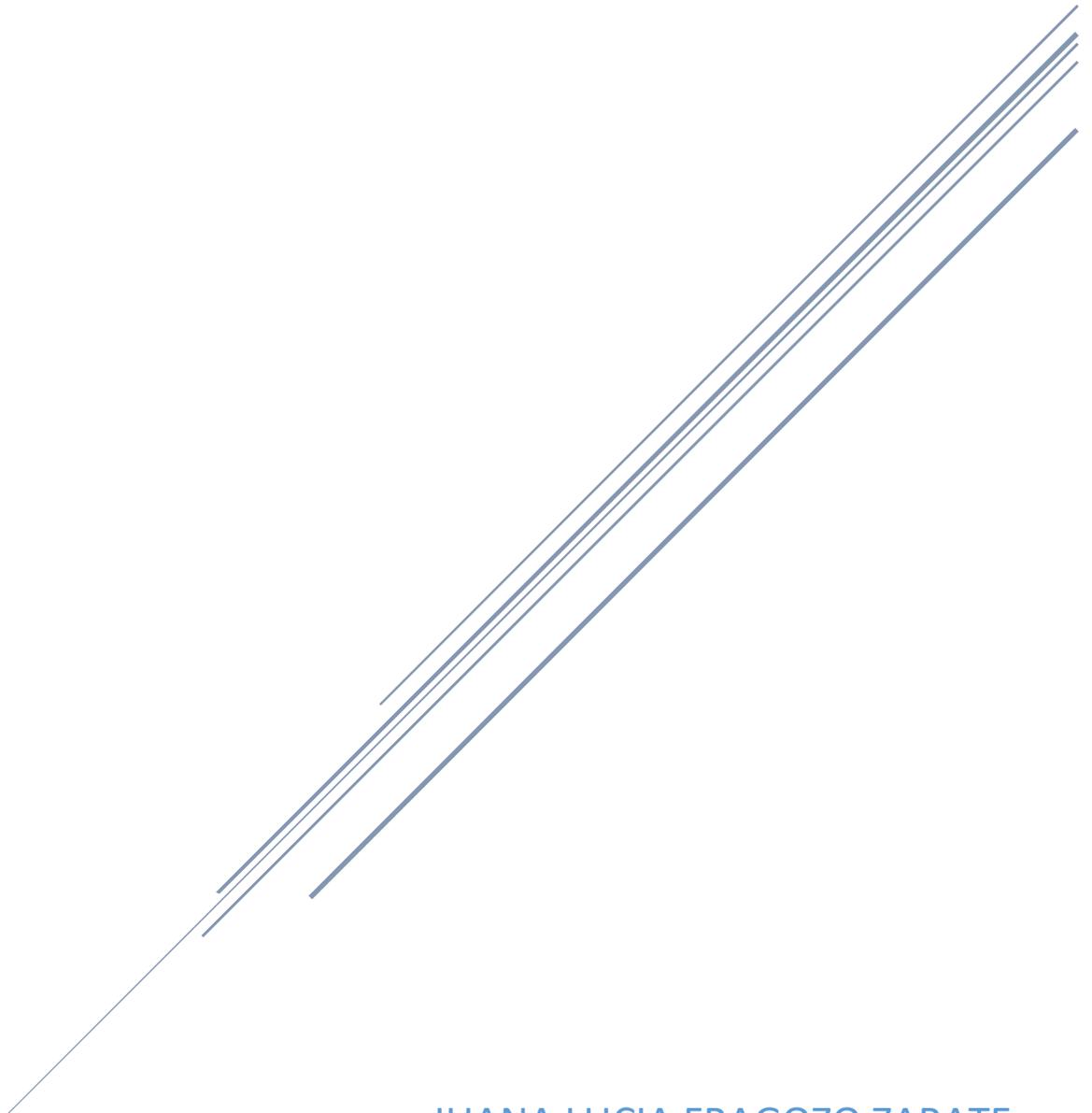


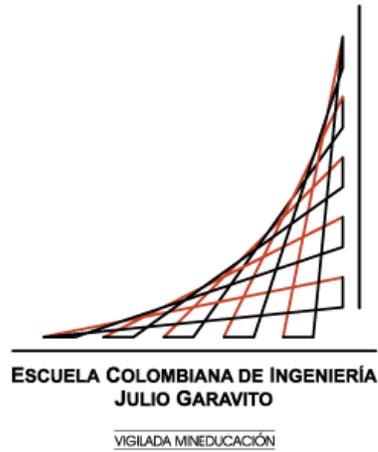
ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO PARA UN EDIFICIO CON Y SIN AISLADORES EN LA BASE

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito



JUANA LUCIA FRAGOZO ZARATE
SINTHYA JULIETH GORDILLO PIÑEROS

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO



ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO CON Y SIN
AISLADORES ELASTÓMICOS EN LA BASE

ENTREGADO POR:

JUANA LUCIA FRAGOZO ZARATE

SINTHYA GORDILLO PIÑEROS

ENTREGADO A:

Ph.D. SANDRA ROCIO JEREZ BARBODA

DICIEMBRE 2019

1.	INTRODUCCIÓN	6
2.	OBJETIVOS	6
2.1.	OBJETIVO GENERAL	6
2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
3.	ESTRUCTURACIÓN.....	7
3.1.	MATERIALES	7
4.	AVALÚO DE CARGAS	7
4.1.	CARGAS MUERTAS.....	8
4.1.1.	CARGAS MUERTAS HORIZONTALES	8
4.1.2.	CARGAS MUERTAS VERTICALES	8
4.2.	CARGAS VIVAS	8
6.	DISEÑO DE VIGUETAS	9
6.1.	PREDIMENSIONAMIENTO	9
6.2.	VIGUETA TIPO 1	11
6.2.1.	CARGA MUERTA	11
6.2.2.	CARGA VIVA	12
6.2.3.	DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGUETA NO. 1	13
6.2.4.	DISEÑO A CORTANTE VIGUETA TIPO 1.....	14
6.2.4.1.	LÍMITES PARA EL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO DE CORTANTE.	14
6.2.4.2.	NÚMERO DE ESTRIBOS	15
6.3.	VIGUETA TIPO 2	0
6.3.1.	CARGA MUERTA	0
6.3.2.	CARGA VIVA	0
6.4.	VIGUETA TIPO 3	2
6.4.1.	CARGAS MUERTAS.....	2
6.4.2.	CARGAS VIVAS.....	3
7.	LONGITUD DE DESARROLLO.....	0
7.2.	DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN	0
7.2.1.	VIGUETA TIPO 1.....	0
7.2.2.	VIGUETA TIPO 2.....	1
7.2.3.	VIGUETA TIPO 3.....	1
7.3.	DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN.....	1
7.3.1.	VIGUETA TIPO 1.....	2
7.3.2.	VIGUETA TIPO 2.....	2

7.3.3.	VIGUETA TIPO 3	2
8.	DISEÑO DE ESCALERA.....	3
8.1.	AVALUO DE CARGAS.....	4
8.1.1.	AVALÚO DE CARGAS TRAMO INCLINADO.	4
8.1.2.	AVALÚO DE CARGAS TRAMO DE DESCANSO.....	4
8.2.	REACCIONES	4
8.3.	MOMENTO MÁXIMO	5
8.4.	ANALISIS DE LOSA DE ESCALERA	5
8.4.1.	LONGITUD DE DESARROLLO	5
9.	ANALISIS SISMICO.....	6
9.1.	ZONA DE AMENAZA SISMICA.....	6
9.2.	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	6
9.3.	ESPECTRO DE DISEÑO	6
9.3.1.	PERIODO FUNDAMENTAL	7
9.4.	VERIFICACION REQUISITOS PARA DISEÑO	8
9.4.1.	PERIODO.....	8
9.4.2.	DERIVAS	8
10.	VIGAS DE CARGA	8
10.1.	DIMENSIONAMIENTO.....	8
10.2.	DISEÑO A FLEXIÓN.....	9
10.3.	DISEÑO A CORTANTE	10
11.	DISEÑO COLUMNAS.....	11
11.1.	DIMENSIONAMIENTO	11
11.2.	EFFECTOS LOCALES DE ESBELTEZ	11
11.3.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	12
11.3.1.	COLUMNA TIPO 1	14
11.3.2.	COLUMNA TIPO 2	17
12.	CIMENTACIÓN (ZAPATAS).....	22
12.1.	DIMENSIONAMIENTO.....	22
12.2.	DISEÑO POR CORTANTE.....	24
12.2.1.	CORTANTE EN DOS DIRECCIONES	24
12.2.2.	CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN	26
12.3.	DISEÑO A FLEXIÓN.....	27
12.	AISLAMIENTO SÍSMICO	28

12.1. HISTORIA DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	29
12.2. SISTEMAS DE AILACIÓN EN LA BASE	31
12.2.1. SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL	31
12.2.2 SISTEMA DE AMORTIGUADORES	33
12.3. COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	36
12.4. NORMA ASCE	38
12.5. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS	42
12.5.1. VENTAJAS	42
12.5.2 DESVENTAJAS	43
12.6. PROVEEDORES AISLADORES ELASTOMÉRICOS	44
12.6.1. FIP INDUSTRIALE	44
12.6.2. MAGEBA	48
12.6.3. SYSPROTEC	50
ANEXO 1 DISEÑO A FLEXION Y CORTANTE PARA VIGAS DE CARGA TIPO 1 45*55	51
ANEXO 2 DISEÑO A FLEXION Y CORTANTE PARA VIGAS DE CARGA TIPO 2 50*55	52
ANEXO 3 DISEÑO A FLEXION Y CORTANTE VIGAS DE RIGIDEZ TIPO 1 30*55	53
ANEXO 4 DISEÑO A FLEXION Y CORTANTE VIGAS DE RIGIDEZ TIPO 1 35*55	54
BIBLIOGRAFÍA.....	54

TABLA 1 CARGAS MUERTAS POR ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES HORIZONTALES.....	8
TABLA 2 CARGAS MUERTAS POR ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES VERTICALES	8
TABLA 3 CARGAS VIVAS	8
TABLA 4 PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGUETAS.....	10
TABLA 5 CARGAS MUERTAS HORIZONTALES VIGUETA TIPO 1.....	11
TABLA 6 CARGAS MUERTAS VERTICALES VIGUETA TIPO 1.....	11
TABLA 7 CARGA MUERTA TOTAL VIGUETA 1.....	11
TABLA 8 REACCIONES VIGUETA 1.....	13
TABLA 9 DISEÑO A FLEXIÓN VIGUETA TIPO 1	0
TABLA 10 DISEÑO A CORTANTE VIGUETA TIPO 1	0
TABLA 11 REACCIONES VIGUETA TIPO 2	1
TABLA 12 DISEÑO A FLEXIÓN VIGUETA TIPO 2.....	1
TABLA 13 DISEÑO A CORTANTE VIGUETA TIPO 2.....	2
TABLA 14 CARGAS MUERTAS HORIZONTALES VIGUETA TIPO 3	2
TABLA 15 REACCIONES VIGUETA TIPO 3	3
TABLA 16 DISEÑO A FLEXIÓN VIGUETA TIPO 3.....	0
TABLA 17 DISEÑO A CORTANTE VIGUETA TIPO 3.....	0
TABLA 18 FACTORES DE CÁLCULO	0
TABLA 19 LONGITUD DE DESARROLLO A TRACCIÓN PARA VIGUETA TIPO 1	1
TABLA 20 LONGITUD DE DESARROLLO A TRACCIÓN PARA VIGUETA TIPO 2.....	1
TABLA 21 LONGITUD DE DESARROLLO A TRACCIÓN PARA VIGUETA TIPO 3.....	1

TABLA 22 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN PARA VIGUETA TIPO 1	2
TABLA 23 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN PARA VIGUETA TIPO 2	2
TABLA 24 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN PARA VIGUETA TIPO 3	2
TABLA 25 ANÁLISIS MODAL DE LA ESTRUCTURA	8
TABLA 26 DERIVAS	8
TABLA 27 COMBINACIONES PARA VIGAS DE CARGA	9
TABLA 28 DIMENSIONES COLUMNAS	11
TABLA 29 EFECTOS DE ESBELTEZ	12
TABLA 30 CARGA Y MOMENTO COLUMNA TIPO 1	13
TABLA 31 CARGA Y MOMENTO COLUMNA TIPO 2	14
TABLA 32 CARGA AXIAL MÁXIMA COLUMNA TIPO 1	14
TABLA 33 MOMENTO 2 MÁXIMO COLUMNA TIPO 1	15
TABLA 34 MOMENTO 2 MÁXIMO COLUMNA TIPO 1	16
TABLA 35 CARGA AXIAL MÁXIMA COLUMNA TIPO 2	18
TABLA 36 MOMENTO 2 MÁXIMO COLUMNA TIPO 2	19
TABLA 37 MOMENTO 2 MÁXIMO COLUMNA TIPO 2	20
TABLA 38 DISEÑO COLUMNAS	21
TABLA 39 So	22
TABLA 40 Lo	22
TABLA 41 DATOS NECESARIOS	23
TABLA 42 ALTURA ELEGIDA	23
TABLA 43 Vc ELEGIDO	25
TABLA 44 VALOR D	26
TABLA 45 DISEÑO CORTANTE TIPO VIGA	27
TABLA 46 DISEÑO A FLEXIÓN	28
TABLA 47 LONGITUD DE DESARROLLO	28
ILUSTRACIÓN 1 VISTA EN PLANTA	7
ILUSTRACIÓN 2 VIGUETA	10
ILUSTRACIÓN 3 CARGA MUERTA VIGUETA 1	12
ILUSTRACIÓN 4 CARGA VIVA VIGUETA TIPO 1	12
ILUSTRACIÓN 5 DIAGRAMA DE CORTANTE COMBINACIÓN DE CARGA VIGUETA 1	12
ILUSTRACIÓN 6 DIAGRAMA DE MOMENTO COMBINACIÓN DE CARGA VIGUETA 1	13
ILUSTRACIÓN 7 CARGA MUERTA VIGUETA TIPO 2	0
ILUSTRACIÓN 8 CARGA VIVA VIGUETA TIPO 2	0
ILUSTRACIÓN 9 DIAGRAMA DE CORTANTE COMBINACIÓN DE CARGA VIGUETA TIPO 2	0
ILUSTRACIÓN 10 DIAGRAMA DE MOMENTO COMBINACIÓN DE CARGA VIGUETA TIPO 2	1
ILUSTRACIÓN 11 CARGA MUERTA VIGUETA TIPO 3	2
ILUSTRACIÓN 12 DIAGRAMA CORTANTE COMBINACIÓN DE CARGA VIGUETA TIPO 3	3
ILUSTRACIÓN 13 DIAGRAMA MOMENTO COMBINACIÓN DE CARGA VIGUETA TIPO 3	3
ILUSTRACIÓN 14 PÓRTICO A	12
ILUSTRACIÓN 15 PÓRTICO C	12
ILUSTRACIÓN 16 DISEÑO COLUMNA TIPO 1 CARGA AXIAL UNCOL	14
ILUSTRACIÓN 17 REVISIÓN DE DISEÑO CARGA AXIAL MÁXIMA COLUMNA TIPO 1	14
ILUSTRACIÓN 18 CURVA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL MÁXIMA COLUMNA TIPO 1	15
ILUSTRACIÓN 19 DISEÑO COLUMNA TIPO 1 M2 UNCOL	15
ILUSTRACIÓN 20 REVISIÓN DE DISEÑO M2 MÁXIMO COLUMNA TIPO 1	16
ILUSTRACIÓN 21 CURVA DE INTERACCIÓN M2 MÁXIMO COLUMNA TIPO 1	16

ILUSTRACIÓN 22 DISEÑO COLUMNA TIPO 1 M3 UNCOL.....	17
ILUSTRACIÓN 23 REVISIÓN DE DISEÑO M3 MÁXIMO COLUMNA TIPO 1	17
ILUSTRACIÓN 24 CURVA DE INTERACCIÓN M3 MÁXIMO COLUMNA TIPO 1.....	17
ILUSTRACIÓN 25 DISEÑO COLUMNA TIPO 2 CARGA AXIAL UNCOL.....	18
ILUSTRACIÓN 26 REVISIÓN DE DISEÑO CARGA AXIAL MÁXIMA COLUMNA TIPO 2.....	18
ILUSTRACIÓN 27 CURVA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL MÁXIMA COLUMNA TIPO 2	18
ILUSTRACIÓN 28 DISEÑO COLUMNA TIPO 2 M2 MÁXIMO UNCOL.....	19
ILUSTRACIÓN 29 REVISIÓN DE DISEÑO M2 MÁXIMO	19
ILUSTRACIÓN 30 CURVA DE INTERACCIÓN M2 MÁXIMO.....	20
ILUSTRACIÓN 31 DISEÑO COLUMNA TIPO 2 M3 MÁXIMO UNCOL.....	20
ILUSTRACIÓN 32 REVISIÓN DE DISEÑO M3 MÁXIMO	21
ILUSTRACIÓN 33 CURVA DE INTERACCIÓN M3 MÁXIMO.....	21
ILUSTRACIÓN 34 CORTANTE EN DOS DIRECCIONES.....	24
ILUSTRACIÓN 35 ECUACIONES PARA DETERMINAR VC.....	25
ILUSTRACIÓN 36 ECUACIONES PARA DETERMINAR D.....	25
ILUSTRACIÓN 37 CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN	26
ILUSTRACIÓN 38 AISLADOR ELATOMÉRICO.....	32
ILUSTRACIÓN 39 AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO	33
ILUSTRACIÓN 40 AMORTIGUADORES DE FRICCIÓN.....	34
ILUSTRACIÓN 41 AMORTIGUADORES DE FLUENCIA METALICA	35
ILUSTRACIÓN 42 AMORTIGUADORES VISCO-ELÁSTICOS	36
ILUSTRACIÓN 43 COMPARACIÓN	37
ILUSTRACIÓN 44 ESPECTRO COMPARACIÓN	38

1. INTRODUCCIÓN

Colombia es un país que se localiza dentro de una de las zonas sísmicas más activas de la Tierra, pues convergen las placas tectónicas de Nazca y del Caribe contra la placa Suramericana. Con la idea de reducir la demanda sísmica en lugar de aumentar la capacidad resistente de las estructuras, el aislamiento sísmico es un método para reducir los daños producidos por los sismos. Para lograr esto se pretende desacoplar la estructura del terreno mediante un aislador elastomérico, de tal forma que los movimientos de la superficie producidos durante un terremoto solo sean transmitidos en una pequeña parte a los elementos resistentes. Estos dispositivos proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el periodo natural de la estructura con el periodo natural del sismo, evitando que se produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso de la estructura.

Con el fin de mejorar la respuesta de los edificios y como en Colombia no existen número significativo de edificios con aislador elastomérico, se presenta una comparación de respuesta de un edificio aislado en la base y sin aislador en la base, con el fin de proporcionar información para las personas interesadas en diseñar algún tipo de edificio.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

Realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de uso educativo de 4 pisos con y sin aisladores elastoméricos en la base del edificio.

