



UNR Universidad
Nacional de Rosario



FACULTAD DE
CIENCIAS EXACTAS,
INGENIERIA Y AGRIMENSURA

ELC10

ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

Equipo Docente:

Oscar Möller^a, Germán Lucero^a.

^a Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, Universidad Nacional de Rosario (UNR), Riobamba y Berutti, Rosario, Argentina.

Alumno:

**Facundo Leguizamón Pfeffer
(L-3128/3)**

facundo.pfeffer@gmail.com

14/06/24

Entrega Final – Rev 0

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	4
1.1	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	4
1.2	REGLAMENTOS	4
1.3	MATERIALES.....	4
(a)	<i>Estructura (Tabiques y Columnas)</i>	4
(b)	<i>Entrepisos y Cubierta</i>	4
(c)	<i>Cerramientos</i>	4
(d)	<i>Sistema de Aislación</i>	4
2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	5
2.1	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	5
2.2	COLUMNAS	6
(a)	<i>Limitaciones dimensionales</i>	6
(b)	<i>Reducción de rigideces</i>	6
(c)	<i>Dimensiones adoptadas</i>	6
2.3	TABIQUES	8
(a)	<i>Limitaciones dimensionales</i>	8
(b)	<i>Reducción de rigideces</i>	8
(c)	<i>Dimensiones adoptadas</i>	9
2.4	VIGAS	10
(a)	<i>Reducción de rigideces</i>	10
(b)	<i>Limitaciones dimensionales</i>	10
(c)	<i>Dimensiones adoptadas</i>	10
3	ANÁLISIS Y CÁLCULO DE ACCIONES NO SÍSMICAS	12
3.1	CARGAS PERMANENTES	12
3.2	SOBRECARGAS TIPO L	13
3.3	SOBRECARGAS TIPO S.....	13
3.4	TOTALES Y SIMULTANEIDAD	13
4	DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMA DE AISLACIÓN	14
4.1	VALORES INICIALES PROPUESTOS	14
4.2	DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO MÁXIMO DE RIGIDEZ	14
4.3	PARÁMETROS Y ELECCIÓN DE AISLADOR.....	15
4.4	ITERACIONES HASTA CONVERGENCIA	16
4.5	PARÁMETROS FINALES DEL AISLADOR	16
4.6	VARIACIÓN DE PARÁMETROS DEL AISLADOR – LÍMITES	17
4.7	EXCENRICIDAD ENTRE EL CENTRO DE RIGIDEZ Y MASA.....	17
4.8	PARÁMETROS DE LA VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD.....	18
5	CÁLCULO DE ACCIONES SÍSMICAS – MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE	20
5.1	CLASIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	20
5.2	PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE DISEÑO C_a Y C_v	20
5.3	COMPONENTE VERTICAL DE LA ACCIÓN SÍSMICA E_v	20
5.4	CORTE BASAL	20
5.5	DISTRIBUCIÓN PISO A PISO	22
6	COMBINACIONES DE CARGA	23

7	MODELACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS.....	24
7.1	REPRESENTACIÓN DE LAS VIGAS, COLUMNAS Y TABIQUES.....	24
7.2	REPRESENTACIÓN DE LOS AISLADORES	26
7.3	MODOS DE VIBRACIÓN Y PERÍODOS ASOCIADOS	27
(a)	<i>Límite superior aislador</i>	27
(b)	<i>Límite inferior aislador</i>	29
8	VERIFICACIÓN DE LAS DISTORSIONES DE PISO	31
9	DIMENSIONAMIENTO DE UNA TIRA DE VIGAS	32
9.1	TRAZADO DE DIAGRAMA DE ENVOLVENTE	34
9.2	DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS	39
(a)	<i>Metodología</i>	39
(b)	<i>Distribución en sexto piso</i>	40
(c)	<i>Distribución en primer piso</i>	42
9.3	CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL	44
(a)	<i>Limitaciones de cuantía</i>	44
(b)	<i>Armadura en sexto piso</i>	45
(c)	<i>Armadura en primer piso</i>	46
9.4	CÁLCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL	47
(a)	<i>Limitaciones</i>	47
(b)	<i>Consideraciones</i>	48
(c)	<i>Armadura en sexto piso</i>	48
(d)	<i>Armadura en primer piso</i>	49
9.5	ESQUEMAS DE ARMADURA DE LA TIRA DE VIGAS	49
(a)	<i>Sexto piso</i>	49
(b)	<i>Primer piso</i>	50
10	DIMENSIONAMIENTO DE UNA COLUMNA Y UN TABIQUE.....	51
10.1	MECANISMO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ADOPTADO	51
10.2	DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA C18	52
(a)	<i>Determinación de esfuerzos requeridos</i>	52
(b)	<i>Dimensionamiento de armadura longitudinal</i>	56
(c)	<i>Dimensionamiento de armadura transversal</i>	59
10.3	DIMENSIONAMIENTO DE TABIQUE C19.....	62
(a)	<i>Limitaciones</i>	62
(b)	<i>Consideraciones</i>	62
(c)	<i>Dimensionamiento de armadura longitudinal</i>	62
(d)	<i>Dimensionamiento de armadura transversal</i>	65
11	CONCLUSIONES	68
12	REFERENCIAS.....	69

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción de la obra

En el contexto de la asignatura “Estructuras Sismorresistentes” de la Facultad de Ciencias Exactas y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario, se plantea como objetivo el diseño de la estructura de hormigón armado de un **edificio de siete pisos para oficinas ubicado en la ciudad de Mendoza**, cuyas dimensiones son de 12x18 metros en planta.

El diseño contemplará la acción sísmica, interponiendo entre el suelo y la estructura un sistema de aislación de base y la fundación será directa sobre suelo rígido.

1.2 Reglamentos

Durante todo el desarrollo del presente trabajo, se hará uso y se seguirán los lineamientos generales del reglamento INPRES CIRSOC 103, partes I [1] y II [2] para cálculo de la acción sísmica. Se utilizará el “Método Estático Equivalente” para lo cual la (dinámica) acción sísmica será modelada como una serie de acciones estáticas que permitirá el dimensionamiento y verificación de la estructura. Complementariamente, para el cálculo de la estructura de hormigón armado se utilizará el INPRES CIRSOC 201-2005 [3]. Se utiliza el reglamento INPRES CIRSOC 104 -2005 para las acciones de la nieve y INPRES CIRSOC 101-2005 [4] para el resto de las acciones no sísmicas.

Todos estos reglamentos y sus versiones son los que se encuentran vigentes al día de la fecha en la República Argentina.

1.3 Materiales

(a) Estructura (Tabiques y Columnas)

- Hormigón H-25 (resistencia característica de 25 MPa, cuantil 10%).
- Acero ADN 420 (tensión de fluencia de 420MPa).

(b) Entrepisos y Cubierta

- Losa de hormigón de espesor 12 centímetros y densidad $\gamma_H = 24 \text{ kN/m}^3$.
- Contrapiso de espesor 8 centímetros y densidad $\gamma_C = 16 \text{ kN/m}^3$.
- Carpeta y piso 3 centímetros y $\gamma_P = 20 \text{ kN/m}^3$.

(c) Cerramientos

- Mampostería de 20 centímetros de espesor y 2.7 metros de alto, con $\gamma_M = 16 \text{ kN/m}^3$ en el perímetro exterior de la planta.

(d) Sistema de Aislación

- Aisladores de goma, producidos por empresa Bridgestone [5].

2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

2.1 Diseño de la estructura

En la **Figura 2.1** a continuación, se muestra la planta tipo de la estructura a analizar, la cual es el resultado del predimensionamiento realizado a lo largo de esta sección. Se busca cumplir requisitos mínimos reglamentarios para tipo estructural, pero la misma podría resultar ajustada adecuadamente en futuras secciones.

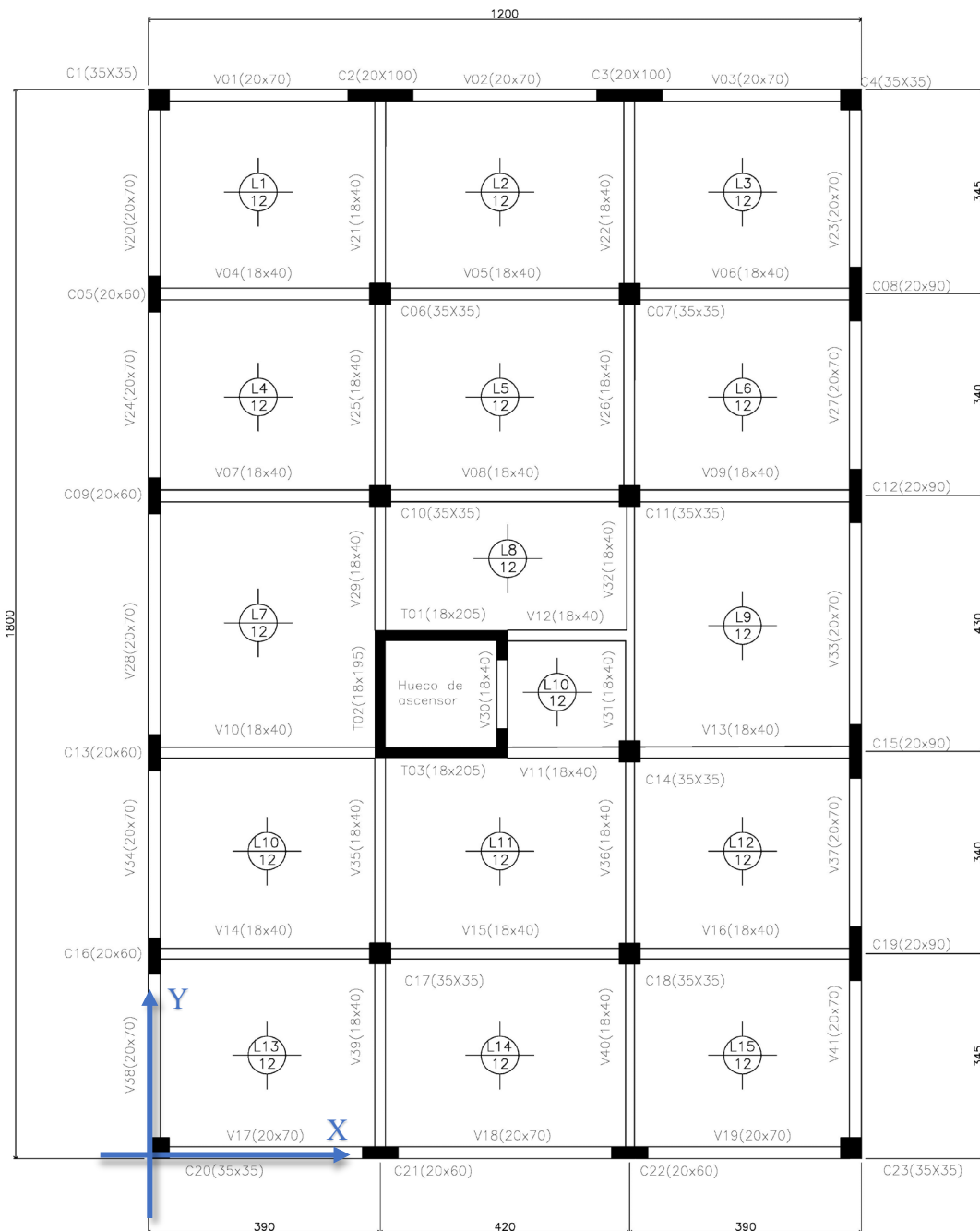


Figura 2.1: Planta resultado del predimensionamiento. X e Y ejes globales de la estructura.

2.2 Columnas

(a) Limitaciones dimensionales

De acuerdo al Inciso 2.3.1 del reglamento Cirsoc 103PII [2] se tiene que las dimensiones $b_c \times h_c$ de secciones de columnas rectangulares, de luz libre L_n y con vigas adyacentes en sus extremos debe cumplir los mínimos:

$$\frac{L_n}{b_c} \leq 25, \frac{L_n h_c}{b_c^2} \leq 100$$

Por otro lado, el CIRSOC 102 indica que una columna debe cumplir con un lado mínimo 20 centímetros. Si se considera la luz libre L_n igual a 3.6 metros para todos los casos, considerando columna de planta baja de 4 metros de altura y una viga con altura mínima de 40 centímetros. Entonces, el lado mínimo que cumple con el requisito reglamentario será:

$$b_{c-min} = \frac{360}{25} = 15cm$$

(b) Reducción de rigideces

Como se verá en futuras secciones, resulta necesario realizar una reducción de la rigidez de las columnas para contemplar los efectos del agrietamiento en el análisis elástico lineal de primer orden que se realiza con STAAD Pro. El reglamento en su segunda parte inciso 2.3.2 [2] especifica reducciones del 80, 60 y 40 por ciento para distintas relaciones de acciones en estado límite de resistencia (ELU) P_u y resistencia nominal $f'cA_g$. Se adopta en esta instancia una reducción al 60% de la resistencia inicial para encontrarse en una situación intermedia. En rigor, esto debería ser reajustado convenientemente.

(c) Dimensiones adoptadas

En la **Tabla 2.1** se encuentran detalladas las dimensiones de las columnas. Las mismas se adoptan para lograr que el centro de rigidez y de masa para una planta se encuentren lo más centrado posible. Este concepto cobrará importancia en futuras secciones.

2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Tabla 2.1: Propiedades geométricas de las columnas.

Columna	Dimensión X global [cm]	Dimensión Y global [cm]	Área [cm ²]	I x global [cm ⁴]	I y global [cm ⁴]	Ix red [cm ⁴]	Iy red [cm ⁴]
C01	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C02	100	20	2000	66667	1666667	40000	1000000
C03	100	20	2000	66667	1666667	40000	1000000
C04	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C05	20	60	1200	360000	40000	216000	24000
C06	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C07	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C08	20	90	1800	1215000	60000	729000	36000
C09	20	60	1200	360000	40000	216000	24000
C10	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C11	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C12	20	90	1800	1215000	60000	729000	36000
C13	20	60	1200	360000	40000	216000	24000
C14	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C15	20	90	1800	1215000	60000	729000	36000
C16	20	60	1200	360000	40000	216000	24000
C17	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C18	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C19	20	90	1800	1215000	60000	729000	36000
C20	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
C21	60	20	1200	40000	360000	24000	216000
C22	60	20	1200	40000	360000	24000	216000
C23	35	35	1225	125052	125052	75031	75031
Total			31875	7888906	5828906	4733344	3497344

2.3 Tabiques

(a) Limitaciones dimensionales

Para los tabiques sismorresistentes de más de dos pisos de alto se busca, al adoptar dimensiones mínimas, **evitar el pandeo prematuro fuera del plano**. Una alternativa sería que el espesor de este b , de acuerdo con el inciso 3.3.1 [2], cumpla con un mínimo b_{cr} tal que:

$$b \geq b_{cr} = \frac{7 k_{cr} (A_r + 2) L_w}{1700 \sqrt{\xi}}$$

Donde L_w representa el largo del tabique, A_r la relación entre la altura y el largo del tabique, $k_{cr} = 1$ y ξ un parámetro que depende de la cuantía de la armadura, que para esta primera etapa de predimensionamiento se puede adoptar $\xi = 0.20$.

De los tres tabiques en el edificio, **el tabique T02 se encuentra arriostrado** por los otros dos por lo que se encuentra protegido de este fenómeno. Si se computan los valores de la anterior ecuación para los otros dos tabiques se obtiene:

Tabla 2.2: Cálculo de b_{cr} para cada tabique.

Tabique	hr [m] Altura del tabique	Lw [m]	Ar hw/Lw	bcr [cm]
T01	22	2.05	10.73	24
T03	22	2.05	10.73	24

Para poder colocar un espesor b menor a 24 centímetros, se **debe proveer elementos de borde** de área A_{wb} . Ambas propiedades geométricas deben cumplir con las condiciones dadas en [3-5] y [3-16] 2C103PII:

$$A_{wb} \geq \max \left(b_{cr}^2; \frac{b_{cr} L_w}{10} \right) = 576 \text{ cm}^2; \quad b \geq 0.06 * L_n = 15.6 \text{ cm}$$

Por lo que se adopta un espesor de 18 centímetros para todos los tabiques y un elemento de borde de 18x32 centímetros (576 cm²).

(b) Reducción de rigideces

De igual manera que para columnas, resulta necesario realizar una reducción de la rigidez de los tabiques, en este caso se toma el 25% de la rigidez original, de acuerdo con lo indicado en el **inciso 3.4.1** y para el caso intermedio como primera aproximación.

(c) Dimensiones adoptadas

Tabla 2.3: Propiedades geométricas de los tabiques

Tabique	Dimensión X global [cm]	Dimensión Y global [cm]	Área [cm ²]	I x global [cm ⁴]	I y global [cm ⁴]	Ix red [cm ⁴]	Iy red [cm ⁴]
T01	205	24	4920	236160	17230250	59040	4307562.5
T02	24	195	4680	14829750	224640	3707438	56160
T03	205	24	4920	236160	17230250	59040	4307562.5
Total			14520	15302070	3825517.5		

2.4 Vigas

(a) Reducción de rigideces

De igual manera que para tabiques y columnas, debemos disminuir la rigidez con la que dotaremos a nuestra sección. El reglamento C103PII en su inciso 2.2.2 sugiere aplicar un 35% de reducción al área para vigas T o L. El área a reducir surge de considerar la mitad del ancho colaborante b_f de la losa en una viga placa, como indica la **Figura 2.2**:

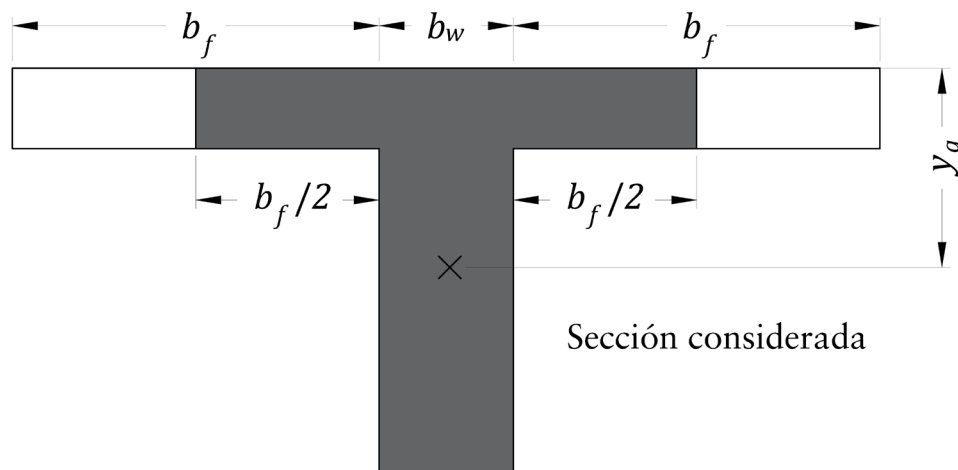


Figura 2.2: Sección considerada para modelado de vigas.

(b) Limitaciones dimensionales

En cuanto a los elementos tipo viga, los códigos utilizados prevén dimensiones mínimas para el ancho b_w y el alto h_b , quedando las dimensiones máximas sujetas a condiciones de resistencia, desplazamientos máximos y demás usos y costumbres.

De acuerdo con el reglamento C103PII en su inciso 2.2.1.3., **el ancho de una viga no debe ser menor a 18 centímetros**. Por otro lado, el CIRSOC 201 da limitaciones para las alturas de la viga en base a esbelteces mínimas (relación largo/alto de la viga) si no se busca realizar verificaciones de desplazamientos máximos. **Se adopta este criterio** y se tiene que dicha esbeltez limite depende de la condición de vinculación del elemento, pudiendo ser “apoyada-apoyada” (A-A) cuando el giro no se encuentra restringido en ambos extremos, “apoyada-continua” (A-C) cuando uno solo de los apoyos restringe el giro en algún porcentaje y “continua-continua” (C-C) cuando el giro se encuentra restringido en ambos apoyos. Se adopta como segundo criterio y en base a usos y costumbres, **una altura mínima de 40 centímetros para las vigas**.

(c) Dimensiones adoptadas

Las dimensiones se encuentran en la **Tabla 2.4**. El criterio adoptado para las dimensiones de la viga indica es de considerar dimensiones de 20x40 “mínimas” para las vigas interiores de un piso y dotar de mayor rigidez a las vigas en el perímetro, con secciones de 20x70. El motivo es que las columnas perimetrales, que poseen mayor inercia para que el edificio tenga mayor rigidez, se ven favorecidas por vigas de mayor rigidez que generen un efecto de pórtico entre las mismas.

