



# Memoria de Cálculo - Citadino

Proyecto Estructural I

Curso 2016

Docentes:

Ing. J. Rodríguez

Ing. S. Dieste

Ing. J. Pertusso

Ing. S. García

Estudiantes:

Ricardo Cerviño 4.342.229-5

Emilio Coitiño 4.718.950-6

Joaquín Podestá 4.750.724-5

Montevideo, Uruguay

# 1 CONTENIDO

---

2	Introducción .....	4
3	Predimensionado .....	4
3.1	Predimensionado de pilares.....	4
3.1.1	Cargas a considerar.....	4
3.1.2	Pilares.....	5
3.2	Predimensionado de vigas.....	6
3.3	Predimensionado de losas.....	6
3.4	Predimensionado de fundaciones .....	6
3.4.1	Cantidad de pilotes por pilar .....	7
3.4.2	Justificación de emplazamiento y geometría de vigas de Fundación .....	7
4	Hipótesis de cálculo .....	7
4.1	Normativa de referencia.....	7
4.2	Materiales .....	8
4.2.1	Hormigón .....	8
4.2.2	Acero .....	8
4.3	Acciones .....	8
4.3.1	Cargas Gravitatorias.....	8
4.3.2	Cargas Eólicas.....	10
4.3.3	Cargas del Terreno .....	14
5	Modelo computacional de la estructura.....	17
5.1	Vigas.....	17
5.2	Pilares.....	18
5.3	Losas .....	18
5.4	Modelo para análisis de cargas eólicas.....	18
6	Propiedades de Cálculo de los Materiales .....	20
6.1	Hormigón .....	20
6.2	Acero Pasivo.....	21
6.3	Acero de Perfiles Estructurales.....	21
7	Estado Límite de Servicio (E.L.S.).....	21
7.1	E.L.S. De Deformación .....	21
7.1.1	Desplazamientos Horizontales.....	21

7.1.2	Desplazamientos Verticales .....	21
7.2	E.L.S. De Fisuración .....	23
8	Dimensionado de Elementos Estructurales.....	24
8.1	Losas .....	24
8.1.1	Armaduras .....	24
8.1.2	E.L.U. de Tensiones Normales .....	24
8.1.3	E.L.U. de Punzonamiento .....	26
8.1.4	Escalera.....	30
8.2	Vigas.....	30
8.2.1	Armadura.....	31
8.2.2	E.L.U. de Tensiones Normales .....	31
8.2.3	E.L.U. de Cortante .....	32
8.2.4	E.L.S. de fisuración.....	34
8.3	Pilares-Pantalla.....	35
8.3.1	Generalidades .....	35
8.3.2	E.L.U. de tensiones normales .....	35
8.3.3	Disposiciones Constructivas y Armadura .....	37
8.3.4	Pilar 7 (núcleo de Ascensor/Escalera) .....	37
8.3.5	Pilar 6 (N100).....	38
8.4	Cimentación.....	39
8.4.1	Cabezales de dos pilotes .....	39
8.4.2	Cabezales de 3 pilotes.....	40
8.4.3	Cabezales del Núcleo de Ascensor/Escalera.....	41
8.4.4	Vigas de fundación .....	42
8.4.5	Cargas en Pilotes .....	44
9	Lista de Planos .....	45

## 2 INTRODUCCIÓN

---

En esta memoria se registran las hipótesis y criterios adoptados para el dimensionado y verificación de los distintos elementos estructurales del Edificio Ciudadino ubicado en Dr Joaquín Requena 1670.

Se utilizaron los siguientes softwares:

- Autocad, para confección de planos.
- SAP2000, para la realización del modelado tanto de las plantas como de los sistemas de contraventeo. También se lo utilizó para dimensionar secciones de hormigón Armado.
- STR Hormigón, utilizado para la comprobación de secciones de hormigón armado.
- Planillas de Excel programadas por los autores de este documento.

## 3 PREDIMENSIONADO

---

### 3.1 PREDIMENSIONADO DE PILARES

#### 3.1.1 Cargas a considerar

Según UNIT 33:91 para las distintas habitaciones o ambientes de los apartamentos tendremos una sobrecarga de uso específica. A continuación, en la Tabla 1.1 y Tabla 1.2, se detallan los distintos valores utilizados en la asignación de cargas a los distintos pilares, se distingue por cargas de superficie y cargas lineales, como lo son los muros o la viga perimetral.

Tipo	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
CM relleno <sup>1</sup>	0,9
Peso propio <sup>2</sup>	3,75
SC Living	1,5
SC Cocina	1,5
SC Dormitorio	1,5
SC Terraza	3
SC Baño	1,5
SC Pasillo	3
SC Escalera	3

*Tabla 1.1*

---

<sup>1</sup> El relleno se consideró como una capa uniforme de 5 cm de espesor de peso específico igual al del hormigón armado.

<sup>2</sup> Como se verá en este documento, la losa posee 15 cm de espesor.

Tipo	Carga(kN/m)
Viga perimetral	1,7
Pared exterior	10,9
Pared de 10cm	3,6
Pared de 15cm	5,5
Pared de L. Comercial	9,1
Pared divisoria	7,3

Tabla 1.2

Por otra parte, para los muros se utilizó un peso específico de mampostería ( $\gamma$ ) igual a 18 kN/m<sup>3</sup> (que es un valor conservador), con lo cual, la carga distribuida de los muros respeta la siguiente expresión

$$q \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = e \cdot h \cdot \gamma$$

Donde e es el espesor del muro (m) y h es la altura del mismo (2,6 m en general). Las cargas calculadas se pueden ver en las Figuras 1b y 2b.

### 3.1.2 Pilares

Para estimar la carga que solicita a los pilares se modelo en SAP2000 la estructura y se obtuvieron las compresiones centradas que los solicitan en E.L.U. (1,5Q+1,35G+1,35CM). En el caso de los muros, lo que se hizo fue asignar una carga q distribuida linealmente en vigas (con rigidez nula) colocadas en el lugar, en planta, de los muros y en las vigas exteriores existentes. Además de las cargas mencionadas, se tuvo en cuenta el peso propio de la estructura.

Una vez obtenida la carga que solicita a los pilares se estimó la sección del mismo de la siguiente manera:

Sabiendo que los pilares serán rectangulares<sup>3</sup>, por simplicidad constructiva y de cálculo, se tiene que una de sus dimensiones está impuesta por la arquitectura, siendo así queda por determinar la otra, mediante:

$$b = \frac{N_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot a}$$

Donde a es la dimensión conocida,  $N_d$  es la directa de diseño y  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$  es la resistencia de cálculo del hormigón utilizado. Se aclara que no se consideró el aporte de armadura debido a que la sollicitación es de compresión y centrada (o sea, dentro del núcleo central de la sección) y por lo tanto, teóricamente el hormigón sería capaz de responder estructuralmente bien. Claro está que cuando se haga el dimensionado de los pilares se colocará la debida armadura.

Las secciones obtenidas se observan en el Plano adjunto.

Se aclara que el pilar P6 está limitado por la albañilería (solo en planta baja) a una sección que, sin el auxilio de cualquier armadura, no podría soportar la compresión, a diferencia de todos los demás pilares.

<sup>3</sup> Muy pocos pilares no serán rectangulares por lo tanto la consideración se asume válida.

$$N_u = a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 30 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot 0,85 \cdot 16,7 \text{ N/mm}^2 = 1290 \text{ kN} \leq 1550 \text{ kN} = N_d$$

Por lo dicho, para el pilar 6 se efectuó un cálculo un poco más preciso en el que se obtuvo que si se colocan 6 aceros  $\Phi 12$  la sección soporta la compresión.

$$\begin{aligned} N_u &= a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \\ &= 130 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot 0,85 \cdot 16,7 \text{ N/mm}^2 + 6 \cdot 113 \text{ mm}^2 \cdot \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 1584 \text{ kN} \\ &\geq 1550 \text{ kN} = N_d \end{aligned}$$

Esta armadura es mucho menor a la que llevara el pilar finalmente, con lo cual, el pilar, de las dimensiones explicitadas, se acepta como válido.

### 3.2 PREDIMENSIONADO DE VIGAS

Se utilizarán, en principio, vigas perimetrales en las losas con el fin de darle rigidez al edificio y mejorar el comportamiento estructural de las mismas. Se las dispondrá solamente en el perímetro para facilitar el procedimiento constructivo. Se evitará, por tanto, el uso de vigas interiores al perímetro, en planta, del edificio. La disposición de las vigas se observa en el Plano adjunto y para estimar la altura de la sección lo que se hizo fue usar el criterio de que para  $\frac{L}{h} \cong 10$  es posible, por Norma, evitar el cálculo de sus deflexiones.

### 3.3 PREDIMENSIONADO DE LOSAS

Para las losas se estimó un espesor utilizando la Tabla 50.2.2.1.a de la Norma utilizada, con lo cual, el canto útil mínimo de la losa será:

$$\frac{L}{d} \leq 30 \Rightarrow \frac{L}{30} = \frac{372 \text{ cm}}{30} = 12,4 \text{ cm} = d_{\min}$$

Donde la luz utilizada fue la luz corta (y por lo tanto en la que trabajará la losa) del sector de la planta baja del dúplex o del apartamento central (son iguales). Utilizando un recubrimiento de 2 cm y redondeando la medida obtenida, se tiene que las losas tendrán una altura de 15 cm. Se remarca que a pesar de utilizar la Tabla que nos permite dejar de evaluar la flecha en las losas, de todas maneras se las evaluará. Una vez que se proceda al diseño de las losas, se verá si este espesor debe aumentarse o puede disminuirse.

### 3.4 PREDIMENSIONADO DE FUNDACIONES

En este apartado se registra la justificación del tipo de fundación que se adaptó al presente proyecto.

En el Informe Geotécnico de la obra se dan recomendaciones tanto para fundaciones directas como profundas, por lo cual, en principio, cualquiera de los dos tipos serían aptos si se respetan sendas advertencias. Debido a lo expresado el costo de cada una de las fundaciones (y su viabilidad de construcción) es el criterio que termina siendo decisivo. Actualmente en Uruguay, para este tipo de edificación, en la que el perímetro de la edificación coincide con el perímetro del predio, es conveniente utilizar el sistema de pilotaje. Si se utilizaran zapatas, es

posible que, si en un futuro en un predio adyacente se decide edificar algún tipo estructura, su construcción podría perturbar o descalzar las zapatas del edificio que calculamos, si no se toman las precauciones pertinentes. Mediante el sistema de pilotes, no estamos totalmente exentos de que el problema que consideramos para las fundaciones directas suceda, pero sería de mucho menor magnitud.

#### **3.4.1 Cantidad de pilotes por pilar**

Para obtener la cantidad de pilotes, se modelaron las eventuales vigas centradoras en SAP2000, de modo de poder obtener las reacciones que los pilotes deben ser capaces de llevar. Para el propósito mencionado se utilizaron pilotes de 60 cm de diámetro ya que se considera que cada pilote puede llevar unos 50 kg por cada  $\text{cm}^2$  de sección.

#### **3.4.2 Justificación de emplazamiento y geometría de vigas de Fundación**

Por normativa, y para evitar daños a predios linderos, los pilotes excavados pueden realizarse a más de 65 cm de la medianera. En el proyecto se adoptó una distancia de 70 cm entre la línea de medianería y el centro de los pilotes. Para poder resolver el problema impuesto por la excentricidad de los pilotes mencionados, se utilizan vigas con un tramo volado. Otro motivo de la utilización de vigas es la excentricidad constructiva q puede existir al momento de la realización de los pilotes, en este caso actuarían como vigas centradoras (otra solución posible sería utilizar 2 pilotes o más para llevar el momento accidental dicho).

Los cabezales de los pilotes se encuentran al mismo nivel que las vigas centradoras (excepto los de medianera) y poseen 80 cm de altura.

## **4 HIPÓTESIS DE CÁLCULO**

---

Se describen a continuación en los distintos ítems las generalidades correspondientes al cálculo estructural.

### **4.1 NORMATIVA DE REFERENCIA**

Se enlistan las normativas/instrucciones empleadas como base de referencia en el cálculo del edificio.

#### **-ACCIONES**

UNIT 50-84 (Norma para acción del viento sobre construcciones)

UNIT 33-51 (Norma para cargas a utilizar en el proyecto de edificios)

#### **-HORMIGÓN ESTRUCTURAL**

UNIT 972:97 (Hormigón. Clasificación por la resistencia característica)

UNIT 843:95 (Barras de acero conformadas con resaltes y nervios, laminadas en caliente, para hormigón armado)

UNE-EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón, reglas generales y reglas para edificación)

EHE-08. (Instrucción de Hormigón Estructural).

CTE (Código Técnico de Edificación).

GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA.

#### **-ACERO ESTRUCTURAL**

ANSI/AISC 360-10 (Specification for Structural Steel Buildings)

## **4.2 MATERIALES**

Todos los elementos estructurales del edificio estarán compuestos de hormigón armado (vigas, losas, pilares, cabezales, muros de contención) excepto los pilares interiores y las vigas zancas de los apartamentos dúplex (debidamente indicados en los planos que acompañan esta memoria).