2.2. Objetivos específicos

- Realizar el diseño estructural
- Realizar diseño del aislador
- Comparar el comportamiento que tiene la estructura según las siguientes variables
- Modelar la estructura en el programa computacional SAP 2000

3. ESTRUCTURACIÓN

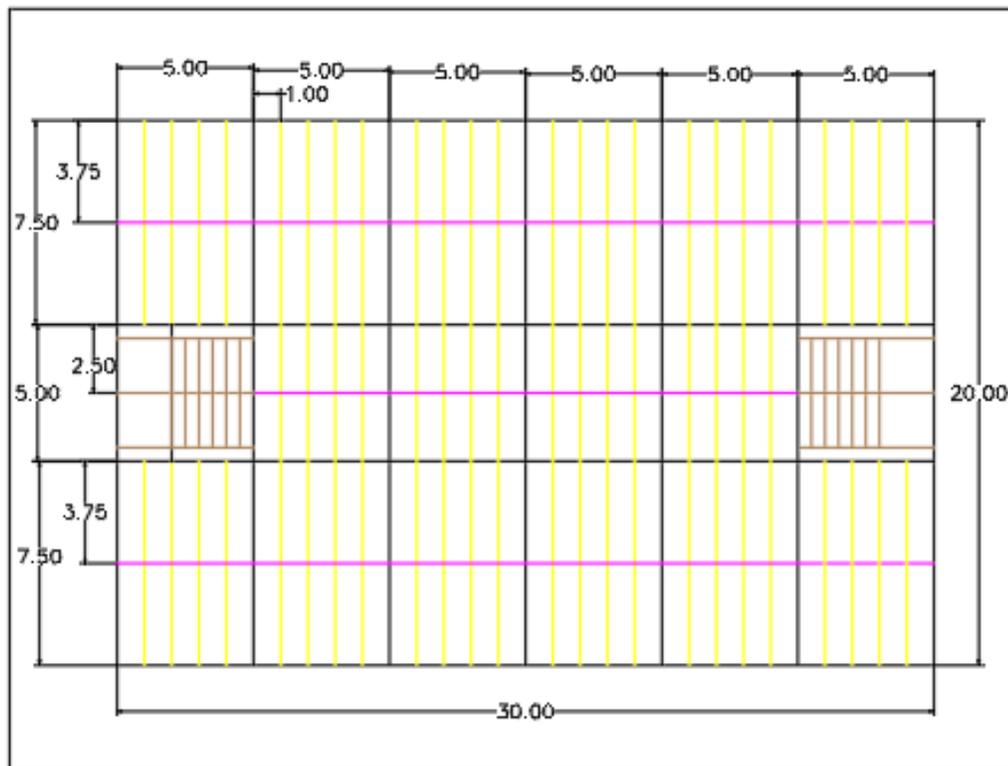


Ilustración 1 Vista en planta

3.1. MATERIALES

Los materiales usados para el diseño de los elementos estructurales son concretos y acero así:

- Concreto:
 - Para columnas $F'c = 35$ MPa
 - Para vigas y viguetas $F'c = 28$ MPa
- Acero: $F_y = 420$ MPa

4. AVALÚO DE CARGAS

Se toman los valores de la norma NSR10 Título B.

4.1. CARGAS MUERTAS

4.1.1. Cargas muertas horizontales

Tipo	Componente	Carga (KN/m2)
Cielo raso	Ductos mecánicos	0,20
Pisos	Baldosa sobre 25 mm de mortero	1,10
Cubierta	Membrana impermeable bituminosa, superficie lisa	0,10
	Tablilla de asfalto	0,10

Tabla 1 Cargas muertas por elementos no estructurales horizontales

4.1.2. Cargas muertas verticales

Tipo	Componente	Carga (KN/m2)
Ventanas	Ventanas, vidrio, entramado y marco	0,45
Muros	Mampostería de bloque de arcilla pañetado de 100mm	1,80
	Exteriores con enchape en ladrillo	2,50

Tabla 2 Cargas muertas por elementos no estructurales verticales

4.2. CARGAS VIVAS

Ocupación o uso		Carga (KN/m2)
Educativos	Salones de clase	2,0
	Corredores y escaleras	5,0

Tabla 3 Cargas vivas

5. CUANTÍA

La cuantía mínima y máxima dependen de los materiales a usar por lo que serán las mismas para los distintos tipos de viguetas que a continuación serán diseñadas.

Para cada uno de los momentos nominales de diseño se calculó la cuantía (ρ) y se comparó con la cuantía mínima (ρ_{min}) y la cuantía máxima (ρ_t), con el fin de determinar el acero de refuerzo adecuado.

5.1. CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{0,25 * \sqrt{f'c}}{fy}, \frac{1,4}{fy}\right)$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{0,25 * \sqrt{28}}{420}, \frac{1,4}{420}\right)$$

$$\rho_{min} = 0.0033333$$

5.2. CUANTÍA MÁXIMA

$$\rho_{max} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{3}{8}$$

$$\rho_{max} = 0.85 * \beta_1 * \frac{28}{420} * \frac{3}{8}$$

$$\rho_{max} = 0.018127$$

6. DISEÑO DE VIGUETAS

Se diseñan tres tipos de viguetas así:

6.1. PREDIMENSIONAMIENTO

- Altura :

Espesor de la losa nervada en una dirección se establece según la norma NSR10 tabla CR.9.5 (a), alturas y espesores mínimos de vigas no pre esforzadas en una dirección a menos que se calculen deflexiones.

$$h = \frac{l}{14} = \frac{7.5}{14} = 0.54m$$

Por lo tanto, la altura del diafragma es de 0.55 m.

- Espesor de viguetas

Según el numeral C.8.13.2, el ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100mm en su parte superior y su ancho promedio no puede ser menor de 80mm, además no debe tener una altura mayor a 5 veces su ancho promedio así:

$$bvt \geq 80mm$$

$$\frac{hvt}{bvt} \leq 5$$

Es decir:

$$0.2hvt \leq bvt$$

$$bvy \geq 0.2 * 0.65 = 13cm$$

Por facilidad constructiva se escoge un ancho de viguetas de 15cm.

- Separación de viguetas:

En el reglamento NSR-10, numeral C.8.13.3 indica que para losas nervadas en una dirección la separación máxima entre nervios debe ser menor a 2.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.20m.

$$Svt \leq 2.5hvt$$

Es decir:

$$S_{vt} \leq 2.5 * 0.65$$

$$S_{vt} \leq 1.63m$$

Como debe ser además menor a 1.20m se adopta una separación de 1.0 m.

- **Espesor:**

Para la loseta superior, cuando se utilicen encofrados o aligeramientos removibles según C.8.13.6.1, el espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre nervaduras, ni menor que 50mm.

$$H_{ls} = \frac{l}{12}$$

$$H_{ls} = \frac{0.85m}{12} = 0.07m = 7cm$$

Se tomara un espesor de losa de 10 cm.

Para la loseta inferior no hay una especificación en l norma, en el titulo E para casas de uno o dos pisos en el numeral E.5.1.5.1.1. Dice que debe tener un espesor mínimo de 20mm y máximo de 30mm, se debe reforzar con alambroón cada 300mm en ambas direcciones. En este caso se elegirá un espesor de 30 mm.

$$H_{li} = 30mm = 3cm$$

PREDIMENSIONAMIENTO (m)	
Espesor losa	0,55
Ancho b1	0,15
Separación de viguetas	1,00
Espesor loseta superior	0,10
Espesor loseta inferior	0,03
Altura nervio	0,45

Tabla 4 Pre dimensionamiento de viguetas

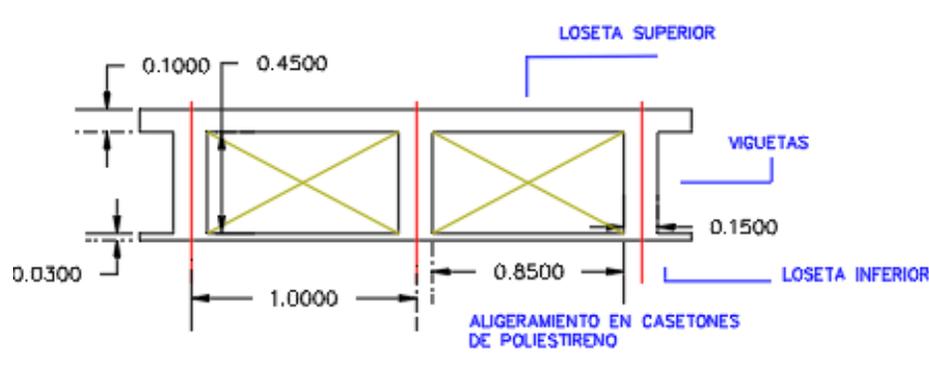


Ilustración 2 Vigueta

6.2. VIGUETA TIPO 1

6.2.1. CARGA MUERTA

- Horizontales

Componente	Carga (KN/m2)
Ductos mecánicos	0,20
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1,10
Peso propio loseta superior (0,10*1*1*24)	2,4
Peso propio loseta inferior (0,03*1*1*24)	0,72
Peso propio nervio (0,15*0,45*1*24)/1	1,62
TOTAL	6,04

Tabla 5 Cargas muertas horizontales vigueta tipo 1

- Verticales

Para realizar el avalúo de cargas verticales se parte de que la altura libre de entre pisos es 3m.

A partir de la tabla 2, la carga para muros internos de 100mm es de 1,80 KN/m2 por de superficie vertical, entonces:

$$W = 1.80 \frac{KN}{m^2} * 3m = 5.4 \frac{KN}{m}$$

La longitud total en muros internos es de 178m

$$W_{total} = 5.4 \frac{kN}{m} * 178m = 961.2 kN$$

$$q = \frac{961.2 kN}{20m * 30m} = 1.60 \frac{kN}{m^2}$$

Componente	Carga (KN/m2)
Muros internos, mampostería pañetado 100mm	1,60
TOTAL	1,60

Tabla 6 Cargas muertas verticales vigueta tipo 1

CARGA MUERTA TOTAL (KN/m2)	
Carga horizontal	6,04
Carga vertical	1,60
Total	7,64

Tabla 7 Carga muerta total vigueta 1

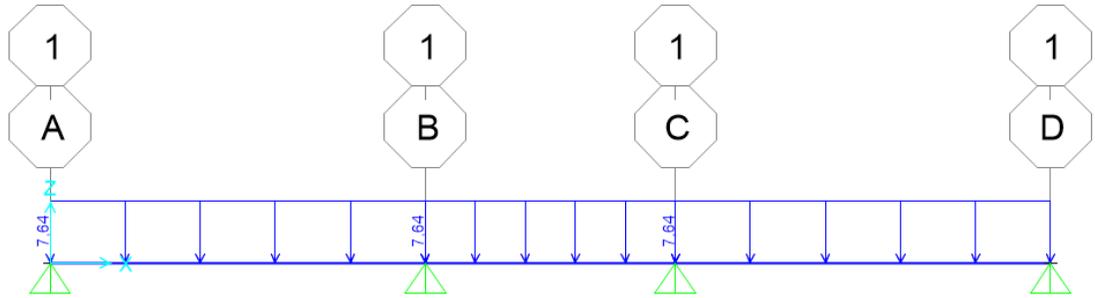


Ilustración 3 Carga muerta vigueta 1

6.2.2. CARGA VIVA

Se toman según la tabla 3

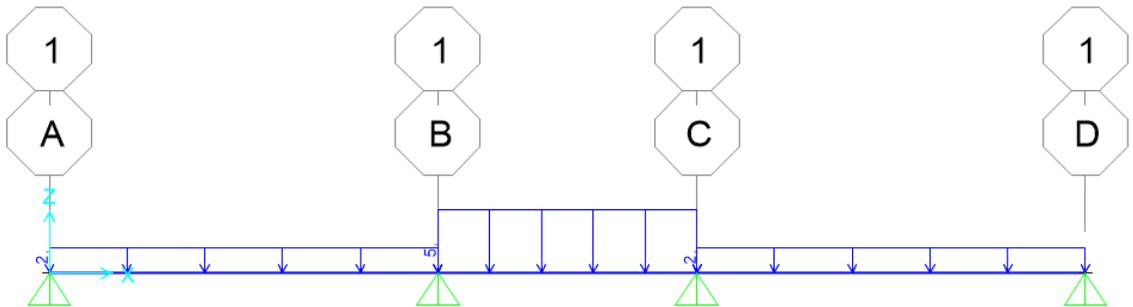


Ilustración 4 Carga viva vigueta tipo 1

Según el numeral B.4.3 que se refiere a la carga parcial viva, cuando la luz de un elemento este cargada parcialmente con la carga viva de diseño produciendo un efecto más desfavorable que cuando este cargada en la totalidad de la luz, este efecto debe ser tenido en cuenta en el diseño. Se hizo la modelación de las diferentes combinaciones de cargas vivas posibles en la luz, y según esto el efecto más desfavorable es cuando la vigueta está cargada en la totalidad de la luz.

A continuación se modelan las diferentes combinaciones de carga enunciadas en el numeral C.9.2.1. De la norma NSR-10. (Anexo I).

La condición más desfavorable es el de la combinación 1,2D +1,6L. Así:

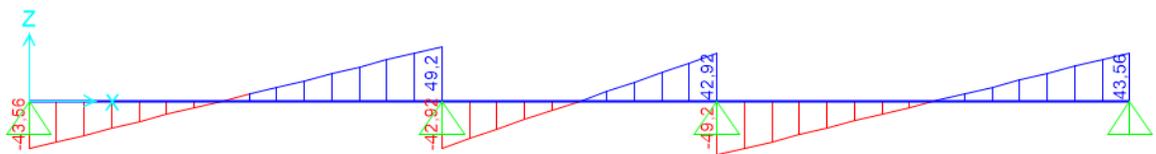


Ilustración 5 Diagrama de cortante combinación de carga vigueta 1

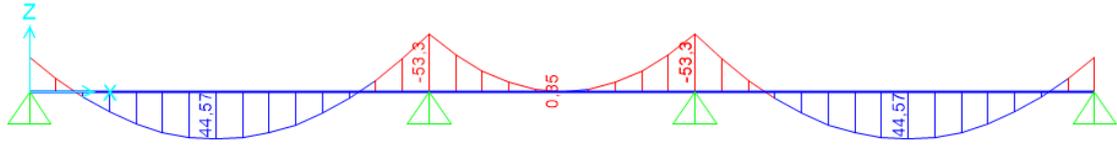


Ilustración 6 Diagrama de momento combinación de carga vigueta 1

Las reacciones de carga viva, carga muerta y combinación de carga para el diseño de las vigas de carga se muestran en la siguiente tabla:

	Reacciones			
	Apoyo A	Apoyo B	Apoyo C	Apoyo D
Muerta	27,46	48,94	48,94	27,46
Viva	6,63	20,87	20,87	6,63
1,2D+1,6L	43,56	92,12	92,12	43,56

Tabla 8 Reacciones vigueta 1

6.2.3. DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGUETA No. 1

Para el diseño de la vigueta se tienen en cuenta los siguientes criterios:

- La situación más crítica de la vigueta presentada en la Ilustración 6.
- El recubrimiento y espaciamiento mínimo del refuerzo.
- El recubrimiento mínimo del refuerzo es de 40mm y el espaciamiento mínimo debe ser el máximo entre 25mm, el diámetro de la barra y 4/3 del tamaño nominal máximo del agregado grueso, esto para que no se presente falla por hendimiento.
- Los datos de entrada son:

f'c	28	Mpa
fy	420	Mpa
β1	0,85	
φ	0,9	
d	390	mm
H	450	mm
bw	150	mm

Con los valores obtenidos en la Ilustración 6 se calcula la cuantía requerida para calcular el área de refuerzo con la siguiente fórmula

$$\phi Mn = Mu = \phi * \rho * fy \left(1 - 0,59\rho \frac{fy}{f'c} \right) * b * d^2$$

$$\phi Mn = 32,13 = 0,9 * \rho * 420000 \left(1 - 0,59\rho \frac{420}{28,1} \right) * 0,15 * 0,39^2$$

Despejando ρ

$$\rho = 0,003857$$

Con la cuantía requerida se calcula el área requerida de refuerzo

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,003857 * 0,15 * 0,39$$

$$A_s = 226 \text{ mm}^2$$

Con el valor del área de refuerzo requerida se adopta un valor de área de refuerzo mayor dado que se debe garantizar un diseño sub-reforzado para que el acero llegue primero a su esfuerzo de trabajo.

Con 2 barras No. 4 se obtiene un área de refuerzo de 258 mm^2 .

Este procedimiento se realiza para cada una de las viguetas, en los apoyos y cada una de las luces.

Los resultados se presentan en la Tabla No. 9

6.2.4. DISEÑO A CORTANTE VIGUETA TIPO 1

Las secciones transversales se diseñan teniendo en cuenta el diagrama a cortante que se presenta en la ilustración 5, el refuerzo transversal depende de la diferencia entre la resistencia al esfuerzo cortante último y la resistencia al esfuerzo proporcionada por el concreto

- Si $V_u - \phi V_c = \phi V_s$, si la fuerza cortante mayorada V_u excede la resistencia a cortante del concreto se le proporciona refuerzo transversal, el cálculo de V_u se debe hacer a la distancia efectiva d medida desde la cara del apoyo.
- Para elementos no preesforzados ϕV_c se calcula de la siguiente manera

$$\phi V_c = \phi * 0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$
$$\phi V_c = 0,75 * 0,17 * 1 * \sqrt{28} * 0,15 * 0,39$$

$$\phi V_c = 39.47 \text{ kN}$$

Por tanto, la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo es

$$\phi V_s = 43.56 - 39.47$$

$$\phi V_s = 4.07 \text{ kN}$$

6.2.4.1. Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante.

El espaciamiento del refuerzo colocado no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzados ni de 600 mm.

El espaciamiento máximo para el diseño a cortante se calcula con la siguiente fórmula:

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{\phi V_s}$$

$$s = \frac{0.75 * 2 * 0.000071 * 0.390}{4.07}$$

$$s = 4.286m$$

Se observa que la separación es muy grande, por tanto se utiliza $d/2$ o 600mm como lo indica en el numeral C.11.4.5.2 de la NSR10.

$$s = \frac{d}{2}$$

$$s = \frac{0.390}{2}$$

$$s = 0.195m$$

Por tanto la separación máxima adoptada es la mínima entre 4.286, 0.600 y 0.195

$$s = 0.195m$$

6.2.4.2. Número de estribos

El número de estribos depende de la separación y la longitud de la vigueta, para este caso se utiliza la siguiente fórmula:

$$\#Est = \frac{7 - 4 * 0.39}{0.39/2}$$

$$\#Est = 28$$

Se utilizan 28 estribos No. 3/8 cada 0.195m.

Los resultados se presentan a continuación en las tablas 9 y 10.

VTA-1 FLEXIÓN							
ΦM_n (kN*m)	32,13	44,57	53,3	0,85	53,3	44,57	32,13
ρ	0,003857	0,005428	0,00656	0,0033	0,00656	0,005428	0,003857
As(mm ²)	226	318	384	195	384	318	226
Φ Superior	2#4		2#5		2#5		2#4
Φ inferior		2#5		2#4		2#5	

Tabla 9 Diseño a flexión vigueta tipo 1

VTA-1 CORTANTE							
ΦV_u (kN)	43,56		49,2	42,92	42,92	49,2	43,56
ΦV_c (kN)	39,47		39,47	39,47	39,47	39,47	39,47
ΦV_s (kN)	4,09		9,73	3,45	3,45	9,73	4,09
refuerzo	Ref		Ref	Ref	Ref	Ref	Ref
S _{max} =d/2 (m)	0,195		0,195	0,195	0,195	0,195	0,195
S(m)	4,3		1,2	3,4	3,4	1,2	2,8
S _{adoptado} (m)	0,195		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
S _{adoptado} (mm)	195		195	195	195	195	195
A _{vmin}	22,85		22,85	22,85	22,85	22,85	22,85
Refuerzo	14#3c0,19		14#3c0,19	9#3c0,19	9#3c0,19	14#3c0,19	14#3c0,19

Tabla 10 Diseño a cortante vigueta tipo 1

6.3. VIGUETA TIPO 2

Las cargas de esta vigueta son las mismas que las tipo 1.

6.3.1. CARGA MUERTA

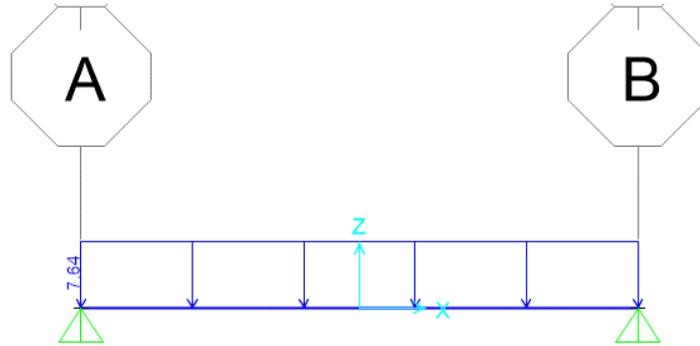


Ilustración 7 Carga muerta vigueta tipo 2

6.3.2. CARGA VIVA

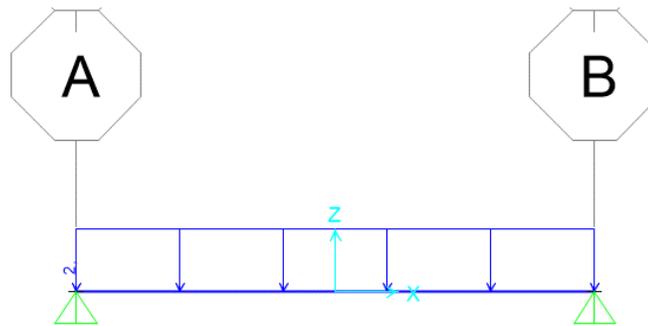


Ilustración 8 Carga viva vigueta tipo 2

La condición más desfavorable es el de la combinación 1,2D + 1,6L. Así:

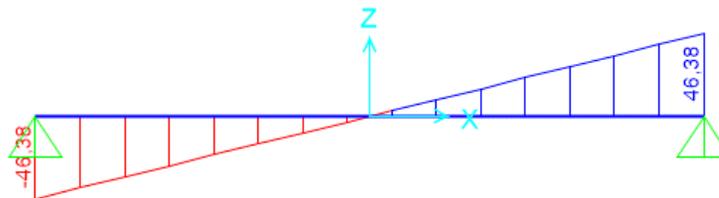


Ilustración 9 Diagrama de cortante combinación de carga vigueta tipo 2

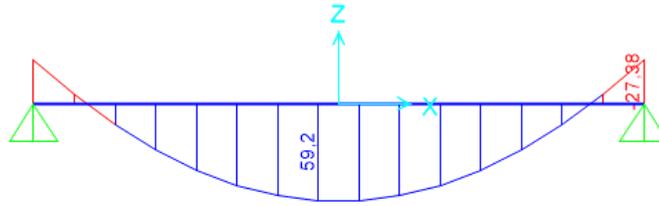


Ilustración 10 Diagrama de momento combinación de carga vigueta tipo 2

Las reacciones de carga viva, carga muerta y combinación de carga para el diseño de las vigas de carga se muestran en la siguiente tabla:

	Reacciones	
	Apoyo A	Apoyo B
Muerta	28,65	28,65
Viva	7,5	7,5
1,2D+1,6L	46,38	46,38

Tabla 11 Reacciones vigueta tipo 2

Empleando el mismo procedimiento se diseña a flexión y a cortante la Vigueta tipo 2, los resultados obtenidos se muestran a continuación en las tablas 12 y 13.