2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Tabla 2.4: Parámetros Geométricos de las Vigas

Viga	Ln luz libre [m]	TIPO L/T	Vínculo	Altura mín [cm]	Ancho adoptado [cm]	Altura adoptada [cm]	Parámetros para modelado			
							Ag V. Placa [cm ²]	50%bf [cm]	yg [cm]	Ie=0.35 Ig [cm ⁴]
V01	3.00	L	A-C	18	20	70	1850	18.75	30.61	237214
V02	3.10	L	C-C	15	20	70	1865	19.38	30.48	238827
V03	3.00	L	A-C	18	20	70	1850	18.75	30.61	237214
V04	3.50	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V05	3.70	T	C-C	17	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V06	3.35	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V07	3.35	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V08	3.70	T	C-C	17	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V09	3.35	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V10	3.35	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V11	2.25	T	A-C	15	20	40	1475	28.13	15.53	50781
V12	2.25	T	A-C	15	20	40	1475	28.13	15.53	50781
V13	3.35	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V14	3.35	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V15	3.70	T	C-C	17	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V16	3.35	T	A-C	22	20	40	1760	40.00	14.40	55373
V17	3.35	T	A-C	22	20	70	2360	40.00	27.00	284403
V18	3.70	T	C-C	17	20	70	2360	40.00	27.00	284403
V19	3.35	T	A-C	22	20	70	2360	40.00	27.00	284403
V20	2.90	L	A-C	13	20	70	1835	18.13	30.73	235585
V21	3.00	T	A-C	15	20	40	1700	37.50	14.62	54487
V22	3.00	T	A-C	15	20	40	1700	37.50	14.62	54487
V23	2.80	T	A-C	13	20	70	2240	35.00	27.75	274559
V24	2.80	L	C-C	12	20	70	1820	17.50	30.86	233940
V25	3.00	T	C-C	12	20	40	1700	37.50	14.62	54487
V26	3.00	T	C-C	12	20	40	1700	37.50	14.62	54487
V27	2.80	T	C-C	12	20	70	2240	35.00	27.75	274559
V28	3.60	L	C-C	17	20	70	1880	20.00	30.36	240424
V29	2.35	T	C-C	12	20	40	1505	29.38	15.40	51314
V30	2.35	T	C-C	12	20	40	1505	29.38	15.40	51314
V31	1.65	T	C-C	6	20	40	1295	20.63	16.42	47275
V32	2.35	T	C-C	12	20	40	1505	29.38	15.40	51314
V33	3.40	T	C-C	17	20	70	2360	40.00	27.00	284403
V34	2.80	T	C-C	12	20	70	2240	35.00	27.75	274559
V35	2.80	T	C-C	12	20	40	1640	35.00	14.84	53561
V36	2.80	T	C-C	12	20	40	1640	35.00	14.84	53561
V37	2.80	T	C-C	12	20	70	2240	35.00	27.75	274559
V38	2.80	T	A-C	15	20	70	2240	35.00	27.75	274559
V39	2.80	T	A-C	15	20	40	1640	35.00	14.84	53561
V40	2.80	T	A-C	15	20	40	1640	35.00	14.84	53561
V41	2.80	T	A-C	15	20	70	2240	35.00	27.75	274559
TOTAL		123.45								

3 ANÁLISIS Y CÁLCULO DE ACCIONES NO SÍSMICAS

En la presente sección se hará uso del reglamento CIRSOC 101 [4] para el cálculo de sobrecargas del edificio de oficinas, las cargas resultantes se encuentran presentadas en la siguiente tabla:

Tabla 3.1: Cálculo de cargas actuantes

CARGAS SUPERFICIALES – CIRSOC 101	
D paquete estructural losa [kN/m ²]	4.76
D mampostería [kN/m]	8.64
L oficina [kN/m ²]	2.5
L balcón [kN/m ²]	5
L cubierta [kN/m ²]	1
Carga por Sup. Losa escalera [kN/m ²]	5
Carga puntual tanque 1000L [kN]	9.81
Carga repartida tanque sobre L8 [kN/m ²]	1.0
Carga puntual ascensor [kN] (0.5tn)	5
Carga repartida[kN/m ²]	1.2
S [kN/m ²]	0.3
SIMULTANEIDAD	
L (f_1)	0.25
S (f_2)	0.7

Con estos datos, se puede calcular las cargas que corresponden a cada piso y hacer la sumatoria correspondiente junto con los factores f_1 y f_2 , para así obtener la acción gravitatoria asociada a la acción sísmica. De esta manera se tienen las siguientes cargas:

3.1 Cargas Permanentes

Nivel	h [m]	Losa		Núcleo escalera		Tanque		Mampostería		Vigas [kN]	Col + Tab [kN]	Total [kN]
		qD [kN/m ²]	Sup [m ²]	qD [kN/m ²]	Sup [m ²]	qD [kN/m ²]	Sup [m ²]	qD [kN/m]	Long. [m]			
7 (cubierta)	22	4.76	191.8	5	9.87	1.0	9.87	0	60	319	180	1471
6	19	4.76	191.8	5	9.87	0	0	8.64	60	319	359	2159
5	16	4.76	191.8	5	9.87	0	0	8.64	60	319	359	2159
4	13	4.76	191.8	5	9.87	0	0	8.64	60	319	359	2159
3	10	4.76	191.8	5	9.87	0	0	8.64	60	319	359	2159
2	7	4.76	191.8	5	9.87	0	0	8.64	60	319	359	2159
1	4	4.76	191.8	5	9.87	0	0	8.64	60	319	419	2219
0 (Aislador)	0	4.76	191.8	2.5	9.87	0	0	8.64	60	319	239	2014
TOTAL [kN]												16498

3.2 Sobrecargas tipo L

Nivel	Altura [m]	Losa		Tanque		Ascensores		Escalera		Total [kN]
		qL [kN/m²]	Sup [m²]	qL [kN/m²]	Sup [m²]	qL [kN/m²]	Sup [m²]	qL [kN/m²]	Sup [m²]	
7 (cubierta)	22	1	178.22	1.0	9.87	1.2	5.61	2.5	9.87	219.23
6	19	2.5	168.35					5	9.87	470.23
5	16	2.5	168.35					5	9.87	470.23
4	13	2.5	168.35					5	9.87	470.23
3	10	2.5	168.35					5	9.87	470.23
2	7	2.5	168.35					5	9.87	470.23
1	4	2.5	168.35					5	9.87	470.23
0 (Aislador)	0	2.5	168.35					2.5	9.87	445.55
Total [kN]										3486.13

3.3 Sobrecargas tipo S

Nivel	Altura [m]	Carga por superficie		Total [kN]
		qS [kN/m²]	Sup [m²]	
7 (cubierta)	22	0.3	210.04	63

3.4 Totales y Simultaneidad

Se resumen los resultados y se presenta el valor de W_i que considera la simultaneidad y sera utilizado en secciones futuras.

Nivel	Altura [m]	CARGAS D	CARGAS L	CARGAS S	SIMULTANEIDAD
		Total [kN]	Total [kN]	Total [kN]	W_i [kN] $D+f1L+f2S$
7 (cubierta)	22	1471	242.63	63	1575.43
6	19	2159	528.73	0	2291.04
5	16	2159	528.73	0	2291.04
4	13	2159	528.73	0	2291.04
3	10	2159	528.73	0	2291.04
2	7	2159	528.73	0	2291.04
1	4	2219	528.73	0	2350.91
0 (Aislador)	0	2014	504.05	0	2140.46
Total		16498	3919.03		17521.97

4 DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMA DE AISLACIÓN

4.1 Valores iniciales propuestos

Dado que el desarrollo de esta sección y las siguientes es secuencial, se escoge para este informe una presentación escalonada del procedimiento que fue seguido en formato de tabla. Como primer paso para la elección del aislador, se **propone** el periodo del sistema T_M y la relación de amortiguamiento β_M , y luego se calcula el desplazamiento máximo del centro de rigidez.

Parámetro	Descripción	Valor
T_M	Periodo de la estructura propuesto [s].	2.50
β_M	Relación de amortiguamiento [%]. Se propone como primera aproximación conforme a usos y costumbres	20.00
B_M	Coeficiente de amortiguamiento. Obtenido a partir de la Tabla 3.1 bibliografía de la cátedra [6], a partir del valor de β_M .	1.80

4.2 Desplazamientos del centro máximo de rigidez

Parámetro	Descripción	Valor
N_v	Factor por cercanía de fallas sismogénicas. Obtenido de [3.12] (todos los casos).	1.20
C_v	Parámetro característico del espectro de diseño. Obtenido de la Tabla 3.1 para Zona 4 y Tipo Espectral $S_D = 2$.	0.71
S_a	Seudoaceleración (amplificada) para $T = 1s$. $=1.5 C_v (*)$	1.06
D_M	Desplazamiento máximo en centro rigidez [m] $DM = g S_a T / (2\pi B_M)^2$	0.37

(*) Para lograr una equivalencia los valores característicos de la acción sísmica dados por el reglamento argentino [1] para un periodo de retorno de 475 años, con los valores del terremoto máximo de considerado (TMC) que propone la norma ASCE 7-22[7], **se debe considerar un factor de amplificación sísmica de 1.5** para la zona IV.

Se continua con los parámetros que permiten seleccionar el modelo de aislación correspondiente:

4.3 Parámetros y elección de aislador

Parámetro	Descripción	Valor
W	Peso total de la estructura [kN]. Obtenido a partir de la suma $D+f_1 L+f_2 S$ (Ver sección 3.4)	17239.82
K_M	Rigidez necesaria del sistema [kN/m]. $K_M = (2\pi/T)^2 * W/g$	11100.52
N_a	Número de aisladores. Se dispone un aislador por columna y se coloca uno en cada vértice del tabique de ascensor.	27
K_{eff}	Rigidez necesaria por cada aislador [kN/m] Obtenido como el cociente K_M/N_a (todos los aisladores en serie).	411.13
U_{eff}	Carga vertical que resistir (aproximada). Cociente W/N_a .	638.51
E_M	Energía disipada en cada ciclo [kNm]. $E_M = 2\pi K_{eff} D_M^2 \beta_M$	69.41
Tipo de Goma Aislador	Aislador propuesto según catálogo Bridgestone	MVBR-0516 (X0.3R)
H	Grosor de la goma [m]. Dado por el catálogo Bridgestone para modelo HM070X3R.	0.159
γ	Distorsión. D_M/H	2.30
$G_{eq}(\gamma)$	Módulo de corte equivalente[kN/cm ²]. Dado por el catálogo Bridgestone para “Rubber material X0.3R”.	0.021
$H_{eq}(\gamma)$	Amortiguamiento equivalente[kN/cm ²]. Dado por el catálogo Bridgestone para “Rubber material X0.3R”.	0.017
A_{nec}	Área de goma necesaria [cm ²]. $K_{eff} H/G_{eq}$	3155.01
Aislador seleccionado	Elegimos la característica deseada para el aislador, en base al requisito de área necesaria	HM070X3R (X0.3R)
D	Diámetro exterior [mm]. Obtenido de catálogo para HM070X3R (X0.3R) [pág. 16]	700
D_0	Diámetro interior [mm]. Obtenido de catálogo para HM070X3R (X0.3R) [pág. 16]	15
A	Área efectiva plana del aislador [cm ²]. Obtenido de catálogo para HM070X3R (X0.3R) [pág. 16]	3847
t_r	Espesor de una capa de goma [mm]. Obtenido de catálogo para HM070X3R (X0.3R) [pág. 16]	5.9
n	Número de capas de goma. Obtenido de catálogo para HM070X3R (X0.3R) [pág. 16]	27

Se debe iterar sobre los valores propuestos hasta lograr la convergencia de las propiedades:

4.4 Iteraciones hasta convergencia

Iteración i	Número de iteración	1	2	3
D_M^{i-1}	Desplazamiento máximo en centro rigidez [m] - Iteración "i-1".	0.37	0.33	0.33
γ	Distorsión. D_M/H .	2.30	2.08	2.06
G_{eq}^i	Módulo de corte equivalente[kN/cm ²] - Iteración "i". Dado por el catálogo Bridgestone para goma X0.3R.	0.02	0.02	0.02
$u_{(\gamma)}^i$	Parámetro que sirve para el cálculo de los parámetros finales del aislador	0.28	0.29	0.29
K_{eff}^i	Rigidez efectiva por cada aislador [kN/m] - Iteración "i". Obtenido según $G \cdot A/H$ (fórmula de rigidez)"	501.30	514.71	516.54
$K_{sistema}^i$	Rigidez total del sistema [kN/m] - Enésima iteración $K_{eff}^i \cdot N_a$ (aisladores en serie).	13535.23	13897.19	13946.48
T_M^i	Período de la estructura [s] - Enésima iteración. Obtenido como $2\pi\sqrt{W/g K_{sistema}}$	2.26	2.23	2.23
D_M^i	Desplazamiento máximo en centro rigidez [m] - Enésima iteración	0.33	0.33	0.33

Con la convergencia se calculan el resto de los parámetros del aislador, que permiten construir la curva del ciclo de histéresis poligonal simplificada [8][6]:

4.5 Parámetros finales del aislador

Parámetro	Descripción	Valor
K_2	Rigidez post fluencia (yield) [kN/m]. De catálogo Bridgestone: $K_{eq}(1 - u)$	516.54
K_1	Rigidez elástica [kN/m]. De catálogo Bridgestone: $10 K_2$	369.04
Q_d	Fuerza característica, para desplazamiento cero. [kN] De catálogo Bridgestone: $u K_{eq} H \gamma$	3690.41
F_y	Fuerza de fluencia [kN]. A partir de la ecuación de una recta: $Q_d K_1 / (K_1 - K_2)$	23.50
D_y	Desplazamiento de fluencia (para el cual se produce F_y) [mm]. F_y/K_1	26.11
E_M	Energía disipada por el sistema de aislamiento durante un ciclo. [kNm]. $4 Q_d (D_M - D_y)$	7.07

4. DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMA DE AISLACIÓN

A las propiedades nominales de los aisladores se le deben aplicar dos factores de modificación, que definen los límites superior e inferior de los mismos [6]. Los mismos son utilizados para contemplar la posible variación que podrían presentar los valores descriptos en la anterior tabla por efectos de calentamiento de diversos orígenes, a saber: calor generado por movimiento cíclico, velocidad de carga, envejecimiento, temperatura, exposición ambiental y contaminación de la goma.

Para los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR), se deben modificar tanto la fuerza característica Q_d y la rigidez efectiva K_{eff} . Los factores de modificación se adoptan $\lambda_{\min} = 0.85$ y $\lambda_{\max} = 1.20$ de acuerdo con los rangos usuales de valores [6].

4.6 Variación de parámetros del aislador – límites

Parámetro	Descripción	Limite Inf.	Nominal	Limite Sup.
D_M	Desplazamiento máximo [m].	0.39	0.33	0.27
F_y	Fuerza de fluencia [kN]	22.19	26.11	31.33
D_y	Desplazamiento de fluencia [m].	0.007	0.007	0.007
K_{eff}	Rigidez efectiva. [kN/m]	371.27	516.54	557.61
$K_e = K_1$	Rigidez elástica [kN/m]	3136.85	3690.41	4428.49
T_M	Período. $2\pi \sqrt{W / (N_a g KM)}$ [s]	2.63	2.23	2.15
F_M	Fuerza máxima [kN]	143.08	146.99	152.22
β_M	Amortiguamiento efectivo [%]	20.03	20.00	25.50
B_M	Coeficiente de amortiguamiento	1.80	1.80	2.08
λ	Factores de modificación para K_2 y Q_d .	0.85	1.00	1.20
$K_d = K_2$	Rigidez post fluencia [kN/m]	313.68	369.04	442.85
Q_d	Fuerza característica [kN]	19.97	23.50	28.20

Finalmente, tomando en cuenta estas variaciones se debe verificar que el aislador cumple con los requisitos de estabilidad, para lo cual se debe considerar el desplazamiento adicional debido a la torsión de la planta del edificio alrededor del eje vertical, para lo cual se computan las excentricidades para ambas direcciones el cálculo se realiza en base a los valores presentados en el Capítulo 2:

4.7 Excentricidad entre el centro de rigidez y masa

Parámetro	Descripción	Valor
ex	Excentricidad del centro de rigidez con respecto al centro de gravedad de una planta, en la dirección X [m]	-0.16
ey	Excentricidad del centro de rigidez con respecto al centro de gravedad de una planta, en la dirección Y [m]	-0.58

4.8 Parámetros de la verificación de estabilidad

Parámetro	Descripción	Valor
σ	Tensión de compresión máxima [Mpa]. $W / (N_a * A)$	1.66
r_I	Radio de giro del sistema [m]. Siendo B, b dimensiones en planta: $\sqrt{b^2 + B^2}/12$	5.63
P_T	Relación entre el período traslacional y torsional efectivo del sistema de aislación: $P_T = 1/r_I \sqrt{b^2 + B^2}/N_a$	1.28
e_x	Se adiciona a la excentricidad entre el centro de rigidez y de masa el 5% de la dimensión en sentido transversal (15.6m) [m]	0.94
e_y	Se adiciona a la excentricidad entre el centro de rigidez y de centro de masa en Y, el 5% de la dimensión en sentido transversal (11.7m) [m]	1.16
x	Distancia transversal entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés. Para este caso, corresponde con la mitad de la medida en X en planta (5.85m).	5.85
y	Distancia transversal entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés. Para este caso, corresponde con la mitad de la medida en Y en planta (8.80m).	8.80
D_{TM_x}/D_M	Relación del desplazamiento total máximo del sismo actuando en dirección X con DM. $1 + y/P_t^2 * 12 e_x/(b^2 + d^2)$	1.14
D_{TM_y}/D_M	Relación del desplazamiento total máximo del sismo actuando en dirección Y con DM. $1 + x/P_t^2 * 12 e_y/(b^2 + d^2)$	1.13
D_{TM}/D_M	El máximo entre los valores anteriores, pero con un valor mínimo de 1.15	1.15
$D_{TM \min}$	Límite inferior del valor de D_{TM}	0.44
$D_{TM \text{ nom}}$	Valor nominal de D_{TM}	0.38
$D_{TM \max}$	Límite superior del valor de D_{TM}	0.31
$\gamma_{\min}$	Distorsión asociada al valor de $D_{TM-\min}$	1.97
γ_{nominal}	Distorsión asociada al valor de D_{TM-n}	2.36
$\gamma_{\max}$	Distorsión asociada al valor de $D_{TM-\max}$	2.78

4. DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMA DE AISLACIÓN

Del catálogo correspondiente, se obtienen finalmente los dos puntos característicos que permiten describir la curva envolvente de falla por estabilidad: (0.65%, 34Mpa) para máxima compresión y (3.95%, 4Mpa) para máxima distorsión, resultando en la siguiente curva que se esboza en conjunto con los puntos de trabajo del aislador considerando la variación de sus parámetros vista anteriormente:

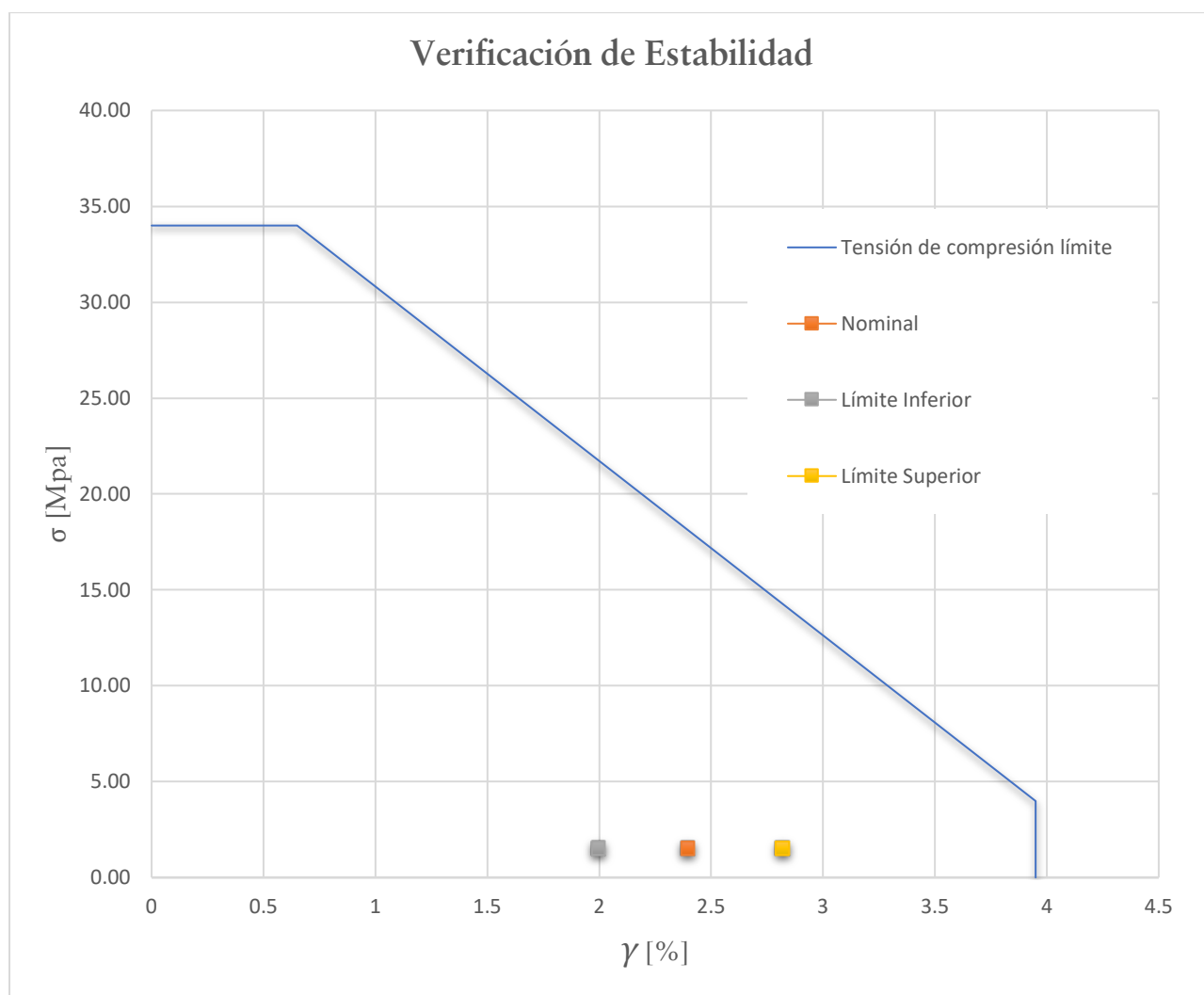


Figura 4.1: Verificación de Estabilidad.

Se observa que los tres valores se encuentran por dentro del contorno límite, con lo que se concluye que el aislador seleccionado está en buenas condiciones de trabajo. Se procede así con el dimensionamiento del edificio sismorresistente.

5 CÁLCULO DE ACCIONES SÍSMICAS – MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

Habiéndose ya logrado un predimensionamiento de la estructura en el Capítulo 3 y un apropiado diseño del sistema de aislación en el Capítulo 4, se está en condiciones de calcular las acciones estáticas que permitirá representar simplificada la acción sísmica (dinámica), de acuerdo a las prescripciones reglamentarias y vigentes [1][2].

5.1 Clasificación de la Acción Sísmica

Se busca valorar la acción sísmica del lugar en base al sitio de implantación.

Clasificación de la peligrosidad

En primer lugar, el reglamento específico CIRSOC 103 Parte I divide a la Argentina en 4 “zonas sísmicas” de acuerdo con la peligrosidad de cada región. En la **Figura 4.1** de la siguiente página se encuentra un extracto del reglamento en el que se puede apreciar lo hasta aquí mencionado en un mapa del país. En particular, se observa que la zona de Mendoza será una zona sísmica tipo 4 de peligrosidad muy elevada.

Clasificación del Sitio

Por otro lado, el reglamento brinda en su Tabla 2.2 la clasificación a la matriz suelo de acuerdo con su estratigrafía. Tratándose de un suelo rígido, se adopta sitio tipo S_d (suelo cohesivo consistente).

Clasificación según función – factor de riesgo

A los fines del diseño sismorresistente, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan llegar a tener eventuales daños o colapsos de estas en caso de ocurrencia de sismos. Para ello se define un factor de riesgo γ_r . Esta obra estará destinada a oficinas, por lo que se lo clasifica dentro del Grupo A (Construcciones o instalaciones cuyo colapso tiene gran repercusión debido a la ocupación o el uso). A esto le corresponde un factor de riesgo $\gamma_r = 1.3$.

5.2 Parámetros característicos de diseño C_a y C_v

Reuniendo las clasificaciones anteriores y criterios del apartado anterior, se reúne de la Tabla 3.1 C103PI los valores de los parámetros C_a y C_v , tal que:

$$C_a = 0.40; \quad C_v = 0.71$$

5.3 Componente vertical de la acción sísmica E_v

A partir de la expresión [1-5] del reglamento C103 PII, se tiene que la acción vertical debe ser considerada como un porcentaje de la acción sísmica, siendo el mismo

$$E_v = \frac{C_a}{2} \gamma_r D = \frac{0.40}{2} * 1.3 D = 0.26 D$$

5.4 Corte Basal

Se calcula el peso de la estructura obtenido con el Predimensionamiento del Capítulo 2, adicionando la fracción de sobrecarga especificada en la Sección 3.4.

Tabla 5.1: Peso de la estructura.

Parámetro	Descripción	Valor
W	Peso total de la estructura [kN]	17239.82
W_s	Peso total de la estructura, menos losa 0 a nivel de sistema de aislación [kN]	15125.02

Con estos valores se está en condiciones de calcular el corte a nivel de base o corte basal, se siguen las especificaciones de la bibliografía de la cátedra[6].

Tabla 5.2: Cálculo del corte basal

Parámetro	Descripción	Límite Inferior	Nominal	Límite superior
D_M	Desplazamiento máximo [m].	0.39	0.33	0.27
K_M	Rigidez total del sistema. $N_a * K_{eff}$ [kN/m]	10024.18	13946.48	15055.54
V_b	Corte en la base [kN]. $D_M * K_M$	3863.13	4568.50	4109.84
β_M	Amortiguamiento efectivo [%].	20.03	20.00	25.50
V_{st}	Corte en la superestructura [kN]. $V_b(W_s/W)^{1-2.5\beta_M}$	3618.79	4279.13	3919.48
R	Obtenido como 3/8 del valor de Tabla 5.1 para sistema pórtico-tabique, con límite de 2.00.	2.00	2.00	2.00
V_s	Corte de diseño. V_{st}/R	1809.39	2139.57	1959.74
k	Exponente que se utiliza para la distribución de la carga $14 \beta_M T_f$	3.06	3.05	3.89
F_0	Fuerza que aplicar en nivel cero. $(V_b - V_{st})/R$	122.17	144.69	95.18

Se toma el mayor y el menor de dichos valores (límite superior e inferior), los cuales serán distribuidos piso a piso de manera proporcional al producto del peso interviniente¹ por la distancia a la base del sistema de aislación, elevada por el factor k que depende del período fundamental de la superestructura² y del amortiguamiento del sistema de aislación.