### **4.2.1 Hormigón**

Se empleará hormigón C25 (Resistencia cilíndrica característica de 25 MPa a los 28 días de edad) para los elementos estructurales. El hormigón de limpieza para regularización de cabezales será C15 o superior.

### **4.2.2 Acero**

La armadura de todos los elementos estructurales estará formada por barras conformadas de alta adherencia B500 S de resistencia característica 500 MPa.

## **4.3 ACCIONES**

Se describe a continuación las acciones consideradas sobre la estructura, así como las combinaciones de acciones y los coeficientes que determinan la seguridad estructural.

Las acciones actuantes en la estructura se clasifican en diferentes grupos: acciones gravitatorias, acciones sobre contenciones y eólicas. Por un lado, dentro de las acciones gravitatorias, se tienen las cargas muertas: peso propio de la estructura y elementos de albañilería. Por otro lado, se tienen las cargas variables, grupo en el que se encuentra la sobrecarga de uso y cargas eólicas. En el caso de fundación, se tiene también en cuenta los esfuerzos debidos al terreno, principalmente en las contenciones en zonas donde se tienen desniveles bruscos.

### **4.3.1 Cargas Gravitatorias**

#### Cargas muertas de superficie

La carga muerta de superficie incluye además del peso de la estructura a las cargas generadas por los paquetes que dan la terminación a los pisos y techos: cielorrasos, rellenos, cerámicas. La carga considerada depende de la habitación en cuestión, y se determina a partir del paquete indicado por la arquitectura, según se muestra en la Tabla 4.1.



Carga muerta	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Dormitorio	50
Baño	120
Cocina	120
Estar	50
Terraza	100
Terraza cocina	100
Techo entrada	90
Parrillero	100
Hall	100
Azotea	360
SUM	100

*Tabla 4.1*

#### Cargas lineales

Se consideran cargas lineales aquellas que provienen de los muros, y dependen del material con que están hechos, sus dimensiones, la presencia o no de revoque y revestimiento, entre otros.

Se presentan a continuación, en la Tabla 4.2, la estimación de cargas lineales realizada a partir de la arquitectura y la normativa UNIT 33-51. Cabe destacar que los muros medianeros se cargan considerando el espesor total del muro y no la mitad.

Muro	Carga (kg/m)
M1	990
M2	830
M3	790
M4	730
M5	555
M6	465
M7	350
M8	830
M9	1125
M10	855
M11	1240
M12	715
M15	150

*Tabla 4.2*

#### Sobrecarga de uso

La sobrecarga se determina a partir de las recomendaciones de la normativa mencionada anteriormente, la cual le adjudica un valor de sobrecarga distinto a cada habitación de la vivienda, como se detalla en la Tabla 4.3:

Sobrecarga de uso	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Dormitorio	150
Baño	150
Cocina	150
Estar	200
Terraza	300
Terraza cocina	300
Techo entrada	150
Parrillero	300
Hall	300
Azotea	150
SUM	300
Escaleras	300

Tabla 4.3

#### 4.3.2 Cargas Eólicas

Con este análisis lo que se busca es obtener el valor de las cargas que sufre la edificación gracias a la acción del viento y también obtener la flecha máxima que sufre el edificio a causa de dichas cargas.

Para el análisis, se hizo un modelo conservadoramente simplificado (esto es, las simplificaciones realizadas siempre buscan arrojar resultados del lado de la seguridad).

Para obtener el valor aproximado de las cargas de viento, se utilizó la norma UNIT 50:84 *Acción del viento sobre construcciones* (2da revisión) de la forma que se describe en la subsección siguiente.

Cabe resaltar que dada la naturaleza de la construcción se despreciarán eventuales presiones internas, con lo cual sólo se considerarán sobrepresiones o succiones en la superficie externa del edificio. Además, el modelo de cálculo considerara las cargas de viento planta por planta para intentar obtener un análisis que conjugue correctamente simplicidad (de cálculo y de modelación) y ajuste a la realidad.

##### Obtención de fuerzas

La norma utilizada, en el capítulo 6, indica que se debe obtener la presión o acción unitaria  $p_c$ , de la siguiente manera:

$$p_c = c \cdot q_c$$

Donde  $c$  es el coeficiente de presión adimensional y  $q_c$  es la presión dinámica de cálculo.

La presión dinámica de cálculo se obtiene aplicando la conservación de energía (precisamente cargas, recuérdese que el viento es un fluido en movimiento) entre un punto en el que posee velocidad no nula y su proyección sobre la superficie del edificio a esa cota (donde se considera que la velocidad puntual es nula). La expresión de la consideración mencionada es

$$q_c = \frac{v_c^2}{16,3}$$

Con  $v_c$  velocidad de cálculo en m/s se obtiene  $q_c$  en  $\text{kg/m}^2$ .

La velocidad de cálculo  $v_c$  es función de la velocidad característica del lugar donde se emplaza la construcción,  $v_k$ . La velocidad característica en este caso es 43,9 m/s según la norma. La relación entre velocidad de cálculo y característica viene dada por una serie de coeficientes que determina la norma, cuya función es considerar la topografía circundante ( $k_t$ ), la altura del punto considerado ( $k_z$ ), el efecto de las dimensiones de la superficie de impacto del viento ( $k_d$ ), y la seguridad considerada para la edificación ( $k_k$ ). Matemáticamente lo descripto se expresa como

$$v_c = k_t k_z k_d k_k v_k$$

El valor de cada uno de los coeficientes  $k_i$  se obtiene de los distintos apartados de la norma. Para la obra que nos ocupa, sus valores son

$k_t = 1,0$  debido a que se considera que la topografía de la ciudad así lo determina.

$k_z = 0,75 \left(\frac{z}{10}\right)^{0,17}$  debido a que se asigna a la obra la rugosidad Tipo III según los criterios normativos. Y su valor está dado en la Tabla 4.4, para las distintas alturas de los niveles del edificio.

z (m)	Kz
0	0,00
3,2	0,62
5,8	0,68
8,4	0,73
11	0,76
13,6	0,79
16,2	0,81
18,8	0,83
21,4	0,85
24	0,87
26,6	0,89
29,2	0,90
31,8	0,91

Tabla 4.4. Coeficiente  $k_z$

La geometría del edificio se representa por un prisma de base  $a \times b$  con  $a=16$  m y  $b=10,4$  m y de altura  $h=31,8$  m.

$$k_d = \begin{cases} 0,97 & \text{si el viento es perpendicular a la fachada} \\ 0,98 & \text{si es perpendicular a la mediantera} \end{cases}$$

Por último

$k_k = 1,0$  debido a que lo que se verificará es una deformación y por lo tanto se trata de un estado límite de servicio (ver Tabla 6.3 de la citada norma).

Es posible calcular los distintos valores de  $v_c$  y  $q_c$ , como se detalla en la Tabla 4.5 y Tabla 4.6.

Viento perpendicular a fachada

z (m)	Por nivel	
	vc (m/s)	qc (kg/m2)
0	0,0	0,0
3,2	26,3	42,5
5,8	29,1	52,1
8,4	31,0	59,0
11	32,5	64,7
13,6	33,7	69,6
16,2	34,7	73,8
18,8	35,6	77,7
21,4	36,4	81,1
24	37,1	84,4
26,6	37,7	87,4
29,2	38,3	90,2
31,8	38,9	92,8

Tabla 4.5

Viento perpendicular a muro de medianería

z (m)	Por nivel	
	vc (m/s)	qc (kg/m2)
0	0,0	0,0
3,2	26,6	43,4
5,8	29,4	53,1
8,4	31,3	60,2
11	32,8	66,0
13,6	34,0	70,9
16,2	35,0	75,3
18,8	35,9	79,2
21,4	36,7	82,8
24	37,5	86,1
26,6	38,1	89,1
29,2	38,7	92,0
31,8	39,3	94,7

Tabla 4.6

Nos resta determinar el valor del coeficiente presión  $c$ , que se obtiene mediante lo expresado en el capítulo 8 de la norma (ya que la planta del edificio se considera rectangular). Debido a la geometría del volumen que representa la edificación (matemáticamente mediante  $\lambda_a$  y  $\lambda_b$ ), se obtienen, con los ábacos del capítulo, ciertos coeficientes ( $\gamma_o$ ) que permiten calcular el valor del coeficiente  $c$ . Como se dijo se desprecian presiones internas con lo cual el único valor del

coeficiente a obtener es el coeficiente externo, esto es  $c = c_e$ . En las Tablas 4.7 y 4.8 se muestran estos cálculos.

Viento perpendicular a fachada

$\lambda b \geq 1,0$	
Paredes	
$b/a$	
0,65	
$\gamma_o$	
1,01	
$c_e$	
A barlovento	A sotavento
0,8	-0,51

Tabla 4.7

Viento perpendicular a muro de medianería

$\lambda a \geq 0,5$	
Paredes	
$a/b$	
1,54	
$\gamma_o$	
1	
$c_e$	
A barlovento	A sotavento
0,8	-0,50

Tabla 4.8

A efectos del cálculo de la flecha máxima en el edificio, considerar carga de succión en la contrafachada y de sobrepresión en la fachada, es lo mismo que considerar una sobrepresión en fachada igual a la suma de las anteriores (análogamente para la medianera). Con este razonamiento se obtiene la presión total sobre fachada y sobre medianera del edificio. Siendo así, se obtienen para nivel del edificio las presiones correspondientes, según Tabla 4.9 y Tabla 4.10:

Viento perpendicular a fachada

z (m)	pc_total (kg/m <sup>2</sup> )
0	0,0
3,2	55,8
5,8	68,4
8,4	77,5
11	85,0
13,6	91,3
16,2	96,9
18,8	102,0
21,4	106,5
24	110,8
26,6	114,7
29,2	118,4
31,8	121,9

*Tabla 4.9*

Viento perpendicular a muro de medianería

z (m)	pc_total (kg/m <sup>2</sup> )
0	0,0
3,2	56,4
5,8	69,0
8,4	78,3
11	85,8
13,6	92,2
16,2	97,9
18,8	103,0
21,4	107,6
24	111,9
26,6	115,8
29,2	119,6
31,8	123,1

*Tabla 4.10*

Ascensor

De acuerdo a la normativa, se toma una carga gravitatoria aplicada en la losa del índice 1200 (azotea), de magnitud 6000 kg.

**4.3.3 Cargas del Terreno**

Las cargas del terreno se deben tener en cuenta para el diseño de los muros de contención. Éstos se diseñan sometidos al empuje en reposo del suelo que soportan. Debe tenerse en

cuenta tanto el peso del terreno como la sobrecarga sobre el mismo. A partir del estudio de suelos se tienen los datos necesarios. Se consideran las siguientes características para la determinación de los esfuerzos:

Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ):  $20^\circ$

Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terr}}$ ):  $1800 \text{ kg/m}^3$

Coefficiente de empuje en reposo ( $K_h$ ): 0.66

Sobrecarga coronación muro (SCU):  $150 \text{ kg/m}^2$

El coeficiente de empuje en reposo se determina como  $1 - \tan \phi$ .

#### Coefficientes de Seguridad

Se aplican coeficientes de seguridad de las acciones sobre la estructura, así como los de resistencia de los materiales componentes. Se exponen estos coeficientes en las tablas 4.11 y 4.12 siguientes:

Material	Coefficiente de minoración de resistencia
Hormigón	$\gamma_c = 1,5$
Acero	$\gamma_s = 1,15$

Tabla 4.11

Acción	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Estado límite
Permanente ( $\gamma_G$ )	1,35	1,00	E.L.U.
Variable ( $\gamma_Q$ )	1,50	0,00	E.L.U.
Permanente ( $\gamma_G$ )	1,00	1,00	E.L.S.
Variable ( $\gamma_Q$ )	1,00	0,00	E.L.S.
Empuje agua ( $\gamma_W$ )	1,20	0,00	E.L.U.
Empuje agua ( $\gamma_W$ )	1,00	1,00	E.L.S.

Tabla 4.12

Para la determinación de las acciones características, frecuentes y cuasipermanentes, se emplean los coeficientes de combinación  $\psi$  que muestra la Tabla 4.13.

Combinación	Coefficiente de combinación
Característica	$\Psi_0 = 0,7$
Frecuente	$\Psi_1 = 0,5$
Cuasipermanente	$\Psi_2 = 0,3$

Tabla 4.13

#### Combinaciones de acciones

De acuerdo con la normativa aplicable, se aplican las combinaciones de acciones correspondientes a los estados límite último y de servicio.

### ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U.)

Para el dimensionamiento de los elementos estructurales en estado límite último, se consideran las situaciones permanentes y transitorias:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,j} \Psi_{0,i}$$

### ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Para la determinación de los esfuerzos característicos en cimentación, así como para la determinación de la aceptación de la estructura en servicio (deformaciones y fisuración) se emplean las combinaciones:

Característica

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,j} \Psi_{0,i}$$

Frecuente

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \Psi_{1,1} + \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,j} \Psi_{2,i}$$

Cuasipermanente

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,j} \Psi_{2,i}$$

Donde,

$G_{k,j}$ : Valor característico de las acciones permanentes

$Q_{k,1}$ : Valor característico de la acción variable considerada determinante

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ : Valor representativo de combinación de las acciones variables determinantes

$\Psi_{1,i} Q_{k,1}$ : Valor representativo frecuente de la acción variable determinante

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ : Valor representativo cuasipermanente de las acciones variables con la acción determinante o la accidental

### Condiciones Ambientales

De acuerdo a lo expuesto en la tabla 8.2.2 de EHE-08 (Tabla 4.14) se considera que el ambiente de exposición de la estructura en general sería el IIa (Humedad moderada. Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada. Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia).



CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones.</li> <li>– Elementos de hormigón en masa.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.</li> </ul>
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (&gt; 65%) o a condensaciones.</li> <li>– Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Elementos enterrados o sumergidos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos estructurales en sótanos no ventilados.</li> <li>– Cimentaciones.</li> <li>– Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.</li> </ul>

Tabla 4.14

### Recubrimientos nominales

Losas: 1,5 cm

Vigas (en general): 2 cm

Pilares: 2 cm

Vigas de fundación: 3,5 cm

Cabezales: 5 cm.

Los recubrimientos anteriores son los realizados directamente contra encofrado con separadores de mortero o PVC de acuerdo a lo expresado por dirección de obra.

## 5 MODELO COMPUTACIONAL DE LA ESTRUCTURA

Se utilizó el software SAP2000 para realizar el modelado de la Estructura del edificio. Para el análisis del efecto del viento sobre la estructura se realizó un modelo completo del edificio. En cambio para cada nivel se elaboró un modelo individual de modo que se obtuviera una precisión mayor en la obtención de solicitaciones y facilitar la manipulación del software.

### 5.1 VIGAS

Para el modelo de las vigas se utilizaron elementos tipo *frame* de dimensiones b x h, siendo h la altura de la viga y b su ancho.

Se realizaron 3 modelos computacionales de vigas en el software mencionado, con el fin de encontrar el método que mejor conjugue facilidad y eficiencia.

El primer modelo consta de la viga con su eje contenido en el plano medio de la losa, con su inercia a flexión modificada con un factor que tiene en cuenta la excentricidad (e) existente entre el centroide de la viga y el plano medio de la losa. Este modelo posee la virtud de que no se deben tener en cuenta las directas generadas en la viga, ya que son nulas como se espera.

El coeficiente mencionado sigue la siguiente expresión:

$$\alpha = 1 + \frac{12e^2}{h^2} \Rightarrow I_{33} = \alpha \frac{bh^3}{12}$$

Siendo h la altura de la viga y b su ancho.

El segundo modelo consta de una viga T con las dimensiones del ala teniendo en cuenta el ancho colaborante, con su eje centroidal contenido en el plano medio de la losa. Dado que esta

viga posee una geometría *real*, no es necesaria la utilización de coeficientes que adapten la inercia a flexión. Tampoco hay que considerar la directa pues también es nula.

En el último modelo se modelan las vigas como rectangulares y de las dimensiones reales (bxh), luego se modifica el punto cardinal mediante el comando *insertion point* para darte la inercia real. Este modelo posee la inercia a flexión y excentricidad adecuadas pero la directa no se anula por lo tanto en el momento de cálculo habría que considerarla (*Ne*).

En todos los casos es necesario integrar el momento de losa correspondiente en el ancho colaborante para obtener el momento de cálculo al que se vería realmente solicitada la viga.

El primer modelo fue el utilizado en el cálculo final.

Los momentos de diseño son los obtenidos en la luz de cálculo en el elemento *frame* más el proveniente de la integración en la losa en el ancho colaborante:

$$M_{viga} = M_{frame} + M_{ancho\ colaborante}$$

En todos los modelos se disminuye apreciablemente la rigidez a torsión de la viga, debido a que la viga no estará calculada para esta solicitación por no ser necesaria para el equilibrio de la misma.

## 5.2 PILARES

Se utilizaron elementos tipo *frame* con la altura correspondiente a la de los pilares (2,60 m) y el eje alineado con el plano medio de la losa. Para mantener el ángulo recto entre el eje de la viga real y el pilar real se utiliza este robusto elemento.

En el baricentro del pilar (punto medio del elemento *frame*) se coloca un apoyo fijo. Dado que éste oficia de articulación, es necesario imponer el grado de empotramiento al que está sometida la viga respectiva. Para obtener el grado de empotramiento de la viga al comienzo/final de su luz, podemos optar, entre otras opciones, por el uso de resortes torsionales o de la utilización del modelo del propio pilar. En esta ocasión se utiliza la segunda opción dada su sencillez y similitud a la realidad.

## 5.3 LOSAS

Se utilizaron elementos tipo *Shell-thin* los cuales consideran deformación por flexión y desprecia el cortante debido a que el espesor de la losa es pequeño.

Para el modelado de la losa se flexibiliza al máximo la inercia frente a la torsión en todo elemento para obtener una redistribución de esfuerzos coherente con el armado perpendicular con el que se trabajará en la losa.

En todo borde (huecos o uniones con vigas) se modifica la inercia de modo que los momentos de versor paralelo al borde o al eje de la viga sean nulos.

## 5.4 MODELO PARA ANÁLISIS DE CARGAS EÓLICAS

En esta sección se demuestra que el mecanismo resistente siguiente permite una deformación menor a la máxima permitida. El mecanismo mencionado se constituye por:

-el núcleo del ascensor hueco y el de las escaleras (considerando este último con una losa interior al nivel de cada planta emulando, de cierto modo, el efecto de la presencia de las escaleras).

-las losas de las distintas plantas (mediante comportamiento de diafragma).

-los pórticos emplazados en la medianería.

Queda claro que, si con el mecanismo señalado se da resolución al fenómeno de la deformación, en la realidad, con las restantes vigas, los muros y tabiquería, etc., mucho más restringido estará este fenómeno. Considerar el mecanismo minimalista descrito es una simplificación, a todas luces, conservadora.

La máxima flecha admitida, según el *EHE-08* es de  $H/750 \cong 4,24 \text{ cm}$  donde  $H=31,8 \text{ m}$  es la altura total del edificio, para poder considerar sus pilares como aislados.

El modelo realizado en el software SAP2000 consta del mecanismo señalado, simplemente apoyado <sup>4</sup>, bajo la acción de las cargas de viento  $W_x$  y  $W_y$  calculadas en la sección anterior.

Cabe explicitar que una de las simplificaciones del lado de la seguridad que se aplicó al modelo de MEF es considerar todas las plantas del edificio iguales al a más grande (aun las más elevadas, que poseen dimensiones claramente más pequeñas).

Sobre los detalles de modelado, debe aclararse:

-El núcleo se modeló con un elemento tipo *frame* cuya sección es, justamente, la del núcleo. Su vínculo a tierra es empotrado.

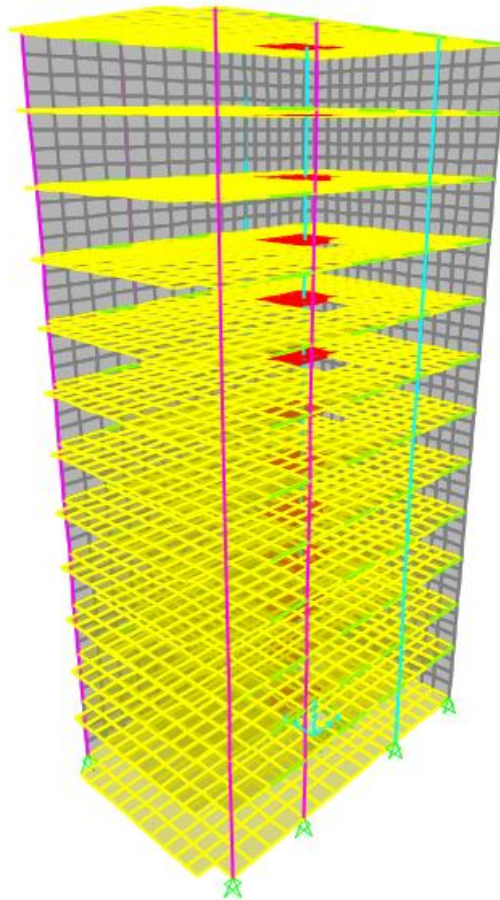
-Como la construcción utiliza vigas invertidas en todas sus plantas, se aplicó una modificación al punto cardinal de las secciones, esto es, el *insertion point* considerado fue el del centro del lado inferior de la sección (*bottom center*).

-Para colocar las presiones ejercidas por el viento, se colocó en una cara de medianera y la contrafachada, paredes (elementos tipo *shell*) de módulo de deformación despreciable (cuasi nulo), de modo que se deforme sin aportar rigidez a la estructura.

El modelo puede verse en la *Figura 5.1*.

---

<sup>4</sup> Se aclara que, aun cuando se modele y calcule la estructura como simplemente apoyada, algún grado de empotramiento, aún débil, existirá, por lo tanto considerar la estructura simplemente apoyada es una simplificación del lado de la seguridad.



*Figura 5.1 Modelo de MEF del mecanismo resistente frente a cargas de viento*

Para el cálculo de la flecha se consideran las 3 componentes de la misma, según los ejes cartesianos:

$$f_{max} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2 + f_z^2}$$

Esta estructura posee como flecha máxima para la acción del viento perpendicular a la medianera (Wy) de 3,12 cm y para la acción del viento perpendicular a la fachada (Wx) de 0,33 cm. Ambos valores inferiores al límite 4,24 cm establecido.

## 6 PROPIEDADES DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES

En este apartado se muestran las propiedades de cálculo de los materiales empleadas para el dimensionamiento de elementos en E.L.U. y verificación de los criterios de aceptación en E.L.S.

### 6.1 HORMIGÓN

Los elementos estructurales en general será C25.

Resistencia característica en compresión  $f_{ck}$  250 kg/cm<sup>2</sup>  
Resistencia de diseño en compresión  $f_{cd}$  167 kg/cm<sup>2</sup>  
Coeficiente de minoración en pilares  $\alpha_c$  0,85  
Resistencia media en compresión  $f_{cm}$  330 kg/cm<sup>2</sup>  
Resistencia media a tracción  $f_{ctm}$  26 kg/cm<sup>2</sup>  
Módulo de deformación longitudinal  $E_{cm}$  272.640 kg/cm<sup>2</sup>

## 6.2 ACERO PASIVO

En todos los elementos de hormigón armado el acero pasivo empleado será B500 S.  
Resistencia característica  $f_{yk}$  5000 kg/cm<sup>2</sup>  
Resistencia de diseño  $f_{yd}$  4348 kg/cm<sup>2</sup>  
Resistencia de diseño en cortante y BYT  $f_{yd,v}$  4000 kg/cm<sup>2</sup>  
Módulo de elasticidad  $E_s$  2.000.000 kg/cm<sup>2</sup>

## 6.3 ACERO DE PERFILES ESTRUCTURALES

Acero estructural A36 según AISC 360-10.  
Resistencia característica  $f_{yk}$  2500 kg/cm<sup>2</sup>  
Módulo de elasticidad  $E_s$  2.000.000 kg/cm<sup>2</sup>

# 7 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

---

Se muestran en este punto las verificaciones realizadas relativas a los estados límites de servicio, tanto de deformación como de fisuración, en las combinaciones de acciones pertinentes.

## 7.1 E.L.S. DE DEFORMACIÓN

### 7.1.1 Desplazamientos Horizontales

Se verifica la estabilidad global de la estructura garantizando que los desplazamientos en cabeza del último piso habitable no sobrepasen 1/750 de la altura total del edificio, considerando el viento actuando en dos direcciones ortogonales.

Considerando el viento presionando (o sea, con versor de fuerza neta) ortogonal a ambos límites medianeros, el sistema arriostrante es el núcleo de ascensor y escalera.

En la dirección paralela a los límites medianeros (y perpendicular a la descrita en el párrafo anterior), los sistemas arriostrantes son todos los pórticos medianeros y el núcleo mencionado antes. Esta verificación se realizó en la combinación característica de acciones en E.L.S.

### 7.1.2 Desplazamientos Verticales

En el predimensionado, como se explicó, en todos los elementos estructurales se respetan los cantos de sección mínimos que hacen con que no sea necesario verificar deformaciones verticales, según normativa. De todas formas se presenta aquí un cálculo de las mismas.

Se limitan las máximas flechas verticales en losas, en la combinación característica de acciones, en dos casos:

Flecha total:  $L/250$  o  $L/500+1\text{cm}$

Flecha activa:  $L/400$

Siendo L la luz del elemento en estudio. Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz (L) el doble de la distancia entre ellos. En general, será suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

En todos los casos se toma una reducción del 15% del módulo de deformación longitudinal del hormigón (eventuales efectos de reducción de rigidez por fisuración).

-Flecha a tiempo infinito:  $f_{inf} = f_{inst} + f_{dif} = f_{inst} + \lambda * f_{inst}$

-Flecha al construir elementos dañables:  $f_{ed} = f_{inst} + \lambda(t=j, \text{edad al construir}) * f_{inst}$

-Flecha activa:  $f_{act} = f_{inf} - f_{ed}$

## LOSAS

Según el procedimiento descrito las flechas instantáneas de la losa se observan en la Tabla 7.1 y las diferidas en la Tabla 7.2.