VTA - 2 FLEXIÓN			
	luz(m)		
luz(m)			
Mn(kN·m)			
Φ Mn(kN·m)	27,38	0,0066	27,38
ρ	0,0033	0,00734	0,0033
As(mm ²)	195	429,39	195
Φ Superior	2#4		2#4
Φ inferior		2#6	

Tabla 12 Diseño a flexión Vigueta tipo 2

VTA - 3 CORTANTE			
V(kN)			
Vu(kN)	46,38		46,38
Vc(kN)	39,47		39,47
Vs(kN)	6,91		6,91
refuerzo	Ref		Ref
Smax=d/2 (m)	0,20		0,195
Sfisuracion			
S	1,5		1,5
Sadoptado (m)	0,20		0,20
Sadoptado (mm)	195		195
Avmin	22,85		22,85
Refuerzo	9#3c0,19		9#3c0,19

Tabla 13 Diseño a cortante Vigueta tipo 2

6.4. VIGUETA TIPO 3

6.4.1. CARGAS MUERTAS

Componente	Carga (KN/m2)
Ductos mecánicos	0,20
Membrana impermeable bituminosa, superficie lisa	0,10
Tablilla de asfalto	0,10
Peso propio loseta superior (0,10*1*1*24)	2,4
Peso propio loseta inferior (0,03*1*1*24)	0,72
Peso propio nervio (0,15*0,45*1*24)/1	1,62
TOTAL	4,94

Tabla 14 Cargas muertas horizontales vigueta tipo 3

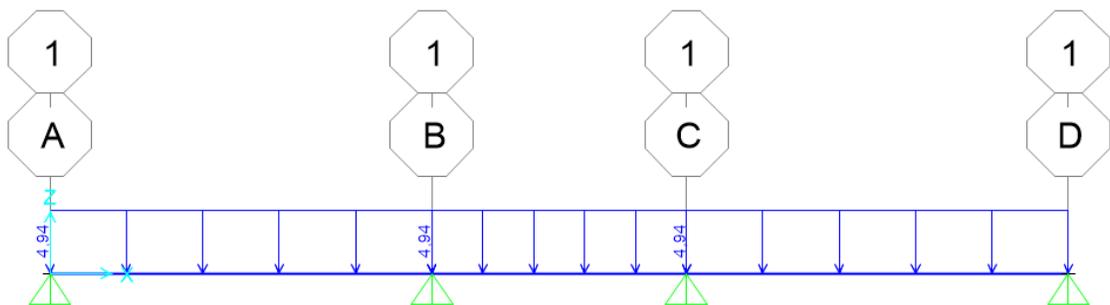


Ilustración 11 Carga muerta vigueta tipo 3

6.4.2. CARGAS VIVAS

Para este tipo de viguetas se toma la carga viva según la tabla 3, es la misma que la vigueta tipo 1.

La condición más desfavorable es el de la combinación 1,2D +1,6L. Así:

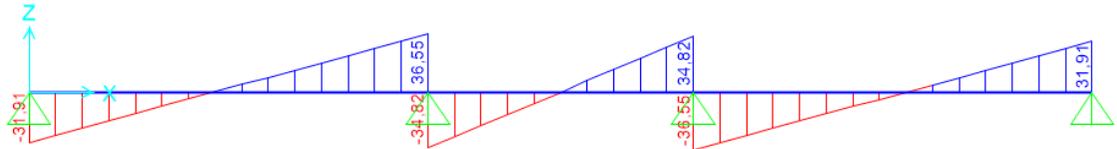


Ilustración 12 Diagrama cortante combinación de carga vigueta tipo 3

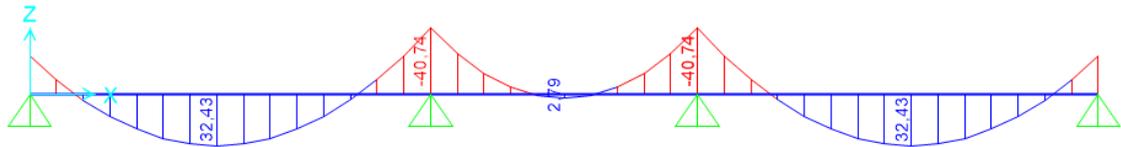


Ilustración 13 Diagrama momento combinación de carga vigueta tipo 3

Las reacciones de carga viva, carga muerta y combinación de carga para el diseño de las vigas de carga se muestran en la siguiente tabla:

	Reacciones			
	Apoyo A	Apoyo B	Apoyo C	Apoyo D
Muerta	17,76	31,64	31,64	17,76
Viva	6,63	20,87	20,87	6,63
1,2D+1,6L	31,91	71,37	71,37	31,91

Tabla 15 Reacciones vigueta tipo 3

Empleando el mismo procedimiento se diseña a flexión y a cortante la Vigueta tipo 2, los resultados obtenidos se muestran a continuación en las tablas 16 y 17.

VTA-3 FLEXIÓN							
	ΦM_n (kN*m)	23,34	32,43	40,74	2,79	40,74	32,43
ρ	0,0033	0,003894	0,004939	0,0033	0,004939	0,003894	0,0033
A_s (mm ²)	195	228	289	195	289	228	195
Φ Superior	2#4		2#5		2#5		2#4
Φ inferior		2#4		2#4		2#4	
Verif bw(mm)	131	131	134	131	134	131	131

Tabla 16 Diseño a flexión Vigueta tipo 3

VTA-3 CORTANTE							
	V_u (kN)	31,91		36,55	34,82	34,82	36,55
V_c (kN)	39,47		39,47	39,47	39,47	39,47	39,47
V_s (kN)	-7,56		-2,92	-4,65	-4,65	-2,92	-7,56
refuerzo	No		No	No	No	No	No
$S_{max}=d/2$ (m)	-		-	-	-	-	-
S (m)	-		-	-	-	-	-
$S_{adoptado}$ (mm)	-		-	-	-	-	-
Refuerzo	-		-	-	-	-	-

Tabla 17 Diseño a cortante Vigueta tipo 3

7. LONGITUD DE DESARROLLO

Para el diseño de la longitud de desarrollo se utiliza la ecuación del numeral C.12.2.3 y los factores que se utilizan se muestran en el numeral C.12.2.4.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

Según el numeral C.12.2.4 los factores que se requieren son:

λ	1	
ψ_t	1	
ψ_e	1	
ψ_s	0,8	
K_{tr}	0	
Rec lateral	40	mm
Rec barra	40	mm
Espacio barras	25,4	mm
C_b	12,7	mm

Tabla 18 Factores de cálculo

7.2. DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN

7.2.1. VIGUETA TIPO 1

Con la formula anterior se calcula la longitud de desarrollo para el refuerzo en el apoyo A

$$l_d = \left(\frac{420}{1.1 * 1 * \sqrt{28}} \frac{1 * 1 * 0.8}{\left(\frac{12.7 + 0}{12.7}\right)} \right) * 12.7$$

$$l_d = 733.11 \text{ mm}$$

Según el numeral C.12.5 se permite reducir la longitud de desarrollo según el coeficiente calculado como

$$\frac{A_{s\text{requerido}}}{A_{s\text{proporcionado}}}$$

$$\frac{225.635}{253.354}$$

$$0.891$$

Por tanto la longitud de desarrollo asumida es, siempre que esta sea mayor que 300 mm, dado el caso que sea menor se adopta un valor de 300 mm.

$$l_d = 733.11 * 0.891$$

$$l_d = 652.90 \text{ mm}$$

Realizando el mismo procedimiento se calcula la longitud de desarrollo para todo el refuerzo de la vigueta tipo 1.

LONGITUD DE DESARROLLO A TENSIÓN							
	A		B		C		D
Cantidad barras	2	2	2	2	2	2	2
#	4	5	5	4	5	5	4
db	12,7	15,88	15,88	12,7	15,88	15,88	12,70
(Cb+ktr)/db	1	0,80	0,80	1,00	0,80	0,80	1,00
Ld	733,11	1145,49	1145,49	733,11	1145,49	1145,49	733,11
Asreq/Assumi	0,89	0,80	0,97	0,77	0,97	0,80	0,89
Ld	652,90	918,84	1110,46	564,26	1110,46	918,84	652,90

Tabla 19 Longitud de desarrollo a tracción para Vigueta tipo 1

7.2.2. VIGUETA TIPO 2

Se muestra la longitud de desarrollo en la tabla No. 20

LONGITUD DE DESARROLLO A TENSIÓN			
	A		B
Cantidad barras	2	2	2
#	4	6	4
db	12,7	19,05	12,70
(Cb+ktr)/db	1	0,67	1,00
Ld	733,11	1649,51	733,11
Asreq/Assumi	0,77	0,75	0,77
Ld(mm)	564,26	1242,50	564,26

Tabla 20 Longitud de desarrollo a tracción para Vigueta tipo 2

7.2.3. VIGUETA TIPO 3

Se muestra la longitud de desarrollo en la tabla No. 21

LONGITUD DE DESARROLLO A TENSIÓN							
	A		B		C		D
Cantidad barras	2	2	2	2	2	2	2
#	4	4	5	4	5	4	4
db	12,7	12,70	15,88	12,7	15,88	12,70	12,70
(Cb+ktr)/db	1	1,00	0,80	1,00	0,80	1,00	1,00
Ld	733,11	733,11	1145,49	733,11	1145,49	733,11	733,11
Asreq/Assumi	0,77	0,90	0,73	0,77	0,73	0,90	0,77
Ld	564,26	659,17	836,06	564,26	836,06	659,17	564,26

Tabla 21 Longitud de desarrollo a tracción para Vigueta tipo 3

7.3. DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN

Para barras corrugadas y alambres corrugados, la longitud de desarrollo a compresión según el numeral C.12.3.2 se calcula con la siguiente fórmula:

$$l_{dc} = \max \left(\left(\frac{0.24f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) * d_b, (0.043f_y) * d_b \right)$$

Como se indica en el numeral C.12.3.3 se permite reducir la longitud por el factor:

$$A_s \text{ requerido} / A_s \text{ proporcionado}$$

7.3.1. VIGUETA TIPO 1

Con la siguiente fórmula se calcula la longitud de desarrollo a compresión

$$l_{dc} = \max\left(\left(\frac{0.24f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * d_b, (0.043f_y) * d_b\right)$$

$$l_{dc} = \max\left(\left(\frac{0.24 * 420}{1 * \sqrt{28}}\right) * 12.7, (0.043 * 420) * 12.7\right)$$

$$l_{dc} = \max(241.93, 229.36)$$

$$l_{dc} = 241.93 \text{ mm}$$

Para reducir la longitud de desarrollo se multiplica por el factor de reducción calculado anteriormente en el numeral 7.2.1

$$l_{dc} = 241.93 * 0.891 \text{ mm}$$

Se adopta una longitud de desarrollo a compresión siempre que sea mayor a 200 mm.

$$l_{dc} = 215.46 \text{ mm}$$

Los resultados se presentan en la Tabla No. 22

LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN							
	A		B		C		D
Ldc	241,93	302,41	302,41	241,93	302,41	302,41	241,93
Ldc	229,36	286,70	286,70	229,36	286,70	286,70	229,36
Ldc	241,93	302,41	302,41	241,93	302,41	302,41	241,93
Asreq/Assumi	0,89	0,80	0,97	0,77	0,97	0,80	0,89
Ldc	215,46	242,57	293,16	186,21	293,16	242,57	215,46

Tabla 22 Longitud de desarrollo a compresión para Vigueta tipo 1

7.3.2. VIGUETA TIPO 2

Se presentan los resultados en la Tabla No. 23

LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN			
	A		B
Ldc	241,93	362,89	241,93
Ldc	229,36	344,04	229,36
Ldc(mm)	241,93	362,89	241,93
Asreq/Assumi	0,77	0,75	0,77
Ldc	186,21	273,35	186,21

Tabla 23 Longitud de desarrollo a compresión para Vigueta tipo 2

7.3.3. VIGUETA TIPO 3

Se presentan los resultados en la Tabla No. 24

LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN							
	A		B		C		D
Ldc	241,93	241,93	302,41	241,93	302,41	241,93	241,93
Ldc	229,36	229,36	286,70	229,36	286,70	229,36	229,36
Ldc	241,93	241,93	302,41	241,93	302,41	241,93	241,93
Asreq/Assumi	0,77	0,90	0,73	0,77	0,73	0,90	0,77
Ldc	186,21	217,52	220,72	186,21	220,72	217,52	186,21

Tabla 24 Longitud de desarrollo a compresión para Vigueta tipo 3

8. DISEÑO DE ESCALERA

Para este caso el diseño de la escalera será una escalera de dos tramos inclinados con un descanso de losa maciza inferior simplemente apoyada. Las características de la escalera se presentan a continuación.

f'c (Mpa)	28
fy(Mpa)	420
altura libre (m)=	2,7
N escalones =	14
huella (m)=	0,27
contrahuella(m)=	0,19
densidad concreto (kN/m³) =	24
densidad acabados (kN/m³) =	22

Tabla 25 Parametros de diseño de la escalera

Dimensiones	
longitud escalera (m)	3,78
espesor de placa (m)	0,189
espesor de tomado (m)	0,2
pendiente (°)	35
espesor acabados (m)	0,04
espesor afinado (m)	0,02
longitud descanso (m)	1,5
longitud tramo inclinado(m)	2,28

Tabla 26 Propiedades de la escalera

$$h = 2,97$$

$$\#Contrahuellas = \frac{2,97}{0,18} = 14,59$$

Se toman 14 Contrahuellas con una altura de 0,19 m, con una huella de 0,27 m

El tramo de descanso por lo general se adopta un valor de 1,5 m.

La longitud de la escalera es

$$L = 0,27 * 14 = 3,78m$$

Por lo general se toma un tramo de 1,5m para el tramo de descanso.

De esta forma, la longitud del tramo inclinado es 2,28m.

El espesor de la losa es $t/20$

$$t = \frac{l}{20} = \frac{3,78}{20} = 0,189m$$

El espesor adoptado es de 20cm.

8.1. AVALUO DE CARGAS

El avalúo de cargas en la escalera se divide en los tramos inclinado y descanso.

8.1.1. AVALÚO DE CARGAS TRAMO INCLINADO.

En este tramo se debe en cuenta la inclinación para hacer la proyección vertical de cada carga.

Tramo inclinado		
Peso propio de losa	5,87	kN/m ²
Peldaños	2,28	kN/m ²
Acabados	1,50	kN/m ²
Afinado	0,54	kN/m ²
Subtotal	10,19	kN/m ²
Total	15,19	kN/m ²

Tabla 27 Avalúo de cargas tramo inclinado

8.1.2. AVALÚO DE CARGAS TRAMO DE DESCANSO.

Para este tramo no afecta la inclinación.

Descanso		
Peso propio de losa	4,80	kN/m ²
Acabados	0,88	kN/m ²
Afinado	0,44	kN/m ²
Subtotal	6,12	kN/m ²
Total	11,12	kN/m ²

Tabla 28 Avalúo de cargas tramo de descanso

8.2. REACCIONES

Para el diseño se hace tipo viga simplemente apoyada con las cargas presentadas en las tablas 27 y 28.

REACCIONES	
R _B (kN)	23,81
R _A (kN)	27,49

Tabla 29 Reacciones en los apoyos A y B

8.3. MOMENTO MÁXIMO

$$Xo = \frac{27,49}{15,19} = 1,81 \text{ m}$$

$$[+]Mmax = \frac{Ra * Xo}{2} = \frac{27,49 * 1,81}{2} = 24,885 \text{ kN}$$

8.4. ANALISIS DE LOSA DE ESCALERA

diseño a flexion			
seccion	Mu (Kn/m)	a(mm)	c(mm)
CL	24,88	5,96	7,95
ϵ_s	ρ	Mu(calc)	DIF MU
0,06119	0,001986	21,319964	-3,564882
$A_s(\text{mm}^2)$	db - mayorr (mm)	espaciamiento (mm)	tipo de refuerzo
337,70	15,875	278,83	negativo

Tabla 30 Parámetros para el diseño de la viga de escalera

Para la longitud de desarrollo se debe tener en cuenta la flexion que se presenta, si la viga trabaja a tracción o a compresión, con esto se puede calcular la longitud de desarrollo con gancho.

Parámetros de diseño de longitud de desarrollo	
ψ_t	1,3
ψ_e	1
ψ_s	0,8
λ	1

Tabla 31 Parámetros de diseño para longitud de desarrollo

8.4.1. LONGITUD DE DESARROLLO

LONGITUD DE DESARROLLO A TENSION					
cb	ktr	(cb+ktr)/db	(cb+ktr)/db (escogido)	ld (mm)	ld (mm)
57,9375	0	3,649606299	2,5	476,5238634	640

Tabla 32 Longitud de desarrollo a tensión

LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN		
$(0.24f_y/(\lambda v f'c))db$	$(0.043f_y)*db$	ldc-escogido (mm)
302,41	286,70	480,00

Tabla 33 Longitud de desarrollo a compresión

Con base en los parámetros anteriores se establece la longitud de gancho y a su vez la longitud de desarrollo del gancho estándar para el refuerzo de la viga como se presenta en las tablas 34 y 35.

LONGITUD DE GANGHO

12db	8db(mm)
190,5	127,00

Tabla 34 Longitud de gancho

LONGITUD DE DESARROLLO CON GANGHO

$(0.24\Psi efy/(\lambda v f'c))db$	$ldh*0.7$ (mm)	ldh escogido (mm)
302,41	211,69	290,00

Tabla 35 Longitud de desarrollo con gancho

9. ANALISIS SISMICO**9.1. ZONA DE AMENAZA SISMICA**

El proyecto está ubicado en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, AK 45 # 205-59 en Bogotá, Cundinamarca, en esta zona se presenta un tipo de amenaza sísmica intermedia, con un tipo de suelo E según la clasificación descrita en la Tabla A.2.4-1 de la NSR10.

9.2. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Este coeficiente depende del uso que se le da a la edificación, este proyecto es de uso educativo, por tanto está dentro del Grupo III Edificaciones de atención a la comunidad según la clasificación de la NSR10 en el numeral A.2.5.1. Según la tabla A.2.5-1 para edificaciones del Grupo III el Coeficiente de Importancia tiene un valor de 1.25.

9.3. ESPECTRO DE DISEÑO

Los coeficientes que representan la aceleración y velocidad horizontal pico efectiva, A_a y A_v , respectivamente dependen de la ubicación del proyecto, estos están dados en la Tabla A.2.3-2 del reglamento NSR10.

