	P.B.	Sismo X	217,2	2,3	3,9	2,7	2,8	0,1
		Sismo Y	17,1	0,2	119,2	0,3	69,7	0,9
TABIQUE 7	P.B.	Sismo X	10,2	214,5	0,1	71,1	0,1	1,5
		Sismo Y	238,6	17,6	3,8	12,8	3,3	0,2
TABIQUE 8	P.B.	Sismo X	198,9	2,0	5,0	2,0	11,4	1,3
		Sismo Y	110,7	0,1	135,8	0,3	49,2	0,3
TABIQUE 9	P.B.	Sismo X	201,1	2,0	10,1	1,9	13,6	1,3
		Sismo Y	79,0	0,4	130,1	0,6	43,2	0,7

Tabla 3.18 - Solicitaciones en tabiques CASO D.

CASO E			BASE					
TABIQUE	PLANTA	DIRECCIÓN	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
TABIQUE 4	P.B.	Sismo X	151,0	345,9	0,5	71,9	0,5	1,3
		Sismo Y	305,7	61,6	5,9	49,3	4,4	2,0
TABIQUE 5	P.B.	Sismo X	114,8	366,2	0,9	73,8	1,1	1,5
		Sismo Y	287,0	212,6	5,8	51,1	4,4	2,9
TABIQUE 6	P.B.	Sismo X	270,1	2,9	17,5	3,4	9,3	0,3
		Sismo Y	99,4	1,5	162,7	1,9	82,6	1,8
TABIQUE 7	P.B.	Sismo X	40,6	250,6	0,6	76,2	0,5	1,9
		Sismo Y	356,1	131,3	5,4	95,5	4,6	1,1
TABIQUE 8	P.B.	Sismo X	222,9	2,3	20,6	2,3	10,4	1,5
		Sismo Y	299,5	1,2	229,4	1,3	88,5	1,3
TABIQUE 9	P.B.	Sismo X	243,3	2,2	25,4	2,1	18,8	1,4
		Sismo Y	72,4	1,7	171,8	2,3	44,7	2,4

Tabla 3.19 - Solicitaciones en tabiques CASO E.





El Caso D representa la situación inicial del edificio ante la presencia de un sismo. El 100% de los muros perimetrales se encuentran en estado íntegro.

El caso E representa una posible situación en un instante dado, donde algunos muros de los niveles inferiores ya no aportan rigidez global al edificio. En este caso las fachadas más afectadas son las oeste y norte.

El caso C representa la situación en que ningún muro perimetral posee rigidez tal que ésta afecte al comportamiento global de la estructura. Es decir que el 100% del esfuerzo sísmico es absorbido por los núcleos de circulación vertical.

La relación entre los esfuerzos de tabiques entre los casos E y D puede observarse en la Tabla 3.20. La misma muestra el incremento en la demanda de estos a medida que la mampostería deja de aportar rigidez.

INCREMENTO (E/D)			BASE					
TABIQUE	PLANTA	DIRECCIÓN	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
TABIQUE 4	P.B.	Sismo X	40%	22%	162%	23%	-4%	21%
		Sismo Y	33%	131%	44%	97%	33%	-1%
TABIQUE 5	P.B.	Sismo X	10%	27%	137%	25%	64%	35%
		Sismo Y	9%	483%	45%	165%	38%	14%
TABIQUE 6	P.B.	Sismo X	24%	24%	350%	24%	232%	214%
		Sismo Y	480%	655%	36%	568%	19%	111%
TABIQUE 7	P.B.	Sismo X	299%	17%	327%	7%	290%	29%
		Sismo Y	49%	644%	43%	648%	37%	634%
TABIQUE 8	P.B.	Sismo X	12%	14%	311%	13%	-9%	12%
		Sismo Y	171%	917%	69%	407%	80%	375%
TABIQUE 9	P.B.	Sismo X	21%	12%	152%	10%	38%	7%
		Sismo Y	-8%	350%	32%	275%	3%	266%

Tabla 3.20 – Variación esfuerzos E/D.

Prácticamente todos los esfuerzos aumentan, en todos los tabiques, tanto para el sismo en X como para el sismo en Y.

Ahora bien, lo que es importante determinar es si existe algún incremento en los esfuerzos entre el caso E (mampostería perimetral fisurada en niveles inferiores) y el caso C (sin mampostería perimetral). Esta relación puede observarse en la Tabla 3.21 a continuación.