	$f_{ins}(mm)$
PP	0,94
PP+CM1	2,04
PP+CM 1+CM2	2,1
PP+ CM 1+CM2+SC	2,5

Tabla 7.1

	$\xi(t)-\xi(j)$	$\lambda$	$f_{dif}(mm)$
PP	1,5	1,5	0,135
CM1	1,3	1,3	0,104
CM1+CM2	0,8	0,8	0,272
CM1+CM2 +SC	0,6	0,6	0,018

Tabla 7.2.

Con estos resultados se procede a la verificación de las mismas, observándose en las Tablas 7.3 y 7.4.

$f_{tot}(mm)$	$L(m)$	$L/250$	verifica	$L/500 +1$	verifica
5,628	5	20	si	20	si

Tabla 7.3

$f_{act}(mm)$	$L(m)$	$L/400$	verifica
2,38	5	12,5	si

Tabla 7.4

## VIGAS

Con un razonamiento análogo a las losas se verifican las vigas. Los resultados se observan en las Tablas 7.5 a 7.8.

	$f_{ins}(mm)$
PP	0,09
PP+CM1	0,17
PP+CM 1+CM2	0,51
PP+ CM 1+CM2+SC	0,54

Tabla 7.5

	$\xi(t)-\xi(j)$	$\lambda$	$f_{dif}(mm)$
PP	1,5	1,5	0,135
CM1	1,3	1,3	0,104
CM1+CM2	0,8	0,8	0,272
CM1+CM2 +SC	0,6	0,6	0,018

Tabla 7.6

$f_{tot}(mm)$	$L(m)$	$L/250$	verifica	$L/500 +1$	verifica
1,07	3,9	15,6	si	17,8	si

Tabla 7.7

$f_{act}(mm)$	$L(m)$	$L/400$	verifica
0,8	3,9	9,75	si

Tabla 7.8

## 7.2 E.L.S. DE FISURACIÓN

Tanto en vigas como en losas se controla, en la combinación cuasipermanente de acciones, el ancho de abertura de fisura, limitándolo superiormente en 0,3 mm, acorde al ambiente de exposición de la estructura considerado, según el apartado 49.2 de EHE-08.

Se comprueba la fisuración de las vigas más solicitadas del nivel 100. En la Tabla 7.9 se muestran las verificaciones:

Viga	$\beta$	$s_m(mm)$	$\varepsilon_{s_m}(‰)$	$w_k(mm)$	$w_{m\acute{a}x}(mm)$	verifica
V102	1,3	84,6	1,69	0,185	0,3	si
V152	1,3	72,7	1,21	0,115	0,3	si
V154	1,3	84,6	1,71	0,188	0,3	si

Tabla 7.9

## 8 DIMENSIONADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

---

En este capítulo se muestran las bases e hipótesis de cálculo empleadas para el dimensionamiento en estado límite último (E.L.U.) de los diversos elementos que componen la estructura de acuerdo a la normativa de hormigón estructural utilizada.

### 8.1 LOSAS

#### 8.1.1 Armaduras

Se opta por disponer armadura inferior del tipo malla base de acuerdo a las disposiciones de cuantías mínimas recomendadas por la normativa.

##### Cuantías mínimas

La cuantía geométrica mínima recomendada por EHE-08 es 1,8 ‰ de la sección transversal de hormigón, para el acero utilizado.

Espesor mayor de losa: 15 cm

Ancho unitario (b): 100 cm

Resistencia característica armadura pasiva  $f_{yk}$  5000 kg/cm<sup>2</sup>

Para estos datos, la armadura mínima es 2,7 cm<sup>2</sup>/m.

Por otra parte, la cuantía mecánica para elementos sometidos a flexión simple o compuesta cumple:

$$A_s \geq 0,04bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3 \text{ cm}^2$$

Se dispone una malla base inferior de  $\phi 10/20$ , la cual cumple no solo los criterios recién expuestos sino que también cubre un gran porcentaje del área en planta de cada nivel.

#### 8.1.2 E.L.U. de Tensiones Normales

Los esfuerzos en las losas se hallan mediante el método elástico aceptando redistribución plástica limitada máxima de momentos negativos de un 15%.

Se emplea el método del diagrama de los tres pivotes. Para el cálculo de la losa en flexión simple se impuso una profundidad relativa máxima de la línea neutra de  $(x/d)_{lim} = 0.45$ . Los diagramas de cálculo tensión deformación para el hormigón y acero empleados fueron el rectangular simplificado y el bilineal respectivamente. El método de cálculo utilizado es el de los coeficientes adimensionados. Se calculan los siguientes parámetros correspondientes a elementos simplemente armados, donde la línea neutra no supera  $(x/d)_{lim}$ .

Con lo explicado se obtiene el momento de diseño que resiste la armadura base. Donde se exceda ese momento se dispondrá una armadura de capacidad mecánica mayor.

##### Momentos positivos

En las condiciones del proyecto, la armadura base ( $\phi 10/20$ ) lleva un momento de diseño de aprox. 18,5 kNm/m. En las Figuras 8.1 y 8.2 se observan las zonas (con variación de colores) donde los momentos exceden aquellos que pueden ser soportados por la armadura base.



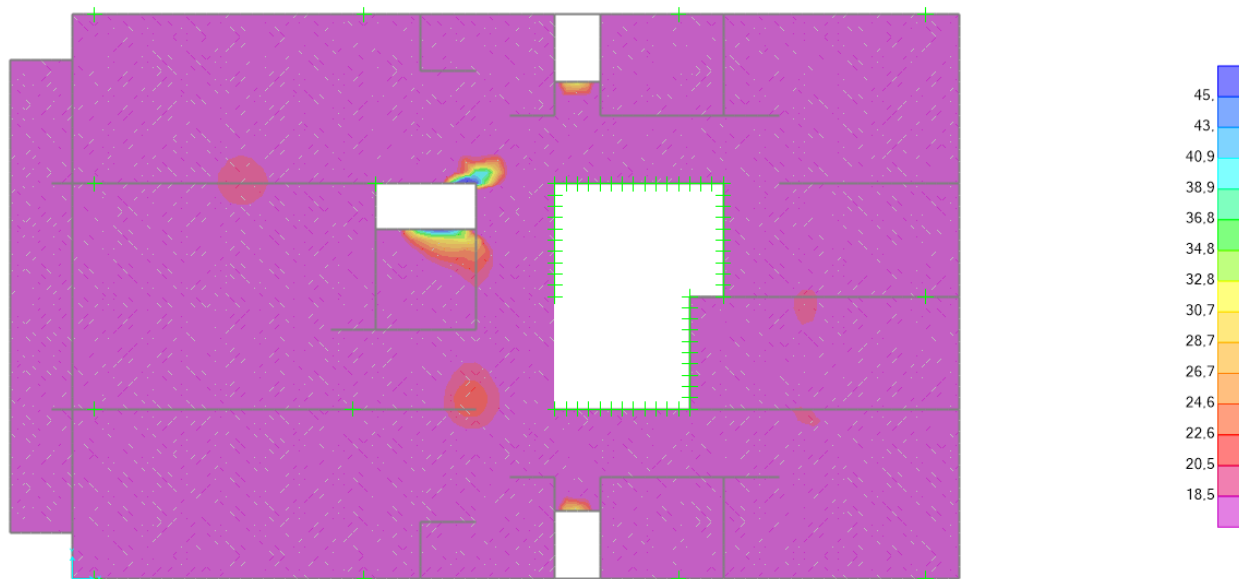


Figura 8.1 Momentos  $M_{11}$  positivos en losa de N100 (escala en  $\text{kNm/m}$ ).

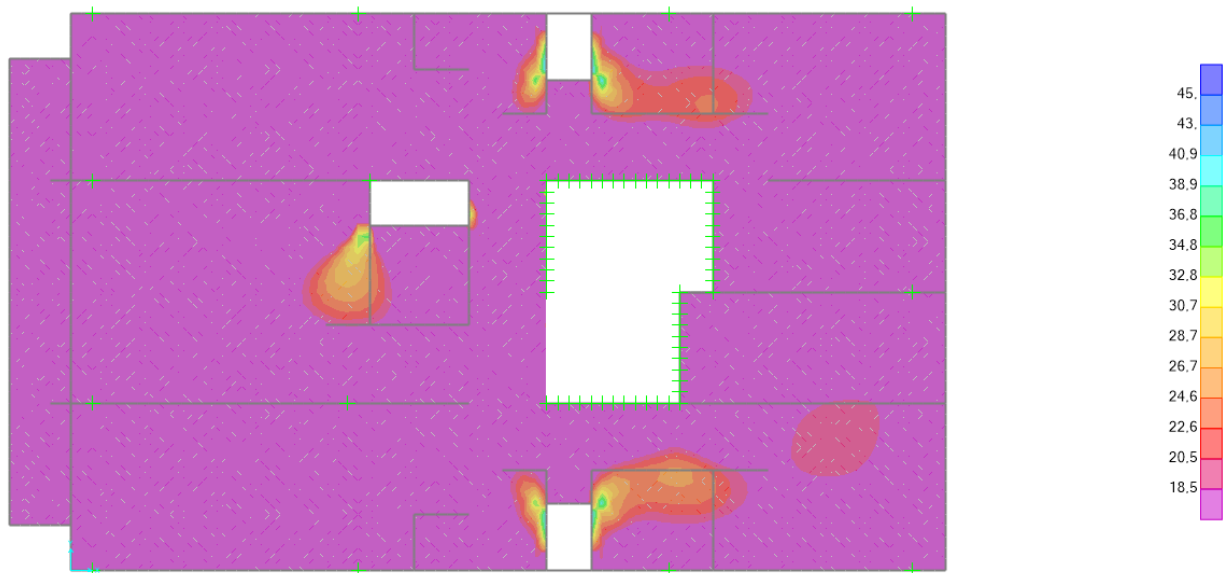


Figura 8.2 Momentos  $M_{22}$  positivos en losa de N100 (escala en  $\text{kNm/m}$ ).

Como puede verse, son pequeñas las zonas donde debe ir una malla de capacidad mecánica mayor a la malla base.

#### Armadura en huecos

La armadura en huecos se dispone simétricamente y se dimensiona para el borde más solicitado, usando bandas de integración de momentos con el ancho adecuado.

#### Momentos negativos

En general, se procede de manera análoga a como se hizo con los momentos positivos, la diferencia radica en que no existe una malla base, por lo cual, solo se colocarán refuerzos donde sean necesarios y de la capacidad mecánica necesaria (respetando siempre las cuantías mínimas), según las Figuras 8.3 y 8.4.

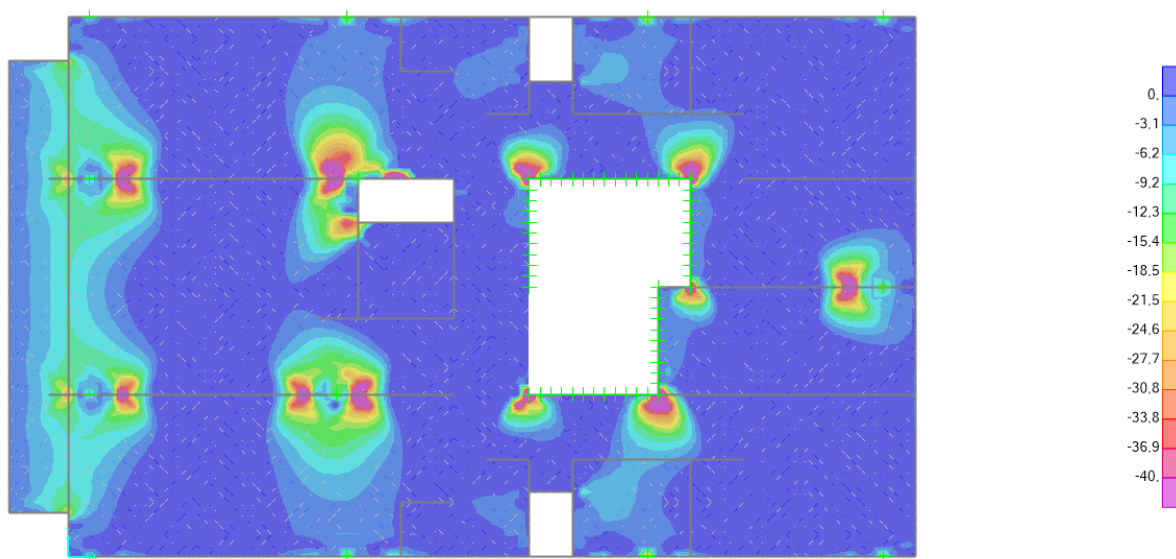


Figura 8.3 Momentos  $M_{11}$  negativos en losa de N100 (escala en  $\text{kNm/m}$ ).