¹ Se recuerda que el peso interviniente considera una fracción f_1 para las sobrecargas L y f_2 para la nieve.

² En el capítulo 9 se detallará cómo se obtiene este período a través de un modelo de elementos finitos del edificio.

5.5 Distribución Piso a Piso

Nivel i	h_i [m]	W_i [kN] ($D + f_1 L + f_2 S$)	Límite inferior			Límite superior		
			$w_i h_i^{k inf}$ [kN m]	C_v $w_i h_i^k / \sum w_i h_i^k$	F [kN]	$w_i h_i^{k sup}$ [kN m]	C_v $w_i h_i^k / \sum w_i h_i^k$	F [kN]
7 (cubierta)	22	1556.19	19734219	0.34	614.75	261113792	0.40	780.76
6	19	2252.56	18248543	0.31	568.47	213619942	0.33	638.75
5	16	2252.56	10792154	0.19	336.19	109437076	0.17	327.23
4	13	2252.56	5721111	0.10	178.22	48774529	0.07	145.84
3	10	2252.56	2565718	0.04	79.93	17567929	0.03	52.53
2	7	2252.56	862474	0.01	26.87	4383645	0.01	13.11
1	4	2306.02	159617	0.00	4.97	508284	0.00	1.52
0 (aislador)	0	2114.81	0	0	122.17	0	0	95.18
Total			58083836	1.00	1932	655405198	1.00	2054

6 COMBINACIONES DE CARGA

Se analizará la estructura para un total de 9 estados de carga, en donde:

Combinaciones que no incluyen carga sísmica

$$1. \quad 1.2D + 1.6L$$

Combinaciones que incluyen carga sísmica – límite superior del aislador

$$2. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (+) + E_h^{sup} (+)$$

$$3. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (-) + E_h^{sup} (+)$$

$$4. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (+) + E_h^{sup} (-)$$

$$5. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (-) + E_h^{sup} (-)$$

Combinaciones que incluyen carga sísmica – límite inferior del aislador

$$6. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (+) + E_h^{inf} (+)$$

$$7. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (-) + E_h^{inf} (+)$$

$$8. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (+) + E_h^{inf} (-)$$

$$9. \quad D + 0.7 S + 0.25 L + E_v (-) + E_h^{inf} (-)$$

De acuerdo con el artículo 3.5.2. C103PI, se establece a la acción sísmica vertical como un porcentaje del peso propio D , siendo:

$$E_v = \frac{C_a}{2} \gamma_r D = \frac{0.40}{2} 1.3 = 0.26 D$$

7 MODELACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS

Como se ha mencionado en la Introducción, en el presente trabajo realizaremos un análisis elástico lineal de primer orden, para lo cual el uso de un programa comercial de análisis por elementos finitos resulta adecuado para obtener las solicitaciones que luego permitirán diseñar las armaduras correspondientes y realizar el cálculo de las propiedades dinámicas como el período de los distintos modos de vibración [8][6].

El software a utilizar será el STAAD PRO V8i.

7.1 Representación de las vigas, columnas y tabiques

Se modelarán a las vigas y columnas como elementos de barra, a los tabiques como elementos de placa y se excluirán del análisis a las losas de cada piso. El efecto de las losas se representa por un lado igualando los desplazamientos de los nodos de cada piso (efecto diafragma) y por otro utilizando la función “Floor Load” que permite distribuir la carga superficial en las vigas de acuerdo a las líneas de rotura que la supuesta losa presentaría.

Las secciones a definir serán del tipo “general” en donde:

- Se ingresan manualmente las áreas y las inercias reducidas de los elementos de barra.
- Se disminuye proporcionalmente el espesor de los elementos de placa .

Property

General

AX: 0.18 m2 IX: 1e-006 m4 YD: 0 m

AY: 0 m2 IY: 0.01215 m4 ZD: 0 m

AZ: 0 m2 IZ: 0.0006 m4 YB: 0 m

ZB: 0 m

☒ Material

CONCRETE

Change Assign Close Help

Figura 7.1: Ejemplo de ingreso de propiedades de un elemento de barra.

Se toma la precaución de ingresar un valor despreciable (pero no nulo por inestabilidad numérica) para la rigidez torsional o la respectiva al X local de los elementos lineales.

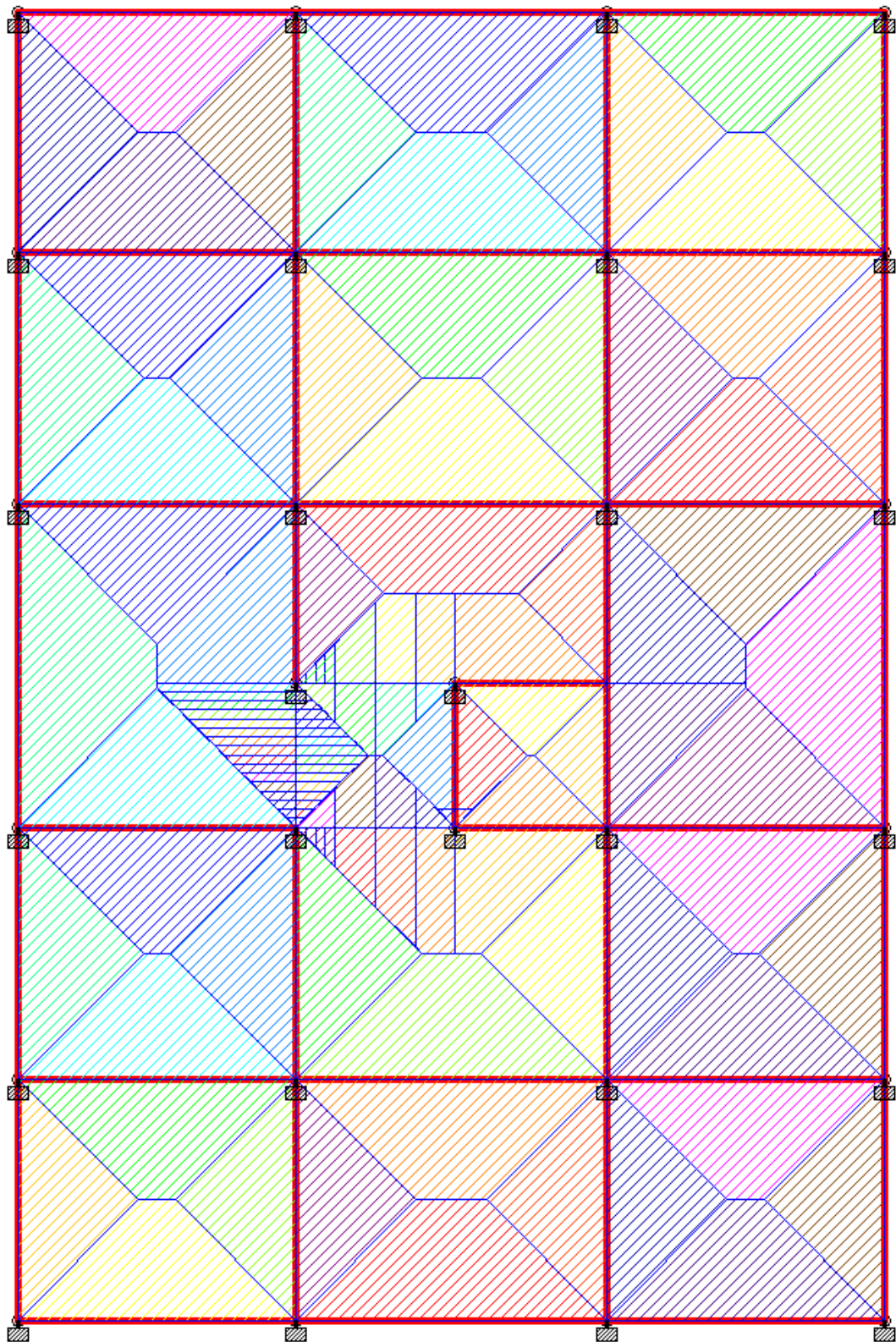


Figura 7.2: Planta del modelo de STAAD.
En azul: líneas de rotura para distribución de carga vertical.
En rojo: vigas representadas como barras.

7.2 Representación de los aisladores

Los aisladores se representan como barras de 1 metro de longitud empotradas en su extremo inferior y articuladas en su extremo superior. La rigidez flexional de dicha barra equivalente I_{eq} es el parámetro que limita los desplazamientos horizontales en esta analogía.

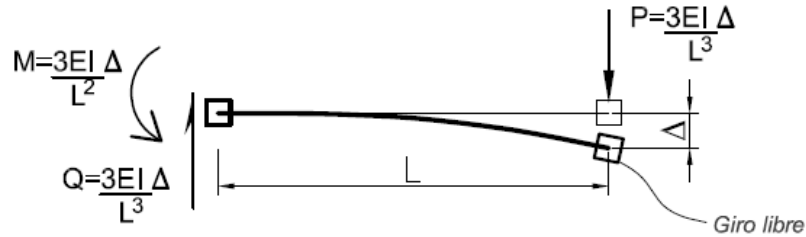


Figura 7.3: Rigidez flexional necesaria para generar desplazamiento unitario.

$$K_{eff}^{sup/inf} = \frac{3EI_{eq}}{L^3} \rightarrow I_{eq} = \frac{1}{3} * \frac{1^3}{4700 * \sqrt{25}} * K_{eff}^{sup/inf}$$

Se confeccionará un modelo distinto para cada uno de los límites del aislador, variando el valor de las cargas sísmicas y la rigidez de los aisladores.

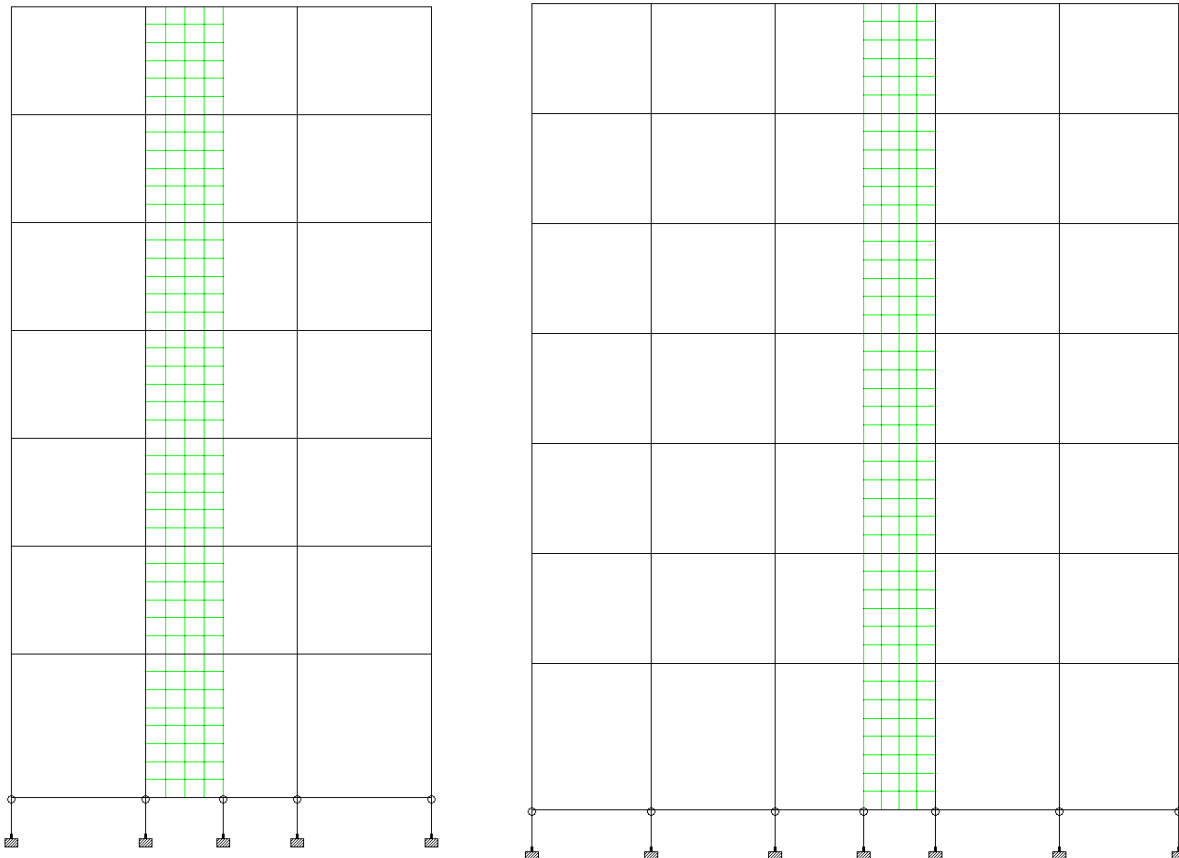


Figura 7.4: (de derecha a izquierda) vista norte y este de la estructura modelada.

7.3 Modos de vibración y períodos asociados

Para el cálculo del periodo de vibración del primer modo resulta también necesario reducir las rigideces de los elementos intervinientes. Se aplican las fuerzas sísmicas más las permanentes (considerando porcentajes de sobrecarga f_1 y f_2) en las tres direcciones globales y se obtienen los siguientes modos de vibración:

Tabla 7.1: Periodos de los modos de vibración de la estructura.

Límite Aislador	Período de modo de vibración según X. [s]	Período de modo de vibración según Y. [s]
Superior	2.15	2.07
Inferior	2.59	2.53

(a) Límite superior aislador

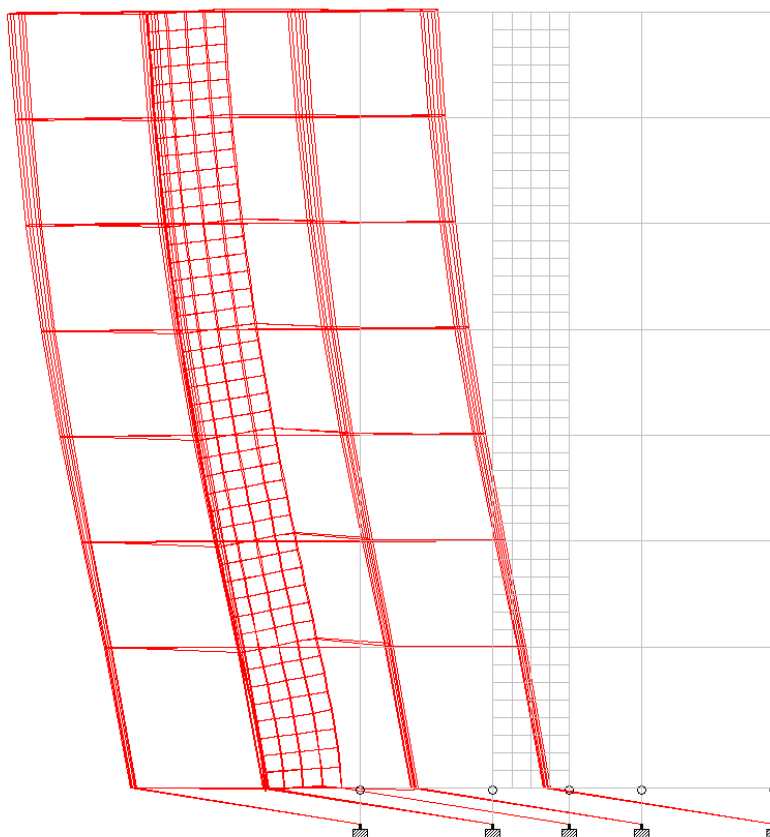


Figura 7.5: [Vista norte] Modo de vibración fundamental de la estructura según X para límite superior. Período de 2.15 segundos.

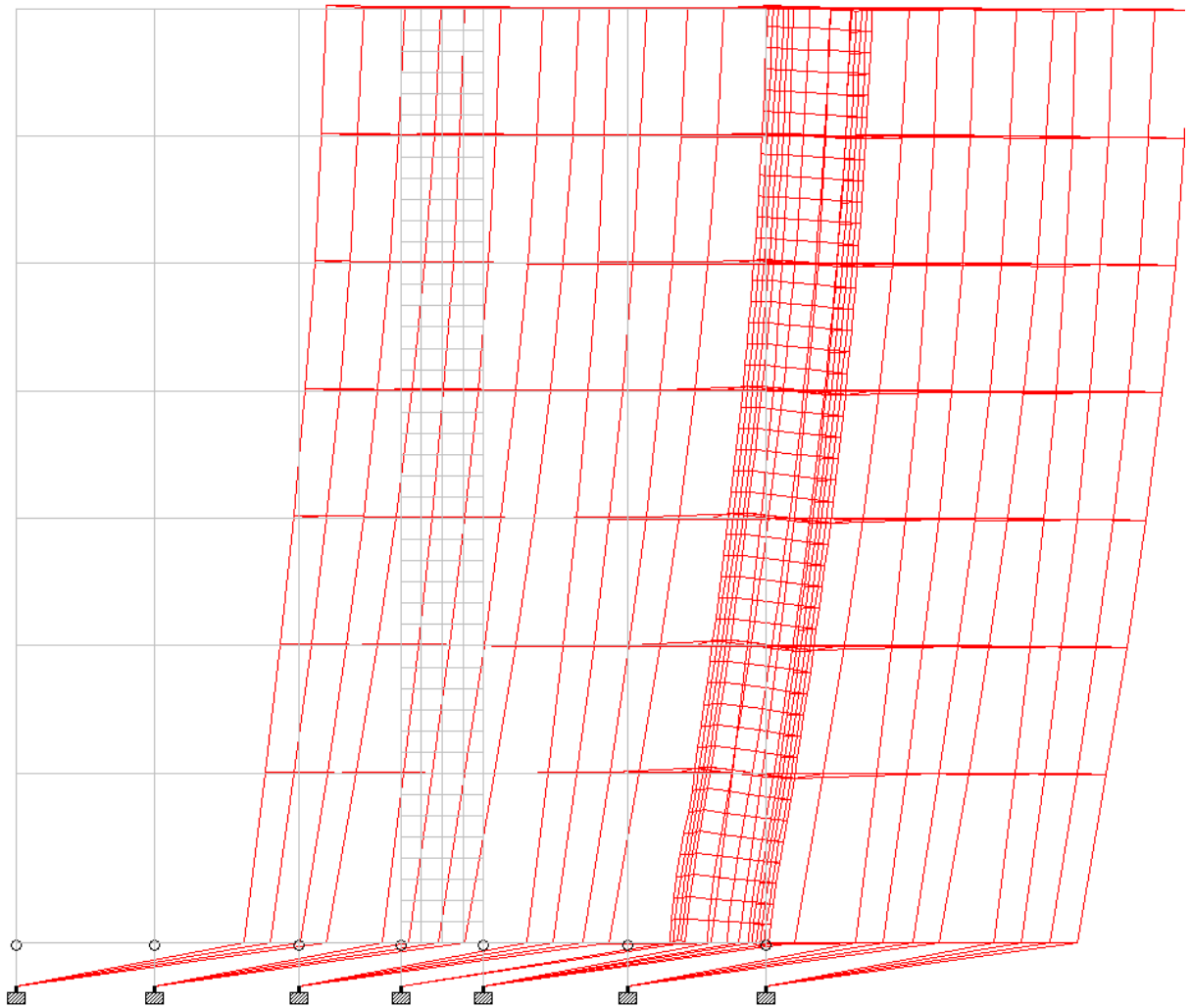


Figura 7.6: [Vista este] Segundo modo de vibración de la superestructura, según Y para límite superior
Período de 2.07 segundos.

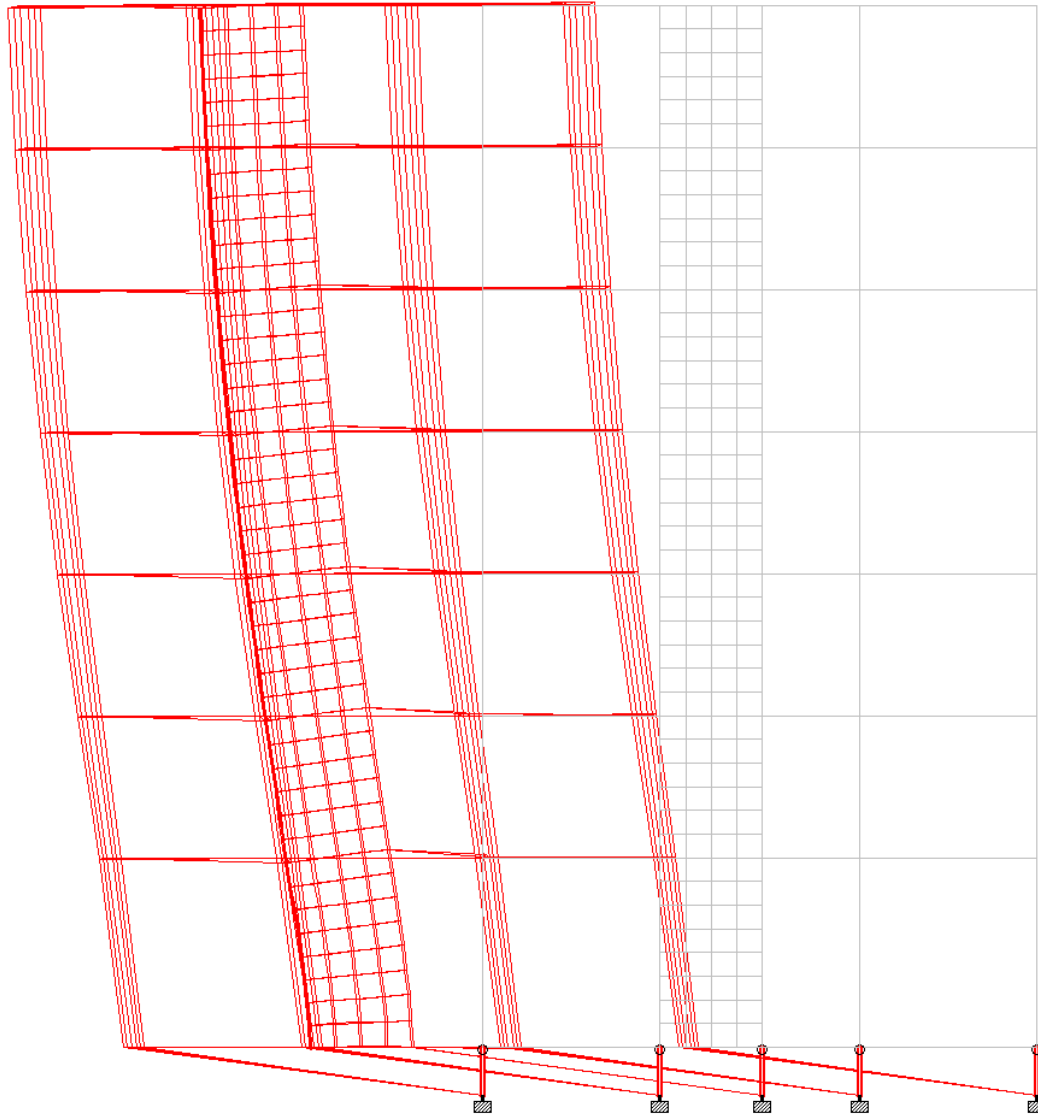
(b) Límite inferior aislador

Figura 7.7: [Vista norte] Modo de vibración fundamental de la estructura según X para límite inferior. Período de 2.59 segundos.