Tabla A.2.3-2
Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

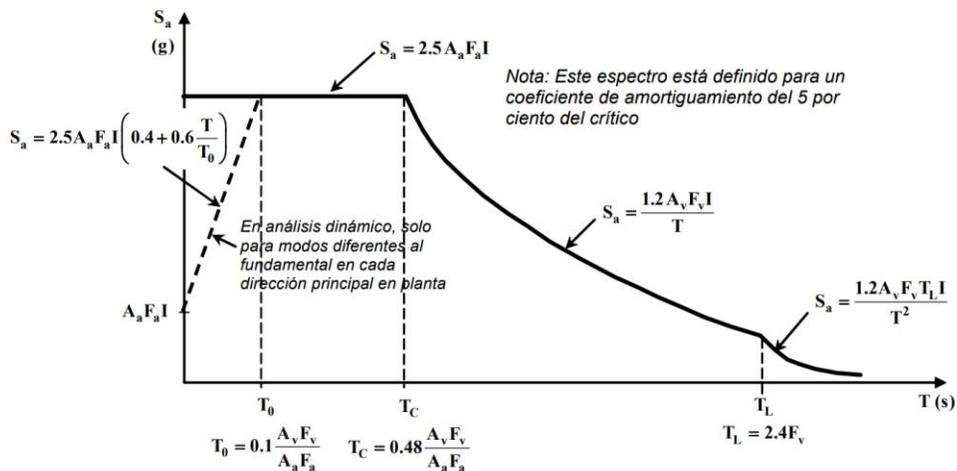
Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta

El coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, se obtiene de la tabla A.2.4-3

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

El coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, se obtiene de la tabla A.2.4-4

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota



9.3.1. Periodo fundamental

Se calcula con la fórmula

$$T_{max} = C_u * T_a$$

$$T_{max} = 1.2 * 0.44$$

$$T_{max} = 0.53s$$

9.4. VERIFICACION REQUISITOS PARA DISEÑO

9.4.1. PERIODO

El periodo de la estructura es menor al periodo máximo calculado anteriormente, como se muestra en la Tabla No. 25

	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	0.499	2.005	12,5957	158,6514
	Modal	2	0.404	2,474	15,547	241,7103
	Modal	3	0.389	2,571	16,1554	260,9982
	Modal	4	0.137	7,273	45,699	2088,3966
	Modal	5	0.117	8,526	53,5688	2869,6129
	Modal	6	0.115	8,663	54,4289	2962,5037
	Modal	7	0.065	15,351	96,4517	9302,9304
	Modal	8	0,06	16,615	104,3971	10898,7642
	Modal	9	0.059	16,862	105,9475	11224,8713
	Modal	10	0.041	24,147	151,717	23018,0459
	Modal	11	0.041	24,585	154,4691	23860,7062
	Modal	12	0.039	25,547	160,5152	25765,1223

Tabla 36 Análisis modal de la estructura

9.4.2. DERIVAS

Estas deben ser menor al 10%hp, siendo hp la altura de cada piso.

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story4	Dead	X	0	0	1,399
Story4	Live	X	0	0	1,319
Story4	DeadADC	X	0	0	1,292
Story4	Fx 1	X	24,503	22,331	1,097
Story4	Fx 2	X	24,503	22,331	1,097
Story4	Fy 1	Y	11,568	10,603	1,091
Story4	Fy 2	Y	11,568	10,603	1,091
Story4	1,2D+1,6L	X	0	0	1,33
Story4	1,4D	X	0	0	1,337
Story4	1,2D+L	X	0	0	1,332

Tabla 37 Derivas

10. VIGAS DE CARGA

10.1. Dimensionamiento

Se diseñaron dos tipos de vigas, teniendo en cuenta los criterios del Reglamento, del título C. El ancho mínimo de una viga para una estructura con disipación moderada de energía DMO, es de 200 mm y la altura o espesor mínimo para vigas no preesforzadas es

$$h = \frac{l}{14}$$

$$h = \frac{5}{14}$$

$$h = 0.36m$$

Teniendo en cuenta las condiciones sísmicas del edificio las dimensiones que cumplen con los requisitos establecidos en el reglamento son:

VIGA DE CARGA TIPO	SECCIÓN (cm)	UBICACIÓN
1	45*55	EJE A 1-7; EJE D 1-7
2	50*55	EJE B 1-7; EJE C 1-7

10.2. Diseño a flexión

Para el diseño se tuvo en cuenta la envolvente obtenida a partir de las combinaciones de carga según el reglamento, teniendo en cuenta el efecto más crítico producido por el sismo.

COMBINACIONES PARA VIGAS DE CARGA	
COMB1	1.4D
COMB2	1.2D+1.6L+0.5Lr
COMB3	1.2D+L+1.6Lr
COMB4	1.2D+L+0.5Lr
COMB5	0.9D+EX
COMB6	0.9D+EY
COMB7	0.9D-EX
COMB8	0.9-EY
COMB9	1.2D+EX+L
COMB10	1.2D+EY+L
COMB11	1.2D-EX+L
COMB12	1.2D-EY+L

Tabla 38 Combinaciones para vigas de carga

Teniendo en cuenta los valores obtenidos por el programa ETABS 16, se calcular las áreas de refuerzo en cada luz y apoyo.

$$\phi Mn = Mu = \phi * \rho * f_y \left(1 - 0,59\rho \frac{f_y}{f'_c} \right) * b * d^2$$

$$\phi Mn = 205.345 = 0,9 * \rho * 420000 \left(1 - 0,59\rho \frac{420}{28,1} \right) * 0,45 * 0,49^2$$

Despejando ρ

$$\rho = 0,005274$$

Con la cuantía requerida se calcula el área requerida de refuerzo

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,005274 * 0,45 * 0,49$$

$$A_s = 1163 \text{ mm}^2$$

Con el valor del área de refuerzo requerida se adopta un valor de área de refuerzo mayor dado que se debe garantizar un diseño sub-reforzado para que el acero llegue primero a su esfuerzo de trabajo.

Con 5 barras No. 6 se obtiene un área de refuerzo de 1420 mm².

Los resultados se presentan en los anexos.

10.3. Diseño a cortante

Para este diseño se tiene en cuenta los efectos causados por las cargas y por el sismo, junto a los criterios presentados en el Capítulo C21.3 del Reglamento NSR-10. La resistencia mínima a cortante debe ser la mayor entre: la suma del cortante asociado con los momentos nominales en cada extremo de la luz y el cortante para cargas gravitacionales mayoradas, y el cortante máximo obtenido para las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, tal que esta sea el doble del prescrito por el Título A del Reglamento NSR-10.

El espaciamiento del refuerzo colocado no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzados ni de 600 mm.

El espaciamiento máximo para el diseño a cortante se calcula con la siguiente fórmula:

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{\phi V_s}$$

$$s = \frac{0.75 * 2 * 0.000071 * 0.490}{72.20}$$

$$s = 0.30m$$

Se observa que la separación es muy grande, por tanto se utiliza $d/2$ o 600mm como lo indica en el numeral C.11.4.5.2 de la NSR10.

$$s = \frac{d}{2}$$

$$s = \frac{0.490}{2}$$

$$s = 0.245m$$

Por tanto la separación máxima adoptada es la mínima entre

$$s = 0.245m$$

Para la zona de confinamiento en las vigas la separación máxima debe ser la menor entre: $d/4$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña, 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento y 300 mm.

La separación mínima está dada por $d/4, s = 0.123m$.

Los resultados se presentan en los respectivos anexos

11. DISEÑO COLUMNAS

11.1. Dimensionamiento

Se diseñaron dos tipos de columnas, según el reglamento para una estructura con disipación moderada de energía (DMO), las dimensiones mínimas son de 0.25m x 0.25m (C.21.3.5.1), además debe cumplir con las derivas menores del 1% de la altura de entrepiso.

Las dimensiones finales que cumplen con los requisitos son:

TIPO	SECCIÓN (m)
1	0.7x0.7
2	0.65x0.65

Tabla 39 Dimensiones columnas

11.2. Efectos locales de esbeltez

Se supone que los pisos no son arriostrados, por tanto se usa la siguiente expresión para determinar si se ignoran o no los efectos de esbeltez (C.10.10.1):

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva

L_u : Longitud no apoyada lateralmente

r: Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Columna tipo	Sección(m)	k	l_u (m)	r(m)	$\frac{kl_u}{r}$	Observaciones
--------------	------------	---	-----------	------	------------------	---------------

1	0.70x0.70	0.5	2.45	0.202	6.06	Ignorar efectos de esbeltez
2	0.65x0.65	0.5	2.45	0.188	6.52	Ignorar efectos de esbeltez

Tabla 40 Efectos de esbeltez

Según a tabla 28, se diseñaran las columnas ignorando el efecto de esbeltez, por lo tanto se diseñaran como columnas cortas.

Las columnas de 0.65mx0.65m se ubicaran en las esquinas y las columnas de 0.70mx0.70m en el centro y lados, como se muestra en las siguientes ilustraciones.

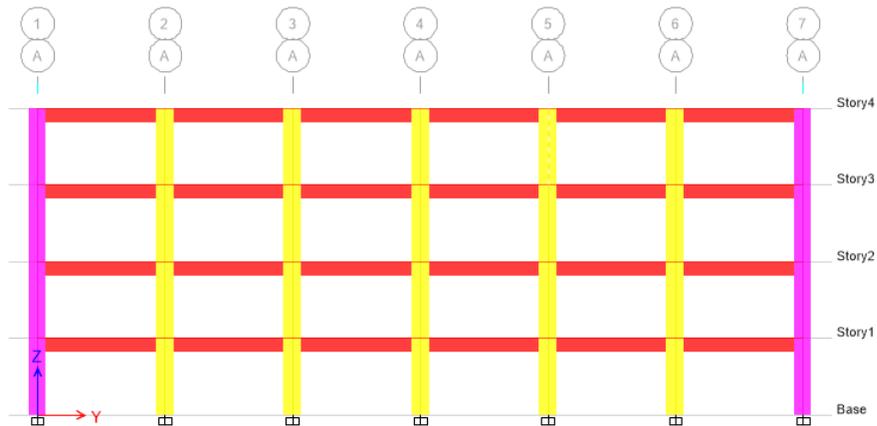


Ilustración 14 Pórtico A

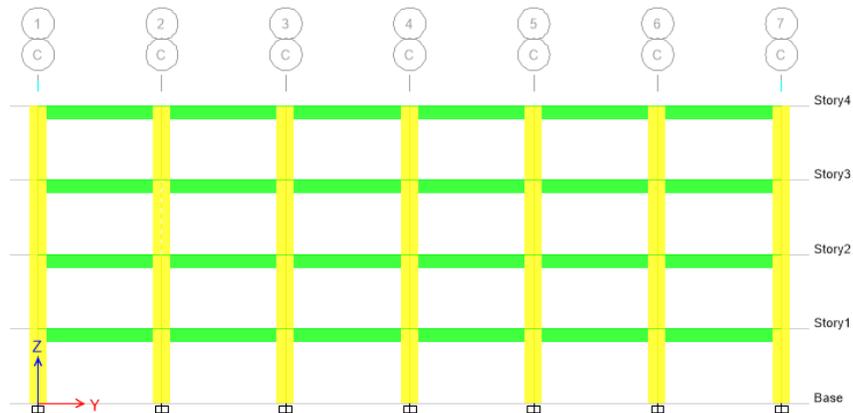


Ilustración 15 Pórtico C

11.3. Diseño de columnas

Para efectos de diseño se considera que no existe excentricidad, considerando la disposición de las columnas y vigas. Además, se adopta diseñar para flexo compresión uniaxial.

Se realizará con el programa UNCOL 2.6, para este se obtendrá la carga P y el momento máximo para cada tipo de columna y teniendo en cuenta todas las combinaciones como se muestra en la siguiente tabla.

COMBO	P (Kn)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0.9D+EX-0.3Y	-1244.12	-198.04	714.47
0.9D+EX+0.3Y	-1941.48	176.72	692.42
0.9D+EY-0.3X	-1119.37	519.04	-257.75
0.9D+EY+0.3X	-1115.53	510.10	218.41
0.9D-EX-0.3Y	-1241.51	-176.79	-692.42
0.9D-EX+0.3Y	-1244.09	197.98	-714.47
0.9-EY-0.3X	-1115.44	-510.13	-218.42
0.9-EY+0.3X	-1119.46	-519.01	257.77
1.2D+1.6L+0.5Lr	-1944.10	36.52	27.71
1.2D+L+1.6Lr	-1874.09	33.81	26.83
1.4D	-1650.61	34.40	29.65
1.2D+L+0.5Lr	-1764.31	33.87	26.84
1.2D+EX+L-0.3EY	-1896.55	-198.18	716.98
1.2D+EX+L+0.3EY	-1893.90	176.86	694.94
1.2D+EY+L-0.3EX	-1771.89	525.13	-261.07
1.2D+EY+L+0.3EX	-1767.95	516.20	220.93
1.2D-EX+L-0.3EY	-1893.93	-176.92	-694.94
1.2D-EX+L+0.3EY	-1896.52	198.11	-716.98
1.2D-EY+L-0.3EX	-1767.86	-516.22	-220.93
1.2D-EY+L+0.3EX	-1771.88	-525.11	261.09

Tabla 41 Carga y momento columna tipo 1

COMBO	P (Kn)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0.9D+EX-0.3Y	-297.33	-169.44	546.97
0.9D+EX+0.3Y	-267.82	152.76	523.01
0.9D+EY-0.3X	-868.45	406.20	-208.65
0.9D+EY+0.3X	-888.13	381.06	172.68
0.9D-EX-0.3Y	-835.47	-152.69	-523.00
0.9D-EX+0.3Y	-805.96	169.50	-546.98
0.9-EY-0.3X	-877.30	-381.08	-172.70
0.9-EY+0.3X	-896.98	-406.18	208.63
1.2D+1.6L+0.5Lr	-849.93	36.52	27.71
1.2D+L+1.6Lr	-836.71	33.81	26.83
1.4D	-875.50	34.40	29.65
1.2D+L+0.5Lr	-816.12	33.87	26.84
1.2D+EX+L-0.3EY	-1085.32	-176.68	551.76
1.2D+EX+L+0.3EY	-1055.81	159.99	527.80
1.2D+EY+L-0.3EX	-1112.39	413.45	-213.44
1.2D+EY+L+0.3EX	-1132.07	388.30	177.47
1.2D-EX+L-0.3EY	-1079.42	-159.93	527.80

1.2D-EX+L+0.3EY	-1049.90	176.75	-551.77
1.2D-EY+L-0.3EX	-1121.25	-388.320	-177.49
1.2D-EY+L+0.3EX	-1140.92	-413.53	213.42

Tabla 42 Carga y momento columna tipo 2

En las anteriores tablas se muestran las máximas cargas y momentos para cada tipo de columna, con estos valores se diseña. Siguiendo los lineamientos del reglamento NSR.10 el área de refuerzo no debe ser menor que $0.01A_g$, ni mayor que $0.04A_g$ (C.10.9), además el número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser 4 para barras dentro de estribos rectangulares (C.10.9.2).

11.3.1. COLUMNA TIPO 1

- Diseño para carga axial máxima

P (Kn)	1944.10
M2 (KN*m)	36.52
M3 (KN*m)	27.71

Tabla 43 Carga axial máxima columna tipo 1

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1944.1 kN	Mux = 36.52 kN*m		
Pmáx = 8038.74 kN			
φPn = 1944.44 kN	φMn = 863.32 kN*m		
ro = .01	As total = .0049 m ²		
SUGERENCIA : Coloque			
En cada by 6 barras de aprox. .000245 m ² c/u			
En cada hx adicione 4 barras de aprox. .000245 m ² c/u			
Concentración (Refuerzo por unidad de longitud) = 1			

Ilustración 16 Diseño columna tipo 1 carga axial UNCOL

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1944.1 kN	Mux = 36.52 kN*m		
Pmáx = 8191.03 kN			
φPn = 1943.97 kN	φMn = 914.31 kN*m		
ro.mín = .01	ro = .0116	ro.máx = .04	

Ilustración 17 Revisión de diseño carga axial máxima columna tipo 1

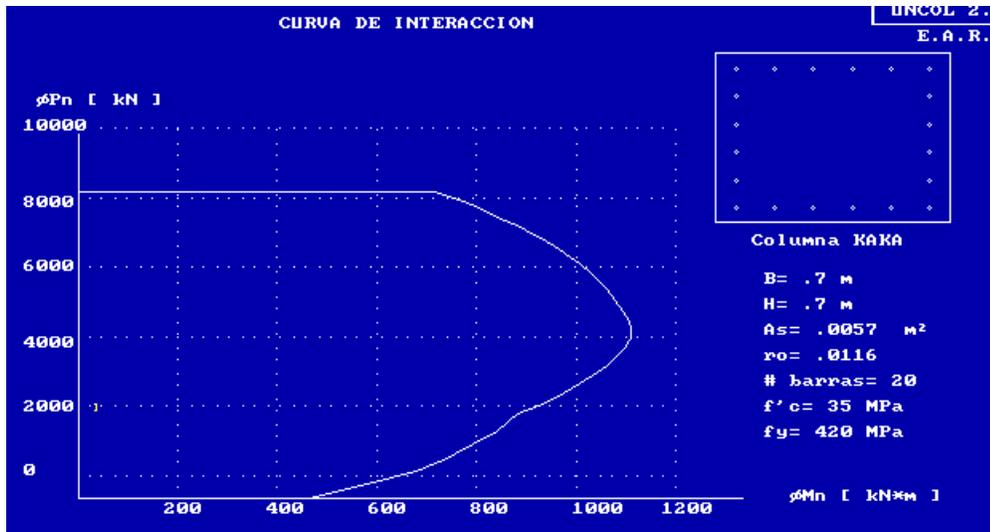


Ilustración 18 Curva de interacción carga axial máxima columna tipo 1

- Diseño para momento 2 máximo

P (Kn)	-1771.89
M2 (KN*m)	525.13
M3 (KN*m)	-261.07

Tabla 44 Momento 2 máximo columna tipo 1

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E. A. R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1771.89 kN	Mux = 525.13 kN*m		
Pmáx = 8038.74 kN			
$\phi P_n = 1771.92$ kN		$\phi M_n = 833.66$ kN*m	
ro = .01		As total = .0049 m ²	
SUGERENCIA : Coloque			
En cada by = 6 barras de aprox/. .000245 m ² c/u			
En cada hx adicione 4 barras de aprox/. .000245 m ² c/u			
Concentración (Refuerzo por unidad de longitud) = 1			

Ilustración 19 Diseño columna tipo 1 M2 UNCOL

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1771.89 kN	Mux = 525.13 kN*m		
Pmáx = 8191.03 kN	øMn = 885.48 kN*m		
øPn = 1772.04 kN	ro = .0116	ro.máx = .04	
ro.mín = .01			

Ilustración 20 Revisión de diseño M2 máximo columna tipo 1

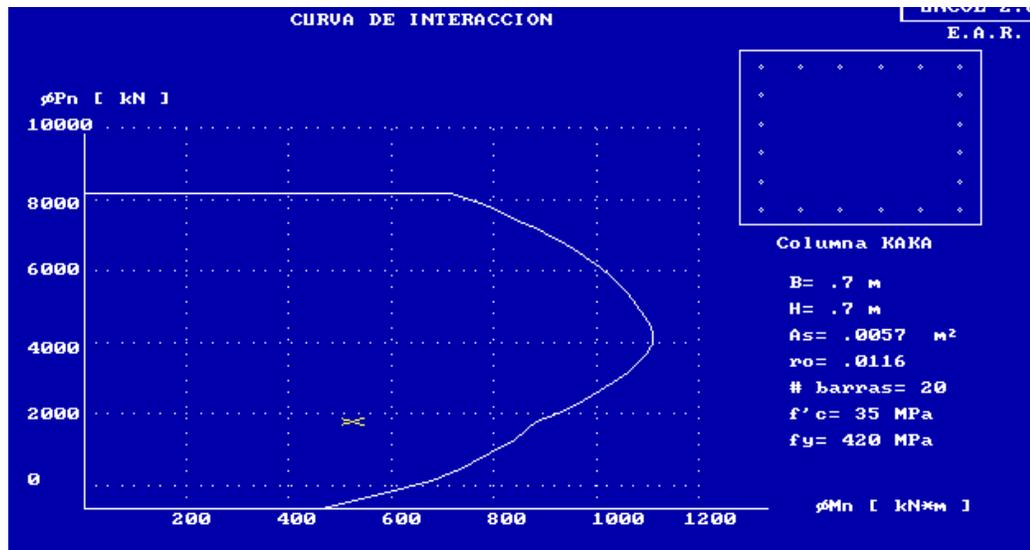


Ilustración 21 Curva de interacción M2 máximo columna tipo 1

- Diseño para momento 3 máximo

P (Kn)	-1893.93
M2 (KN*m)	-176.75
M3 (KN*m)	-694.94

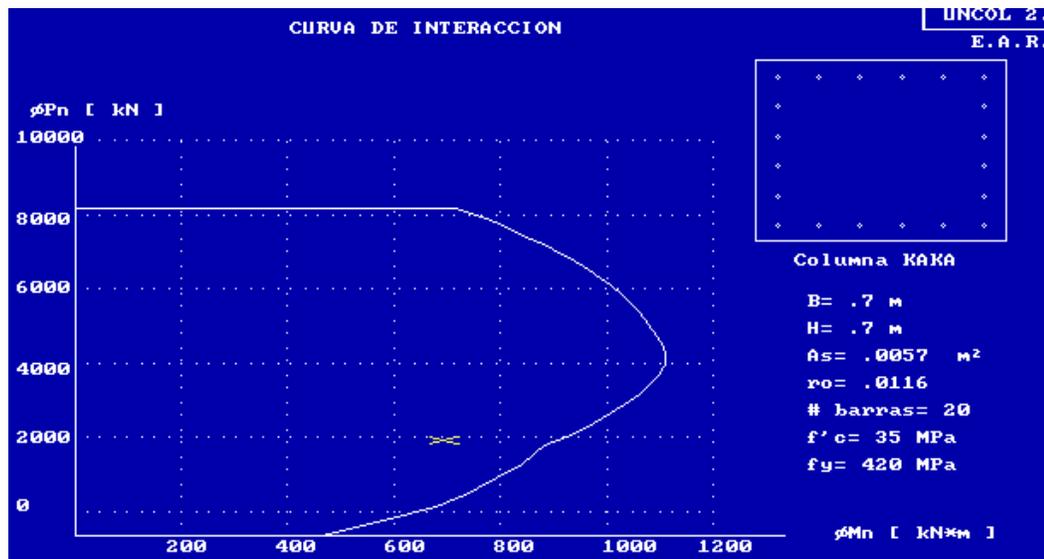
Tabla 45 Momento 2 máximo columna tipo 1