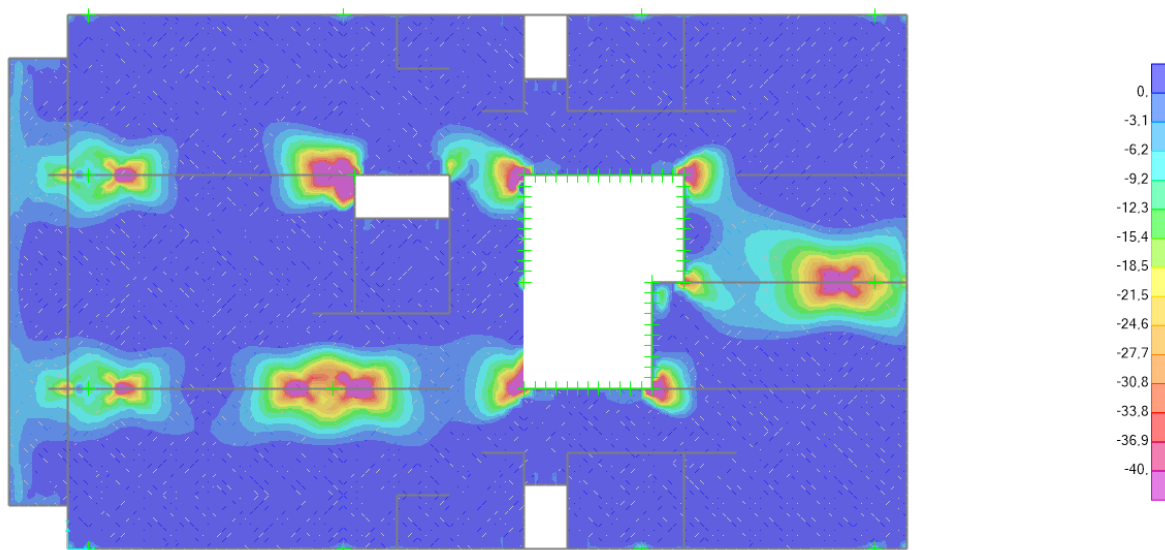


Figura 8.4 Momentos  $M_{22}$  negativos en losa de N100 (escala en  $\text{kNm/m}$ ).

### 8.1.3 E.L.U. de Punzonamiento

La verificación de punzonamiento en losas se realiza de acuerdo a las recomendaciones de EHE-08, Art. 46°. Dicha verificación se realiza en los pilares-pantalla pertinentes, para cada índice, empleando los modelos planta a planta.

Se supone en el análisis una superficie de rotura troncocónica en E.L.U. que, en planta, tiene la forma expuesta en la *Figura 8.5*:

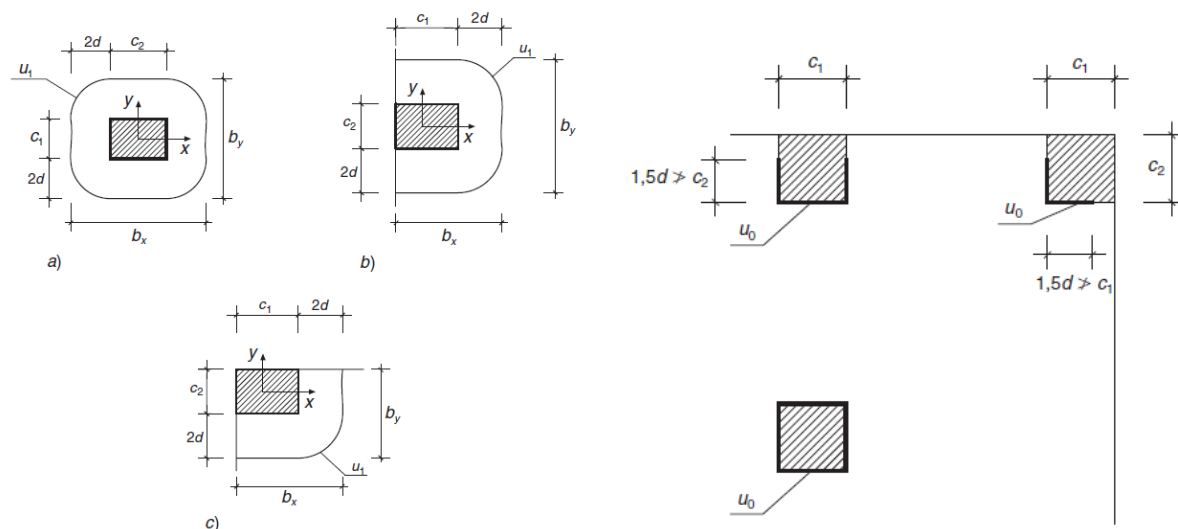


Figura 8.5 Definición de perímetros para el análisis del punzonamiento

Como se está trabajando con pantallas, las solicitaciones de punzonamiento se dan cerca de los vértices de la sección más que en todo el perímetro. En la Figura 8.6 se muestra como se modifican dichos perímetros para las pantallas<sup>5</sup>.

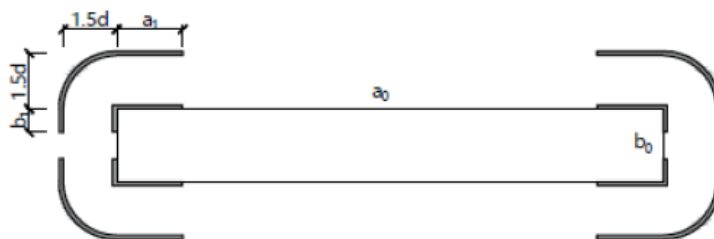


Figura 8.6 Definición de perímetros para el análisis del punzonamiento en una pantalla

El método de cálculo propuesto por la normativa es el de bielas y tirantes. Para cada apoyo se verifica, para la máxima reacción en las combinaciones correspondientes a E.L.U.:

- -Verificación de la biela comprimida en el paramento del pilar en el perímetro  $u_0$ .
- -Agotamiento por tracción del alma en el perímetro crítico  $u_1$  (Sin necesidad de armadura de punzonamiento).

En el caso en que se necesitara armadura de punzonamiento, se verifica:

- -Agotamiento por tracción del alma en el perímetro crítico  $u_1$  (Con necesidad de armadura de punzonamiento)
- -Verificación de no necesidad de armadura de punzonamiento en nuevo perímetro crítico  $u_{nef}$  definido en la Figura 8.7:

<sup>5</sup> Según *Hormigón Armado* de J. Montoya

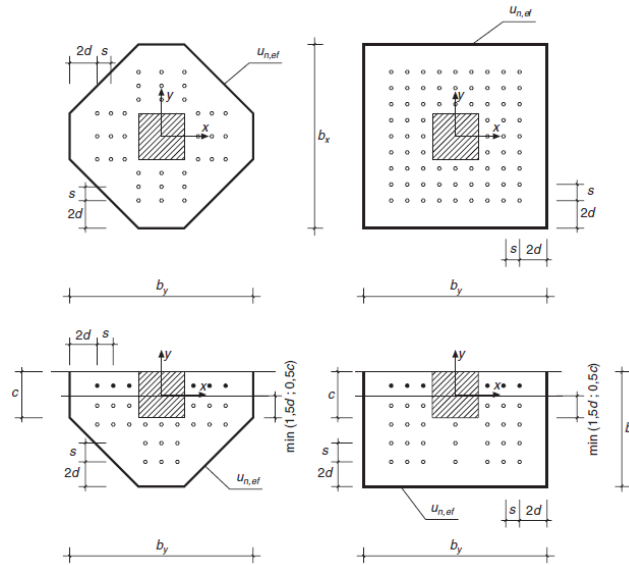


Figura 8.7 Definición de perímetro  $u_{nef}$

#### Reacción de diseño

La reacción de diseño ( $F_{sd,ef}$ ) se obtiene integrando los esfuerzos cortantes que provocarían la rotura por punzonamiento de la losa en la peor combinación de E.L.U..

-Agotamiento de la biela comprimida

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 d} \leq 0,5 f_{1cd}$$

Donde:

$f_{1cd}$  es la resistencia a compresión del hormigón

$u_0$  Perímetro del pilar (Ver Figura 7-6 en caso de pantallas)

$d$  Semisuma de alturas útiles en las dos direcciones ortogonales x e y.

En el caso de huecos cercanos al pilar (a menos de  $6d$ ), se descuenta una porción del perímetro correspondiente según el caso. El descuento del perímetro crítico por existencia de hueco se realiza trazando dos tangentes desde el centro del pilar a los vértices del hueco, descontando la intersección.

-Agotamiento por tracción del alma – Sin necesidad de armadura de punzonamiento

Se verifica que la losa no necesite armadura de punzonamiento, de acuerdo a:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Con:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d}$$

Y

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,1 \sigma'_{cd}$$

Con un valor mínimo de

$$\tau_{rd} = \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,1 \sigma'_{cd}$$

Donde  $\rho_l$  es la cuantía geométrica de armadura longitudinal

$f_{cv}$  es la resistencia efectiva del hormigón frente al cortante

$\sigma'_{cd}$  es tensión axial media en la superficie de análisis (positiva si es compresión).

*-Agotamiento por tracción del alma – Con necesidad de armadura de punzonamiento*

En el caso que sea necesaria la armadura de punzonamiento, se dimensiona la armadura  $A_{sw}$  por unidad de longitud radial de acuerdo a:

$$\tau_{sd} \leq 0,75 \tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} f_{y\alpha,d} \operatorname{sen} \alpha}{s \cdot u_1}$$

Donde:

$A_{sw}$  es la armadura necesaria de punzonamiento.

s Separación radial entre armaduras

$f_{y\alpha}$  Resistencia de la armadura, menor o igual a 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\alpha$  Inclinación respecto de la horizontal de la armadura de punzonamiento.

La armadura se dimensiona para  $\alpha = 90^\circ$  en forma de horquillas o estribos, según plano de armadura de losas de cada nivel.

*-Verificación en zona exterior a la armadura*

Luego de dimensionada la armadura, se verifica que no se necesite armadura de punzonamiento en un perímetro adicional de comprobación  $u_{nef}$ , concéntrico con el perímetro crítico  $u_1$ . Se debe verificar la siguiente expresión:

$$F_{sd,ef} \leq \left( \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,1 \sigma'_{cd} \right) u_{n,ef} d$$

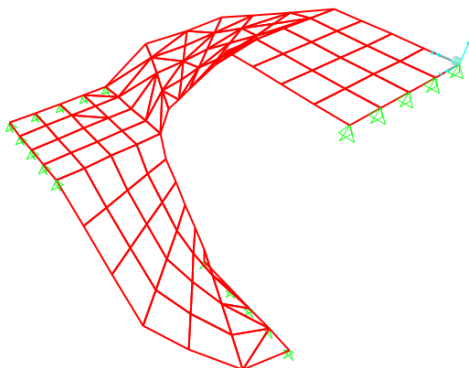
A continuación se presenta un resumen de los valores obtenidos para el nivel 100, en la Tabla 8.1.

Pilar	$F_{sd,ef}(kN)$	$\zeta_{sd}(N/mm^2)$	$\zeta_{rd}(N/mm^2)$	verifica	armadura
P5	62,6	0,47	0,71	si	
P6	233,4	1,3	0,71	no	2x5φ6/15
P8	103,6	0,78	0,71	no	3φ6
P9	58	0,43	0,71	si	
P10	234	0,75	0,71	no	6φ6

Tabla 8.1.

#### 8.1.4 Escalera

Para modelar la losa de escalera se utilizó la herramienta informática SAP2000. Con la ayuda de AutoCAD 3D se importó la geometría de la escalera. Se utilizó elementos planos Shell Thin, los cuales no consideran deflexiones por corte, lo cual es apropiado debido al espesor de 15cm. En la *Figura 8.8* se observa el modelo en dicho programa.



*Figura 8.8 Modelo de MEF de la escalera.*

La escalera se considera simplemente apoyada en tres tramos, al arranque, en el descanso y al final. Con este modelo se obtuvieron las solicitaciones máximas tanto de directa como momento

flector, determinando la armadura necesaria según el artículo 40º de EHE-08 referido a solicitaciones normales.

Los apoyos inferiores y superiores de la escalera se materializan dejando hierros en espera dentro de la losa de cada nivel hormigonada en primera etapa, mientras que los apoyos del descanso se realizan con anclaje químico. Esto se debe a la practicidad que este método otorga, evitando que se deban dejar hierros embebidos en las pantallas del núcleo a la espera de la escalera. Para el cálculo de estos anclajes se recurre a un catálogo de anclajes químicos del proveedor SIKA. Se debe verificar de forma simultánea que el anclaje no falle ni por el hormigón ni por el acero, para esto se cuenta con las siguientes ecuaciones:

$$\#conectores = \frac{R_d}{V_{Rk,ef}}$$

donde,

$R_d$  es la reacción que se tiene que transmitir por los anclajes.

$V_{Rk,ef}$  es la resistencia efectiva de un conector, que depende del diámetro, la profundidad de anclaje y la separación a los demás anclajes o paramento.

Se verifica el cortante del acero según la siguiente expresión

$$R_d \geq \frac{0,6F_yA_s}{\Omega}$$

Se decide colocar anclajes  $\Phi 10/20$  con 10 cm de penetración en la pantalla y 30cm en la losa.

## 8.2 VIGAS

Las vigas se proyectan a partir de la normativa EHE-08. Se estudian en E.L.U. la flexión y el cortante, y así obtener la armadura necesaria para su resistencia, así como la fisuración en E.L.S. para su correcto funcionamiento durante la vida útil estimada.