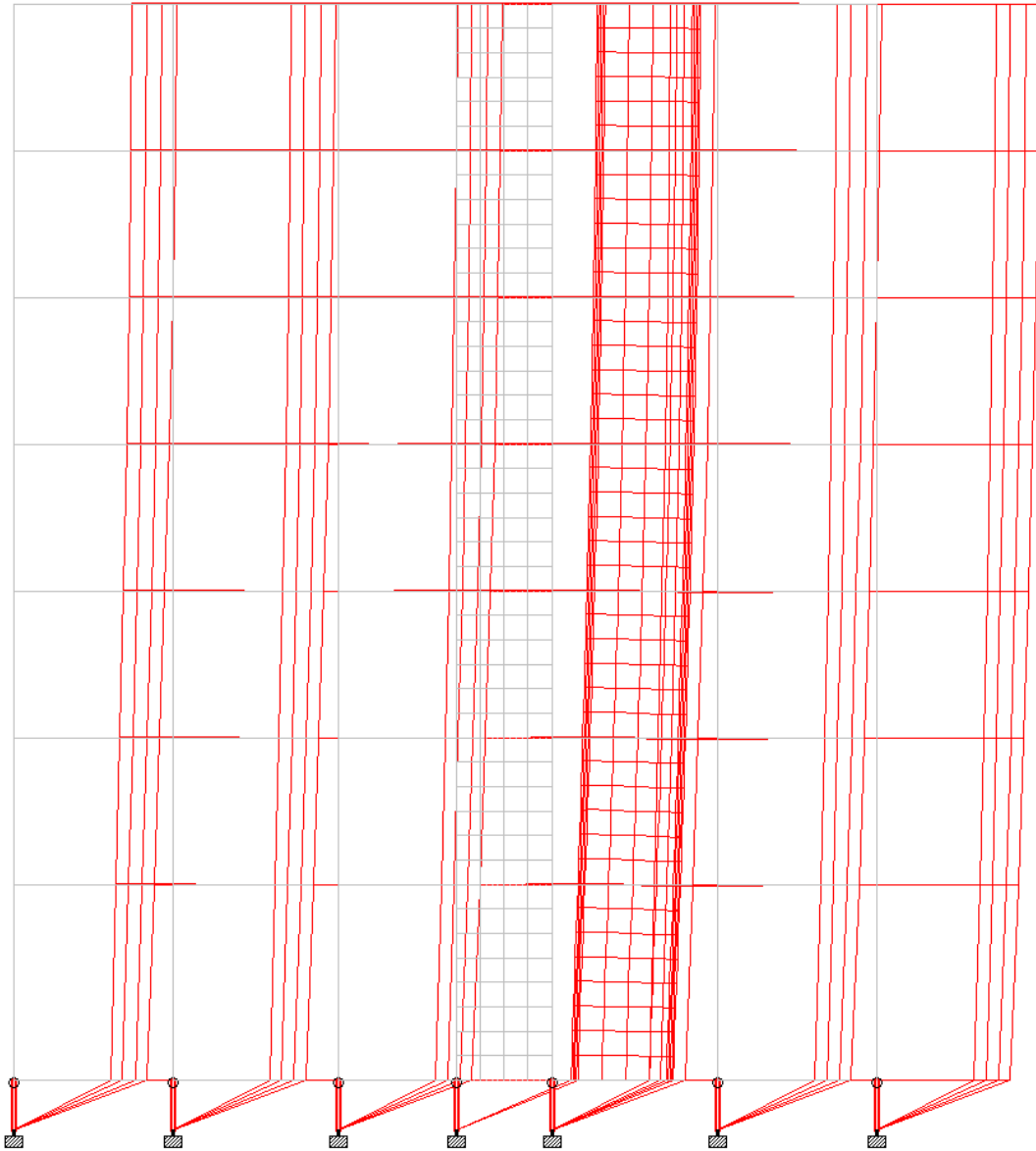


Figura 7.8: [Vista este] Segundo modo de vibración de la estructura, según Y para límite inferior.
Período de 2.53 segundos.

8 VERIFICACIÓN DE LAS DISTORSIONES DE PISO

Con las acciones sísmicas calculadas para cada piso el Capítulo 5, se obtienen a través del modelo los desplazamientos, y con los más desfavorables de ellos, se obtiene piso a piso d_{ekx} y d_{eky} con lo que se calcula la distorsión.

Tabla 8.1: Distorsiones para dirección X.

Distorsiones de piso en la dirección X - Base aislada								
Nivel	H [cm]	hsk [cm]	dek x [cm]	Cd = Ri	γr	dubk x [cm]	Δsk x [cm]	θsk x [cm]
7	2200.00	300.00	9.00	2.00	1.30	13.85	1.54	0.0051
6	1900.00	300.00	8.00			12.31	2.31	0.0077
5	1600.00	300.00	6.50			10.00	2.31	0.0077
4	1300.00	300.00	5.00			7.69	2.15	0.0072
3	1000.00	300.00	3.60			5.54	1.85	0.0062
2	700.00	300.00	2.40			3.69	1.85	0.0062
1	400.00	400.00	1.20			1.85	1.85	0.0046
0	0.00	0.00	0.00			0.00	0.00	0.0000
			De Staad					

Tabla 8.2: Distorsiones para dirección Y.

Distorsiones de piso en la dirección Y - Base aislada								
Nivel	H [cm]	hsk [cm]	dek y [cm]	Cd = Ri	γr	dubk y [cm]	Δsk y [cm]	θsk y [cm]
7	2200.00	300.00	1.00	2.00	1.30	0.11	0.00	0.0000
6	1900.00	300.00	1.00			0.11	0.00	0.0000
5	1600.00	300.00	1.00			0.11	0.00	0.0000
4	1300.00	300.00	1.00			0.11	0.00	0.0000
3	1000.00	300.00	1.00			0.11	0.00	0.0000
2	700.00	300.00	1.00			0.11	0.00	0.0000
1	400.00	400.00	1.00			0.11	0.11	0.0003
0	0.00	0.00	0.00			0.00	0.00	0.0000
			De Staad					

Se observa que todos los valores de distorsión no superan con el valor límite de $\theta sk x = \theta sk y = 0.01$, el cual se obtiene de considerar una construcción tipo A sensible a deformaciones. De esta manera se encuentra la estructura en buenas condiciones para continuar con el análisis.

9 DIMENSIONAMIENTO DE UNA TIRA DE VIGAS

En el presente capítulo se dimensionan las armaduras longitudinales y transversales de la tira de vigas V14-V15-V16, para los pisos 1 y 6. Se siguen los lineamientos del CIRSOC 103 PII -2005.

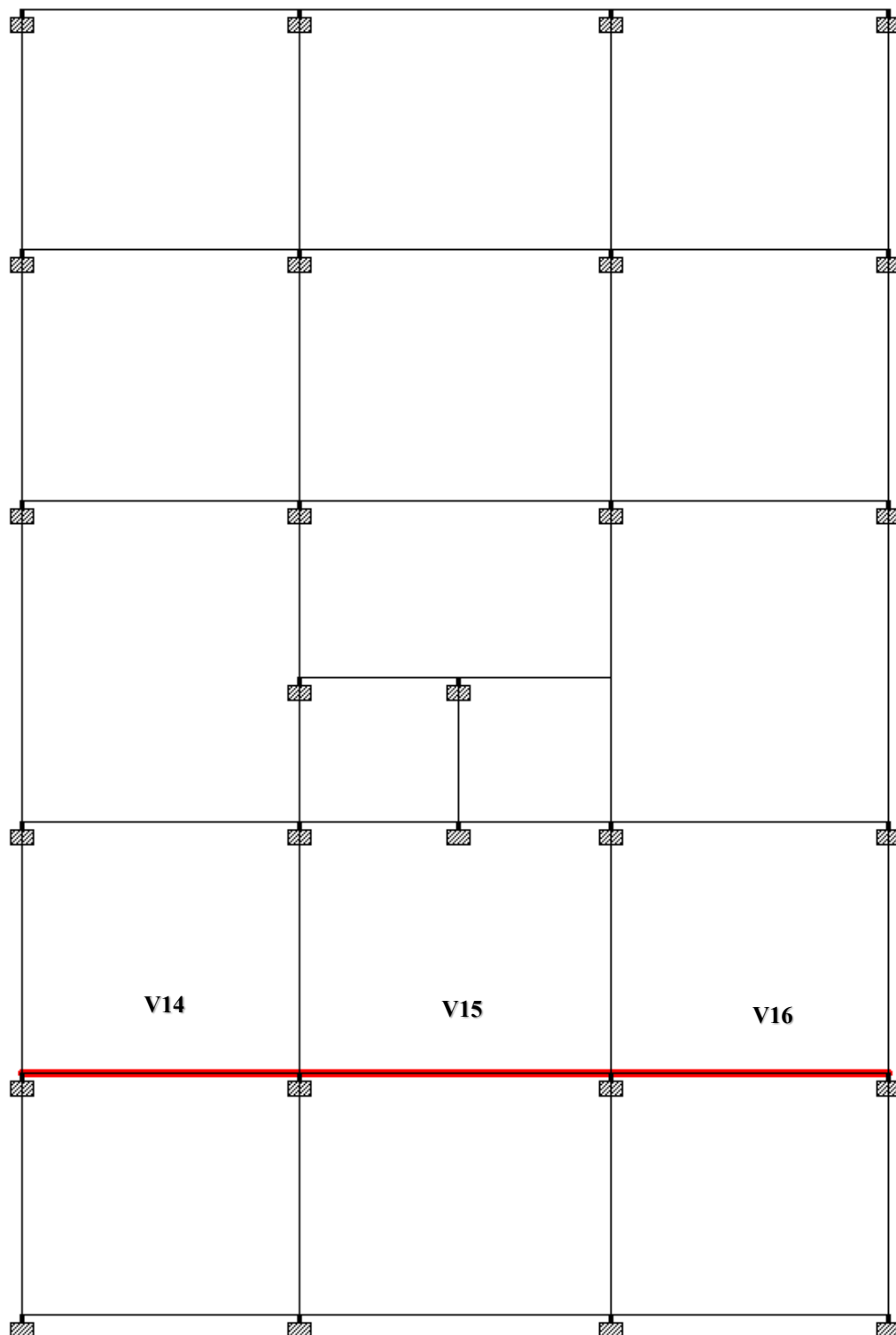


Figura 9.1: Tira de vigas que se analizará.

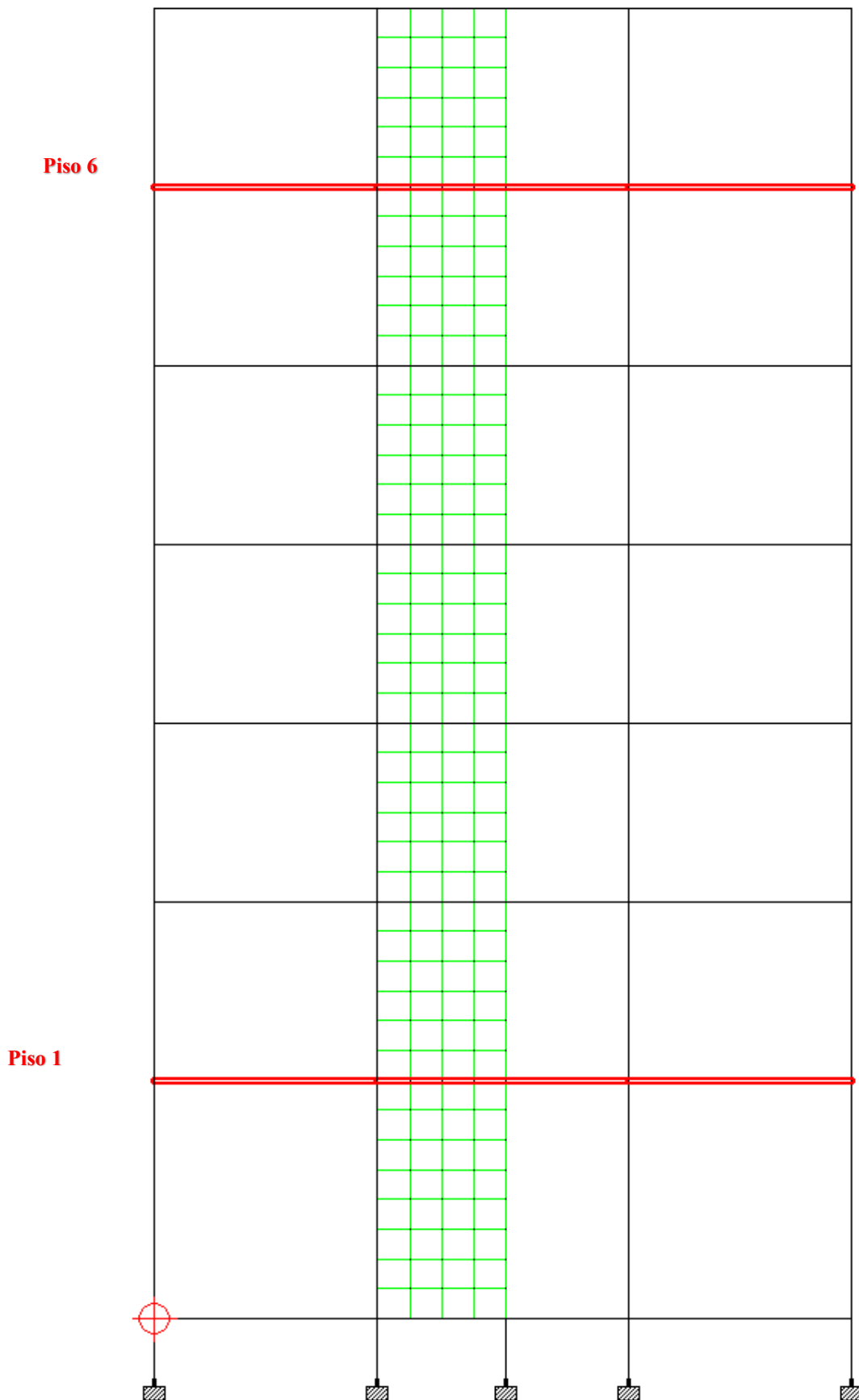


Figura 9.2: Pisos en donde se analizará la tira de vigas V14-V16.

9.1 Trazado de diagrama de envolvente

Gracias a realizar un análisis elástico, el diagrama de momentos para los estados 2-8 (sísmicos) se obtiene de sumar el diagrama dado por la acción sísmica horizontal, de *variación lineal*, y el del resto de las acciones $D + 0.7 S + 0.25 L + E_v(\pm)$, de variación *no lineal*, la cual será considerada de *variación parabólica*³.

Para poder trazar los diagramas de envolvente de momentos flectores correctamente, se obtiene en primera instancia las ‘flechas de momento’ que colgaremos de nuestros diagramas parabólicos, para eso calculamos los momentos de la que producen la parte no-sísmica aislada en la estructura.

Se utiliza nuevamente el software STAAD y se obtienen los diagramas correspondientes, como se presenta en las **Figuras 9.3 y 9.4**. Se destaca que estos diagramas son válidos para ambos pisos y para ambos límites del aislador, pues son independientes de la acción sísmica horizontal.

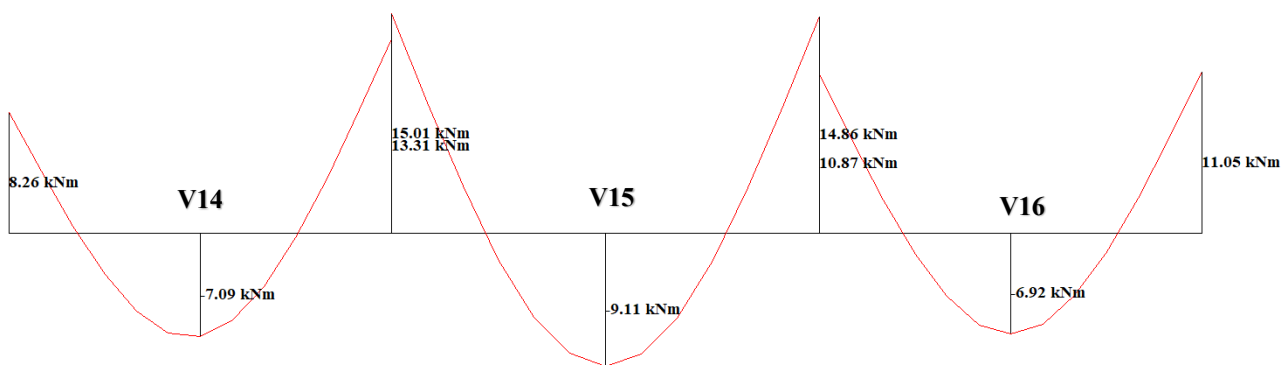


Figura 9.3: Momentos extremos y centro de tramo para $D + 0.25L + 0.7S + E_v(+)$. [ambos límites y para ambos pisos].

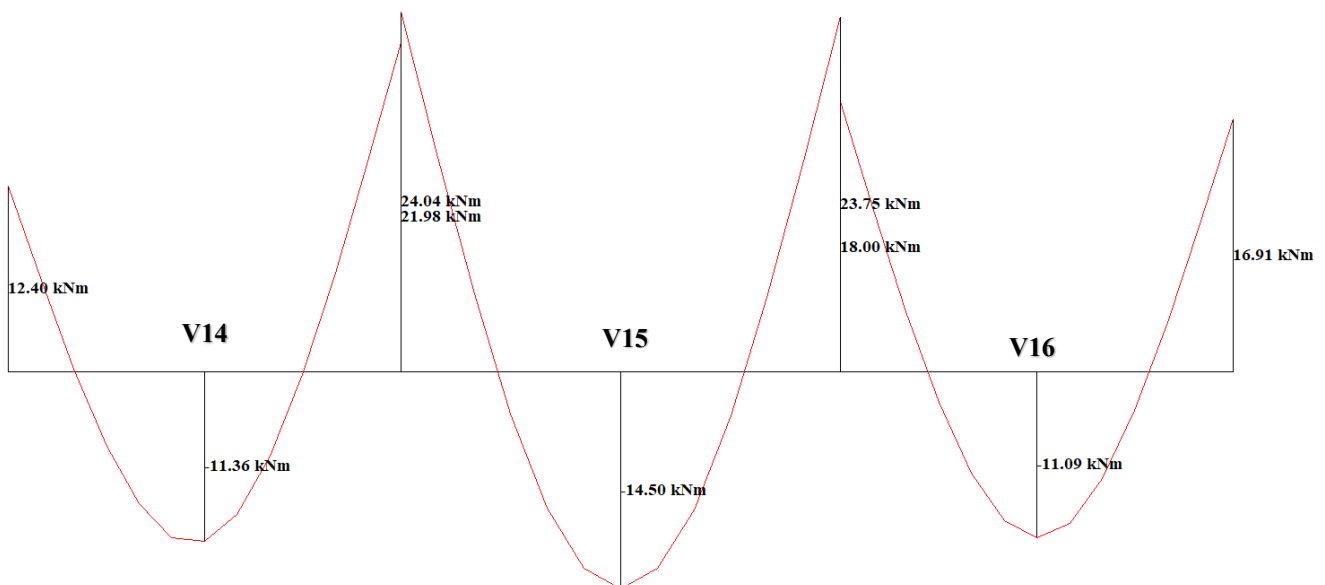


Figura 9.4: Piso 6 - Momentos extremos y centro de tramo para $D + 0.25L + 0.7S + E_v(-)$. [ambos límites y para ambos pisos]

³ En rigor, dado que el modelo realizado trabaja con líneas de rotura para la distribución de la carga en un piso, la variación del diagrama corresponde a un diagrama trapezoidal de carga (poligonales de 3 orden en los apoyos y de orden 2 en tramo).

Luego:

$$f_{EV(+)}^{Tramo\ I\&III} = \frac{15.13 + 8.15}{2} + 7.09 = 18.73\ kNm; \quad f_{EV(+)}^{Tramo\ II} = \frac{15.13 + 14.77}{2} + 9.10 = 24.05\ kNm$$

$$f_{EV(-)}^{Tramo\ I\&III} = \frac{24.22 + 12.22}{2} + 11.35 = 29.57\ kNm \quad f_{EV(-)}^{Tramo\ II} = \frac{24.22 + 23.61}{2} + 14.48 = 43\ kNm$$

Los valores obtenidos son **válidos para ambos pisos y para ambos límites del aislador**. Se procede ahora trazar los diagramas envolventes:

Diagramas momentos

Piso 6

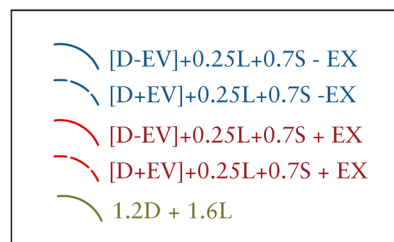


Diagrama de momentos flectores de estados para límite inferior de aislador.

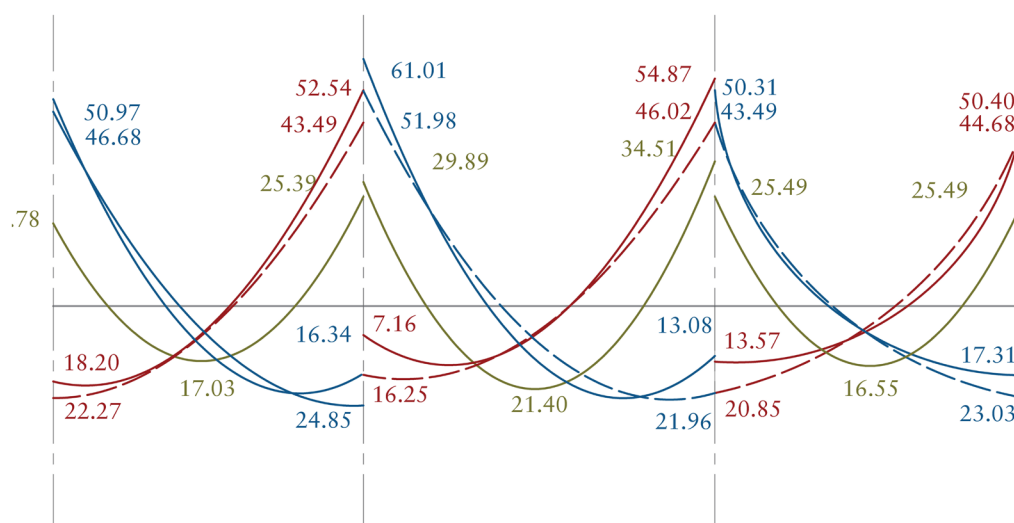
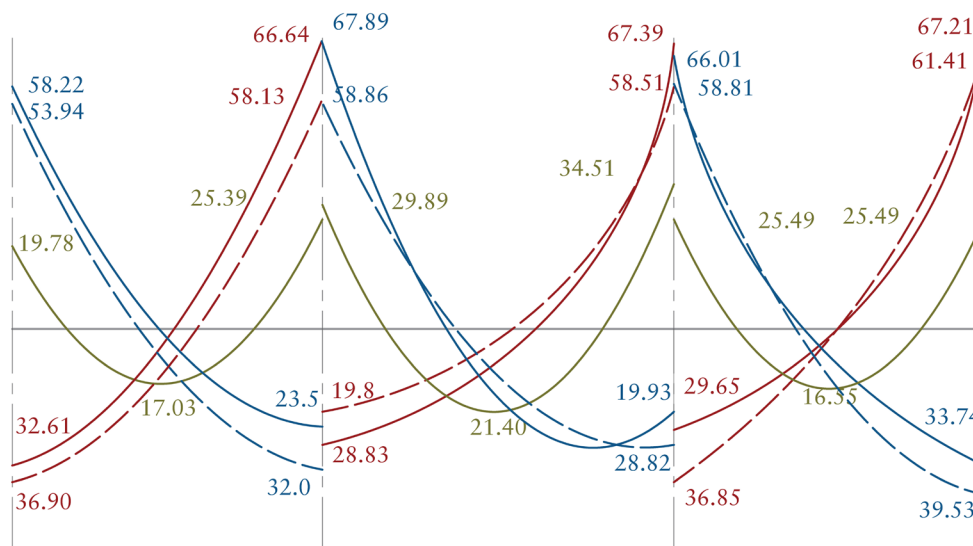


Diagrama de momentos flectores de estados para límite superior de aislador.