$B = .7 \text{ m}$	$H = .7 \text{ m}$	$d' = .06 \text{ m}$	E.A.R.
$f'c = 35 \text{ MPa}$	$f_y = 420 \text{ MPa}$		
$P_u = 1893.93 \text{ kN}$	$M_{ux} = 694.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
<hr/>			
$P_{m\acute{a}x} = 8038.74 \text{ kN}$	$\phi M_n = 854.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
$\phi P_n = 1894.14 \text{ kN}$	$A_s \text{ total} = .0049 \text{ m}^2$		
$r_o = .01$			
SUGERENCIA : Coloque			
En cada by = 6 barras de aprox/. $.000245 \text{ m}^2 \text{ c/u}$			
En cada hx adicione 4 barras de aprox/. $.000245 \text{ m}^2 \text{ c/u}$			
Concentraci3n (Refuerzo por unidad de longitud) = 1			

Ilustraci3n 22 Dise1o columna tipo 1 M3 UNCOL

$B = .7 \text{ m}$	$H = .7 \text{ m}$	$d' = .06 \text{ m}$	E.A.R.
$f'c = 35 \text{ MPa}$	$f_y = 420 \text{ MPa}$		
$P_u = 1893.93 \text{ kN}$	$M_{ux} = 694.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
<hr/>			
$P_{m\acute{a}x} = 8191.03 \text{ kN}$	$\phi M_n = 906.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
$\phi P_n = 1893.78 \text{ kN}$	$r_o = .0116$	$r_o \text{ m\acute{a}x} = .04$	
$r_o \text{ m\acute{i}n} = .01$			

Ilustraci3n 23 Revisi3n de dise1o M3 m\acute{a}ximo columna tipo 1



Ilustraci3n 24 Curva de interacci3n M3 m\acute{a}ximo columna tipo 1

11.3.2. COLUMNA TIPO 2

- o Dise1o para carga axial m\acute{a}xima

P (Kn)	-1132.07
M2 (KN*m)	388.30
M3 (KN*m)	177.47

Tabla 46 Carga axial máxima columna tipo 2

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1132.07 kN	Mux = 388.3 kN*m		
Pmáx = 8038.74 kN			
φPn = 1132.25 kN	φMn = 760.9 kN*m		
ro = .01	As total = .0049 m²		
SUGERENCIA : Coloque			
En cada by = 6 barras de aprox. .000245 m² c/u			
En cada hx adicione 4 barras de aprox. .000245 m² c/u			
Concentración (Refuerzo por unidad de longitud) = 1			

Ilustración 25 Diseño columna tipo 2 carga axial UNCOL

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1132.07 kN	Mux = 388.3 kN*m		
Pmáx = 8191.03 kN			
φPn = 1132.27 kN	φMn = 825.05 kN*m		
ro.mín = .01	ro = .0116	ro.máx = .04	

Ilustración 26 Revisión de diseño carga axial máxima columna tipo 2

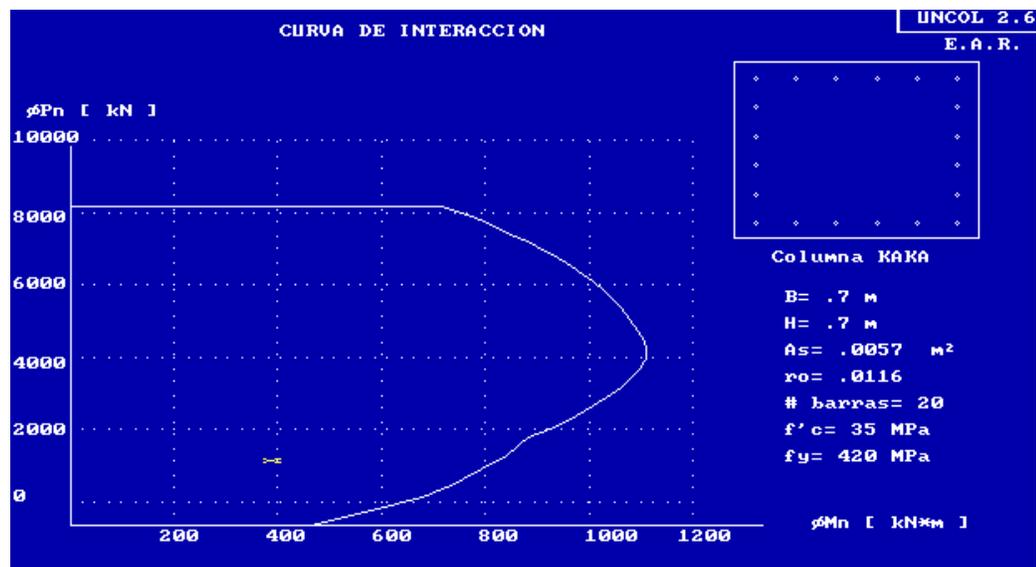


Ilustración 27 Curva de interacción carga axial máxima columna tipo 2

- Diseño para momento 2 máximo

P (Kn)	-1140.92
M2 (KN*m)	-413.53
M3 (KN*m)	213.42

Tabla 47 Momento 2 máximo columna tipo 2

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1140.92 kN	Mux = 413.53 kN*m		
Pmáx = 8038.74 kN	øMn = 762.09 kN*m		
øPn = 1141 kN	As total = .0049 m ²		
ro = .01			
SUGERENCIA : Coloque			
En cada by = 6 barras de aprox. .000245 m ² c/u			
En cada hx adicione 4 barras de aprox. .000245 m ² c/u			
Concentración (Refuerzo por unidad de longitud) = 1			

Ilustración 28 Diseño columna tipo 2 M2 máximo UNCOL

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1140.92 kN	Mux = 413.53 kN*m		
Pmáx = 8191.03 kN	øMn = 826.09 kN*m		
øPn = 1140.93 kN	ro = .0116	ro.máx = .04	
ro.mín = .01			

Ilustración 29 Revisión de diseño M2 máximo

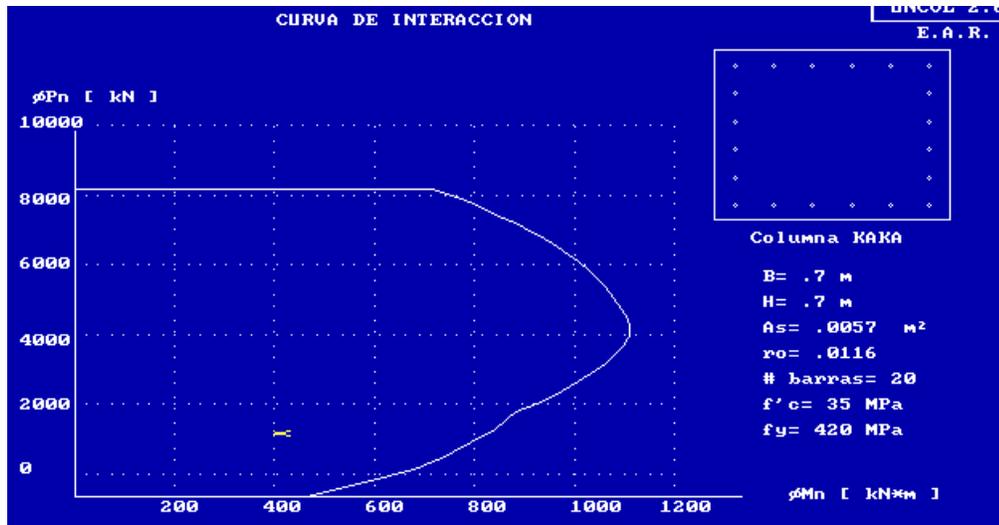


Ilustración 30 Curva de interacción M2 máximo

- Diseño para momento 3 máximo

P (Kn)	-1049.90
M2 (KN*m)	176.75
M3 (KN*m)	-551.77

Tabla 48 Momento 2 máximo columna tipo 2

B = .7 m f'c = 35 MPa Pu = 1049.9 kN	H = .7 m fy = 420 MPa Mux = 551.77 kN*m	d' = .06 m	E. A. R.
Pmáx = 8038.74 kN phi*Pn = 1049.78 kN ro = .01			
phi*Mn = 749.39 kN*m As total = .0049 m²			
SUGERENCIA : Coloque En cada by = 6 barras de aprox. .000245 m ² c/u En cada hx adicione 4 barras de aprox. .000245 m ² c/u Concentración (Refuerzo por unidad de longitud) = 1			

Ilustración 31 Diseño columna tipo 2 M3 máximo UNCOL

B = .7 m	H = .7 m	d' = .06 m	E.A.R.
f'c = 35 MPa	fy = 420 MPa		
Pu = 1049.9 kN	Mux = 551.77 kN*m		
Pmáx = 8191.03 kN	ϕMn = 815.01 kN*m		
ϕPn = 1050.15 kN	ro = .0116	ro.máx = .04	
ro.mín = .01			

Ilustración 32 Revisión de diseño M3 máximo

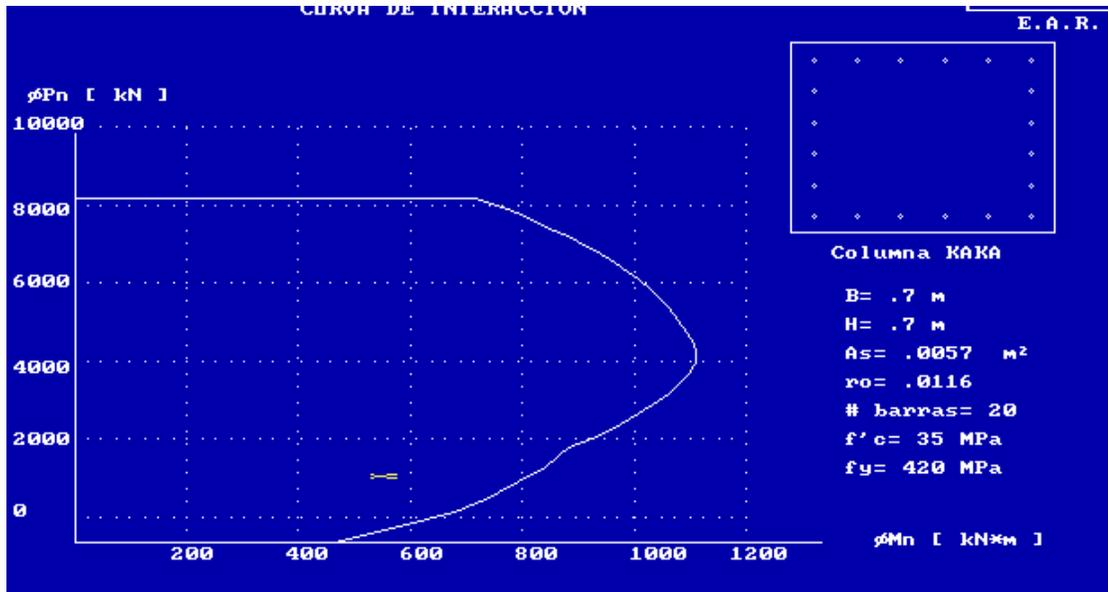


Ilustración 33 Curva de interacción M3 máximo

En cuanto al diseño por cortante, todas las barras deben estar confinadas por medio de estribos transversales por lo menos de diámetro No 3, para barras longitudinales No 10 o menores (C7.10.5.1), además el espaciamiento vertical no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal o 48 diámetros de barras de estribos (C.7.10.5.2).

	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
BARRA No.	6	3
# BARRAS	20	7

Tabla 49 Diseño columnas

En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento de S_0 por una longitud l_0 , medida desde la cara del nudo (C21.3.5.6). El espaciamiento S_0 no debe exceder:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna
- 150 mm

$8d_b$	156mm
--------	-------

16d _e	152 mm
1/3(B)	233 mm
150 mm	150mm

Tabla 50 So

La longitud l₀, no debe ser menor que la mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 500 mm

1/6(L)	408 mm
Bmax	700 mm
500 mm	500 mm

Tabla 51 Lo

Además el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de S_o/2 de la cara del nudo (C.21.3.5.10). Las conexiones deben tener un refuerzo transversal no menor al requerido por la siguiente ecuación:

$$A_{v,min} = 0.062\sqrt{f'c} \frac{b_w S}{f_{yt}}$$

Pero no menor a:

$$(0.35 * b_w * S) / f_{yt}$$

Fuera de la longitud L_o, deben colocarse estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que 2 veces el espaciamiento utilizado en la longitud L_o.

12. CIMENTACIÓN (ZAPATAS)

La función de la cimentación es transmitir completamente las cargas provenientes de los elementos estructurales al suelo de soporte. Usualmente la capacidad de soporte del suelo es deficiente comparado con las cargas de la estructura, por tanto es necesario incrementar el área de contacto de la cimentación sobre el suelo en el que esta soportado, esto para distribuir uniformemente las fuerzas y para prevenir asentamientos diferenciales en la cimentación.

El pre dimensionamiento de la cimentación se hace con las cargas de servicio y la resistencia admisible del suelo. El diseño por el contrario se hace a partir de las cargas amplificadas.

12.1. DIMENSIONAMIENTO

Para el diseño se tienen los siguientes datos preliminares

F'c(col)	35 MPa	
FY	420 MPa	
As(long)	0,0045 m ²	
c1	0,70 m	
c2	0,70 m	
B1	4,80 m	
Pd	1179 kN	Cargas de servicio Cargas mayoradas
PL	300 kN	
Md	14,22 kN*m	
ML	2,94 kN*m	
P	1479 kN	
M	17,16 kN*m	
Pu	1944 kN	
Mu	695,00 kN*m	
qa	100 kN/m ²	
Yconcreto	24 kN/m ³	
Yrelleno	18 kN/m ³	
Zrelleno	0,60 m	
F'c(cimen)	35 MPa	

Tabla 52 Datos necesarios

Se debe estimar un valor de altura inicial de la zapata se puede tomar alguno de los siguientes valores:

- Ancho de la columna + 80mm
- 20% de la base de la zapata
- Entre 1 a 2 veces el ancho de la columna

h	1,40 m
	0,78 m
	0,96 m
Heleg	0,96 m

Tabla 53 Altura elegida

Luego se debe calcular la capacidad neta de trabajo del suelo.

$$q_n = q_a - \gamma_{concreto} * h - \gamma_{relleno} * Z_{relleno}$$

qn	66,16 kN/m ²
-----------	-------------------------

Con la capacidad de trabajo del suelo y la altura inicial, se calcula la base requerida de la zapata, esto se realiza con las cargas de servicio.

$$q_n \geq \frac{P}{A} + \frac{M \cdot y}{I} \quad \text{donde: } A = B \cdot B \quad I = \frac{B \cdot B^3}{12} \quad y = \frac{B}{2}$$

$$q_n \geq \frac{P}{B^2} + \frac{6M}{B^3}$$

Breq	65,12 m	OK
-------------	---------	----

La altura efectiva de la zapata se toma como altura inicial – recubrimiento – 25mm así:

d	0,86 m
----------	--------

Luego se calcula el valor del esfuerzo que el terreno ejerce sobre la zapata, llamado distribución de presión ultima, en este caso se usan cargas mayoradas.

$$q_u = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot y}{I} \quad \text{donde:} \quad q_u = \frac{P_u}{B^2} + \frac{M_u \cdot y}{\frac{B \cdot B^3}{12}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P_u}{B^2} + \frac{6M_u}{B^3}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P_u}{B^2} - \frac{6M_u}{B^3}$$

$$\sigma_{prom} = \frac{P_u}{B^2}$$

qu	122,09 kN/m2
-----------	--------------

σmax	122,09 kN/m2
σmin	46,67 kN/m2
σprom	84,38 kN/m2

12.2. DISEÑO POR CORTANTE

12.2.1. CORTANTE EN DOS DIRECCIONES

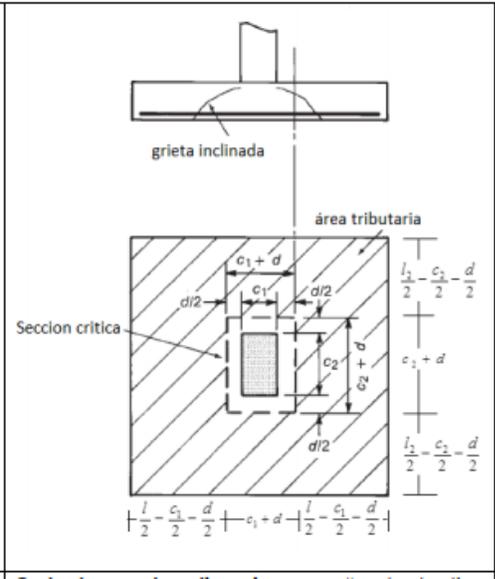


Ilustración 34 Cortante en dos direcciones

El perímetro de la sección crítica es:

$$b_0 = 2(c_1 + d) + 2(c_2 + d)$$

El área tributaria:

$$A_0 = (B_1 B_2) - ((c_1 + d) + (c_2 + d))$$

El cortante último es entonces:

$$V_u = \sigma_{prom} * A_0$$

bo	6,24 m
Ao	20,61 m ²
Vu	1738,75 kN

Según la NSR10 C11.11 para losas no preesforzadas y zapatas Vc debe ser el menor entre:

$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ (C.11-31)	$\beta = \frac{\text{lado}_{\text{largo}}}{\text{lado}_{\text{corto}}} \Rightarrow$ relación de aspecto de la columna o del área cargada
$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ (C.11-32)	$\alpha_s = 40 \Rightarrow$ Columnas Interiores $\alpha_s = 30 \Rightarrow$ Columnas de borde $\alpha_s = 20 \Rightarrow$ Columnas esquineras
$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ (C.11-33)	Nótese que igual al caso (a) cuando $\beta = 2$

Ilustración 35 Ecuaciones para determinar Vc

Vc-eleg	10476,86 kN	16191,51 kN	Vc1
Φ	0,75	19796,94 kN	Vc2
		10476,86 kN	Vc3

Tabla 54 Vc elegido

Se debe verificar $\Phi V_n \geq V_u$ con $\Phi=0.75$

Si cumple el valor de d es correcto, si no se debe verificar de nuevo, dependiendo de las siguientes ecuaciones:

$d = \frac{V_u}{\phi \left(0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o\right)}$
$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ despejar "d" de esta ecuación, para $V_c = \frac{V_u}{\phi}$
$d = \frac{V_u}{\phi (0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o)}$

Ilustración 36 Ecuaciones para determinar d

Como el valor de d no cumple con la verificación, se recalcula y se tiene:

d-def	0,22 m	0,19 m	d1
		0,22 m	d2
		0,19 m	d3

Tabla 55 Valor d

12.2.2. CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN

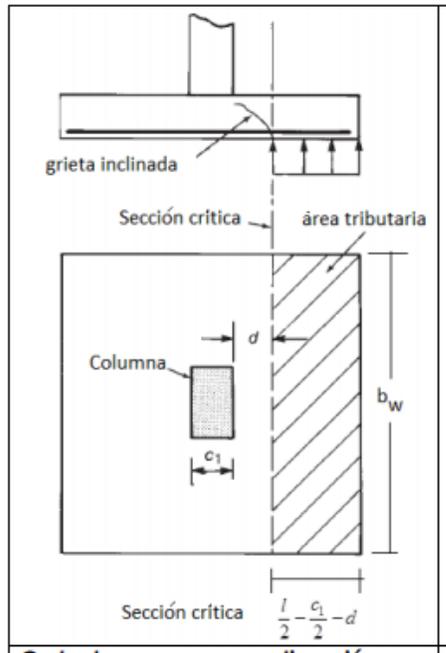


Ilustración 37 Cortante en una dirección

Se supone que:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

El esfuerzo en la sección crítica es:

$$\sigma_{crit} = \frac{P_u}{B_1 B_2} + \frac{M_u \left(\frac{c_1}{2} + d \right)}{\frac{B_2 B_1^3}{12}}$$

Con V_u :

$$V_u = \frac{\sigma_{crit} + \sigma_{max}}{2} \left(\frac{B_1}{2} - \frac{c_1}{2} - d \right) (B_2)$$

Al no proveer refuerzo a cortante se tiene:

$$\Phi V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{F'_c} * b_w * d$$

σ_{crit}	103,39 kN/m ²
V_u	643,96 kN

Como no se tiene ref a cortante se tiene:

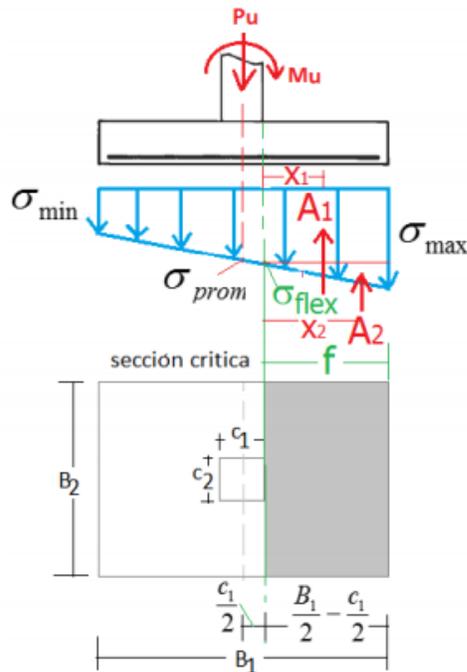
V_c	16191,51 kN	OK
ϕV_c	12143,63 kN	

Tabla 56 Diseño cortante tipo viga

12.3. DISEÑO A FLEXIÓN

Según C.10.5.4 para zapatas de espesor uniforme, A_{smin} debe ser $0.0018bd$, el espaciamiento máximo de este refuerzo n debe exceder tres veces el espesor, ni 450mm.