Similares consideraciones a las expuestas para losas valen aquí respecto al Estado límite último de tensiones normales. Se emplea una redistribución plástica limitada al 15 %, reduciendo los momentos negativos y aumentando los positivos en consecuencia, manteniendo el equilibrio.

### 8.2.1 Armadura

Se opta por disponer armadura inferior y superior constructiva de 2Φ8 para poder ubicar los estribos y soportar las sollicitaciones normales, si son suficientes. En algunas vigas este criterio no se respeta pues es más razonable colocar un diámetro o cantidad de varillas distinto, según la viga en cuestión. En función del dimensionado según las cuantías mínimas y/o sollicitaciones a las que está sometida la viga, se reforzará la zona necesaria.

#### Cuantías mínimas

La cuantía geométrica mínima recomendada por EHE-08 es 2,8 ‰ de la sección transversal de hormigón, para el acero utilizado.

Ancho de la sección de la viga: 13 cm

Altura de la viga (h): 40, 45 o 50 cm

Resistencia característica armadura pasiva  $f_{yk}$  5000 kg/cm<sup>2</sup>

Para estos datos, la armadura mínima es 1,45; 1,64 y 1,82 cm<sup>2</sup>.

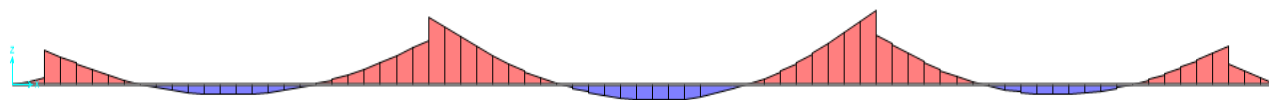
También deberá cumplirse que:

$$A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ctm,fl}$$

Donde  $W_1$  es el modulo resistente de la sección y  $z$  es el brazo mecánico.

### 8.2.2 E.L.U. de Tensiones Normales

El cálculo de las armaduras longitudinales toma en cuenta los momentos obtenidos planta por planta así como, para las vigas de medianería, que conforman pórticos de contraventeo, los momentos obtenidos por la presencia del viento en las dos direcciones en las que se lo considerada, tanto positivo como negativo. En la *Figura 8.9* se muestran solo las vigas de medianería de la planta N100



*Figura 8.9 Momentos flectores en vigas de medianería, debido a las cargas del nivel.*<sup>6</sup>

En la *Figura 8.10* y *8.11* vemos las mismas vigas pero sometidas a la acción del viento.



*Figura 8.10 Momentos flectores en vigas de medianería, debido a las cargas de viento según x (positivo).*

<sup>6</sup> El modelo posee más elementos, como pilares, que se quitaron de la imagen para que se vea claramente lo que se desea explicar.

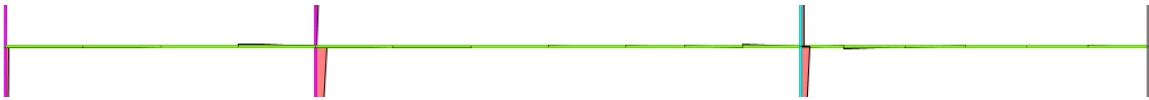


Figura 8.11 Momentos flectores en vigas de medianería, debido a las cargas de viento según y (positivo).

En la Tabla 8.2 se observa los momentos con los cuales se dimensiona cada viga del nivel 100 y su armadura correspondiente.

Viga	$M_{izq}^{neg} (kNm)$	$A_s$	$M_{máx}^{pos} (kNm)$	$A_s$	$M_{der}^{neg} (kNm)$	$A_s$
V101-104	33	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 12	22	2 $\phi$ 10	41	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 12
V102-105	55	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 16	38	3 $\phi$ 10	60	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 16
V103-106	45	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 12	21	2 $\phi$ 10	37	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 12
V151	0	2 $\phi$ 8	18	2 $\phi$ 10	33	4 $\phi$ 8
V152	25	4 $\phi$ 8	28	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	25	4 $\phi$ 8
V153	33	4 $\phi$ 8	18	2 $\phi$ 10	0	2 $\phi$ 8
V154	0	2 $\phi$ 8	55	4 $\phi$ 10	83	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 16
V155	83	2 $\phi$ 8+2 $\phi$ 16	55	4 $\phi$ 10	0	2 $\phi$ 8

Tabla 8.2

### 8.2.3 E.L.U. de Cortante

Para la verificación de cortante se debe tener en cuenta el sistema de bielas y tirantes a considerar para el flujo de tensiones. Se debe verificar que no falle la biela comprimida a partir de la sección de hormigón, y se debe calcular la necesidad de armadura para llevar las tracciones de la celosía. Además, debe tenerse en cuenta que, para vigas invertidas, la introducción de carga es en la zona traccionada de la viga, por lo cual deben colocarse estribos para llevar la carga a la zona comprimida (o sea para *colgar la carga*).

Se debe verificar que

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Donde  $V_{rd}$  es la solicitación cortante de cálculo y  $V_{u1}$  y  $V_{u2}$ , se indican a seguir.

-Verificación biela de compresión

Se debe verificar que

$$V_d < V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

-Determinación de estribado

Para elementos con armadura de cortante, el esfuerzo cortante último resistente del hormigón se determina a partir de la ecuación:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$



Con

$$V_{su} = z \cdot \text{sena}(\cot g \alpha + \cot g \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha, d}$$

Y

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_o d$$

Con un mínimo de

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Donde

- $A_{\alpha}$  es el área de la sección transversal de la armadura de cortante
- $s$  es la separación entre cercos de estribos
- $f_{y\alpha}$ , es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante
- $\rho_l$  es la cuantía geométrica de armadura longitudinal
- $f_{cv}$  es la resistencia efectiva del hormigón frente al cortante
- $\sigma'_{cd}$  es tensión axial media en la superficie de análisis (positiva si es compresión).
- $b_o$  ancho neto mínimo de la sección del elemento.

Luego, la diferencia entre el cortante de diseño y el calculado es el que debe llevar con armadura, con de  $V_{su}=V_d-V_{cu}$  se despeja el área  $A_{\alpha}$  necesaria.

Por otra parte, para el estribado, la cuantía mínima deberá respetar la siguiente expresión:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha, d}}{\text{sena} \alpha} \geq \frac{f_{ct, m}}{7,5} b_o$$

La separación longitudinal de estribos debe verificar

$$\begin{aligned} s_t &\leq 0,75d(1 + \cot g \alpha) \leq 600 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} &\leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ s_t &\leq 0,60d(1 + \cot g \alpha) \leq 450 \text{ mm} & \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} &\leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ s_t &\leq 0,30d(1 + \cot g \alpha) \leq 300 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} &> \frac{2}{3} V_{u1} \end{aligned}$$

Y la separación transversal debe ser tal que se respete:

$$s_{t, trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

Para las vigas de altura 40cm con armadura mínima de cortante  $\phi 6/25$  se obtiene  $V_{u1}=237 \text{ kN}$  y  $V_{u2}=57,8 \text{ kN}$ . Ésta armadura verifica para las solicitaciones de todas las vigas excepto de las V102 y V105, para las cuales se coloca la armadura que se expresa en la siguiente Tabla 8.3,

Viga	$V_{izq}(kN)$	estribo	$V_{der}(kN)$	estribo
V102-105	78	5x6/15	85	7x6/15

Tabla 8.3

### 8.2.4 E.L.S. de fisuración

Se realiza, en la combinación cuasipermanente de acciones, el control directo de la abertura de fisuras en 0,3 mm, de acuerdo al art. 49º de la normativa aplicada. Otros controles de fisuración indirectos se aplican, tal como la colocación de armadura de piel en vigas de canto mayor a 50 cm y la limitación de la tensión de tensores en el cálculo según ByT.

#### -Fisuración por compresión

En todas la situaciones persistente y en las transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones, se debe verificar que:

$$\sigma_c \leq 0,60 f_{ck,j}$$

Donde

$\sigma_c$  es la compresión en el hormigón y

$f_{ck,j}$  es la resistencia del hormigón a la edad j de estudio.

#### -Fisuración por tracción

Debe limitarse la abertura de fisura característica ( $w_k$ ) a un valor máximo ( $w_{max}$ ).

El ancho característico de se calcula mediante la expresión siguiente:

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm}$$

Donde  $\beta=1,7$  y

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Con

-c recubrimiento de armaduras traccionadas

-s distancia transversal entre barras longitudinales

-k1 coeficiente que tiene en cuenta la disposición de tracciones en la sección

Y  $A_{c,eficaz}$  verifica la *Figura 8.12*:

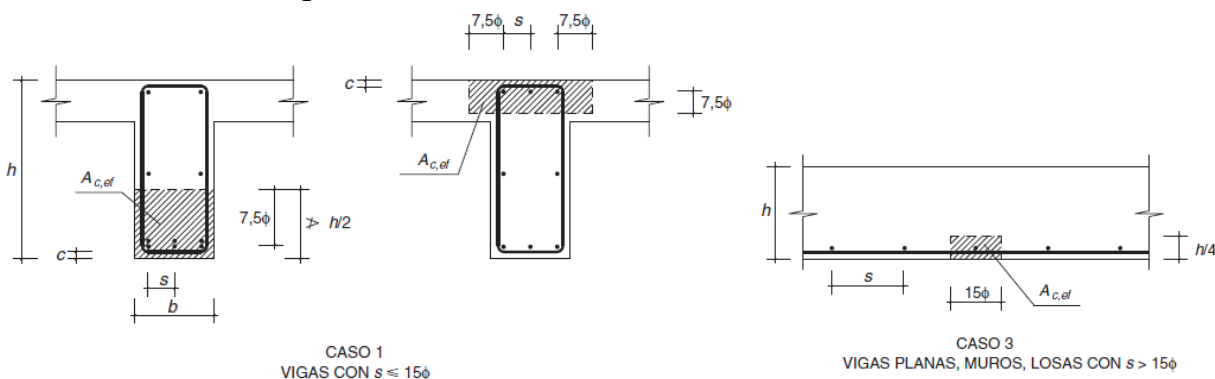


Figura 8.12

Por otra parte

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - k_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Siendo

- $\sigma_s$  la tensión de servicio de la armadura considerando la sección fisurada.

- $k_2=0,5$

- $\sigma_{sr}$  tensión de la armadura en el momento en que se fisura la pieza.

## 8.3 PILARES-PANTALLA

### 8.3.1 Generalidades

Por cuestiones del proyecto arquitectónico, la mayoría de los pilares presentan espesores de 13 o 20 cm. Por sus dimensiones, se clasifican como pilares-pantalla, pues su menor dimensión es menor que la cuarta parte de la mayor. Se tratan en este ítem tanto las pantallas individuales como el núcleo de ascensor-escalera.

Todos los pilares son dimensionados en E.L.U. de tensiones normales, donde se determina su armadura longitudinal, y en E.L.U. de cortante donde se determina su armadura transversal en forma de estribos.

### 8.3.2 E.L.U. de tensiones normales

Todos los pilares son dimensionados a presoflexión recta o esviada según corresponda. Las solicitaciones son determinadas en primer lugar, a través del modelo de cada planta y del modelo tridimensional para evaluar el efecto del viento sobre la estructura. Dichas solicitaciones corresponden a un análisis lineal elástico de primer orden. Luego, se hallan las solicitaciones en segundo orden mediante el análisis simplificado expuesto en el art. 43º de EHE-08.

Considerando una terna de ejes Oxyz tal que Ox es paralelo a las medianeras, Oy es paralelo a las fachadas y Oz es vertical, las pantallas pertenecientes a los pórticos de medianera se consideran traslacionales en la plano Ozx e intraslacionales en el plano Ozy. El núcleo se considera traslacional en ambos planos y las demás pantallas se consideran intraslacionales en ambos planos.

Dado que el desplome máximo del edificio en la combinación característica de acciones, para las acciones laterales de viento en ambas direcciones, son menores a 1/750 de la altura total del edificio, pueden considerarse como soportes aislados.

En la respuesta tensodeformacional del hormigón se agrega un factor de minoración de resistencia de 0.85 que considera posibles defectos de llenado de los pilares.

#### Determinación de solicitaciones en segundo orden

A partir de las solicitaciones de primer orden halladas mediante el análisis elástico lineal de la estructura ( $N_d$ ,  $M_{xd}$ ,  $M_{yd}$ ) se hallan las solicitaciones en segundo orden. Para ello, se determina una excentricidad adicional que depende fundamentalmente de la esbeltez del soporte en la dirección considerada.