INCREMENTO (E/C)			BASE					
TABIQUE	PLANTA	DIRECCIÓN	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
TABIQUE 4	P.B.	Sismo X	-61%	-10%	-83%	38%	-76%	-46%
		Sismo Y	-31%	-85%	1%	44%	-9%	-63%
TABIQUE 5	P.B.	Sismo X	-72%	3%	-67%	78%	-51%	-59%
		Sismo Y	-62%	-59%	11%	-40%	19%	-12%
TABIQUE 6	P.B.	Sismo X	-10%	27%	-85%	39%	-79%	-82%
		Sismo Y	-71%	-47%	-20%	-33%	-5%	-26%
TABIQUE 7	P.B.	Sismo X	-84%	-39%	-75%	-30%	-70%	-49%
		Sismo Y	-19%	-52%	11%	42%	26%	-59%
TABIQUE 8	P.B.	Sismo X	-51%	-29%	-79%	-32%	-62%	-48%
		Sismo Y	-26%	-30%	5%	-23%	87%	-31%
TABIQUE 9	P.B.	Sismo X	-50%	-26%	-81%	-28%	-49%	-43%
		Sismo Y	-75%	-22%	-19%	-7%	-9%	4%

Tabla 3.21 – Variación esfuerzos E/C.

Siendo que la fachada oeste fue una de las más afectadas en el modelo, uno de los tabiques que podría verse afectado es el 8. Si se observa el corte Qy, éste ha sufrido un incremento del 87% incluso respecto su demanda cuando el edificio no tiene mampostería perimetral. Es decir que dimensionarlo suponiendo la no existencia del cerramiento atentaría contra la seguridad estructural.

# CONCLUSIONES



## 4. CONCLUSIONES

1. Luego de analizar el CIRSOC 201 en el apartado 2.2.1 se comprueba que los entrepisos con vigas placa no están definidos. Esto implica que al utilizarlas, se está trabajando fuera de norma. En resumen, está prohibido su uso como parte del sistema estructural sismorresistente.
2. En 2.3.2, a través del estudio de las deformaciones, se demuestra que las vigas placas no aportan rigidez al entrepiso ya que los contornos de deformación constante son totalmente continuos al llegar a las “vigas” cinta, y posterior a ellas.
3. En 2.3.3 mediante el estudio de las solicitaciones se comprueba que los esfuerzos, con y sin “vigas” cinta, son muy similares en el entrepiso, tanto para momento flector como para corte. No se generan mejoras por utilizarlas. Solo se logra dispensar de la armadura de punzonado en la faja de vigas. El esfuerzo con alguna diferencia es el correspondiente al punto 4 (zona cercana a la columna) siendo mayor para el caso del ESV. Corresponde al momento negativo de la losa. Esto es así ya que en el caso del EVC ese momento es directamente mostrado cuando se observan los momentos de la “viga” cinta.
4. En 2.3.4 se realiza el dimensionado y la comparación de cantidades de acero y hormigón entre EVP y ESV. El objetivo es cuantificar la diferencia en el consumo de estos, en el caso en que el proyectista entienda que no forman parte del sistema sismorresistente principal, y aun así decida utilizarlas. Como conclusión se determinó un incremento en el consumo de acero de  $1,6 \text{ kg/m}^2$ , ó  $1.600 \text{ kg}/1.000\text{m}^2$ , sin que esto represente una mejora en el comportamiento estructural. El objetivo del Diseño Estructural es lograr estructuras “seguras y económicas”. En este caso la seguridad no se vería afectada, pero podría resolverse de un modo más económico.
5. El INPRES-CIRSOC 103, como se muestra en 3.2.1, el entrepiso sólo puede ser parte del sistema sismorresistente como diafragma, con lo cual una estructura que sólo disponga de vigas cinta, directamente carece de rigidez horizontal.
6. En 3.3 se modeló el CASO A (edificio de 13 niveles, con entrepisos con vigas cinta). No se considera el núcleo de circulación vertical, aun sabiendo que inevitablemente lo tendrá, con el objetivo de mostrar el comportamiento de las vigas cinta sin la rigidez de estos. Se obtuvieron las distorsiones de piso, y se determinó el coeficiente de estabilidad. Ambos análisis obligan al rediseño de la estructura, al definirla como potencialmente inestable. Es decir que más allá de que la normativa no permite su uso, es fácilmente demostrable que las mismas no aportan rigidez horizontal. El período real de la estructura es  $T=4.025 \text{ s}$ , 3.3 veces mayor al finalmente utilizado en función IC 103. La distribución de esfuerzos de la Tabla 3.4 debió ser amplificada por 6.21 para alcanzar el límite del 85% del corte estático.
7. A partir de 3.4 se comenzó a analizar el edificio con ESV. En 3.4.1 se modeló el CASO B, que es igual al caso A pero agregándole el núcleo de circulación vertical de hormigón armado de 15 cm de espesor, quitándole vigas cinta interiores y perimetrales. El período real del edificio bajó notablemente respecto del CASO A, siendo  $T = 2.38 \text{ s}$ . 1.95 veces superior al utilizado para el método dinámico. Los esfuerzos laterales debieron ser amplificados por 2.73 para alcanzar el límite del 85% del corte estático. Aún con el núcleo de ascensor y escalera, la rigidez del edificio no es la suficiente, ya que las