La altura de las zapatas sobre el refuerzo interior no debe ser menor de 150mm (C.15.7), el recubrimiento debe ser mínimo de 75mm.



Se calcula el momento último, para así calcular la capacidad nominal a flexión y verificar si el A_{sreq} es mayor al A_{smin} .

oflex	89,88 kN/m ²
f	2,05 m
A1	884,40 kN
X1	1,03 m
A2	158,46 kN
X2	1,37 m
Mu	1123,07 kN*m

Capacidad máxima a flexión

Mn	1247,86 kN*m
Asreq	0,0038 m ²
Asmin	0,0083 m ²
S	0,45 m
#barras	11
Barra No.	7
As 1 barra	387 mm ²
db	22,23 mm
As coloc	4226 mm ²
a	12 mm
c	15 mm

Revisión con dmin

Mn	1515,25 kN*m
φMn	1363,723

Tabla 57 Diseño a flexión

Se debe verificar que las barras se pueden desarrollar en la sección crítica

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b > 300 \text{ mm}$$

ld	574 mm	OK
ψt	1	
ψe	1	
ψs	1	
Cb	75 mm	
ktr	0	
Cb/ktr	2,5	

Tabla 58 Longitud de desarrollo

12. AISLAMIENTO SÍSMICO

Está basada en la idea de aislar una estructura del suelo mediante elementos estructurales que reducen el efecto de los sismos sobre la estructura. Estos elementos estructurales se

Hace más de medio siglo que se empezaron a estudiar los conceptos de aislación y disipación sísmica de energía y en las últimas décadas se han desarrollado investigaciones sobre su aplicación con el propósito de protegerlas ante eventos sísmicos de gran magnitud.

Korawagen, Arias, Huaranga (2012) Se menciona el trabajo realizado por John Milne de la universidad de Tokio en 1885, en su experimento simuló la aislación basal en una edificación, logrando disminuir la rigidez horizontal de la base usando esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro. Sin embargo, el edificio no se desempeñó correctamente ante cargas de viento, entonces se realizaron varias iteraciones hasta definir un tamaño de esferas de $\frac{1}{4}$ de pulgada, así la estructura tuvo un buen desempeño.

En este mismo libro mencionaron que en las cuatro últimas décadas se han buscado diversos mecanismos para desacoplar la estructura del suelo con el objetivo de reducir la rigidez en la base y por tanto disminuir las fuerzas horizontales que ingresan a la estructura. En 1980 ya se habían planificado edificaciones con sistema de aislamiento basal en Japón y durante los siguientes años aumentó considerablemente el número de edificios construidos con aislamiento en la base.

En Estados Unidos el primer edificio que se diseñó con aisladores fue el *Foothills Communities Law and Justice Center*, cuya construcción fue concluida en 1985 en Los Ángeles. Esta edificación cuenta con aisladores elaborados a base de caucho de alto amortiguamiento.

Aviles (2001) señala que la primera aplicación de amortiguadores de fluido viscoso en estructuras se dio en 1993 en cinco edificios del centro médico San Bernardino Country, en Los Angeles. Uno de los primeros edificios con amortiguadores visco elásticos fue las torres gemelas en *New York (1969)*, en el *World Trade Center*.

La primera publicación trascendente en cuanto a metodología de diseño con dispositivos de protección sísmica fue realizada en 1986 por la Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California (SEAOC) llamada "*Tentative Seismic Isolation Design Requirements*".

En el documento elaborado por la Corporación de Desarrollo Tecnológico de la Cámara Chilena de la Construcción (2012), se menciona que, en el año 1995, ocurrido el terremoto de Kobe Japón, aumentó la tasa de construcción de edificaciones con aisladores. Esto se dio gracias al buen comportamiento que tuvieron las estructuras construidas con estos dispositivos frente al sismo mencionado. En 1998 ya se tenían más de 500 edificios construidos con aisladores, y con el avance de la tecnología actualmente es muy común construir edificios con aisladores en Japón como una alternativa constructiva para protegerse sísmicamente.

En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los pocos países en incorporar aisladores y disipadores sísmicos a sus estructuras. Además, su norma NCh2745 incluye pautas y formulaciones para el diseño de estos dispositivos. Actualmente en Chile se han construido un número considerable de edificios con aisladores, entre los que se resaltan: el centro Médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica De Chile construido en el año 2000, y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008.

En Perú, a pesar que en la norma E-0.30 no se brinden recomendaciones de diseño para los aisladores o los amortiguadores, existen algunos edificios diseñados con sistemas de protección sísmica. Entre ellos se tienen el Aeropuerto Internacional Jorge Chávez reforzado con dispositivos de amortiguamiento sísmico (2012); el Centro de Información e Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI diseñado con aisladores en la base (2013).

En Colombia, La clínica Amiga al sur de Cali, es la primera clínica en Colombia diseñada para afrontar un sismo de esta manera, cuenta con 83 aisladores una por columna, se levantó en una superficie de 56000 m².

12.2. SISTEMAS DE AISLACIÓN EN LA BASE

12.2.1. SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL

El sistema de aislación basal está conformado por aisladores y por elementos estructurales utilizados como conexiones entre los aisladores y la superestructura. Los aisladores sísmicos permiten reducir la rigidez del sistema estructural, aumentando el período de vibración hasta tres veces el período de la estructura sin aisladores.

Entre los principales tipos de aisladores usados en la actualidad tenemos: los aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (LRD), los aisladores elastoméricos de caucho con núcleo de plomo (LRB), los aisladores elastoméricos de caucho de alto amortiguamiento (HDR), el sistema de péndulo de fricción invertido y el sistema de péndulo de doble curvatura.

- Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD)

Los aisladores elastoméricos están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí, adicionalmente se colocan unas placas gruesas de acero en la parte inferior y superior del aislador con el fin de confinar el caucho y darle una resistencia a compresión muy elevada. Gracias a su composición, se logra obtener un gran desplazamiento horizontal y una alta rigidez vertical. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida.

La rigidez vertical del aislador es tan elevada que se asemeja a la rigidez vertical de una columna de concreto armado. Asimismo, se logra una rigidez horizontal tan baja que permite un desplazamiento lateral relativo entre la estructura y el suelo. Al ser muy baja la rigidez horizontal del aislador, se requerirá un amortiguamiento para evitar desplazamientos laterales excesivamente altos. Sin embargo, en este tipo de aisladores el amortiguamiento está entre el 5% y el 10% del amortiguamiento crítico, por lo que será necesario incrementarlo a valores de 15 a 20 % del crítico (Korswagen, Arias, Huaranga, 2012). Esto se puede lograr con la utilización de amortiguadores en la superestructura. El amortiguamiento crítico (C_c) se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$C_c = 2 * m * \omega_n$$

Siendo m la masa de toda la edificación y ω_n la frecuencia natural del sistema. Una de las principales ventajas de estos dispositivos es su fácil modelación y fabricación. La relación entre la fuerza cortante y la deformación lateral se considera como lineal

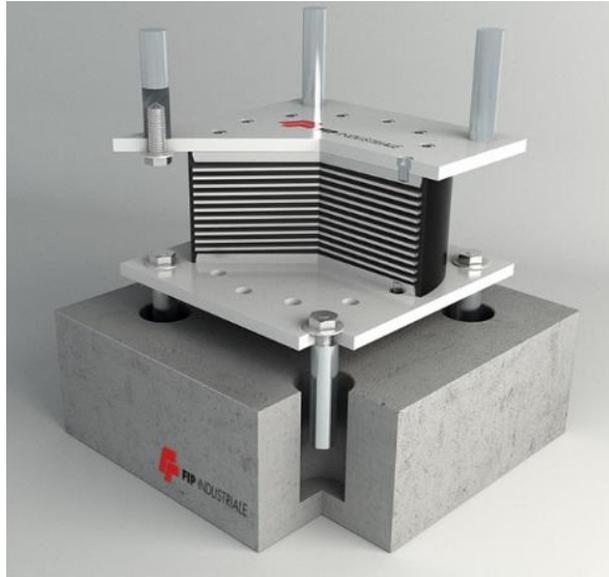


Ilustración 38 Aislador elatomérico

- Aisladores de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo se presentan como una mejora de los LRD, puesto que el plomo incrementa el amortiguamiento y evita los desplazamientos horizontales excesivos. El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histeréticos estables. En el proceso de fabricación de estos aisladores, las láminas de caucho se intercalan con las láminas de acero dentro de un molde de acero que tiene la forma final del aislador, y luego se aplica presión a las láminas a una temperatura muy alta, alrededor de los 140 °C, por un tiempo que varía entre 4 a 8 horas. Esto permite al aislador ser muy flexible horizontalmente debido al caucho, y muy rígido verticalmente por la presencia de las láminas de acero que impiden la deformación vertical del caucho (Aguilar, 2008). Una de las ventajas del LRB es que el amortiguamiento aumenta considerablemente, llegando a estar entre 15 y 35 % del amortiguamiento crítico.

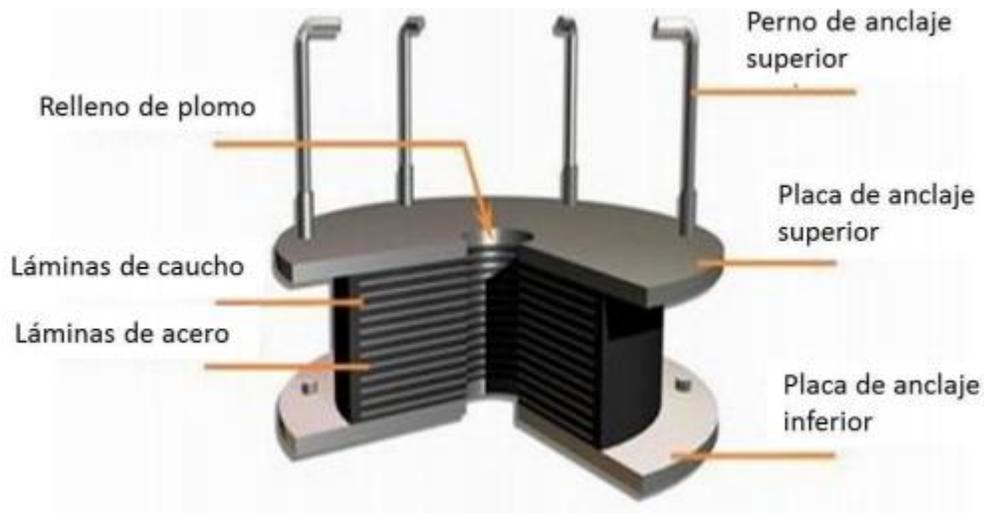


Ilustración 39 Aislador con núcleo de plomo

Los aisladores LRB poseen unas barras de anclaje, que se utilizan para conectarse con las columnas y la base de fundación. Cabe recalcar que las columnas que se encuentran sobre los aisladores, deberán estar interconectadas con vigas losas, de tal manera que se garantice un diafragma rígido en la subestructura puesto que se necesita mantener un desplazamiento uniforme en todos los aisladores

- Aisladores de caucho alto amortiguamiento (HDR)

Los aisladores elastoméricos de caucho, de alto amortiguamiento, están elaborados de caucho modificado con aditivos, tales como aceites, carbón en polvo, resinas o polímeros. De la misma manera que los LRB, el caucho se intercala con láminas de acero, y en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo. Para este tipo de aisladores, el amortiguamiento oscila entre el 10 y 20% del amortiguamiento crítico. Es importante tener extremo control de calidad en la elaboración de dichos elementos debido a que las propiedades pueden variar dependiendo del contenido de aditivos. Una desventaja que presentan estos aisladores es el rápido deterioro que tienen con el uso.

12.2.2 SISTEMA DE AMORTIGUADORES

La función de los amortiguadores es concentrar la energía de ingreso del sismo, reduciéndola a energía que absorberían los elementos estructurales. Cuando un edificio no posee dispositivos de amortiguamiento, la energía total que ingresa al sistema es absorbida casi en su totalidad por los elementos estructurales y liberada mediante la deformación elástica e inelástica. Los amortiguadores tienen distintas formas de disipar la energía proveniente de un sismo, algunos la disipan en función del desplazamiento del entrepiso, y otros en función de la velocidad del movimiento del entrepiso. (Burgos M., 2012). Existen en el mercado diversos tipos de amortiguadores: amortiguadores de fricción, amortiguadores de fluencia metálica, amortiguadores visco elásticos, amortiguadores de fluido viscoso.

- Amortiguadores de fricción

Estos amortiguadores están compuestos por dos placas rugosas que están contacto y ancladas a los entrepisos mediante cuatro brazos de anclaje. Dos brazos de anclaje unen una placa con el entrepiso superior y los otros dos brazos unen la otra placa con el entrepiso inferior, esto se aprecia en la Figura 1.8. Cuando ocurre el movimiento relativo de entrepiso, la placa anclada con el piso superior generará una fricción con la placa anclada con el entrepiso inferior produciendo así una disipación de energía.

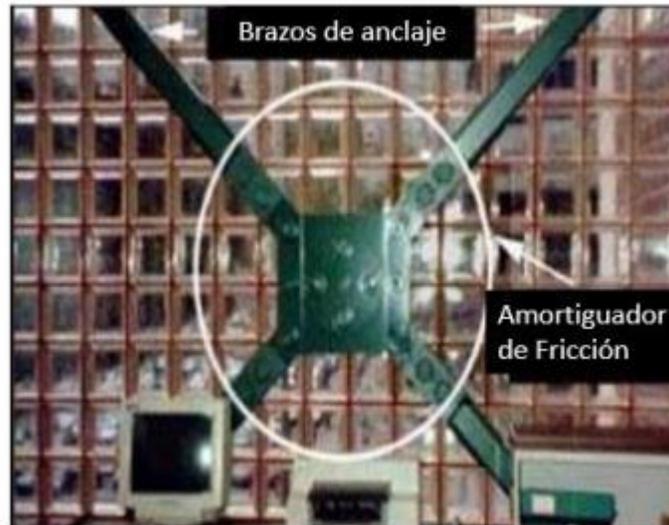


Ilustración 40 Amortiguadores de fricción

Estos disipadores ejercen una fuerza que modifica la rigidez de la estructura y por consiguiente también modifica el periodo de la misma. Esta fuerza F está expresada por la siguiente ecuación:

$$F = \delta\mu$$

Siendo δ el desplazamiento relativo entre superficies de contacto de las dos placas y μ el coeficiente de fricción entre ambas superficies. El problema de estos amortiguadores es que no se conoce con exactitud el valor del coeficiente de fricción. Este valor no se mantiene constante durante el movimiento porque además del desplazamiento, depende también de la velocidad del movimiento, la presión normal y las condiciones de contacto. Además, mientras mayor es la duración del movimiento sísmico, mayor será el desgaste de las superficies de contacto, produciendo una disminución de la fricción entre ellas. Asimismo, la vida útil de estos disipadores es limitada puesto que mientras más se usen, más se desgastarán las superficies y más lisas serán.

- Amortiguadores de fluencia metálica

Estos dispositivos tienen en su interior un componente de acero que disipa la energía mediante esfuerzos de flexión o cortante. Para estos dispositivos, el amortiguamiento (ξ) está definido por la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{E_H}{2\pi \cdot K \cdot U_{m\acute{a}x}^2}$$

Siendo:

E_H = energía histerética o el área encerrada del diagrama de fuerza vs desplazamiento lateral, cuando se alcanza un desplazamiento lateral máximo permitido

K = rigidez para el máximo desplazamiento

$U_{m\acute{a}x}$ = Máximo desplazamiento lateral

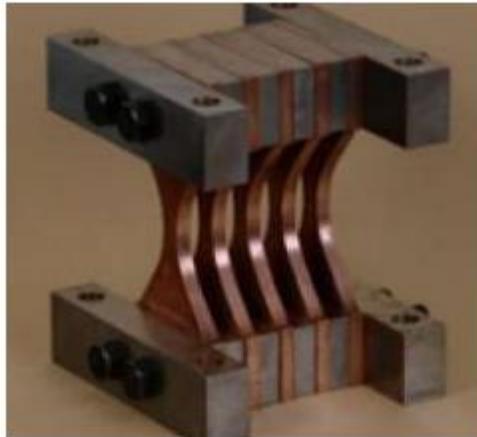


Ilustración 41 Amortiguadores de fluencia metálica

El problema central con la utilización de estos disipadores es que no se podrá ensayar antes de su utilización porque podría entrar al rango inelástico. Asimismo, requerirá un inmediato reemplazo tras un sismo.

- Amortiguadores vico-elásticos

Este amortiguador utiliza polímeros altamente disipativos que tienen un componente visco elástico. El amortiguador visco elástico está compuesto por dos o más capas de material con una configuración tipo sándwich. Generalmente, son introducidos en los arriostramientos diagonales simples (Avilés, 2001).

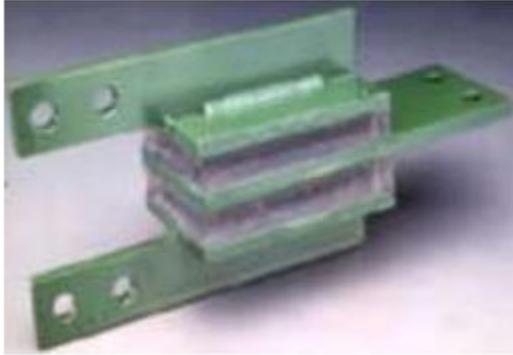


Ilustración 42 Amortiguadores visco-elásticos

Estos dispositivos aprovechan el desplazamiento relativo entre el arriostre y la parte superior de la columna para disipar la energía de vibración, y de esta forma reducir el movimiento de respuesta de la estructura. Entre sus inconvenientes se tiene que los materiales visco-elásticos son muy sensibles a la variación de temperatura. Además, se necesitará un número considerable de amortiguadores para conseguir un amortiguamiento significativo.