Diagramas momentos

Piso 1

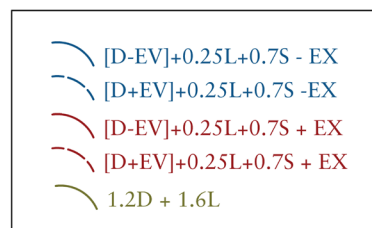


Diagrama de momentos flectores de estados para límite inferior de aislador.

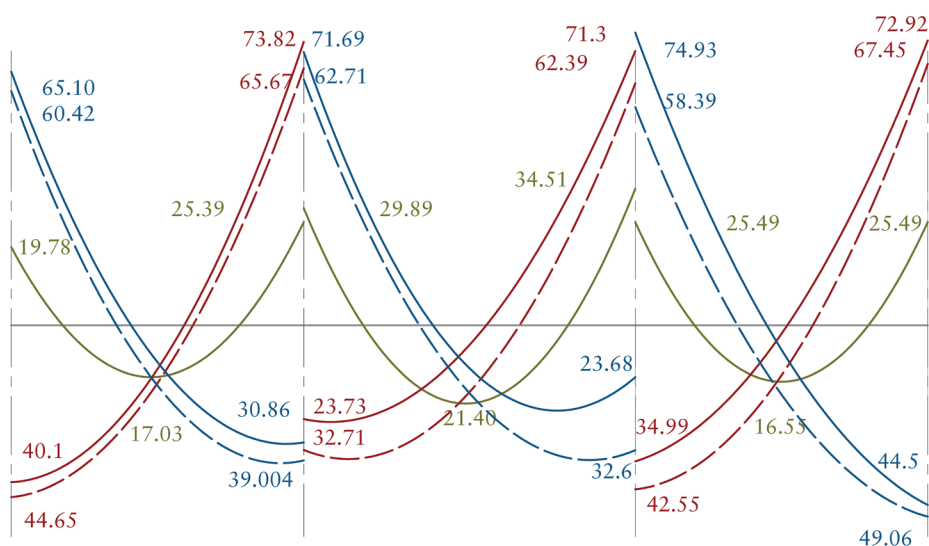
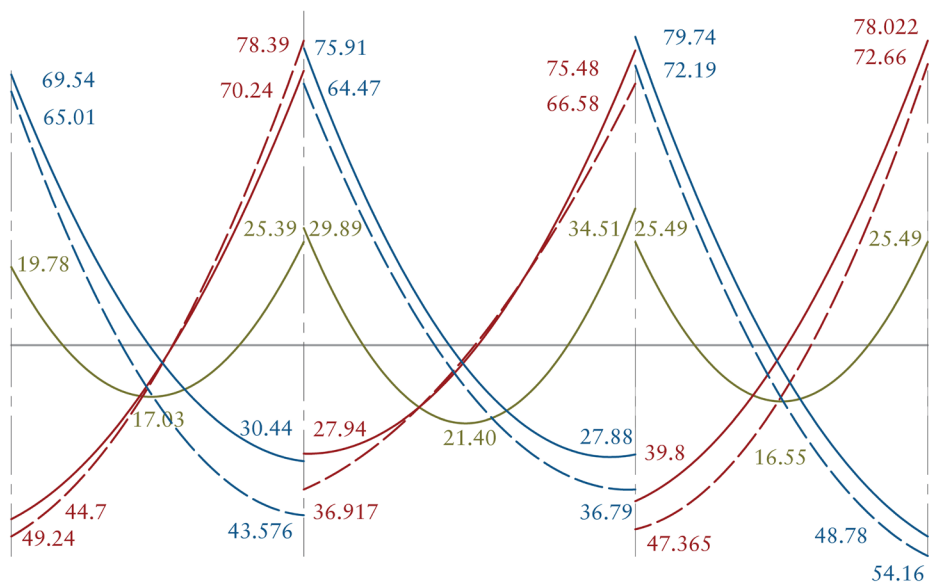


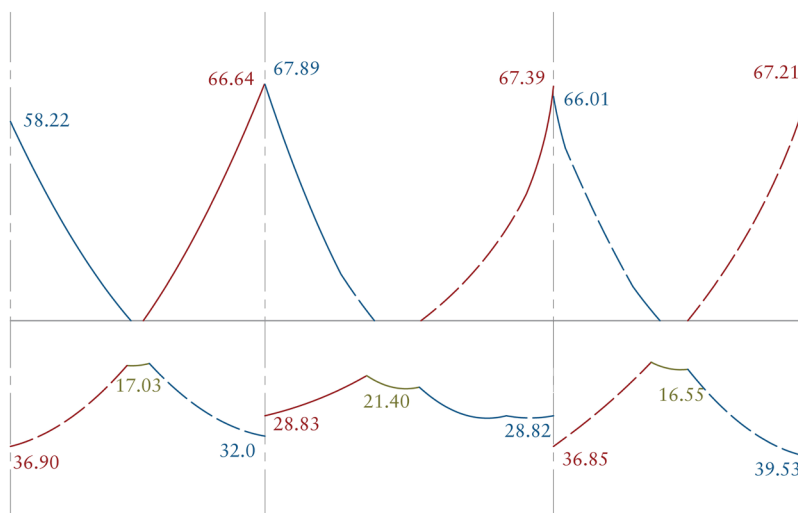
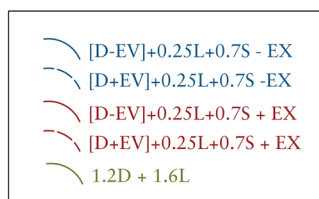
Diagrama de momentos flectores de estados para límite superior de aislador.



En ambos casos se observa que el caso de los límites superiores del aislador resulta determinante, por lo que el diagrama envolvente resulta, para cada caso:

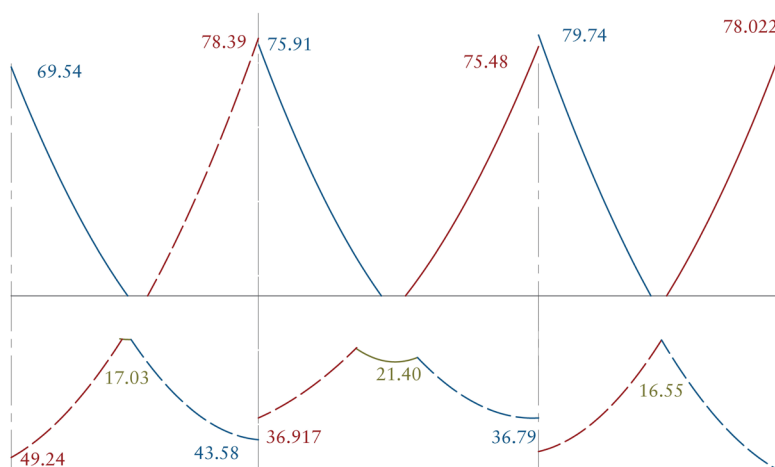
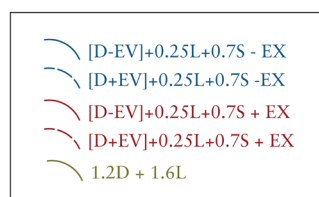
Diagramas envolventes

Piso 6



Diagramas envolventes

Piso 1



9.2 Distribución de momentos

(a) Metodología

Para la distribución de momentos, se seguirán los lineamientos del libro “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”[9] por T. Paulay (U. Canterbury – Nueva Zelanda) y M.J.N Priestley (UC San Diego) en su Capítulo 4.3.3.

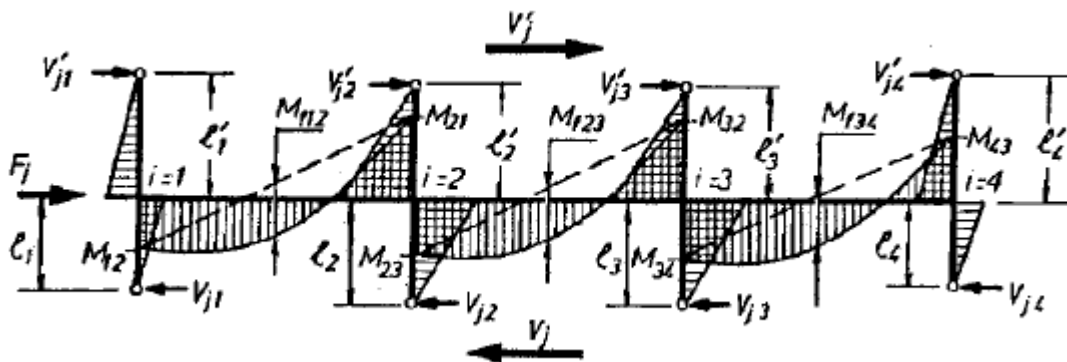


Figura 9.5 : Diagrama de momentos de tira de vigas [Extracto de libro]

El mismo se basa en el planteo del equilibrio en la tira de vigas a resolver. La suma de los momentos en los extremos de las vigas debe permanecer constante antes y después de la redistribución, es decir que para la figura:

$$M_{12} + M_{21} + M_{23} + M_{32} + M_{34} + M_{43} = cte. \quad (6.1)$$

Para esto se toma como hipótesis que la distancia entre puntos de momento nulo (de inflexión) para cada columna se mantiene también constante, simbólicamente:

$$l'_1 + l_1 = cte. \quad l'_2 + l_2 = cte.; \quad l'_3 + l_3 = cte \text{ \& } l'_4 + l_4 = cte.$$

Por otro lado, el reglamento C103PII limita la redistribución en cada apoyo a un 30% del valor original. Por lo que, combinando estos dos criterios, bastará con proponer un conjunto de momentos que verifique la suma (6.1) en donde ninguno de los sumandos supere el límite mencionado.

(b) Distribución en sexto piso

Se toma una distribución a partir del estado $D + 0.25L + 0.7S - E_V + E_x$ para el límite superior del aislador, de manera que la sumatoria de momentos es:

$$\sum_i^6 M_{b (+)} = 36.9 + 66.64 + 28.83 + 67.39 + 36.85 + 67.21 = 303.82 \text{ kNm}$$

Dicha suma debe mantenerse constante para se cumpla el equilibrio, se propone reemplazar los picos de momento positivo por valores 30% menores, lo cual es el valor máximo al que la normativa permite reducirlo. Con esto se busca que las magnitudes de los momentos positivos y negativos sean lo más similares posibles, permitiendo un correcto desarrollo de la ductilidad. De esta manera, y tomando el valor de momento máximo de 79.22 kNm, tenemos que:

$$M_{apoyo-min} = 0.70 * 67.39 = 47.17$$

La configuración de momentos redistribuidos que se propone será equitativa, de manera que el momento asignado a cada componente será:

$$\frac{\sum_i^6 M_{b (+)}}{6} = 50.63 \text{ kNm} > M_{apoyo-min}$$

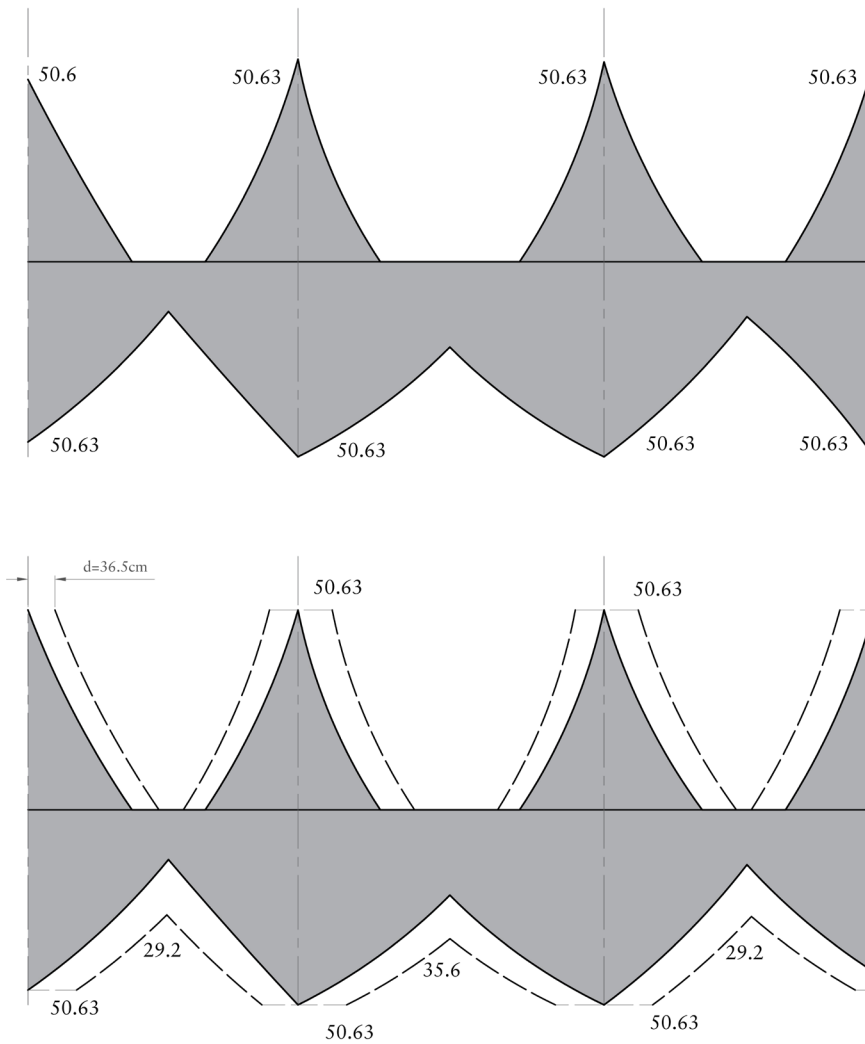
En el sentido contrario de la acción sísmica, se tiene que:

$$\sum_i^6 M_{b (-)} = 292.47 \text{ kNm}$$

Debido a la similitud entre los valores $\sum_i^6 M_{b (+)}$ y $\sum_i^6 M_{b (-)}$, se adopta simplifcadamente el mayor de los mismos para el trazado de la envolvente. En una segunda instancia, se consideran los efectos de decalaje.

Diagramas distribuidos

Piso 6



Así se obtiene el *diagrama envolvente de momentos* que se utilizará para el dimensionamiento de las *armaduras* en la próxima sección.

(c) Distribución en primer piso

Se procede análogamente:

$$\sum_i^6 M_{b (+)} = 365.4 kNm$$

$$\sum_i^6 M_{b (-)} = 360 kNm$$

El momento mínimo en un apoyo (con un tope del 30% de reducción) será:

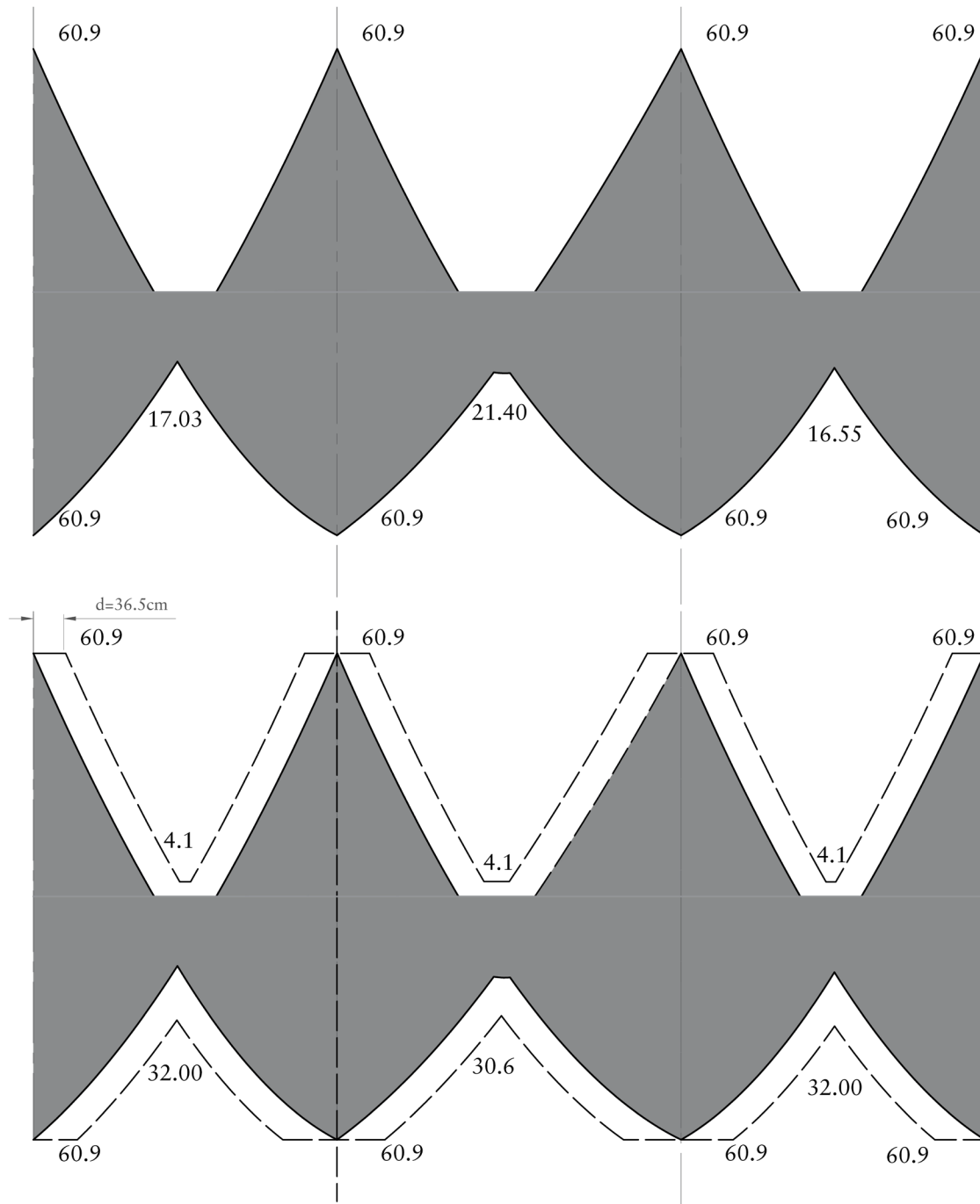
$$M_{apoyo-min} = 0.70 * 79.74 = 55.82$$

$$\frac{\sum_i^6 M_{b (+)}}{6} = 60.9 > M_{apoyo-min}$$

Se simplifican los momentos extremos al valor medio (60.9 kNm) y se considera nuevamente el efecto del decalaje:

Diagramas distribuidos

Piso 1



9.3 Cálculo de armadura longitudinal

Se utilizan los diagramas dados en la Figura 6.8 y 6.6 para dimensionar la armadura en la tira de vigas del primer y sexto piso, respectivamente.

Dado que para ambos casos los momentos positivos y negativos poseen el mismo valor en los apoyos, y que el momento positivo en el tramo central presenta pequeña variación hasta el momento mínimo cerca del centro del tramo, se opta por dimensionar una única armadura para la cara inferior de la tira de vigas (de manera que cubra toda la longitud). Por otro lado, si se realizarán cortes en la armadura dispuesta en la cara superior.

Los parámetros geométricos de la viga se encuentran calculados a continuación:

Tabla 9.1: Parámetros geométricos de la tira de vigas a V14-V16

Parámetro	Descripción	Valor
L tramo I [m]	Longitud de tramos extremos.	3.5
L tramo II [m]	Longitud de tramo central.	3.9
b [cm]	Ancho de la sección de la viga.	20
d [cm]	Profundidad de la armadura en las sección	36.5
Av [cm ²]	Área efectiva de corte	730

(a) Limitaciones de cuantía

El reglamento provee cuantías mínimas y máximas para la armadura longitudinal, las cuales dependen de si la armadura a calcular se encuentra traccionada o comprimida. Dado que se tiene inversión de signos por la varianza de la carga sísmica, interesa el mayor de estos valores:

$$\rho_{\min}(\text{momento neg.}) = \max\left(\frac{0.4\sqrt{25}}{420}; \frac{2.2}{4220}\right) = 0.48\% \rightarrow A_{s\min} = 3.5 \text{ cm}^2$$

Como criterio adicional, se especifica que en todas las secciones se debe tener por lo menos dos barras de diámetro 12 dispuesta en ambas caras extremas, a continuarse en toda la longitud.

Existe a su vez, un valor de cuantía máxima en la zona de potencial formación de rótulas plásticas (como lo será en los apoyos), el cual se obtiene con la siguiente expresión indicada en el inciso 2.2.5 (b) de C103PII:

$$\rho_{\max}(\text{apoyo}) = \min\left(\frac{10 + 25}{6 * 420}; 2.5\%\right) = 1.39\% \rightarrow A_{s\max} = 10.147 \text{ cm}^2$$

(b) Armadura en sexto piso

Tabla 9.2: Cálculo de armadura longitudinal para sexto piso.

Parámetro	Descripción	Valor
Mu apoyo [kNm]	Momento requerido en el apoyo.	50.6
ω	Índice de refuerzo.	0.089
ϵ_{te} [‰]	Deformación a la altura de la armadura.	17
As nec [cm ²]	Armadura necesaria.	3.8
A adoptada [cm ²]	2 x $\phi 16$ (4.02 cm ²)	4.02
p	Cuantía de armadura adoptada	0.55%
Mn [kNm]	Momento nominal de las armaduras	55.72

De esta manera, se adoptan 2 barras de diámetro 16 a disponer en ambas caras en la zona de apoyos, ambas barras continuarán a todo lo largo de la viga.

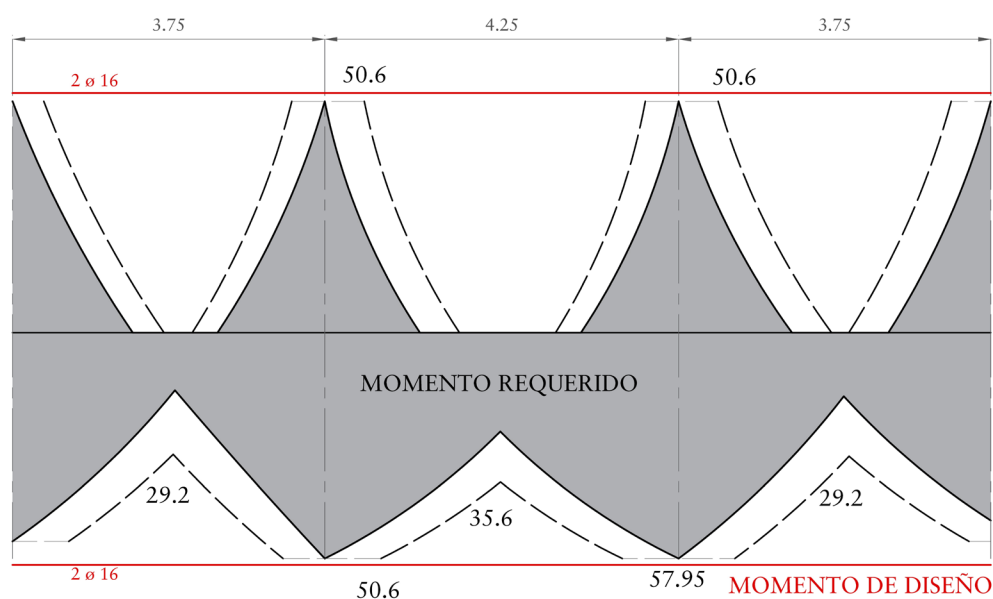


Figura 9.6: Momento requerido vs momento de diseño para tira en Piso 6- longitudes de anclaje.

Para el esquema propuesto no se requiere el corte de barras.