- distorsiones de piso se encuentran por encima de las establecidas como máximas por el IC 103. La estructura debe ser rediseñada.
8. En 3.4.2, se analizó el CASO C. Éste es igual al caso B, sólo que se aumentó el espesor de los tabiques de hormigón armado a 30 cm. Este aumento de sección logró reducir el período real del edificio a  $T=1.85$  s, 1.52 veces superior al finalmente utilizado en el modelo. Los esfuerzos laterales debieron ser amplificados por 2.5 para alcanzar el límite del 85% del corte estático. Con este incremento de sección se logra controlar las distorsiones laterales en altura, y la estructura se considera estable y puede pasarse a la instancia de análisis estructural y dimensionado. Es decir que un edificio de 13 niveles, en zona sísmica 1, puede ser proyectado y ejecutado con entrepisos sin vigas, aunque estos no formen parte del sistema sismorresistente sino como diafragma que conecta a los componentes verticales.
  9. En 3.4.3 se analizó el CASO D. Éste contiene toda la mampostería perimetral que tendría este supuesto edificio. Si bien la misma no es considerada portante, el reglamento (y la lógica) indican que deben considerarse en el análisis dinámico. Se modeló con ésta y se verificó que efectivamente aportan rigidez significativa, al punto de que el período real de la estructura es  $T=0.985$  s, 0.24 s inferior al límite admitido por la ecuación 6.7 del IC 103. Es decir que puede ser utilizado ese período. Estos componentes estructurales, en el inicio del movimiento sísmico y hasta que comiencen a fisurarse y/o romperse, absorberán gran parte del esfuerzo sísmico y la demanda de los núcleos de circulación será la mínima. Consecuentemente cuando la mampostería pierda rigidez, aumentará la demanda del núcleo, hasta llegar a la correspondiente al CASO C, sin mampostería.
  10. En 3.4.4 se analizó el CASO E, que busca representar algún instante entre los casos D y C. Suponiendo que dejan de aportar rigidez determinados muros perimetrales, en los niveles inferiores, se llegan a generar esfuerzos en algunos tabiques del núcleo de circulación vertical que son incluso mayores a los correspondientes al CASO C. Es decir que es necesario realizar un proceso iterativo en el cual se detecte cuáles son los muros que primero fallarán, y así dimensionar los tabiques de hormigón armado con la envolvente de todas las sollicitaciones.
  11. Para no considerar el cerramiento, podría dimensionar una estructura con suficiente rigidez traslacional y torsional como para que sea insensible a la presencia de la mampostería.
  12. Los proyectistas estructurales debemos cuestionar todo aquello que se hace por inercia. Debemos corrernos de lo conocido. Los potentes softwares disponibles ponen al alcance de cualquier estructuralista desmitificar teorías o conceptos que se inculcan en el ejercicio profesional. Modelos muy sencillos permiten ahondar en conclusiones muy importantes.
  13. Si bien el presente trabajo final fue desarrollado específicamente para la ciudad de Córdoba, las conclusiones también aplican para cualquier edificio de características similares a los analizados, emplazados en zona sísmica 1 y sitio SD.



# BIBLIOGRAFÍA



---

## 5. BIBLIOGRAFÍA

---

CIRSOC 101 (2005). Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. Editado por INTI.

CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. Editado por INTI.

INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013). Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. Editado por INTI.

Honorable Concejo Deliberante de Córdoba (1986) Código de edificación de la ciudad de Córdoba. Ordenanza N° 8256.

Reboredo, Agustín (2016). El diseño estructural. 1° edición. Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Diseño editorial.

Larsson, Carlos (2009). Hormigón armado y pretensado. 2° edición. Córdoba. Jorge Sarmiento editor, Universitas y ACDEC.