- Amortiguadores de fluido viscoso

Este amortiguador está compuesto por un cilindro y un pistón de acero inoxidable. El cilindro tiene en su interior silicona incompresible como fluido viscoso, que puede mantenerse estable ante cambios considerables de temperatura.

Estos dispositivos no aportan rigidez ni resistencia al sistema estructural. Además no generan fuerzas directamente al sistema porque tiene un comportamiento fuera de fase con la estructura. Esta característica del amortiguador puede explicarse recurriendo al comportamiento de un fluido viscoso, cuya fuerza resistente aumenta al incrementar la velocidad con la que es comprimido el fluido. Por lo tanto, cuando la estructura y los amortiguadores presentan una deformación máxima, la velocidad del pistón y la fuerza de amortiguamiento serán nulas; y viceversa, para una deformación igual a cero, la velocidad del pistón y la fuerza del amortiguamiento serán máximas. Puesto que en el presente trabajo de tesis se utilizará este tipo de amortiguador, se presentarán a continuación sus propiedades principales: coeficiente de amortiguamiento, exponente de velocidad, fuerza de amortiguamiento y rigidez axial del brazo metálico.

12.3. COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Las normas sísmicas en el mundo incluyendo la norma colombiana (NSR-10), presentan metodologías para diseñar edificaciones que velen por la seguridad de las personas que están en ellas. Sin embargo, no toman en cuenta el estado en que queda la estructura después de la sollicitación sísmica, se centran en asegurar que la estructura no colapse. Por esta razón la incorporación de sistemas de aislación sísmica ayuda a que la estructura se preserve después del evento sísmico, en el caso de este proyecto se usan aisladores elastomericos de bajo amortiguamiento.

En un evento sísmico se mantiene el concepto de balance de energía, es decir que la energía proveniente del sismo se mantiene constante pero se transforma. Una parte de la energía que recibe la estructura se transforma en movimiento (energía cinética); otra parte, se almacena como energía de deformación recuperable (energía elástica); y el resto de la energía se disipa por medio del amortiguamiento de la estructura, o se disipa a través la energía histérica o inelástica, que es la más dañina en una sollicitación sísmica. Con el uso del aislamiento sísmico se logra reducir el deterioro estructural con la reducción de la energía total que ingresa al edificio.

La finalidad del sistema de aislación es flexibilizar la base, reduciendo las fuerzas sísmicas y aumentando el período, al aumentar el período de la estructura, la aceleración en el edificio disminuye, por consiguiente se logran disminuir también las fuerzas que se desarrollan en los elementos estructurales porque las fuerzas sísmicas serán menores.

En una estructura con aisladores la base tendrá muy poca rigidez y permitirá un desplazamiento lateral. Es importante tener en consideración que dicho desplazamiento no puede ser excesivo puesto que ocasionaría desplazamientos muy elevados a lo largo de toda la estructura. Por lo tanto será necesario controlar el desplazamiento en la base para evitar daños, y para lograrlo se puede usar el amortiguamiento proporcionado de los propios aisladores. Si en caso no es suficiente se pueden utilizar amortiguadores en la superestructura. (Korswagen, Huaranga y Arias, 2012).

Al incrementar el periodo de la estructura, el desplazamiento horizontal será mayor. Asimismo, al usar un amortiguamiento menor del 5% del crítico, se obtendrán desplazamientos excesivos. Con un mayor porcentaje de 30 amortiguamiento efectivo, el desplazamiento horizontal disminuirá en la estructura. En conclusión, para encontrar un desplazamiento adecuado en la base se deberá encontrar un equilibrio entre la flexibilidad que permite el sistema de aislación y el amortiguamiento que proporciona el aislador.

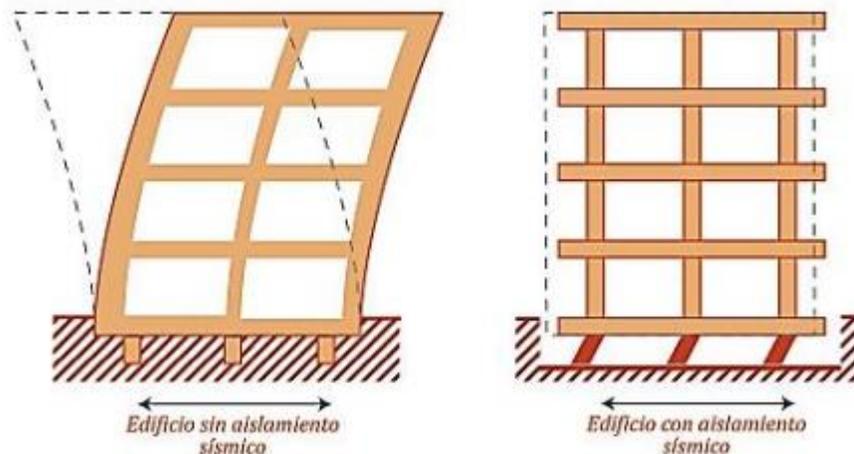


Ilustración 43 Comparación

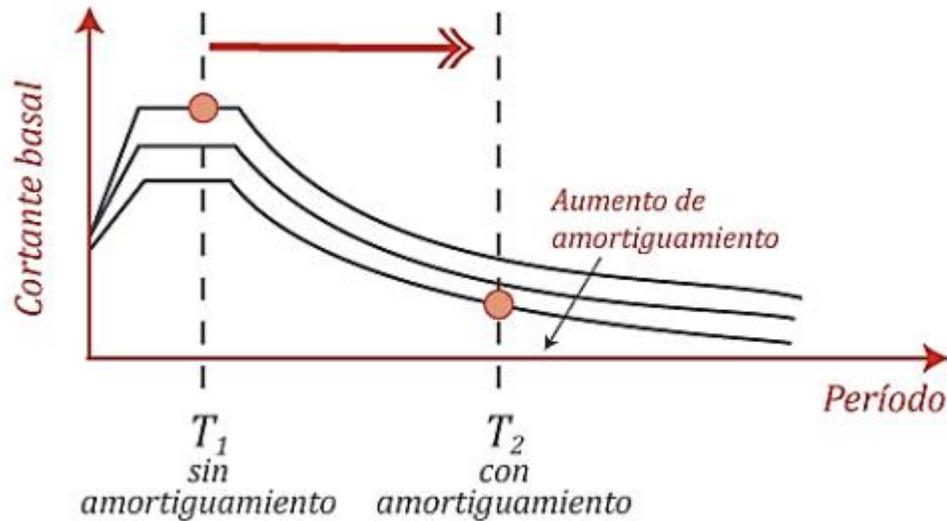


Ilustración 44 Espectro comparación

12.4. NORMA ASCE

El enfoque del ASCE-2010 (Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles) más que centrarse en evaluar los desplazamientos o el desempeño de la estructura, se enfoca en evaluar la capacidad de la estructura para que pueda resistir fuerzas sísmicas sin recibir un daño considerable. El código del ASCE incluye también propuestas sobre la utilización de disipadores sísmicos en la superestructura brindando pautas y recomendaciones para su uso correcto, y presentando metodologías para el diseño de los amortiguadores sísmicos.

El ASCE propone la utilización de disipadores porque éstos aportan un amortiguamiento significativo que logra disminuir las fuerzas sísmicas que ingresan a los elementos estructurales.

Las consideraciones para el uso correcto de los amortiguadores, se tienen las siguientes:

- La estructura tendrá que ser regular y se recomienda distribuir los amortiguadores simétricamente.
- Como mínimo se requerirán dos amortiguadores en cada piso y en cada dirección del análisis, para que logren aportar el amortiguamiento necesario y no se sobre esfuercen los dispositivos.

Esta norma considera que el amortiguamiento es un parámetro fundamental para el control de las fuerzas sísmicas, porque al incrementar el amortiguamiento aportado por los dispositivos sísmicos, menores serán las fuerzas actuantes en los elementos estructurales y menor será el daño en la estructura.

- Lineamientos generales de diseño
 - Factor de importancia.
Todas las porciones de la estructura, incluyendo la estructura sobre el sistema de aislamiento, será asignado una categoría de riesgo de acuerdo con la Tabla 1.5-1.

El factor de importancia, es decir, se tomará como 1.0 para un estudio sísmico estructura aislada, independientemente de su asignación de categoría de riesgo.

- Configuración. Cada estructura aislada será designada como que tiene una irregularidad estructural si el estructural la configuración sobre el sistema de aislamiento tiene un tipo 1b horizontal irregularidad estructural, como se define en la Tabla 12.3-1, o Tipo 1a, 1b, 5a, 5b irregularidad vertical, como se define en la Tabla 12.3-2.
- Redundancia. Se asignará un factor de redundancia, ρ , a la estructura sobre el sistema de aislamiento según los requisitos de la Sección 12.3.4. El valor del factor de redundancia, ρ , es permitido ser igual a 1.0 para estructuras aisladas que no tener una irregularidad estructural, como se define en la Sección 17.2.2.
- Sistema de aislamiento
 - Condiciones ambientales. Además de requisitos para cargas verticales y laterales inducidas por el viento y terremoto, el sistema de aislamiento deberá prever otras condiciones ambientales, incluidos efectos de envejecimiento, fluencia, fatiga, temperatura de funcionamiento y exposición a humedad o sustancias nocivas.
 - Fuerzas de viento. Las estructuras aisladas deben resistir el diseño. cargas de viento en todos los niveles por encima de la interfaz de aislamiento. En el interfaz de aislamiento, se proporcionará un sistema de retención de viento para limitar el desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento a un valor igual a lo requerido entre los pisos de la estructura sobre el aislamiento interfaz de acuerdo con la Sección 17.5.6.
 - Fuerza de restauración lateral. El sistema de aislamiento se configurará, tanto para las propiedades del sistema de aislamiento del límite superior como del límite inferior, para producir una fuerza de restauración tal que la fuerza lateral en el desplazamiento máximo correspondiente sea al menos 0.025 W mayor que la fuerza lateral al 50% del máximo correspondiente desplazamiento.
 - Restricción de desplazamiento. El sistema de aislamiento deberá no se debe configurar para incluir una restricción de desplazamiento que limita el desplazamiento lateral causado por el riesgo máximo considera movimientos de tierra terremoto (MCER) a menos del desplazamiento máximo total, DTM, a menos que la sísmica estructura aislada está diseñada de acuerdo con todos los siguientes criterios:
 1. La respuesta MCER se calcula de acuerdo con los requisitos de análisis dinámico de la Sección 17.6, explícitamente considerando las características no lineales del aislamiento sistema y la estructura sobre el sistema de aislamiento.
 2. La capacidad máxima del sistema de aislamiento y estructural los elementos debajo del sistema de aislamiento deberán exceder el Resistencia y demandas de desplazamiento de la respuesta MCER.
 3. La estructura sobre el sistema de aislamiento se verifica para demanda de estabilidad y ductilidad de la respuesta MCER.
 4. La restricción de desplazamiento no se hace efectiva en un desplazamiento inferior a 0.6 veces el máximo total desplazamiento.

- Estabilidad de carga vertical. Cada elemento del aislamiento. el sistema debe estar diseñado para ser estable bajo la vertical de diseño carga donde está sujeta a un desplazamiento horizontal igual a El desplazamiento máximo total. La carga vertical de diseño deberá se calculará utilizando la combinación de carga 2 de la Sección 17.2.7.1 para el carga vertical máxima y combinación de carga 3 de Sección 17.2.7.1 para la carga vertical mínima.
- Volcamiento El factor de seguridad contra global el vuelco estructural en la interfaz de aislamiento no será menor de 1.0 para las combinaciones de carga requeridas. Toda gravedad y sísmica Se investigarán las condiciones de carga. Fuerzas sísmicas para los cálculos de volcado se basarán en terreno MCER movimientos, y W se utilizará para la fuerza de restauración vertical. No se permitirá la elevación local de elementos individuales a menos que las desviaciones resultantes no causan sobrecarga o inestabilidad de Las unidades de aislamiento u otros elementos de la estructura.
- Inspección y reemplazo: Los siguientes elementos se abordaran como parte de la inspección a largo plazo:
 - Acceso para inspección y reemplazo de todos los componentes del sistema de aislamiento
 - Un profesional de diseño registrado completara una serie final de observaciones, antes de la emisión del certificado de ocupación para la estructura aislada.
 - Las estructuras sísmicamente aisladas deberán tener un monitoreo, inspección y plan de mantenimiento del sistema de aislamiento..
 - Remodelación, reparación o modernización del sistema de aislamiento. Interfaz, incluida los componentes que cruzan el interfaz de aislamiento, se realizara bajo la dirección de un profesional de diseño registrado.
- Sistema estructural
 - Distribución horizontal de la fuerza: Los elementos estructurales deben proporcionar continuidad por encima de la interfaz de aislamiento y deberá tener resistencia y ductilidad adecuadas para transmitir fuerzas desde una parte de la estructura a otra.
 - Separaciones mínimas de edificios: La separación mínima entre la estructura aislada y el entorno no serán menos que el desplazamiento máximo total.
- Conexiones del sistema de aislamiento: Las conexiones de elementos de acero estructural del sistema de aislamiento sísmico por debajo del nive base pueden ajustarse a los requisitos para marcos de momento de acero ordinarios de AISC341
- Componentes en o por encima de la interfaz de aislamiento: Elementos de estructuras sísmicamente aisladas y componentes no estructurales, o porciones de los mismos que están en o por encima de la interfaz de aislamiento, deben estar diseñados para resistir un total de fuerza sísmica lateral igual a la

respuesta dinámica máxima del elemento o componente bajo consideración usando un análisis del historial de respuestas.

- Componentes que cruzan la interfaz de aislamiento: Elementos de estructuras aisladas sísmicamente y componentes no estructurales, que cruzan el interfaz de aislamiento, deben estar diseñadas para soportar el total de desplazamiento máximo y acomodar a largo plazo cualquier desplazamiento residual permanente.
- Componentes debajo de la interfaz de aislamiento: Elementos de estructuras sísmicamente aisladas y componentes no estructurales, que están por debajo de la interfaz de aislamiento, serán diseñados y construidos de acuerdo con los requisitos de la sección de requisitos de diseño de sísmico para estructuras de construcción (12.1).
- Efectos de carga sísmica y combinaciones de carga: Todos los miembros de la estructura aislada, incluidos aquellos que no forman parte del sistema de resistencia sísmica a la fuerza, se diseñara usando el efecto de carga sísmica del capítulo (12.4) y las combinaciones de la sección 17.2.
- Combinaciones de carga vertical: Las siguientes combinaciones de carga vertical aplicables:
 - Carga vertical promedio: carga correspondiente a 1.0 carga muerta más 0.5 carga viva.
 - Carga vertical máxima: combinación de carga 6 de la sección 2.3.6, donde E viene dada por la ecuación. (12.4-1) y SDS se reemplaza por SMS en la ec. (12.4-4a).
 - . Carga vertical mínima: combinación de carga 7 de la sección 2.3.6, donde E viene dada por la ecuación. (12.4-2) y se reemplaza SDS por SMS en la ec. (12.4-4a).
- Propiedades del sistema de aislamiento
 - Tipos de componentes del sistema de aislamiento. Todos los componentes del sistema de aislamiento se clasificará y agrupará en términos de tipo y tamaño comunes de unidad de aislamiento y tipo común y tamaño del dispositivo de amortiguación suplementario, si dichos dispositivos también son componentes del sistema de aislamiento.
 - 17.2.8.2 Propiedades nominales de la unidad de aislamiento. Unidad de aislamiento las propiedades nominales de diseño se basarán en propiedades promedio durante los tres ciclos de prueba de prototipo, especificados en el Artículo 2 de Sección 17.8.2.2. Variación en las propiedades de la unidad de aislamiento con vertical se permite establecer la carga en función de un solo ciclo de deformación representativo promediando las propiedades determinado usando las tres combinaciones de carga vertical especificadas en la Sección 17.2.7.1, en cada nivel de desplazamiento, donde se requiera ser considerado por la Sección 17.8.2.2.

12.5. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS

12.5.1. VENTAJAS

- En primer lugar, los procedimientos de análisis son simplificados; esto es debido a que la incorporación de los elementos flexibles de aislamiento, por tener un periodo de vibración significativamente más alto que la estructura, permiten desacoplar la respuesta sísmica, y de esa manera la estructura pasa a comportarse como un cuerpo rígido.
- La simplificación del análisis va asociada a que la respuesta es controlada por el primer modo de vibración, y las contribuciones de los modos superiores son despreciables.
- La mayoría de las estructuras pueden ser analizadas como sistemas de tres grados de libertad, y, en el caso de tener distribuciones que permitan reducir significativamente la torsión, pueden seguirse procedimientos de análisis todavía más sencillos, mediante la aplicación de métodos estáticos simplificados.
- El incremento del período fundamental de la estructura genera reducciones en las aceleraciones espectrales, lo cual reduce las fuerzas a las cuales está sometido el conjunto estructura-aisladores. Esto reduce las aceleraciones en la base de la estructura y en los pisos de la edificación.
- La presencia de los aisladores en la base y el mencionado comportamiento de cuerpo rígido genera pequeños desplazamientos entre pisos, con lo que puede, en muchos casos, realizarse un diseño elástico de los elementos estructurales. La reducción de los desplazamientos relativos entre pisos también trae como consecuencia que disminuyen las solicitaciones sobre los elementos no estructurales, permitiendo de esta manera una reducción significativa de los daños en elementos estructurales y en elementos no-estructurales.
- La reducción de las solicitaciones sobre los miembros estructurales trae como consecuencia que sus dimensiones pueden disminuir, con lo que se presentan ventajas desde el punto de vista arquitectónico. Entre las consideraciones de diseño hay que prever el espacio circundante alrededor de la edificación que debe permitir el libre movimiento de la misma. Este espacio debe concebirse de manera tal que facilite el fácil acceso para la verificación del estado de los aisladores y su eventual sustitución, a la hora de presentar daño.
- La presencia del sistema de aisladores y su correcto diseño y distribución contribuye a reducir los efectos de la torsión en la respuesta sísmica.
- En términos generales, la presencia del sistema de aisladores permite la reducción de los daños en la estructura, así como la reducción de los daños no estructurales. Las zonas de mayor daño quedan concentradas en los aisladores, por lo que resulta más fácil la inspección y reparación de la estructura, la cual puede inclusive lograrse con la reparación o sustitución de aisladores.
- El aislamiento sísmico permite reducir los efectos de tensiones residuales que pueden ser provocados por la retracción de elementos estructurales.
- El uso de los aisladores permite concentrar las incertidumbres sobre los procesos constructivos y sus eventuales fallas al momento de la ocurrencia de un terremoto,

en los mismos aisladores, los cuales, a su vez, permiten un mejor control de calidad que el que tradicionalmente se puede conseguir cuando se construye una edificación, especialmente en países en los que la mano de obra no es muy calificada.

- Una de las mayores ventajas del uso de aisladores sísmicos es que la operatividad de las estructuras puede recuperarse inmediatamente después de la ocurrencia de un terremoto, en la medida en que se logran los objetivos de desempeño previstos.

12.5.2 DESVENTAJAS

- La primera dificultad es la asociada a la presencia de grandes desplazamientos en la base de la estructura, y como consecuencia del comportamiento de cuerpo rígido, en toda la estructura de manera simultánea (con mínimos desplazamientos relativos). Estos grandes desplazamientos se concentran en la zona de la edificación en la que se colocan los aisladores, los cuales, en la mayoría de los casos van sobre las fundaciones, pero en muchos casos, especialmente en estructuras que han sido reparadas o reforzadas con aisladores sísmicos, pueden requerir ser colocados en niveles intermedios, en la parte baja de la estructura. Los desplazamientos pueden tener un orden de entre 20 cm y 50 cm para fuertes terremotos. En la mayoría de los casos, el espacio necesario para permitir los desplazamientos, se prevén en la zona inferior al primer piso, por lo que el plano de aislamiento queda a nivel inferior al suelo. Pero otras soluciones pueden también desarrollarse
- La presencia de estos grandes desplazamientos introducen consideraciones especiales como son la de incorporar un piso adicional.
- Los grandes desplazamientos pueden afectar estructuras vecinas. Estos daños en estructuras vecinas pueden producir la caída de residuos que podrían introducirse en los espacios necesarios para que la edificación aislada pueda moverse; si esto ocurre, se pierde la capacidad de aislamiento.
- Entre las limitaciones debe considerarse el espacio circundante alrededor de la edificación que debe permitir el libre movimiento de la misma. Este espacio debe concebirse de manera tal que facilite el fácil acceso para la verificación del estado de los aisladores y su eventual sustitución, a la hora de presentar daño.
- Los grandes desplazamientos adicionales introducen requerimientos especiales de flexibilidad de las juntas de las tuberías de los sistemas de servicio para la edificación, como son agua potable, aguas servidas, gas, electricidad, telecomunicaciones, etc, ya que estas tuberías cruzan el plano de aislamiento.
- Consideraciones arquitectónicas deben también revisarse en el diseño de cada edificación; por ejemplo la presencia de escaleras y rampas de acceso a la edificación, los ascensores y escaleras mecánicas, entre otros dispositivos, deben ser concebidas de manera tal que se adapten a los movimientos en la zona de interface y a las distancias que quedan al dejarse los espacios alrededor de la edificación para permitir su movimiento. Las escaleras y rampas de acceso deben ser fijadas a la estructura y ser construidas de manera tal que puedan moverse.
- La presencia de aisladores impone un plan de mantenimiento para la estructura, que no es necesario para estructuras no aisladas. Este plan de mantenimiento debe

incluir la verificación del estado de la zona que permite los desplazamientos alrededor de la estructura.