(c) Armadura en primer piso

Tabla 9.3: Cálculo de armadura longitudinal para primer piso

Parámetro	Descripción	Valor
Mu apoyo [kNm]	Momento requerido en el apoyo.	46.4
ω	Índice de refuerzo.	0.1085
ϵ_{te} [‰]	Deformación a la altura de la armadura.	16.9
As nec [cm ²]	Armadura necesaria.	4.71
A adoptada [cm ²]	2 x $\phi 16$ + 1 $\phi 10$ (4.805 cm ²)	4.8
ρ	Cuantía de armadura adoptada	0.66%
Mn [kNm]	Momento nominal de las armaduras	66.53

Para la tira de viga primer piso el hierro de 10 milímetros será recortado convenientemente, siempre asegurando una longitud de anclaje de al menos 30 centímetros a partir de la sección en donde se necesita de su resistencia, considerando el efecto de decalaje, gráficamente:

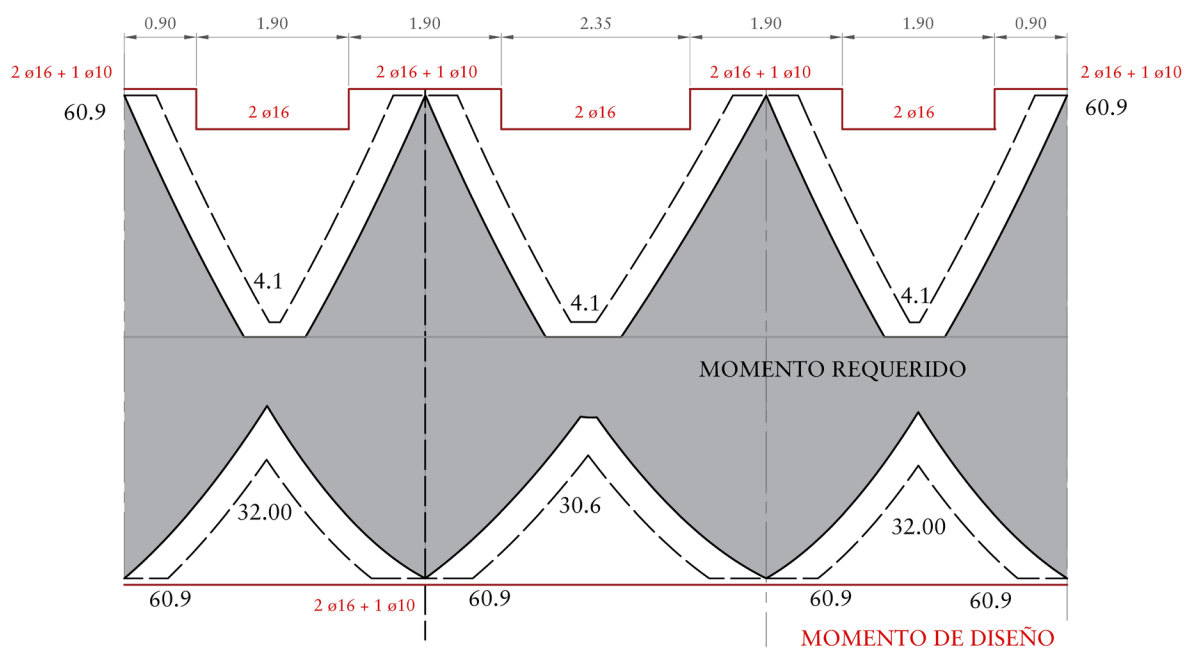


Figura 9.7: Momento requerido vs momento de diseño para tira en Piso 1- longitudes de anclaje.

9.4 Cálculo de Armadura Transversal

Se procede en este apartado al cálculo de la armadura transversal o estribos de la tira de vigas en análisis.

(a) Limitaciones

El reglamento provee una serie de limitaciones en cuanto a los valores de las cargas nominales y separación de estribos a adoptar, para lo cual:

Vu o corte requerido máximo

Para evitar una falla por aplastamiento del hormigón por compresión diagonal, en su apartado 2.2.7.2 (a) el reglamento especifica que el corte a resistir no debe superar el valor de:

$$V_{u-\max} = \min(0.16 * 25 * 730 ; 0.85 * \sqrt{25} * 730) = 292 \text{ kN}$$

A su vez, si se quiere evitar colocar barras diagonales en zona de potencial formación de rótulas plásticas, se debe cumplir una condición más restrictiva según el inciso 2.2.8.2. C103PII:

$$V_{u-\max(\text{diag.})} = 0.25 \sqrt{25} * 730 = 91.25 \text{ kN}$$

Armadura transversal mínima

Para cualquier sección, la armadura mínima transversal no debe ser menor al valor indicado en el inciso 2.2.8.4 C103PII:

$$A_{\min} = \frac{1}{12} * \frac{\sqrt{25}}{420} * 20 \text{ cm} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Separación de estribos

Dado que se trata con un diseño con base aislada, se busca que la estructura se encuentre dotada de ductilidad limitada⁴. Esto nos permite una restricción menor para la separación de los estribos máxima, la cual resulta:

$$s_{\max} (\text{apoyo}) = \min(60 \text{ cm}; 0.25 * 36.5 \text{ cm}; 10 * 1.2 \text{ cm}) = 9 \text{ cm}$$

La separación máxima en el tramo:

$$s_{\max} (\text{tramo}) = \min(60 \text{ cm}; 0.50 * 36.5 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

Extensión de la zona crítica (potencial formación de rótula plástica)

De acuerdo con lo indicado por el reglamento C103PII inciso 2.2.4, se considera una zona de crítica de longitud igual a dos veces el alto de las vigas a partir de la cara de la columna. Para el caso de las vigas estudiadas corresponde considerar una longitud de 80 centímetros.

⁴ Se ha seleccionado un factor de reducción igual a 2 en secciones anteriores por este motivo.

(b) Consideraciones

Se obtienen el diagrama de corte para el estado de $1.2D - E_v + 0.25L + 0.7S$ (sin sismo horizontal). Se escoge el sentido negativo del sismo vertical por ser el que genera mayor flexión y por ende mayor esfuerzo de corte. A este se le adiciona el corte generado cuando en las potenciales rótulas plásticas se manifiesta el momento de sobrerresistencia, el cual se considera igual al momento nominal que pueden desarrollar las armaduras seleccionadas (calculados en las Tablas 9.2 y 9.3) multiplicadas por un factor de mayoración de 1.4.

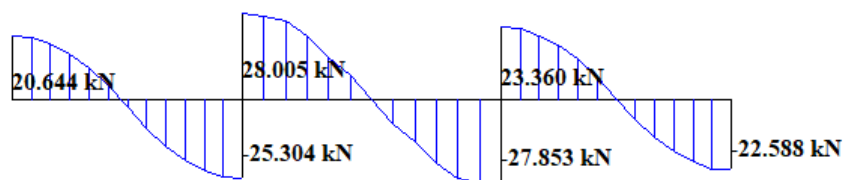


Figura 9.8: Corte para estado $1.2D - E_v + 0.25L + 0.7S$. Válido para ambos pisos.

Se evalúa el corte en 3 lugares diferentes: en la cara de los apoyos, y en el comienzo de la zona no crítica (ZNC), la diferencia principal entre estos dos radica en que la colaboración del hormigón al corte puede ser considerada únicamente dentro de la zona ZNC.

Reuniendo todos los requisitos mencionados, se adoptan las armaduras transversales indicadas en la Tabla 9.4 para el sexto piso y Tabla 9.5 para el primero:

(c) Armadura en sexto piso

Tabla 9.4: Cálculo de armadura transversal necesaria en cada una de las zonas para, V14-V15-V16 en piso 6.

Viga Sección (A: izq. ZNC; zona no crítica, B: der.)	V14			V15			V16		
	A	ZNC	B	A	ZNC	B	A	ZNC	B
VuG [kN] (valor abs)	20.6	16.4	25.3	28.0	16.4	27.9	23.4	16.4	22.6
VoE+ [kN] (valor abs)	45.9	45.9	45.9	41.2	41.2	41.2	45.9	45.9	45.9
Vu [kN]	66.6	62.3	71.2	69.2	57.6	69.1	69.3	62.3	68.5
Vc [kN]	0.0	228.3	0.0	0.0	228.3	0.0	0.0	228.3	0.0
Vs nec [kN]	66.6	0.0	71.2	69.2	0.0	69.1	69.3	0.0	68.5
Av/s necesario [cm ² /m] - 2 ramas	4.3	0.0	4.6	4.5	0.0	4.5	4.5	0.0	4.5
Av/s adoptada [cm ² /m] - 2 ramas	6.3	3.1	6.3	6.3	3.1	6.3	6.3	3.1	6.3
Ø estribo	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6
Separación estribo [cm]	9	18	9	9	18	9	9	18	9

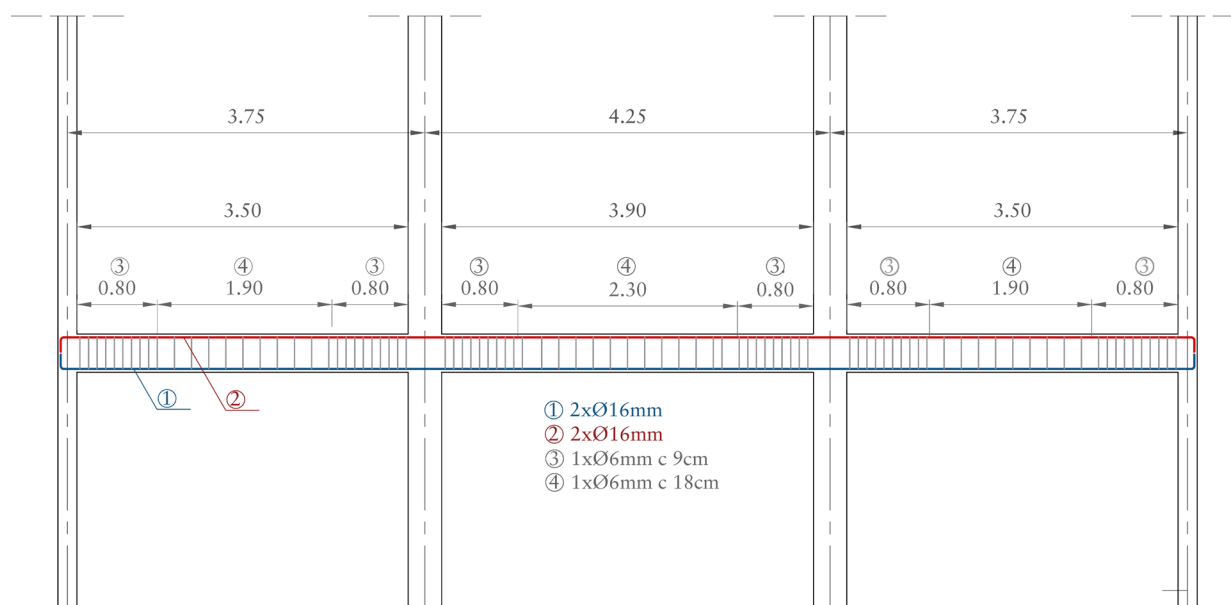
(d) Armadura en primer piso

Tabla 9.5: Cálculo de armadura transversal necesaria en cada una de las zonas, **tira V14-V15-V16 en piso 6.**

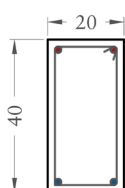
Viga	V14			V15			V16		
Sección (A: izq. ZNC: zona no crítica, B: der.)	A	ZNC	B	A	ZNC	B	A	ZNC	B
VuG [kN] (valor abs)	20.6	16.4	25.4	27.9	16.4	27.9	24.4	16.4	21.5
VoE+ [kN] (valor abs)	54.8	54.8	54.8	49.2	49.2	49.2	54.8	54.8	54.8
Vu [kN]	75.4	71.2	80.2	77.1	65.6	77.1	79.2	71.2	76.3
Vc [kN]	0.0	247.8	0.0	0.0	247.8	0.0	0.0	247.8	0.0
Vs nec [kN]	75.4	0.0	80.2	77.1	0.0	77.1	79.2	0.0	76.3
Av/s necesario [cm ² /m] - 2 ramas	4.9	0.0	5.2	5.0	0.0	5.0	5.2	0.0	5.0
Av/s adoptada [cm ² /m] - 2 ramas	6.3	3.1	6.3	6.3	3.1	6.3	6.3	3.1	6.3
Ø estribo	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6
Separación estribo [cm]	9	18	9	9	18	9	9	18	9

9.5 Esquemas de armadura de la tira de vigas

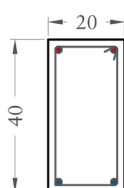
(a) Sexto piso



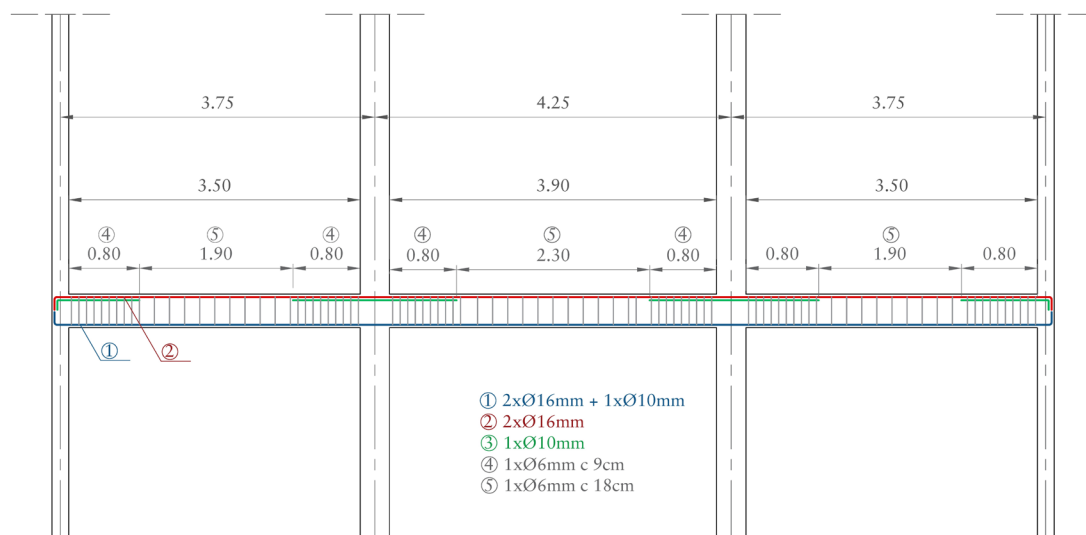
SECCIÓN PISO 6
Apoyo



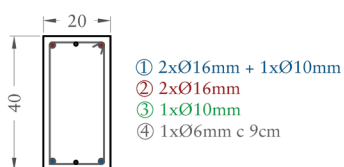
SECCIÓN PISO 6
Tramo



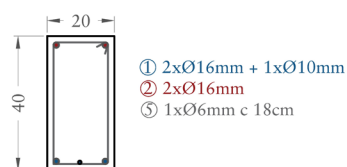
(b) Primer piso



SECCIÓN PISO 1
Apoyo



SECCIÓN PISO 1
Tramo



10 DIMENSIONAMIENTO DE UNA COLUMNA Y UN TABIQUE

En la presente sección se tiene como objetivo el dimensionamiento de las armaduras de la columna C18 y C19, siendo el último tratado como tabique a los fines del cálculo. En la **Figura 10.1** se encuentran esbozados ambos

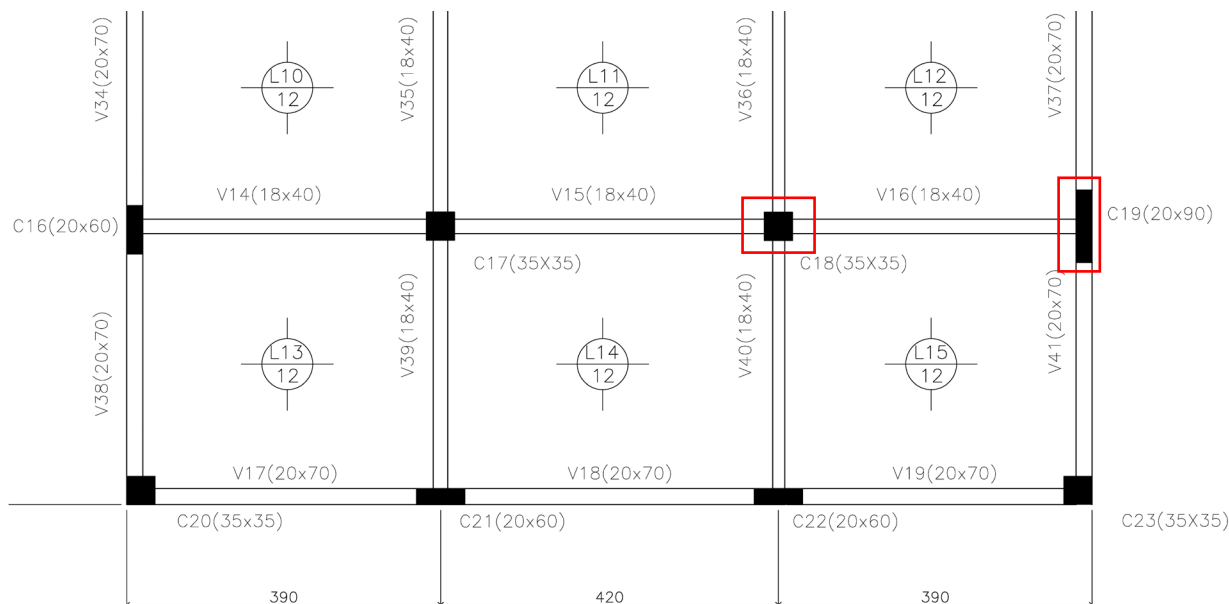


Figura 10.1: Columna C18 y Tabique C19 seleccionados.

10.1 Mecanismo de disipación de energía adoptado

Se adopta un mecanismo de disipación de energía como el indicado en la **Figura 10.2**, en donde las rótulas plásticas se ubicarán en las vigas de cada piso, a excepción de aquellas contenidas en el piso 7. Por lo tanto, las columnas del piso 6-7 serán consideradas columnas “plásticas” mientras que el resto serán columnas “elásticas”.

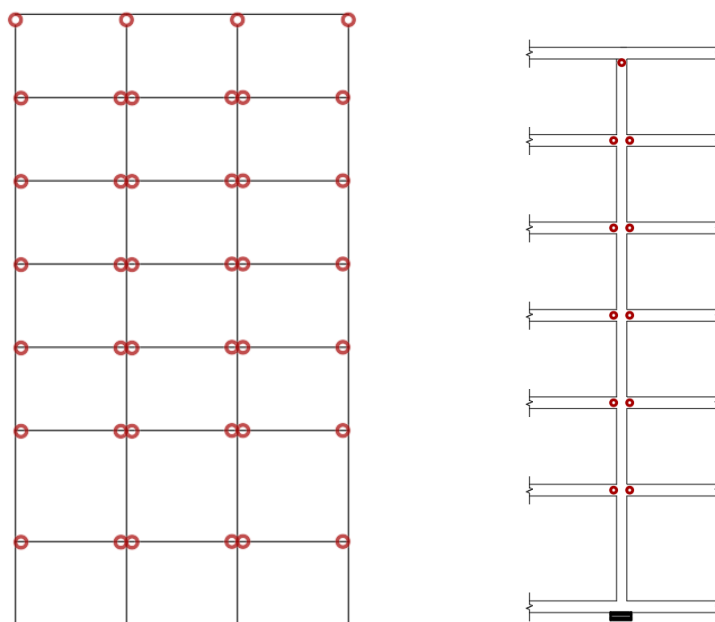


Figura 10.2: Mecanismo de disipación de energía elegido.

10.2 Dimensionamiento de columna C18

(a) Determinación de esfuerzos requeridos

Un valor que determinar es el factor de sobrerresistencia Φ_0^b , para lo cual es necesario tener previamente adoptada la armadura de todas las vigas que concurren a la columna. Siendo que únicamente se encuentra dimensionada la tira V14-V15-V16 para los pisos 1 y 6, se adopta:

- Tira V14-V15-V16 para pisos 1-5: misma armadura que V14-V15-V16 en el Piso 1 (2 Ø16mm + 1 Ø10mm).
- Tira V36-V40: una armadura de 3 Ø16mm⁵, superior e inferior.

Columnas elásticas: de piso 1 a piso 6.

Para el caso de *ductilidad limitada* y acuerdo al artículo 7.3.3.1.2. de C103PII, se tiene que para las columnas en las que no se desarrolle una rótula plástica (columna elástica), el momento a resistir M_u será:

$$M_u = 1.30 * \Phi_0^b M_E^c - 0.3 h_b V_u \quad (10.1)$$

Donde $h_b = 40cm$ es la altura de la viga y V_u el corte a resistir, el cual viene dado por la expresión (9.2) la cual amplifica el corte generado en las columnas únicamente por la carga sísmica horizontal:

$$V_u(col. elástica) = 1.6 \Phi_0^b V_E^c \quad (10.2)$$

Columna plástica: de piso 6 a piso 7.

En el mecanismo de rotura planteado, se tiene solamente una columna plástica, la que se encuentra en el piso superior. Además, la misma constituye una columna en voladizo. Para este caso, corresponde considerar lo que el reglamento detalla en la sección 2.3.4.1.4:

$$\Phi_0^c = \frac{M_0^c}{M_E^c} \quad (10.3)$$

Donde M_0^c puede ser considerado como $\lambda_0 * M_n^c$, pues al tratarse del piso superior se puede estimar que la compresión a la que se encontraría sometido la columna no sería lo suficientemente grande como para que se cumpla la condición $P_u > f_c' * A_g * 0.10$ dada en la ecuación [2.3 – 25]. A su vez, para evaluar V_u se utiliza la expresión:

$$V_u(col. plástica) = \frac{M_u + M_0^c}{L_n} \quad (10.4)$$

Donde M_u se obtiene de la expresión (9.1) en el extremo donde no se formará una rótula plástica.

A continuación, en la **Tabla 10.1**, se determinan los parámetros que permiten evaluar las expresiones anteriores para cada piso:

⁵ Si bien no se ha dimensionado la armadura de V36 y V40, se realiza una estimación de la armadura longitudinal de las mismas en base a los valores de momentos observados en STAAD. Se adopta así, simplificado, 3 barras de 16mm.

Tabla 10.1: Cálculo de momento generado por acción sísmica horizontal.

Parámetro	ME b / ME c [kNm] Por sismo horizontal							
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Sismo Horizontal								
Sismo Vertical	Ev+				Ev-			
Viga piso 7	49.2	49.2	31.9	31.9	49.2	49.2	31.9	31.9
Col. 5-6	90.0	90.0	64.0	64.0	90.0	90.0	64.0	64.0
Col. 4-5	112.0	112.0	81.0	81.0	112.0	112.0	81.0	81.0
Col. 3-4	127.0	127.0	92.0	92.0	127.0	124.0	92.0	92.0
Col. 2-3	131.0	131.0	96.0	96.0	131.0	130.0	96.0	96.0
Col. 1-2	131.0	131.0	96.0	96.0	131.0	130.0	96.0	96.0
Col. 0-1	110.0	110.0	90.0	90.0	110.0	107.0	90.0	90.0

Los valores de M_E^b fueron obtenidos del modelo para el estado de únicamente sismo horizontal y para el límite superior del aislador, pues es el mecanismo que desarrolla las rótulas plásticas en las vigas. Por otro lado, se realizan estimaciones de los momentos nominales de la tira de vigas que no fue dimensionada, en base a la magnitud de momentos observada (idealmente, se tendría que realizar el dimensionamiento riguroso de todas las tiras de vigas y considerar la resistencia nominal real). Los resultados se encuentran en la Tabla 10.2:

Tabla 10.2: Cálculo de momentos de sobrerresistencia.