Los esfuerzos de dimensionado son:

$$N_d, M_{xd} = N_d (e_{oy} + e_{ay}), M_{yd} = N_d (e_{ox} + e_{ax})$$

Donde,

-  $N_d$  es la directa de diseño en la combinación de acciones persistente de diseño correspondiente

-  $M_{xd}$ ,  $M_{yd}$  son los momentos de diseño según los ejes x e y respectivamente

-  $e_{ox}$ ,  $e_{oy}$  son las excentricidades de primer orden equivalentes

-  $e_{ax}$ ,  $e_{ay}$  son las excentricidades adicionales para tener en cuenta los efectos de segundo orden

Las excentricidades equivalentes de primer orden se hallan,

Para soportes intraslacionales  $e_o = 0.6e_2 + 0.4e_1 \geq 0.4e_2$

Para soportes traslacionales  $e_0=e_2$

Siendo,

- $e_1$  Excentricidad en el extremo de menor momento (positiva si tiene igual signo que  $e_2$ )
- $e_2$  Excentricidad en el extremo de mayor momento (considerada positiva)

La excentricidad adicional  $e_a$  se halla como,

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{I_0^2}{50i_c}$$

Siendo,

- $\beta$  coeficiente que depende de la disposición de armadura longitudinal en la sección
- $\varepsilon_y=f_{yd}/E_s$  deformación de cálculo del acero
- $h$  dimensión de la sección en el plano de pandeo del soporte
- $l_0$  Longitud de pandeo del soporte
- $i_c$  Radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada

Se define además la esbeltez del soporte como el cociente entre la longitud de pandeo y el radio de giro en la dirección considerada. Si esta esbeltez es menor a 35, puede despreciarse el efecto de segundo orden.

La definición de la longitud de pandeo, para cada dirección considerada, se halla a través de coeficientes adimensionados que dependen de las rigideces relativas entre vigas y pilares que confluyen a ambos nudos que determinan la luz de cálculo del pilar. En general, estos coeficientes se determinan:

Pantallas intraslacionales

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4(\psi_a + \psi_b) + 3\psi_a\psi_b}{1,28 + 2(\psi_a + \psi_b) + 3\psi_a\psi_b}$$

Pantallas traslacionales

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4(\psi_a + \psi_b) + 16\psi_a\psi_b}{7,5 + (\psi_a + \psi_b)}}$$

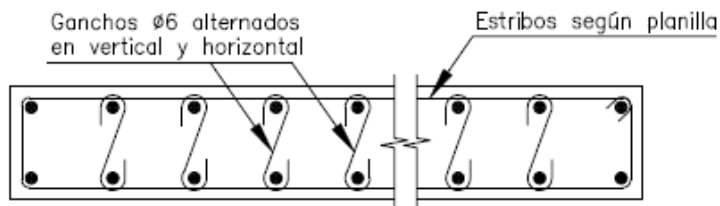
Siendo  $\psi_a$  y  $\psi_b$  los cocientes entre la suma de rigideces  $\sqrt{EI/L}$  de los pilares y las vigas que confluyen a los nudos A y B que definen la luz de cálculo de los soportes. La luz de pandeo  $L_0$  queda determinada por el producto  $\alpha L$ .

Se considera asimismo una excentricidad accidental mínima definida en la normativa como el mayor de los valores 2cm y  $h/50$ , siendo  $h$  el canto de la sección en la dirección de pandeo considerada.

Vale lo expuesto para vigas en cuanto al método de los estados límites últimos para el dimensionado (diagrama de los tres pivotes y respuesta tenso-deformacional de cálculo del acero y hormigón). Se agrega que el equilibrio se debe cumplir para un esfuerzo axial y uno o dos momentos flectores según sea el caso.

### 8.3.3 Disposiciones Constructivas y Armadura

Las pantallas se arman con armadura longitudinal y transversal, como se muestra en la *Figura 8.13* siguiente:



*Figura 8.13 Esquema de armado de pantallas*

#### *Armadura longitudinal*

Las barras no se separan más de 30 cm y son arriostradas mediante horquillas hierro por medio o si su separación supera los 15 cm.

Se consideran cuantías límite de armado:

- Cuantía geométrica mínima:  $0,004A_c$
- Cuantía mecánica:  $0,1N_d \leq A_s f_{yd} \leq A_c f_{cd}$
- Cuantía geométrica máxima  $0,045A_c$

#### *Armadura transversal*

Se colocan estribos cerrados  $\phi 6/b$  en toda pantalla, siendo  $b$  la menor dimensión de la sección de la pantalla (por lo general,  $b=13$  cm).

### 8.3.4 Pilar 7 (núcleo de Ascensor/Escalera)

El núcleo de ascensor/escalera estructuralmente se comporta como una ménsula sometida a presoflexión esviada.

Estará sometido a esfuerzos gravitatorios permanentes y variables, al porcentaje de viento en dirección  $O_x$  que soporte de acuerdo a su rigidez relativa respecto a los demás elementos estructurales que componen al aparato de contraventeo.

En el modelo tridimensional, se ha modelado el núcleo, en el modelo tridimensional, como una ménsula de sección igual a la que realmente tiene la pantalla 7.

Las mismas consideraciones respecto al dimensionado de la armadura longitudinal aplican en este caso. Se dimensiona en E.L.U. de tensiones normales, considerando presoflexión esviada.

Para la obtención de la armadura del núcleo, como se trata de un elemento estructural de suma importancia, se realizó el dimensionado de dos modos distintos:

- Se consideraron las pantallas componentes del núcleo como desvinculadas entre si y se las dimensionaron con el porcentaje de carga que cada una estaban sometidas. Este método es conservador pues considera que las pantallas trabajan independientes entre sí, cuando en realidad el vínculo que existe entre ellas vuelve al núcleo mucho más rígido.
- Alternativamente se utilizó la herramienta *section designer* de hormigón armado del software de MEF utilizado (SAP2000). Con dicha herramienta se obtiene el diagrama de interacción entre directa y momentos según dos direcciones ortogonales. Con la armadura obtenida en el primer método, se observó que las solicitaciones se encuentran dentro de la zona cubierta por el diagrama de interacción.

### **Disposiciones constructivas**

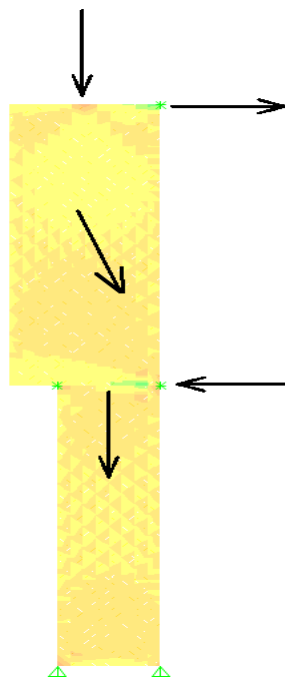
Siguiendo las disposiciones respecto a pantallas. La separación de dichas armaduras es de 15 cm o 30cm (siendo esta última la distancia máxima habilitada por la norma). Estas armaduras se arriostran mediante horquillas  $\phi 6$  intercaladas horizontal y verticalmente, dos a dos.

Se coloca armadura horizontal a modo de estribo envolviendo la armadura longitudinal en su parte exterior  $\phi 6/13$ .

### **8.3.5 Pilar 6 (N100)**

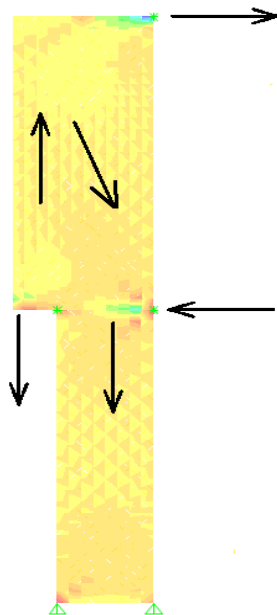
El Pilar 5 presenta un cambio de sección entre los niveles 000 y 100 que viene acompañado de un cambio de la posición del baricentro de las mismas. Como consecuencia de este cambio de sección se genera una excentricidad en la carga que “baja” por el pilar al introducirse en el nivel 000 que puede llegar a generar momentos que requieran un aumento en la armadura del mismo. Otro análisis necesario es el de como “llevar” la carga de la losa del nivel 100 adyacente al pilar al del piso inferior.

Para el caso de una carga que está bajando por el pilar con cierta excentricidad se consideró el modelo de la *Figura 8.14*, donde se utiliza a las losas de los niveles 100 y 200 para contrarrestar el momento que se genera y así armar a las mismas en consecuencia.



*Figura 8.14*

A la hora de analizar como descarga la losa del nivel 100, se consideró un área de influencia de la losa cuya carga se va al pilar 6, esta carga a considerar se deberá “colgar” en el pilar para luego poder hacer la descarga en el del piso inferior tal como se muestra en la *Figura 8.15*.



*Figura 8.15*

## 8.4 CIMENTACIÓN

Como se mencionó anteriormente, se proyectan pilotes con una carga admisible de  $50\text{kg/cm}^2$ , valor a partir del cual se determina la cantidad de pilotes por cabezal, exceptuando el cabezal que recibe al núcleo de ascensor/escaleras en el cual se tienen 9 pilotes y el del pilar 8, que posee 3 pilotes, los demás tendrán 2. Cabe mencionar que sobre fachada las vigas v051 y v053 se apoyan directamente en los pilotes.

Se realizan vigas de fundación bajo todos los muros de la planta baja del edificio, y como centradoras para los casos en que se quiere evitar la transmisión de momentos flectores en cabeza de los pilotes, por su posible descentrado accidental respecto de su ubicación teórica.

Es importante tener en cuenta que en caso que los pilotes realizados presenten una menor resistencia a la antedicha, se debe re-proyectar la cimentación en su totalidad, quedando obsoleta la solución actual. Además, el dimensionado de los pilotes no se realiza en este documento.

### Contrapisos

Los contrapisos de planta baja se dimensionaron como pavimentos rígidos de hormigón, donde solo se les coloca una malla para controlar efectos de retracción y deformaciones térmicas.

#### 8.4.1 Cabezales de dos pilotes

Se realizan en todos los casos cabezales rígidos, siendo válida la determinación de la armadura principal mediante el método de bielas y tirantes. El tensor principal se dimensiona para una tracción de diseño, de acuerdo al modelo de bielas y tirantes ilustrado en la *Figura*

8.16, para una carga centrada. A excepción del cabezal del núcleo P7 que tienen descargas no centradas, todos los restantes se consideran como apoyos articulados sometidos a carga centrada.

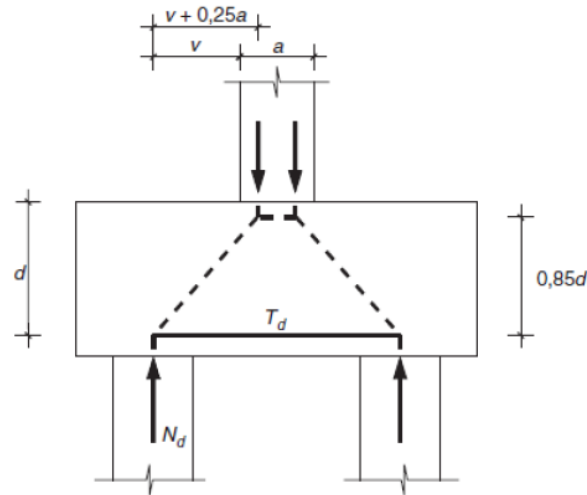


Figura 8.16 Esquema de bielas y tirantes - Cabezal de dos pilotes sometido a carga centrada

$$T_d = \frac{N_d(v + 0,25a)}{0,85d} = A_s f_{yd}$$

Donde:

- $N_d$  es la directa en diseño por pilote, en la combinación persistente de acciones en diseño.
- $d$  es la altura útil
- $a$  es el lado del pilar paralelo al lado mayor del cabezal
- $v$  el vuelo (distancia entre paramento del pilar y eje del pilote)
- $f_{yd}$  resistencia de diseño de acero en bielas y tirantes, no superior a 400 N/mm<sup>2</sup>

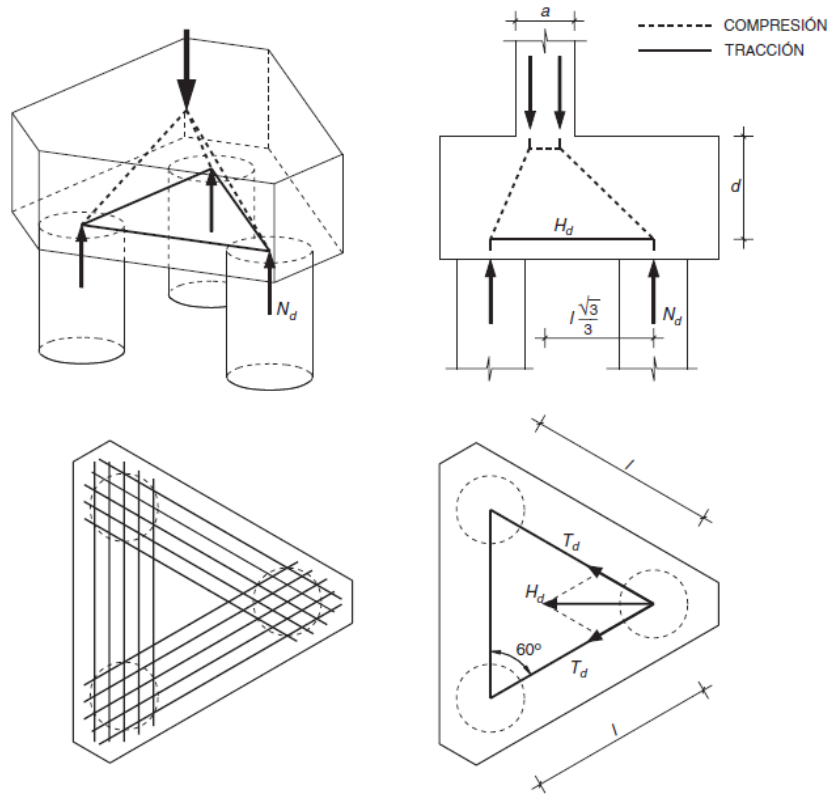
Luego, se coloca una armadura secundaria superior de un 10% de la principal según el lado de mayor dimensión del cabezal y un estribado tanto vertical como horizontal de un 4‰ del área de hormigón perpendicular respectivamente.