12.6. PROVEEDORES AISLADORES ELASTOMÉRICOS

12.6.1. FIP INDUSTRIALE

En 1992, FIP Industriale obtuvo la certificación CISQ-ICIM para su Sistema de Garantía de Calidad de conformidad con la Norma Europea En 29001 (ISO 9001)

FIP Industriale es el primer fabricante italiano de rodamientos estructurales, dispositivos antisísmicos y juntas de expansión que cuentan con un Sistema de Garantía de Calidad certificado al más alto nivel.

DESCRIPCIÓN

Los aisladores elásticos de la serie Si son rodamientos de caucho reforzado compuestos de capas alternas de laminados de acero y caucho vulcanizado en caliente. Por lo general, tienen forma circular pero también se pueden fabricar en sección cuadrada o rectangular.

Estos dispositivos están caracterizados por una baja rigidez horizontal, alta rigidez vertical y una capacidad de amortiguación adecuada. Estas características permiten, respectivamente, aumentar el período fundamental de vibración de la estructura, resistir cargas verticales sin un ajuste apreciable y limitar los desplazamientos horizontales en estructuras aisladas sísmicamente.

Los parámetros fundamentales de diseño utilizados para determinar la rigidez vertical y horizontal son las características geométricas del aislador (dimensiones totales, grosor de una sola capa, etc..) y las características mecánicas de su elastómero. La capacidad de amortiguación de los aisladores está determinada por el tipo de compuesto elastomérico, que generalmente es de alta amortiguación.

- Elastómero

Los aisladores elastoméricos se caracterizan por un módulo de corte dinámico efectivo G_{din} entre 0.4 Mpa y 1.4 Mpa y por el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente igual al 10% o 15% sujeto a la discreción del ingeniero de diseño.

La tabla a continuación muestra algunas de las características físicas y mecánicas de los tres compuestos de caucho estándar utilizados, medidos utilizando el estándar italiano UNI y Regulaciones sísmicas italianas NTC-DM 14/01/2008 métodos de prueba.

CHARACTERISTIC	COMPOUND		
	SOFT (S)	NORMAL (N)	HARD (H)
Hardness (Shore A)	40	60	75
Dynamic shear modulus G_{din} at $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Equivalent viscous damping coefficient ξ at $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

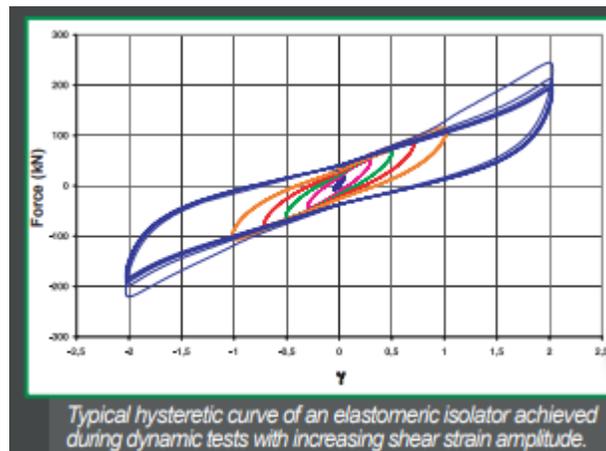
Tabla 59 Características elastómeros

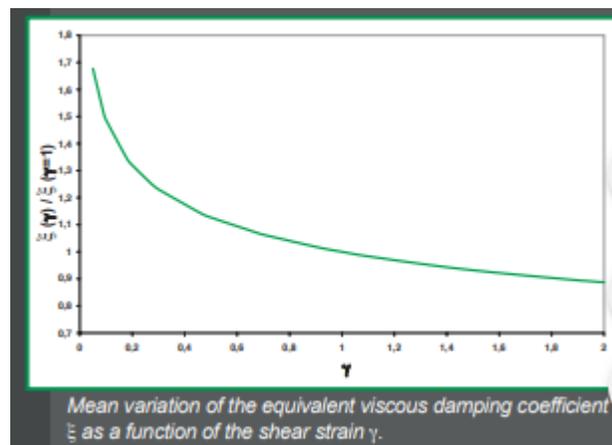
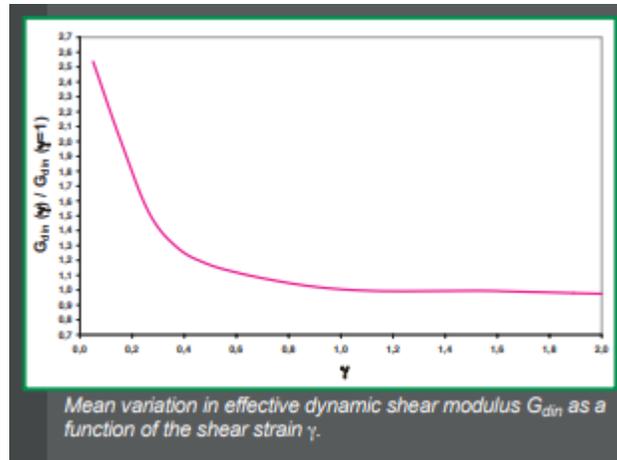
El compuesto de caucho de alta amortiguación se caracteriza por una variación significativa del módulo de corte G_{din} cuando la deformación por corte γ es menor que 0,5. Por tanto, permite evitar desplazamientos excesivos bajo excitaciones dinámicas de baja intensidad, tales como cargas de viento.

El valor de ganancia permanece prácticamente constante para los valores γ entre 1 y 2, correspondientes a los desplazamientos de diseño sísmico. El coeficiente de daño viscoso equivalente también varía en función de la tensión de corte γ .

Los gráficos adjuntos muestran el curso típico del módulo de cizalladura dinámico efectivo G_{din} y el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente ξ , normalizado con respecto a sus valores respectivos para $\gamma = 1$, en función de la deformación por cizalladura del elastómero γ .

Los compuestos contienen aditivos antienviejamiento adecuados que garantizan una variación limitada de las características físicas y mecánicas en el tiempo, según lo evaluado mediante pruebas de envejecimiento artificial (por ejemplo: 21 días a 70 ° C de acuerdo con NTC-DM 14/01/2008)





- INSTALACIÓN

El procedimiento de instalación típico de un aislador anclado en su lado superior e inferior a estructuras de hormigón armado in situ reforzado, comprende las siguientes fases:

- Fundición de la subestructura hasta unos niveles más bajos que el aislador en sí por unos pocos centímetros, dejando agujeros para los tacos de anclaje con un diámetro de al menos el doble del mismo
- Posicionar el aislador en el nivel de diseño y nivelar su base horizontalmente
- Construcción de un encofrado ligeramente más grande que el aislador y aproximadamente 1 cm más alto que su borde inferior
- Lechada (mortero epóxico o mortero cemento sin contracción) hasta un espesor sugerido entre 2 y 5 cm
- "atornillar los pasadores superiores al aislador (si no está ya fijado); colocar el encofrado superior adaptándolo firmemente contra la placa superior del aislador
- Colocar el refuerzo de la superestructura seguido de colada de hormigón.

- MARCAS

Los aisladores elastoméricos se clasifican por la marca SI (aislador sísmico) seguido de una letra (S. N. H para indicar respectivamente el tipo de compuesto blando, normal y duro) y

dos números. El primer número representa el diámetro en milímetros y el segundo representa el espesor total de las capas de goma en milímetros. Ejemplo: aislador elastomérico SI-S B00 / 130, diámetro 800 mm, hecho de compuesto elastomérico blando con capas de caucho que tienen un espesor total de 130 mm.



Tabla 60 Medidas aislador

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/52	920	2610	1.90	1122	300	52	116	166	350	84
SI-H 350/50	2240	3510	2.69	1550	350	50	108	158	400	109
SI-H 400/50	3200	4680	3.52	2276	400	50	108	158	450	140
SI-H 450/54	5400	7510	4.12	2592	450	54	118	168	500	183
SI-H 500/54	7040	9380	5.09	3475	500	54	118	168	550	224
SI-H 550/56	7610	9820	5.94	3944	550	56	117	167	600	265
SI-H 600/56	8190	10310	7.07	4585	600	56	114	164	650	307
SI-H 650/54	8770	10830	8.60	5470	650	54	109	159	700	351
SI-H 700/60	9370	11370	8.98	5612	700	60	125	185	750	481
SI-H 800/60	12690	14990	11.73	8129	800	60	125	185	850	624
SI-H 900/60	18340	21220	14.84	9930	900	60	126	186	950	790
SI-H 1000/70	19830	22590	15.71	10210	1000	70	146	226	1050	1214
SI-H 1100/70	24420	27460	19.01	13263	1100	70	146	226	1150	1463
SI-H 1200/80	25800	28700	19.79	13443	1200	80	156	236	1250	1750

Legend	
V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F_{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K_e	Effective horizontal stiffness
K_v	Vertical stiffness
D_g	Elastomer diameter
t_e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

Tabla 61 Valores de aislador

12.6.2. MAGEBA

El catálogo de dispositivos sísmicos MAGEBA está formado por:

- Aislador de caucho natural con núcleo de plomo, LASTO-LRB
- Aislador de caucho natural de alto amortiguamiento, LASTO-HDRB
- Aislador tipo péndulo sencillo, RESTON-PENDULUM MONO

El aislador de mageba RESTON®PENDULUM se basa en el principio del péndulo. Este dispositivo permite los desplazamientos horizontales de la estructura, proporcionando el cambio necesario en el periodo natural de la misma. Al activarse debido a un terremoto, el aislador permite la disociación de la estructura soportada de los movimientos del terreno. Tras el evento sísmico, la fuerza gravitatoria restaura la posición inicial del dispositivo. El comportamiento del apoyo depende principalmente de su radio de curvatura y coeficiente de fricción.

→ PROPIEDADES

Los aisladores RESTON®PENDULUM cumplen las siguientes funciones:

- En condiciones de servicio, los dispositivos transmiten cargas verticales y permiten desplazamientos horizontales.

- En caso de sismo, brindan flexibilidad lateral debido al deslizamiento sobre la superficie curva.
- Se produce disipación de energía debido a la fricción dinámica entre la superficie deslizante y el material deslizante de alto rendimiento ROBO®SLIDE.
- Finalmente, la función de re-centrado se consigue combinando la gravedad y las características geométricas del aislador.

Los aisladores deslizantes de magueba RESTON®PENDULUM Mono consisten en tres elementos básicos: una superficie curva principal, cuyo radio de curvatura determina el periodo de oscilación del dispositivo, un elemento de acero equipado con ROBO®SLIDE que se desliza sobre la superficie primaria, y una superficie curva secundaria de acero diseñada especialmente para permitir las rotaciones. El tamaño de la superficie curva principal depende de los requerimientos sobre el desplazamiento máximo de diseño.

→ DIMENSIONES PRINCIPALES

PENDULUM PM (Mono)					
Tipo	Carga vertical N_{ed} [kN]	Diámetro de la placa deslizante (mm)			
		dbd = ±100	dbd = ±200	dbd = ±300	dbd = ±400
PM-2	2,000	460	660	860	1,060
PM-3	3,000	505	705	905	1,105
PM-4	4,000	550	750	950	1,150
PM-5	5,000	590	790	990	1,190
PM-6	6,000	635	835	1,035	1,235
PM-7	7,000	690	890	1,090	1,290
PM-8	8,000	735	935	1,135	1,335
PM-9	9,000	780	980	1,180	1,380
PM-10	10,000	825	1,025	1,225	1,425
PM-11	11,000	860	1,060	1,260	1,460
PM-12	12,000	900	1,100	1,300	1,500
PM-15	15,000	990	1,190	1,390	1,590
PM-20	20,000	1,125	1,325	1,525	1,725
PM-25	25,000	1,250	1,450	1,650	1,850
PM-30	30,000	1,340	1,540	1,740	1,940
PM-35	35,000	1,500	1,700	1,900	2,100
PM-40	40,000	1,650	1,850	2,050	2,250
PM-45	45,000	1,760	1,960	2,160	2,360

Tabla 62 Dimensiones pendulum mono

- Aislador tipo péndulo doble, RESTON-PENDULUM DUPLO

Los aisladores deslizantes de magueba RESTON®PENDULUM Duplo incluyen dos superficies curvas principales. Esto permite mayores desplazamientos horizontales con menores dimensiones del aislador. Los dispositivos Duplo disponen de un elemento deslizante equipado con una articulación que permite al aislador acomodar giros. Esta característica resulta esencial, especialmente en el caso de puentes, donde se requieren grandes desplazamientos y capacidad rotacional importante. Los planos mostrados a continuación comparan las medidas de los deslizadores RESTON®PENDULUM Mono y Duplo. Los requerimientos dinámicos de ambos tipos son idénticos

→ DIMENSIONES PRINCIPALES

PENDULUM PD (Duplo)					
Tipo	Carga vertical N_{vs} [kN]	Diámetro de la placa deslizante (mm)			
		dbd = ±100	dbd = ±200	dbd = ±300	dbd = ±400
PD-2	2,000	317	455	593	731
PD-3	3,000	348	486	624	762
PD-4	4,000	379	517	655	793
PD-5	5,000	407	545	683	821
PD-6	6,000	438	576	714	852
PD-7	7,000	476	614	752	890
PD-8	8,000	507	645	783	921
PD-9	9,000	538	676	814	952
PD-10	10,000	569	707	845	983
PD-11	11,000	593	731	869	1,007
PD-12	12,000	621	759	897	1,034
PD-15	15,000	683	821	959	1,097
PD-20	20,000	776	914	1,052	1,190
PD-25	25,000	862	1,000	1,138	1,276
PD-30	30,000	924	1,062	1,200	1,338
PD-35	35,000	1,034	1,172	1,310	1,448
PD-40	40,000	1,138	1,276	1,414	1,552
PD-45	45,000	1,214	1,352	1,490	1,628

Tabla 63 Dimensiones pendulum duplo

12.6.3. SYSPROTEC

Sysprotec presenta en esta oportunidad “Aisladores Sísmicos Elastoméricos” para la protección sísmica de un edificio. Este producto permite reducir las fuerzas sísmicas y desplazamientos de una estructura por la absorción de la energía en base de aisladores, y mantener intacta y operable a través de un terremoto.

ANEXO 1 DISEÑO A FLEXION Y CORTANTE PARA VIGAS DE CARGA TIPO 1 45*55

EJES	1	2	3	4	5	6	7
DISEÑO A FLEXION (-)M _u (kN*m) (+)M _u (kN*m) ΦM _u (kN*m) p A _s (mm ²)	-205,3454	-227,5307	-224,1349	-224,1349	-227,5307	-227,5307	-205,3454
	113,1743	114,8778	103,0614	103,0614	103,0614	103,0614	114,0866
	275,5805	275,580536					
	0,005274	0,005877	0,005784	0,005877	0,005877	0,005877	0,005274
	1163	1296	1275	1296	1296	1296	1163
	5#6(1420)	5#6(1420)	5#6(1420)	5#6(1420)	5#6(1420)	5#6(1420)	5#6(1420)
	3#6(852)	3#6(852)	3#6(852)	3#6(852)	3#6(852)	3#6(852)	3#6(852)
DISEÑO A CORTANTE φV _u (kN) φV _c (kN) φV _s (kN) refuerzo S _{max} =d/2 (m) S(m) S _{capz1} (m) S _{adaptado} (m) Av _{min} Refuerzo	221	265	257	257	257	257	265
	148,8	148,8	148,8	148,8	148,8	148,8	148,8
	72,2	116,2	108,2	108,2	108,2	108,2	116,2
	Ref	Ref	Ref	Ref	Ref	Ref	Ref
	0,245	0,245	0	0	0	0	0
	0,30	0,126	0,135	0,135	0,135	0,135	0,126
	0,123	0,123	0,00	0,00	0,00	0,00	0,123
	0,123	0,123	0	0	0	0	0
	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	9E#3	20E#3	9E#3	9E#3	9E#3	9E#3	20E#3
c0,12	c0,12	c0,12	c0,12	c0,12	c0,12	c0,12	

ANEXO 3 DISEÑO A FLEXION Y CORTANTE VIGAS DE RIGIDEZ TIPO 1 30*55

EJES	A	B	C	D
DISEÑO A FLEXION				
(-)Mu(kN*m)	-178,4675	-174,9683	-174,9683	-178,4675
(+)Mu(kN*m)	76,8951	68,0772	137,9046	76,8951
ΦMn(kN*m)	217,79955	217,79955		
ρ	0,006987	0,006840	0,006685	0,006987
As(mm²)	1027	1006	983	1027
Φ Superior	4#6(1136)	4#6(1136)	4#6(1136)	4#6(1136)
Φ Inferior	2#6(568)	3#6(852)	3#6(852)	2#6(568)
DISEÑO A CORTANTE				
ΦVu(kN)	129,5	129,6	171,1	129,5
ΦVc(kN)	99,18	99,18	99,18	99,18
ΦVs(kN)	30,33	30,43	71,91	30
refuerzo	Ref	Ref	Ref	Ref
Smax=d/2 (m)	0,245	0,245	0,245	0,245
S(m)	0,72	0,720	0,305	0,723
Scapc21 (m)	0,123	0,123	0,12	0,123
Sadptado (m)	0,123	0,123	0,123	0,123
Avmin	0,03	0,03	0,03	0,03
Refuerzo	16E#3 c0,12	16E#3 c0,12	11E#3 c0,12	16E#3 c0,12
	8E#3 c0,24	8E#3c0 ,24	5E#3 c0,24	8E#3 c0,24
				16E#3 c0,24

ANEXO 4 DISEÑO A FLEXION Y CORTANTE VIGAS DE RIGIDEZ TIPO 1 35*55

EJES	A		B		C		D	
	DISEÑO A FLEXION (-)Mu(kN ² m) (+)Mu(kN ² m) φ Mn(kN ² m) P As(mm ²) φ Superior φ inferior	-189,9047 109,1087 0,006333 1086 6#5(1194) 5#4(645)	38,6968 0,003333 572 3#5(597)	-201,2622 175,4797 0,006738 1156 6#5(1194) 5#4(995)	31,0246 0,003333 572 3#5(597)	-201,2622 175,4797 0,006685 1146 6#5(1194) 5#4(995)	38,6968 0,003333 572 3#5(597)	-189,9047 109,1087 0,006333 1086 6#5(1194) 5#4(645)
DISEÑO A CORTANTE φ Vu(kN) φ Vc(kN) φ Vs(kN) refuerzo Smax=d/2 (m) S(m) Scapc21 (m) Sadoptado (m) Avmin Refuerzo	146,7 115,71 31,03 Ref 0,245	149,99 189,4 115,71 115,71 34,28 74 Ref Ref 0,245 0,245	149,99 189,4 115,71 115,71 34,28 74 Ref Ref 0,245 0,245	146,7 115,71 31,03 Ref 0,245	229,1 149,99 115,71 115,71 113,35 34 Ref Ref 0,245 0,245	146,7 115,71 31,03 Ref 0,245	146,7 115,71 31,03 Ref 0,245	

BIBLIOGRAFÍA

→ Norma Colombiana Sismo-Resistente NSR10

- Norma American Concrete Institute ACI 318
- Código ASCE 7-10
- <http://www.sismica.cl/sis/wp-content/uploads/2015/08/S02-SI-en.pdf>
- <https://www.mageba-group.com/global/data/docs/es/2575/PROSPECT-RESTON-PENDULUM-int-es.pdf?v=1.1>
- <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2005/bmfcis1121a/doc/bmfcis1121a.pdf>