Parámetro	Mnb / Mnc [kNm] Sobrerresistencia							
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Sismo Horizontal								
Sismo Vertical	Ev+				Ev-			
Viga piso 7	70.0	70.0	50.0	50.0	70.0	70.0	50.0	50.0
Col. 5-6	160.7	160.7	110.0	110.0	160.7	160.7	110.0	110.0
Col. 4-5	191.9 160.0				191.9 160.0			
Col. 3-4								
Col. 2-3								
Col. 1-2								
Col. 0-1								
	Se estima igual a piso 1		Estimado con valor de momento		Se estima igual a piso 1		Estimado con valor de momento	

Los factores de sobrerresistencia resultan:

Tabla 10.3: Factor de sobrerresistencia.

Parámetro	Φ_b/Φ_c Factor de sobrerresistencia							
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Sismo Horizontal								
Sismo Vertical	Ev+				Ev-			
Viga piso 7	1.4	1.4	1.6	1.6	1.4	1.4	1.6	1.6
Col. 5-6	1.8	1.8	1.7	1.7	1.8	1.8	1.7	1.7
Col. 4-5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.7	1.4	1.4
Col. 3-4	1.3	1.3	1.7	1.7	1.3	1.5	1.7	1.7
Col. 2-3	1.2	1.2	1.7	1.7	1.2	1.5	1.7	1.7
Col. 1-2	1.2	1.2	1.7	1.7	1.2	1.5	1.7	1.7
Col. 0-1	1.5	1.5	1.8	1.8	1.5	1.8	1.8	1.8

Luego, se obtienen los valores de los cortes:

Tabla 10.4: Corte generado por acción sísmica.

Parámetro	VEc [kN]							
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Sismo Horizontal								
Sismo Vertical	Ev+				Ev-			
Viga piso 7	28.6	27.5	18.6	18.6	27.5	27.5	18.6	18.6
Col. 5-6	34.7	33.8	24.9	24.9	33.8	33.8	24.9	24.9
Col. 4-5	41.3	40.2	29.8	29.8	40.2	40.2	29.8	29.8
Col. 3-4	44.6	43.5	29.8	29.8	43.5	43.5	29.8	29.8
Col. 2-3	45.3	44.3	32.0	32.0	44.3	44.3	32.0	32.0
Col. 1-2	44.5	43.6	32.5	32.5	43.6	43.6	32.5	32.5
Col. 0-1	24.0	23.3	22.6	22.6	23.3	23.3	22.6	22.6

Tabla 10.5: Corte a resistir.

Parámetro	Vu [kN]								
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	Expresión
Sismo Horizontal									
Sismo Vertical	Ev+				Ev-				
Viga piso 7	34.4	34.4	22.3	22.3	34.4	34.4	22.3	22.3	Mu+Moc/Ln
Col. 5-6	99.1	96.6	68.4	68.4	96.6	96.6	68.4	68.4	1.6 Φ_b VEc
Col. 4-5	94.7	92.3	64.8	64.8	92.3	110.2	64.8	64.8	
Col. 3-4	90.3	88.1	82.9	82.9	88.1	107.7	82.9	82.9	
Col. 2-3	88.9	86.9	85.3	85.3	86.9	104.6	85.3	85.3	
Col. 1-2	87.4	85.6	86.7	86.7	85.6	103.0	86.7	86.7	
Col. 0-1	56.1	54.5	64.3	64.3	54.5	67.0	64.3	64.3	

Finalmente, se computan los momentos:

Tabla 10.6: Momento a resistir.

Parámetro	Mu [kNm] Momento a resistir															
Sismo Horizontal	X+ Ev+		X- Ev+		Y+ Ev+		Y- Ev+		X+ Ev-		X- Ev-		Y+ Ev-		Y- Ev-	
Sismo Vertical	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My
Viga piso 7	3	54	8	54	35	2	35	3	1	54	9	54	35	3	35	4
Col. 5-6	2	197	6	197	135	2	135	2	1	197	7	197	135	3	135	4
Col. 4-5	2	198	3	198	135	2	135	2	1	198	5	236	135	2	135	3
Col. 3-4	1	198	3	198	198	1	198	2	1	198	4	237	198	2	198	3
Col. 2-3	1	198	3	199	198	1	198	2	0	199	4	237	198	2	198	3
Col. 1-2	1	198	2	199	198	1	198	2	0	199	3	237	198	1	198	3
Col. 0-1	0	202	2	202	200	0	200	2	0	202	3	241	200	0	200	2

(*) Los valores marcados en azul fueron obtenidos utilizando la expresión (10.1). Los valores en la otra dirección fueron obtenidos desde el modelo y realizando el análisis elástico para el estado concomitante.

Como observación, se tiene que el factor de reducción R_m resulta igual a 1 por tratarse de un caso de ductilidad limitada, de acuerdo a 7.3.3.1.2 (C103PII).

Se determinan los esfuerzos normales requeridos, determinados para ambas direcciones del sismo en simultaneo.

Parámetro	PoG [kN]		PoE [kN]			
Sismo Horizontal	Ev +	Ev -	X+	X-	X+	X-
Sismo Vertical			Y+	Y+	Y-	Y-
			Ev+ y Ev-			
Viga piso 7	63.60	99.85	65.3	-6.5	6.5	-65.3
Col. 5-6	129.00	208.50	209.3	-23.8	23.8	- 209.3
Col. 4-5	194.50	316.50	389.7	-27.7	27.7	- 389.7
Col. 3-4	259.50	425.50	556.1	-31.1	31.1	- 556.1
Col. 2-3	325.00	534.00	703.7	-33.8	33.8	- 703.7
Col. 1-2	390.50	643.50	829.0	-35.8	35.8	- 829.0
Col. 0-1	460.10	758.50	929.6	-37.1	37.1	- 929.6

10. DIMENSIONAMIENTO DE UNA COLUMNA Y UN TABIQUE

Parámetro	Pu [kN]							
Sismo Horizontal	X+	X-	X+	X-	X+	X-	X+	X-
Sismo Vertical	Y+	Y+	Y-	Y-	Y+	Y+	Y-	Y-
	Ev+				Ev-			
Viga piso 7	128.91	57.11	70.09	-1.71	228.76	156.96	169.94	98.14
Col. 5-6	338.26	105.15	152.85	-80.26	546.76	313.65	361.35	128.24
Col. 4-5	584.24	166.77	222.23	-195.24	900.74	483.27	538.73	121.26
Col. 3-4	815.58	228.43	290.57	-296.58	1241.08	653.93	716.07	128.92
Col. 2-3	1028.70	291.22	358.78	-378.70	1562.70	825.22	892.78	155.30
Col. 1-2	1219.52	354.70	426.30	-438.52	1863.02	998.20	1069.80	204.98
Col. 0-1	1389.72	423.00	497.20	-469.52	2148.22	1181.50	1255.70	288.98

(b) Dimensionamiento de armadura longitudinal

Finalmente, combinando los anteriores resultados resulta necesario definir un total de 56 estados, pues se cuenta con 7 pisos, 2 direcciones verticales y 4 iteraciones en las direcciones horizontales (necesarias por la considerar que la acción sísmica puede ser oblicua en el cálculo de esfuerzos axiales en columnas). Las combinaciones cargadas se muestran en la página siguiente. El nombre de cada estado se encuentra compuesto de la siguiente manera:

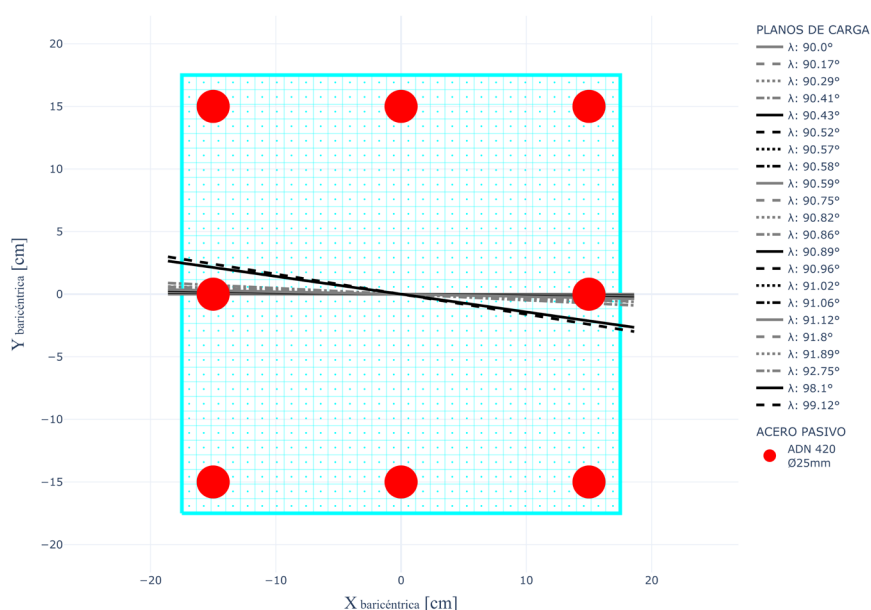
[N° Piso inferior col.]-[N° Piso superior col.] [Dirección X sismo] [Dirección Y sismo] [Dirección Ev]

10. DIMENSIONAMIENTO DE UNA COLUMNA Y UN TABIQUE

Tabla 10.7: Estados a resistir por la columna C18.

Identificador del Estado	Pu [kN]	Mux [kNm]	Muy [kNm]	λ [°]
6-7: X+ Y+ Ev+	128.91	2.60	54.08	92°.8
5-6: X+ Y+ Ev+	338.26	1.98	197.07	90°.6
4-5: X+ Y+ Ev+	584.24	1.50	197.59	90°.4
3-4: X+ Y+ Ev+	815.58	1.00	198.13	90°.3
2-3: X+ Y+ Ev+	1028.70	1.00	198.29	90°.3
1-2: X+ Y+ Ev+	1219.52	1.00	198.46	90°.3
0-1: X+ Y+ Ev+	1389.72	0.00	202.22	90°.0
6-7: X+ Y- Ev+	70.09	2.60	54.08	92°.8
5-6: X+ Y- Ev+	152.85	1.98	197.07	90°.6
4-5: X+ Y- Ev+	222.23	1.50	197.59	90°.4
3-4: X+ Y- Ev+	290.57	1.00	198.13	90°.3
2-3: X+ Y- Ev+	358.78	1.00	198.29	90°.3
1-2: X+ Y- Ev+	426.30	1.00	198.46	90°.3
0-1: X+ Y- Ev+	497.20	0.00	202.22	90°.0
6-7: X- Y+ Ev+	57.11	7.70	54.08	98°.1
5-6: X- Y+ Ev+	105.15	6.20	197.37	91°.8
4-5: X- Y+ Ev+	166.77	3.30	197.88	91°.0
3-4: X- Y+ Ev+	228.43	2.98	198.39	90°.9
2-3: X- Y+ Ev+	291.22	2.60	198.53	90°.8
1-2: X- Y+ Ev+	354.70	1.80	198.69	90°.5
0-1: X- Y+ Ev+	423.00	2.00	202.41	90°.6
6-7: X- Y- Ev+	-1.71	7.70	54.08	98°.1
5-6: X- Y- Ev+	-80.26	6.20	197.37	91°.8
4-5: X- Y- Ev+	-195.24	3.30	197.88	91°.0
3-4: X- Y- Ev+	-296.58	2.98	198.39	90°.9
2-3: X- Y- Ev+	-378.70	2.60	198.53	90°.8
1-2: X- Y- Ev+	-438.52	1.80	198.69	90°.5
0-1: X- Y- Ev+	-469.52	2.00	202.41	90°.6
6-7: X+ Y+ Ev-	228.76	1.00	54.08	91°.1
5-6: X+ Y+ Ev-	546.76	1.40	197.37	90°.4
4-5: X+ Y+ Ev-	900.74	1.00	197.88	90°.3
3-4: X+ Y+ Ev-	1241.08	0.60	198.39	90°.2
2-3: X+ Y+ Ev-	1562.70	0.00	198.53	90°.0
1-2: X+ Y+ Ev-	1863.02	0.00	198.69	90°.0
0-1: X+ Y+ Ev-	2148.22	0.00	202.41	90°.0
6-7: X+ Y- Ev-	156.96	1.00	54.08	91°.1
5-6: X+ Y- Ev-	313.65	1.40	197.37	90°.4
4-5: X+ Y- Ev-	483.27	1.00	197.88	90°.3
3-4: X+ Y- Ev-	653.93	0.60	198.39	90°.2
2-3: X+ Y- Ev-	825.22	0.00	198.53	90°.0
1-2: X+ Y- Ev-	998.20	0.00	198.69	90°.0
0-1: X+ Y- Ev-	1181.50	0.00	202.41	90°.0
6-7: X- Y+ Ev-	169.94	8.68	54.08	99°.1
5-6: X- Y+ Ev-	361.35	6.50	197.37	91°.9
4-5: X- Y+ Ev-	538.73	4.60	236.27	91°.1
3-4: X- Y+ Ev-	716.07	4.20	236.57	91°.0
2-3: X- Y+ Ev-	892.78	3.70	236.95	90°.9
1-2: X- Y+ Ev-	1069.80	3.40	237.14	90°.8
0-1: X- Y+ Ev-	1255.70	2.50	241.47	90°.6
6-7: X- Y- Ev-	98.14	8.68	54.08	99°.1
5-6: X- Y- Ev-	128.24	6.50	197.37	91°.9
4-5: X- Y- Ev-	121.26	4.60	236.27	91°.1
3-4: X- Y- Ev-	128.92	4.20	236.57	91°.0
2-3: X- Y- Ev-	155.30	3.70	236.95	90°.9
1-2: X- Y- Ev-	204.98	3.40	237.14	90°.8
0-1: X- Y- Ev+	288.98	2.50	241.47	90°.6

La sección en cuestión se encuentra detallada en la siguiente figura:



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

PROPIEDAD	DESCRIPCIÓN	VALOR
Área	Área de la sección bruta de Hormigón.	1225.0 cm ²
I _x	Inercia con respecto al eje x.	124913.0 cm ⁴
I _y	Inercia con respecto al eje y.	124913.0 cm ⁴
ρ	Cuantía geométrica de refuerzo pasivo.	3.21%
Discretización	Tipo de discretización elegida: Media.	ΔX=1.17 cm ΔY=1.17 cm

Figura 10.3: Sección y propiedades.

Se observa en el diagrama de la siguiente página que la gran mayoría de los estados se encuentra por dentro del contorno descrito por el diagrama de interacción. Sin embargo, los estados en donde predomina el esfuerzo de tracción se requiere un refuerzo extra, para lo cual se colocará en dichas secciones una armadura de diámetro 32.

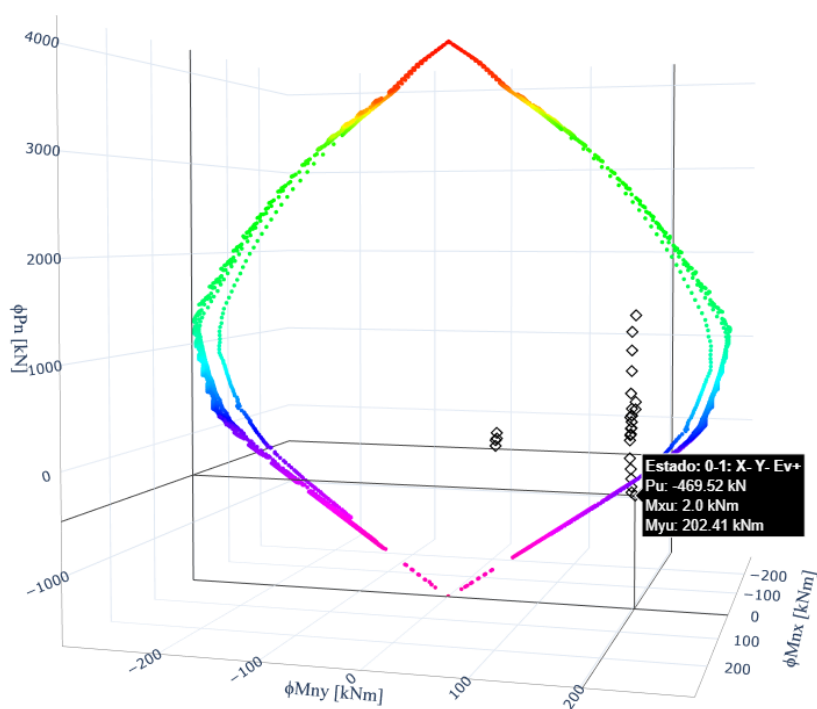


Figura 10.4: Diagrama de interacción para columna C18.

(c) Dimensionamiento de armadura transversal

Se definen la longitud de las zonas críticas l_p de acuerdo con el siguiente mecanismo de colapso:

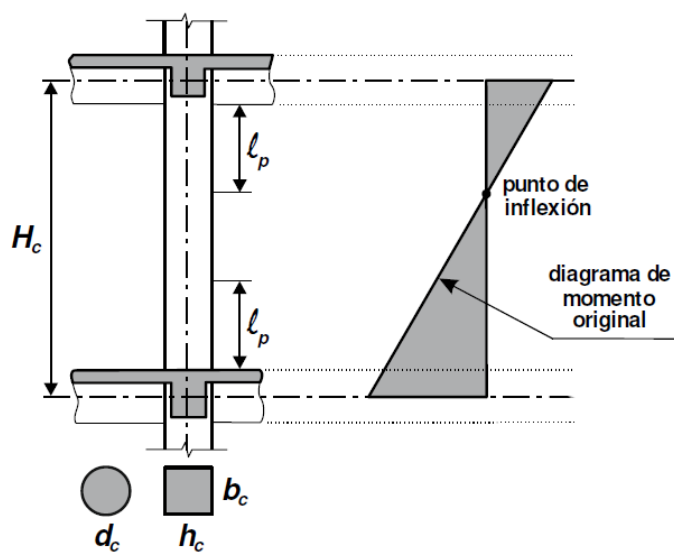


Figura 10.5: Longitud de zonas críticas.

Tabla 10.8: Longitud de zonas críticas.

Parámetro	lp [m]	
Piso inf. – Piso sup.v	$\frac{Máx(P_u)}{f_c * A_g}$	lp [m]
6-7	0.05	0.60
5-6	0.10	0.60
4-5	0.15	1.20
3-4	0.20	1.20
2-3	0.26	1.80
1-2	0.31	1.80
0-1	0.36	1.80

De acuerdo con [7-11] de C103PII se da una armadura mínima de **confinamiento**:

$$A_{sh} = \frac{(1.00 - \rho_T m) s h''}{3.30} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c * A_g} - 0.0065 s h'' \quad (10.5)$$

Al mismo tiempo, se debe cumplir los siguientes valores mínimos para prevenir el **pandeo** de las barras:

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b}{96} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} = 2.61 \text{ cm}^2 \text{ (Zona crítica)} \quad (10.6)$$

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b}{135} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} = 1.86 \text{ cm}^2 \text{ (Zona no crítica)} \quad (10.7)$$

Cuando la expresión (10.5) resulte negativa, se debe adoptar lo correspondiente a la expresión (10.6) o (10.7). Así, se obtiene:

Tabla 10.9: Cálculo de armadura transversal.

Parámetro	lp [m]		Armadura transversal		
Sismo Horizontal Sismo Vertical	máx(Pu) /fc*Ag	lp [m]	Max(Ash; Ast) [cm²/m]	A adoptada Zona crítica	A adoptada Zona no crítica (Reducción 70%)
Viga piso 7	0.07	0.60	2.61	1ø6 c10cm (2.83 cm²/m)	1ø6 c15cm (1.88 cm²/m)
Col. 5-6	0.18	0.60	2.61		
Col. 4-5	0.29	1.20	2.61		
Col. 3-4	0.41	1.20	2.61		
Col. 2-3	0.51	1.80	2.61		
Col. 1-2	0.61	1.80	2.61		
Col. 0-1	0.70	1.80	2.61		

10. DIMENSIONAMIENTO DE UNA COLUMNA Y UN TABIQUE

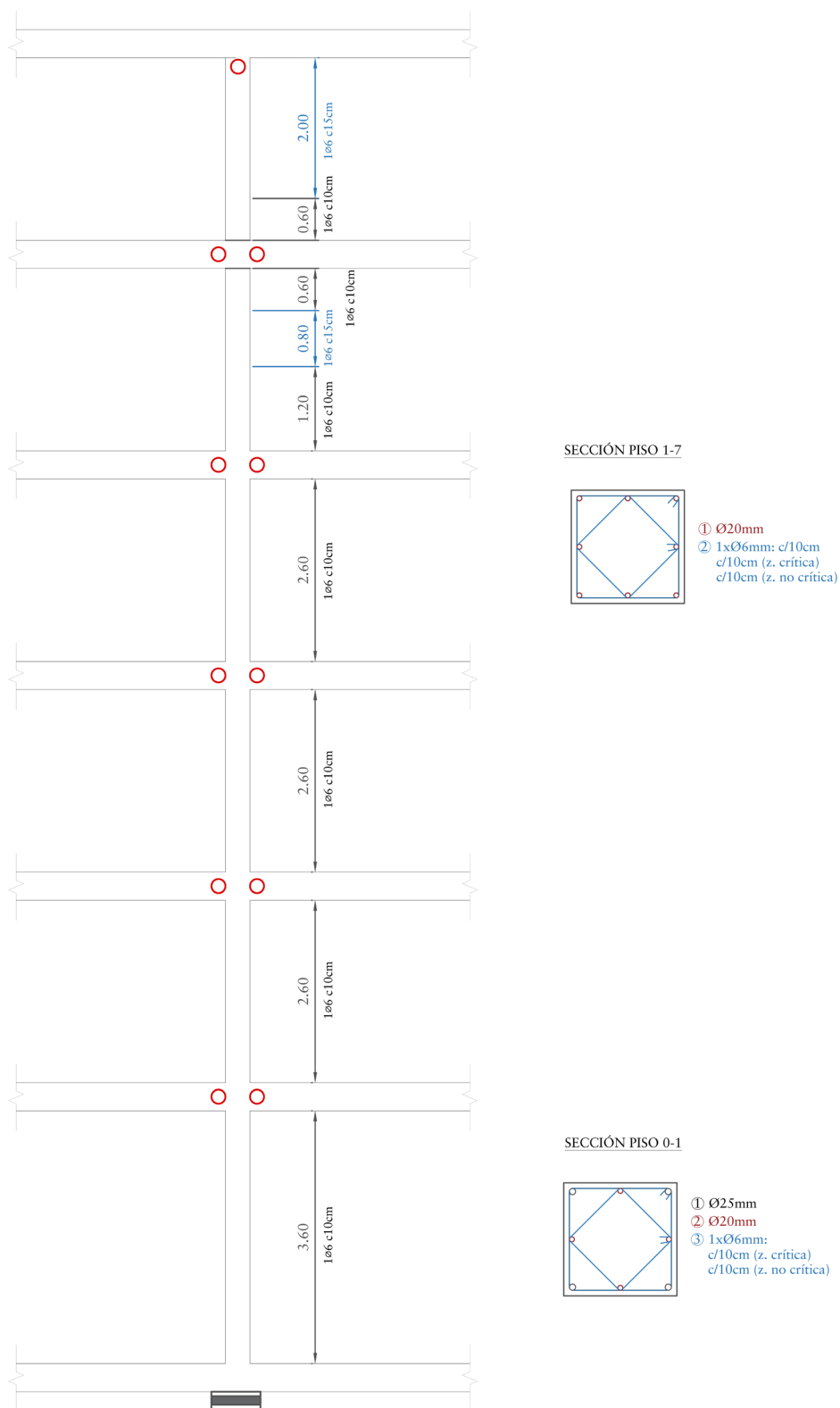


Figura 10.6: Armadura adoptada en columna.