Estos cabezales únicamente deben ser arriostrados en su lado de menor inercia. Cabe destacar que en cabezales de medianera de dos pilotes se deben agregar estribos verticales de cuelgue suficientes para poder llevar correctamente la carga a los pilotes.

#### 8.4.2 Cabezales de 3 pilotes

Para el armado del cabezal de 3 pilotes se considera el esquema de bielas y tirantes. Se generan tirantes entre los pilotes, los cuales deben armarse con bandas de armadura longitudinal como se esquematiza en la Figura 8.17.





*Figura 8.17 Cabezal de 3 pilotes*

Para el cálculo de la armadura de las bandas se sigue el artículo 58.4.1.2.2.1 de EHE-08. Para esto se calcula la tracción de diseño en el tirante como se expresa en la ecuación siguiente

$$T_d = 0,68 \frac{N_d}{d} (0,58l - 0,25a) = A_s f_{yd}$$

Donde

- $N_d$  es la directa de diseño en el pilote más cargado,

- $l$  es la separación entre eje de pilotes y

- $a$  es el largo de la sección del pilar.

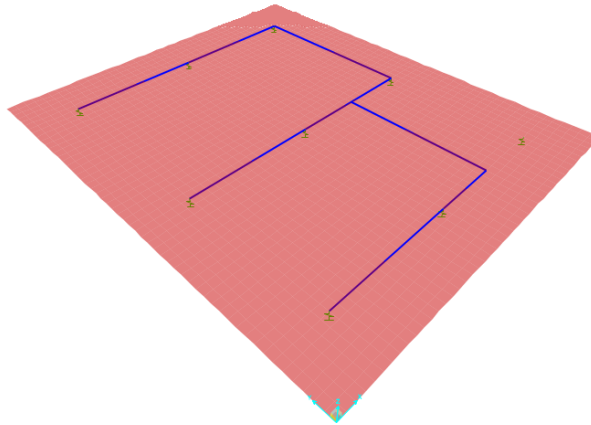
Luego se calcula el área de armadura necesaria en cada banda como el cociente entre la fuerza  $T_d$  y la resistencia de diseño del acero  $f_{yd} = 400 \text{ N/mm}^2$ . Esta armadura se dispone en bandas sobre los pilotes.

Se coloca una armadura en retícula de  $\frac{1}{4}$  de capacidad mecánica de la anterior.

Para la armadura de estribado vertical se dispone una de capacidad mecánica igual o superior a  $N_d/(1,5n)$  donde  $n$  es la cantidad de pilotes.

### 8.4.3 Cabezales del Núcleo de Ascensor/Escalera

Para el análisis de este cabezal se realizó un modelo de elementos finitos en el software informático SAP2000. La introducción de esfuerzos al cabezal se realiza por medio de vigas auxiliares de rígidas siguiendo la geometría del núcleo de ascensor y escalera como se nota en la *Figura 8.18*.



*Figura 8.18 Modelo de MEF del cabezal del núcleo.*

Los esfuerzos se introducen con cargas distribuidas en las vigas que se obtienen de los modelos de cada nivel y del modelo tridimensional para análisis de cargas eólicas. Los apoyos en los pilotes se realizan por medio de resortes cuya rigidez se obtiene de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.

Para el armado del cabezal se dispone armadura longitudinal en las bandas entre pilotes, las mismas se disponen en la cara superior e inferior, coincidente con la posición que se espera para los tirantes. A su vez, se coloca en la cara inferior y superior una armadura secundaria longitudinal. Se coloca también un estribado horizontal en toda la sección y un estribado vertical en las bandas respetando que la capacidad mecánica sea no inferior a  $N_d/(1,5n)$ .

#### **8.4.4 Vigas de fundación**

Las vigas de fundación se proyectan respetando los criterios expuestos en la norma EHE-08. Se estudian en E.L.U. la flexión, tenso-flexión o preso-flexión, y el cortante, y así obtener la armadura necesaria. Se debe luego verificar que la fisuración no sobrepase los 0,3mm de abertura en E.L.S. para su correcto funcionamiento durante la vida útil estimada. La determinación de las solicitaciones se realizó mediante modelos en SAP2000. Para el armado y verificación de fisuración, se hizo uso de STR Hormigón y planillas propias.

Las vigas de fundación se dividieron en dos grupos, las vigas centradoras/riostros y las vigas de fundación no centradoras.

Las primeras se dimensionan para que puedan llevar cargas axiales, tanto de compresión como de tracción, así como también momentos de borde o de ménsula. Esto se debe a que las mismas son encargadas de corregir excentricidades accidentales en la ubicación de los pilotes (lo que genera momentos) y desplome de pilares (lo que genera cargas axiales), por lo que se dimensionan a tenso y/o presoflexión. Además estas vigas pueden encargarse de soportar los momentos debidos al tramo en ménsula desde el pilote hasta el pilar de medianera, como se explicó en el predimensionado.

Las vigas de fundación no centradoras tienen como único propósito llevar la carga generada por los muros de Planta Baja a los pilotes.

Consideraciones vigas centradoras y riostras

- Las cargas axiales que llevan se estiman como un 10% de la carga del pilar que la viga está arriostrando. En el caso de que sean dos vigas llevarán un 5% cada una (una de compresión y otra de tracción)
- Los momentos de borde se consideran ante una eventual excentricidad accidental de los pilotes respecto de su eje teórico de 10 cm. En el caso de existir dos vigas riostras contiguas de similares rigideces, estos momentos se dividen a la mitad, en caso contrario, la viga de mayor rigidez (o la única si no existiera más de una), se lleva la totalidad del momento.

#### Consideraciones vigas no centradoras

- Estas vigas son las encargadas de llevar la descarga de los muros de la planta baja a los pilotes para que estos los descarguen al terreno. Esta carga, más su peso propio son las únicas solicitaciones que reciben, por lo que se diseñan a flexión simple y se calculan de igual manera que las vigas del resto del edificio.

- En el caso de las vigas en las que se apoyan los muros de contención, se deben tener en cuenta los esfuerzos horizontales y momentos torsores para su armado.

#### Cuantías mínimas armadura longitudinal

Se respetan los mismos criterios que para las vigas de los niveles superiores del edificio.

#### Cortante

Los esfuerzos de corte se dimensionan de igual manera que para las restantes vigas del edificio, con la salvedad de que, en vigas centradoras, se adiciona el esfuerzo de corte  $M/L$  debido al centrado si corresponde.

#### Vigas cabezal sobre medianera

Por consideraciones normativas, los pilotes se retiran de medianera una distancia de 70 cm (respecto de su eje). La descarga vertical de los pilares en medianera se resuelve en fundación mediante una ménsula corta y su correspondiente viga contraménsula, apoyada en su propio cabezal.

Se trata de una región de discontinuidad por la introducción de esfuerzos concentrados (descargas de pilares y reacciones de pilotes) y geometría de la ménsula corta y cabezales rígidos.

Se dimensiona como ménsula corta por la descarga del pilar en medianera, dependiendo del ángulo de inclinación de la biela. Se colocan además horquillas para llevar las tracciones desde el tensor al nudo teórico de aplicación de carga, concentradas a la altura del tensor.

#### Cuelgue con estribos de viga en ménsula (corta)

Se arma la viga en ménsula corta con estribos verticales para colgar la descarga en el cabezal en el que penetra (o sea, que está introduciendo carga indirectamente). De acuerdo al modelo de bielas y tirantes presentado en la *Figura 8.19*, la carga de compresión viaja hacia el centro del cabezal, en su cara inferior. En caso de cabezales de dos pilotes, se cuelga la carga empleando estribos, para su posterior dimensionado.

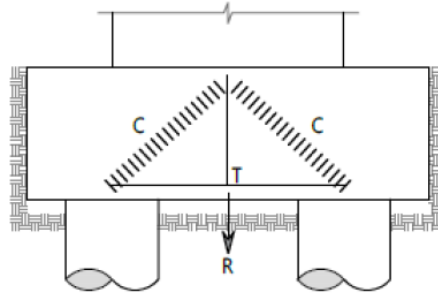


Figura 8.19 Esquema de ByT para el cálculo de estribos de cuelgue

#### Dimensionado a cortante

Los esfuerzos de corte se dimensionan para la superposición concomitante en la combinación de acciones persistente de diseño más restrictiva, incluyendo el peso propio, efecto de contraménsula por descarga en medianera y eventual descentrado de los pilotes del cabezal opuesto.

#### **8.4.5 Cargas en Pilotes**

Por un lado, se determinan las descargas sobre los pilotes en la combinación característica en estado límite de servicio y se adjuntan en el plano de pilotaje correspondiente. Por otro, se determinan las reacciones de los pilotes en estado límite último, en las combinaciones de acciones persistentes de diseño. Esto solo se realiza a los efectos de hallar las reacciones de los pilotes del cabezal donde descarga el núcleo central del edificio, útiles para su dimensionado precedente.

#### Esfuerzos de dimensionado de pilotes

Los esfuerzos axiales necesarios para el dimensionado de los pilotes se hallan para las posibles distintas combinaciones de acciones, teniendo en consideración el criterio de simultaneidad para las acciones variables (viento positivo y negativo y sobrecarga) y las distintas posibles direcciones de actuación del viento. Las reacciones surgen del modelo tridimensional, a las que se les adiciona las descargas debidas a las reacciones de la estructura a nivel de fundación (peso propio de vigas, cabezales, muros de albañilería).

En el caso particular de vigas en medianera, la reacción hallada a partir del modelo (del apoyo de pilares medianeros) aumenta por los efectos de ménsula y contraménsula.

Cabe recordar que el dimensionado de los pilotes no es realizado en este proyecto sino por la empresa pilotera que los ejecute.

#### Esfuerzos en pilotes del cabezal de P7 (Núcleo de ascensor/escalera)

Las reacciones de los pilotes en este caso se hallan en hipótesis de cabezal infinitamente rígido. Se supone una ley de deformaciones plana y elástica en la sección formada por los nueve pilotes de fundación del núcleo, unión articulada cabezal - pilote y pilotes de igual rigideces entre sí.

La reacción en cada pilote, para cada combinación de acciones, se halla a partir de:

$$P_i = \frac{N}{n} + \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

Donde,

- $x$ , Son los ejes coordenados baricéntricos y ortonormales
- $N$  es el esfuerzo axial en la combinación de acciones que corresponda
- $n$  es la cantidad de pilotes

- $M_x$ , son los momentos flectores respecto a los ejes x e y respectivamente
- $x_i$ , son las posiciones de cada pilote respecto del baricentro de la sección de pilotes respectivos.
- $\sum x_i^2, \sum y_i^2$  son las inercias respecto a los ejes y y x de la sección de pilotes respectivamente

El torsor de esfuerzos extraído del modelo tridimensional (reacciones del empotramiento del núcleo) es llevado al baricentro de la sección de apoyo de pilotes para aplicar lo anterior.

## 9 LISTA DE PLANOS

---

1. A1: Planilla de pilares
2. A2: Detalles de escalera y cabezales
3. A3: Detalles de cabezales
4. A4: Detalles de cabezales y pantallas
5. B1: Planta de pilotaje y fundación N000
6. B2: Alzado de vigas N000 (1/2)
7. B3: Alzado de vigas N000 (2/2)
8. B4: Planilla de vigas N000
9. C1: Encofrado N100
10. C2: Armadura y detalles de losa N100
11. C3: Alzado y detalles de vigas N100
12. D1: Encofrado N200-N300
13. D2: Armadura y detalles de losa N200-N300
14. D3: Alzado y detalles de vigas N200-N300
15. E1: Encofrado N400
16. E2: Armadura y detalles de losa N400
17. E3: Alzado y detalles de vigas N400
18. F1: Encofrado N500-N700-N900
19. F2: Armadura y detalles de losa N500-N700-N900
20. F3: Alzado y detalles de vigas N500-N700-N900
21. G1: Encofrado N600-N800
22. G2: Armadura y detalles de losa N600-N800
23. G3: Alzado y detalles de vigas N600-N800
24. H1: Encofrado N1000
25. H2: Armadura y detalles de losa N1000
26. H3: Alzado y detalles de vigas N1000
27. I1: Encofrado N1100
28. I2: Armadura y detalles de losa N1100
29. I3: Alzado y detalles de vigas N1100
30. J1: Encofrado N1200
31. J2: Armadura y detalles de losa N1200
32. J3: Alzado y detalles de vigas N1200