10.3 Dimensionamiento de tabique C19

Se procede en la presente sección a lograr el dimensionamiento de las armaduras correspondientes a la columna C19, la cual a los fines académicos será tratada como un tabique a pesar de no verificar en rigor la relación de lados mayor a 5. Se seguirán en particular los lineamientos dados por el CIRSOC 103 Parte II [2].

(a) Limitaciones

Armadura longitudinal

La cuantía máxima de armadura longitudinal viene dada por la expresión [3-9]:

$$\rho_{i-max} = \frac{16}{f_y} = 3.8\%$$

Y en la zona de empalme:

$$\rho_i(\text{empalme}) = \frac{21}{f_y} = 5\%$$

En cuanto a la armadura mínima, se recurre al inciso [3-10]:

$$\rho_{i-min}(\text{sectores extremos}) = \frac{\sqrt{f'c}}{2.6 f_y} = 0.46\% \rightarrow \frac{A_b}{s} = 8.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{i-min}(\text{resto de sectores}) = \frac{\sqrt{f'c}}{5.2 f_y} = 0.23\% \rightarrow \frac{A_b}{s} = 4.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo que se puede adoptar una sección con armadura mínima tal que se tiene:

- Ø12mm cada 13 centímetros (8.69 cm²/m) en los extremos
- Ø12 cada 20 centímetros en el resto (5.65 cm²/m).

Esto se encuentra representado en la Figura 9.10 al final del capítulo.

(b) Consideraciones

De acuerdo con el artículo 3.5.2.1, se deben tomar como válidas las consideraciones del artículo 10.2. del C102-2005 [3]. Sabiendo que el software ACSAHE fue configurado bajo las mismas hipótesis, se encuentra entonces en marco de validez para el uso en esta sección.

El tabique en cuestión no cuenta con alas.

Se adopta como mecanismo de disipación de energía una rótula plástica ubicada a nivel de aislador, el diagrama de momentos y esfuerzos axiales concomitantes se encuentra en la **Figura 10.7**.

(c) Dimensionamiento de armadura longitudinal

Se siguen los lineamientos del C103PII, particularmente en aquello indicado en la sección 3.5.5. El diagrama de momentos envolvente trazado contiene a los valores que se obtienen del análisis elástico lineal en STAAD, tanto para los límites superior e inferior del aislador. Por lo tanto, se utiliza el mismo (y único) diagrama para las verificaciones de resistencia. Se adopta un factor de minoración de constante e igual a 0.90.

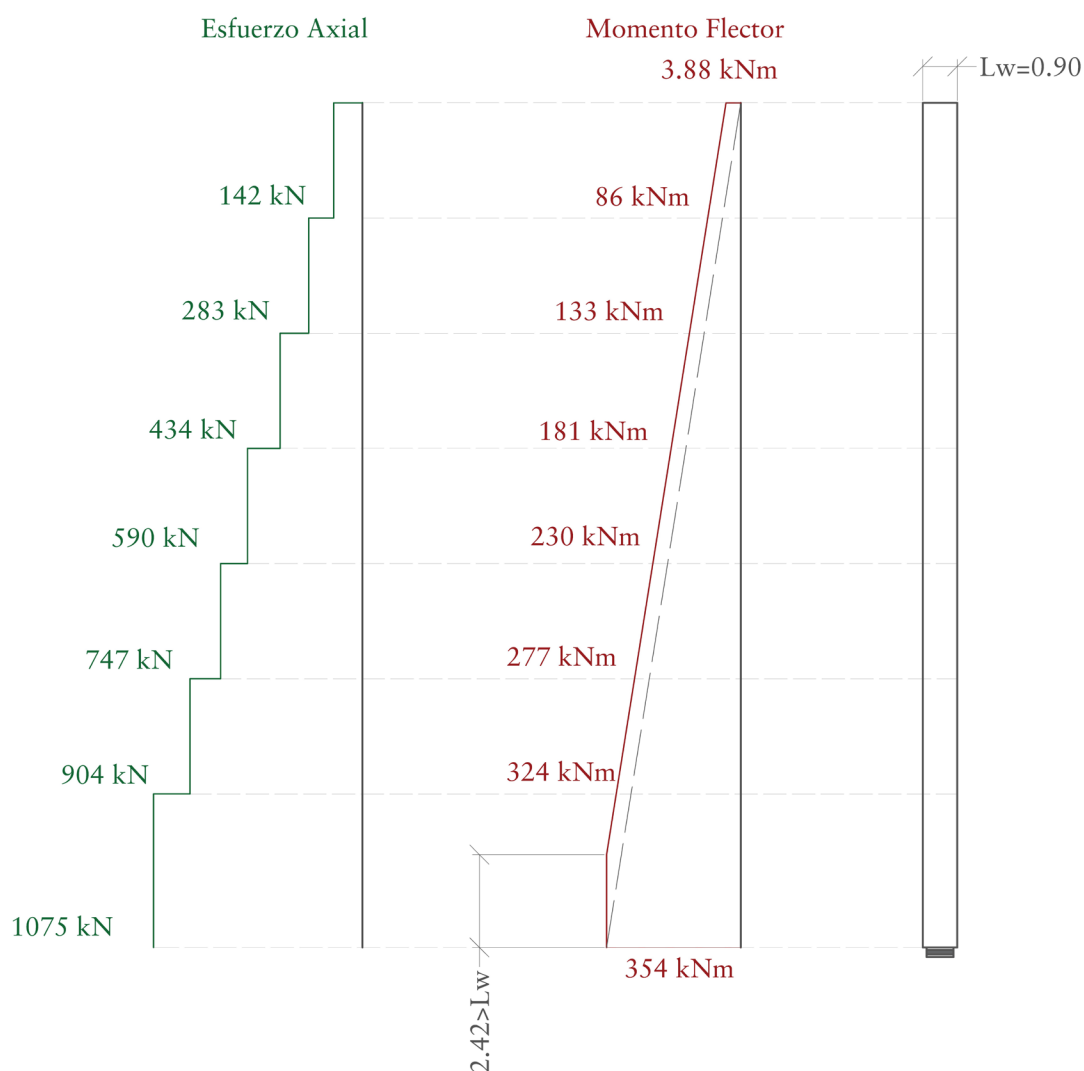


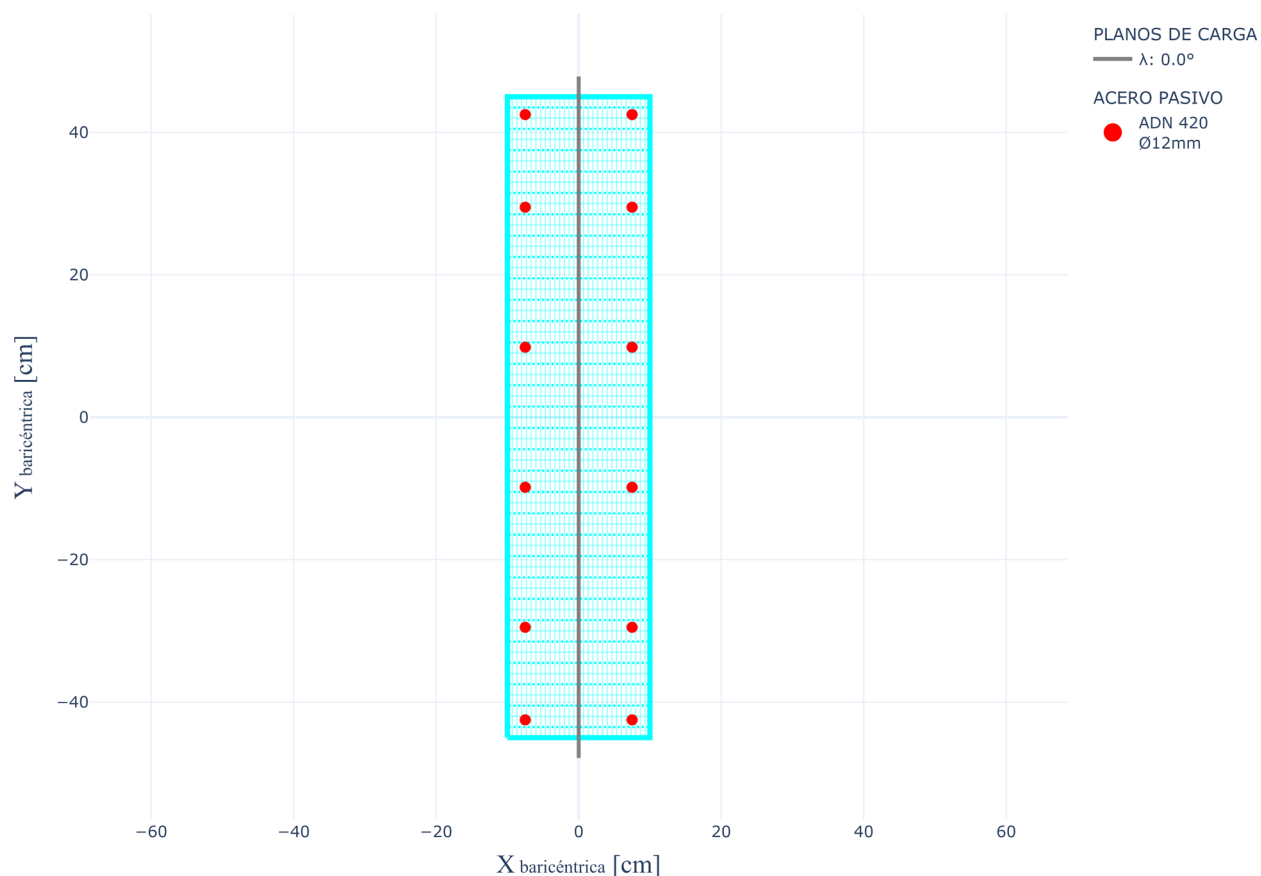
Figura 10.7: Esfuerzo axial y momento flector a resistir.

Se procede, por lo tanto, a cargar al software ACSAHE la sección del tabique que contendrá las cuantías mínimas, para observar si logra cubrir el diagrama de momentos, los estados ingresados son:

Tabla 10.10: Estados a resistir por tabique C19

Identificador del Estado	Pu [kN]	Muλ [kNm]
Piso 6-7	142.00	86.00
Piso 5-6	283.00	133.00
Piso 4-5	434.00	181.00
Piso 3-4	590.00	230.00
Piso 2-3	747.00	277.00
Piso 1-2	904.00	324.00
Piso 0-1	1075.00	354.00

10. DIMENSIONAMIENTO DE UNA COLUMNA Y UN TABIQUE



PROPIEDAD	DESCRIPCIÓN	VALOR
Área	Área de la sección bruta de Hormigón.	1800.0 cm ²
I _x	Inercia con respecto al eje x.	1213650.0 cm ⁴
I _y	Inercia con respecto al eje y.	59933.0 cm ⁴
ρ	Cuantía geométrica de refuerzo pasivo.	0.75%
Discretización	Tipo de discretización elegida: Media.	$\Delta X=0.67$ cm $\Delta Y=3.0$ cm

Figura 10.8: Sección y propiedades de C19.

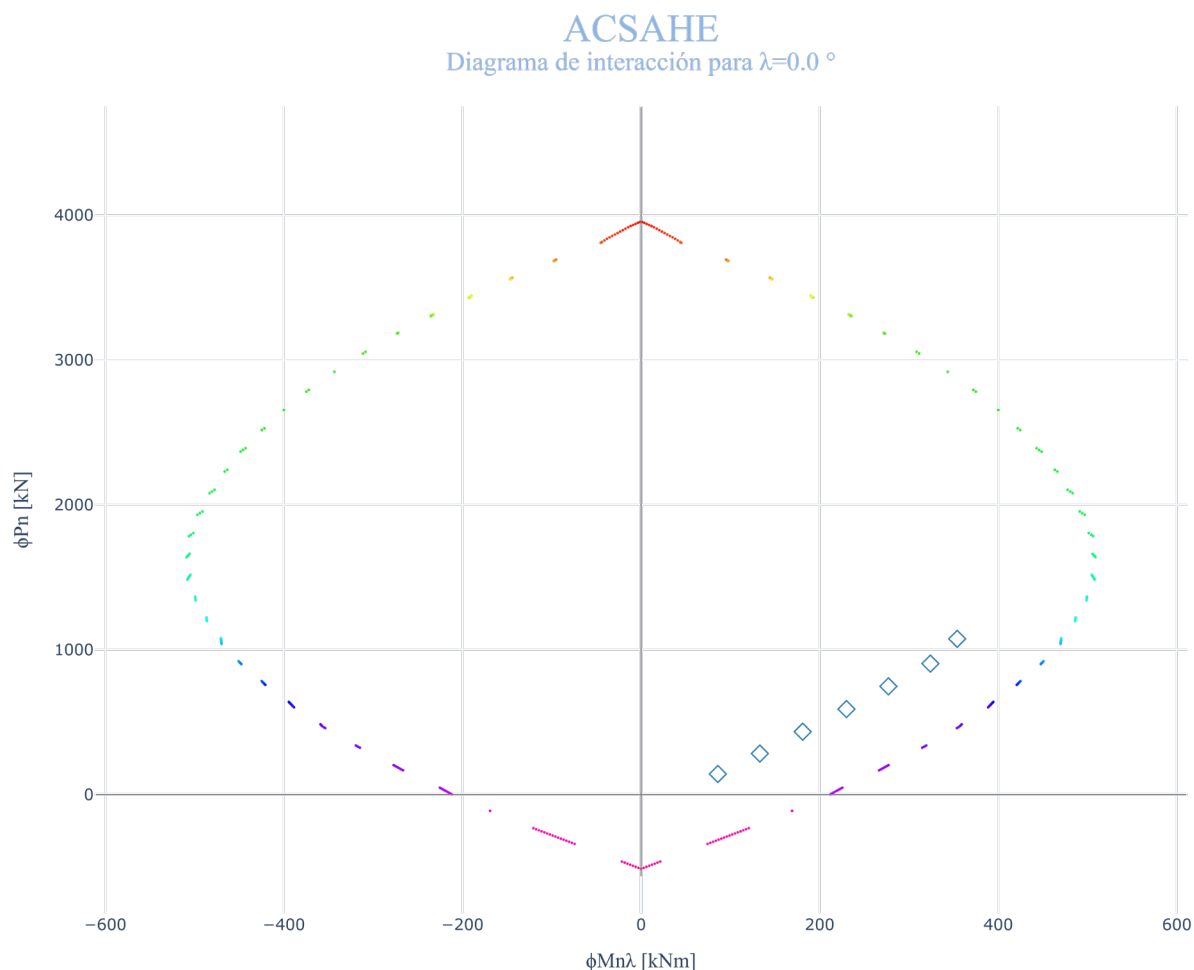


Figura 10.9: Diagrama de interacción para C19 juntos con estados a resistir.

De donde se observa que la sección propuesta verifica los requisitos de resistencia, para un factor de minoración de resistencia constante e igual a 0.90.

(d) Dimensionamiento de armadura transversal

De acuerdo con el artículo 7.4.4 (i) se debe colocar armadura transversal para evitar el pandeo de las barras longitudinales si la cuantía excede el valor de $\frac{3}{f_y} = 0.75\%$, lo cual se cumple. Se colocarán estribos cerrados en las zonas de potencial formación de rótulas plásticas. Esto no constituye un requisito en el tramo intermedio por ser la cuantía menor al límite establecido.

Se debe analizar la profundidad del eje neutro c en la sección crítica, de donde se obtiene que $c = 40\text{cm}$. Se considera una deformación del 3 por mil en la fibra comprimida de hormigón y las hipótesis válidas del reglamento C102 para su determinación. Se recomienda referirse al Capítulo 4.7 de la bibliografía recomendada [10].

Luego, se compara este valor con el límite c_c dado por:

$$c > c_c = 0.10 * 1.58 * 90cm = 14.22 cm$$

Lo anterior implica que se debe confinar el hormigón con armadura horizontal A_{sh} , siendo la misma:

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = 0.175 * h'' * \frac{A_g}{A_c} * \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{c}{L_w} - 0.07 \right) = 19.5 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta por lo tanto un estribo del Ø8mm cada 5 centímetros, lo cual verifica la separación máxima.

Luego, de [7-20] en C103PII se obtiene el factor de sobrerresistencia del tabique ϕ_0^w :

$$\phi_0^w = \frac{1.4 * \overbrace{470 kNm}^{\text{Obtenido de curva de interacción}}}{354 kNm} = 1.86$$

La resistencia nominal al provista por el hormigón en la zona de potencial formación de rótula plástica v_c , según el artículo [7-22], es:

$$v_c = 0.135 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4A_g} = 6.6 MPa$$

La cual combinada con el área efectiva de corte dada por la expresión [3-24]:

$$V_c = v_c * 0.80 b_w L_w = 950 kN$$

El esfuerzo de corte a resistir V_u viene dado por artículo 3.6.1.1, siendo:

$$\omega_v = 1.3 + \frac{7}{30} = 1.53$$

$$V_u = \omega_v \phi_0^w V_{Ei} + v_g = 1.58 * 1.53 * 150 kN + 0 kN = 362 kN$$

Dicho valor no debe exceder el límite dado por:

$$V_u < \left(\frac{\phi_0^w}{R} + 0.15 \right) * \sqrt{f'_c} * (0.80 b_w L_w) = 2140 kN$$

Por lo tanto, se adopta la armadura mínima dado por la expresión [3-31]:

$$\frac{A_{vh}}{s_h} = \frac{A_{vv}}{s_v} = 0.70 \frac{b_w}{f_y} = 3.33 cm^2/m$$

Donde $s_h < \frac{L_w}{5} = 18cm$ y $s_v < \frac{L_w}{3} = 30cm$.

La demanda de armadura de corte vertical se ve cubierta por la armadura longitudinal del tabique, pues se cuenta con barras de diámetro Ø12 cada 20 centímetros aproximadamente, lo que supera el requisito.

En cuanto a la armadura horizontal, se adopta 1Ø6 c 17 centímetros (3.33 cm²/m).

Con todo esto, se confeccionan los esquemas finales de armaduras.

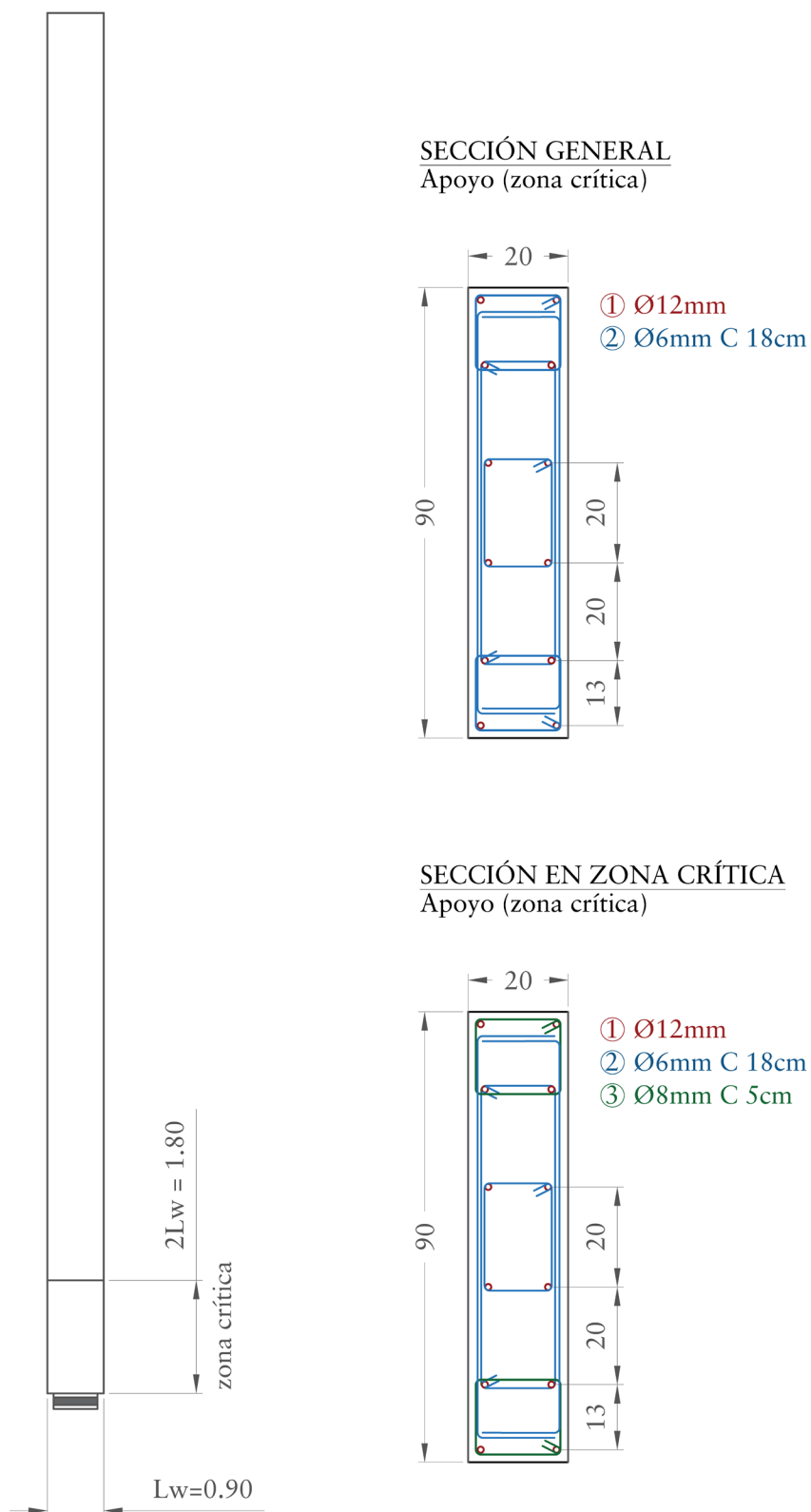


Figura 10.10: Sección de C18.

11 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha realizado el diseño de un edificio sismorresistente ejecutado en Hormigón Armado con sistema de aislación en la base, de acuerdo con la reglamentación vigente en la República Argentina al día de la fecha. Para lo mismo no solo se han tenido que incorporar nuevos conocimientos a lo largo del desarrollo, sino que también se ha hecho uso de importantes conceptos que fueron adquiridos durante la carrera de grado en Ingeniería Civil, tanto en Mecánica de las Estructuras como de Hormigón Estructural.

12 REFERENCIAS

- [1] Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI) y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad de Obras Civiles (CIRSOC), «REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES PARTE I CONSTRUCCIONES EN GENERAL», 2018.
- [2] Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI) y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad de Obras Civiles (CIRSOC), «REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES PARTE II CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN ARMADO EDICIÓN ABRIL 2021», 2021.
- [3] Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI) y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad de Obras Civiles (CIRSOC), *CIRSOC 201- REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN*. 2005.
- [4] Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI) y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad de Obras Civiles (CIRSOC), «REGLAMENTO ARGENTINO DE CARGAS PERMANENTES Y DE SOBRECARGAS MÍNIMAS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS CIRSOC 101», 2005.
- [5] BRIDGESTONE, «Seismic Isolation Product Line-up High Damping Rubber Bearing Lead Rubber Bearing Natural Rubber Bearing Elastic Sliding Bearing», 2017.
- [6] O. Möller y G. Lucero, «CONTROL DE VIBRACIONES EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES», Rosario, Argentina, 2023.
- [7] American Society of Civil Engineers (ASCE) y Structural Engineering Institute (SEI), *ASCE 7-22: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2021. doi: 10.1061/9780784415788.
- [8] O. Möller, «ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES», Rosario, 2015.
- [9] T. Paulay y M.J.N. Priestley, *Seismic Design Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. 1990.
- [10] Oscar Möller, *HORMIGÓN ESTRUCTURAL*, Segunda Edición. Rosario: UNR Editora, 2022.