



MEMORIAS DE CÁLCULO

Villa olímpica – Leticia, Amazonas

(Unidad de Portería)

Diseño Estructural.

Ing. Ferney Smith Prieto
Especialista en estructuras



CONTENIDO

	Pág.
1. GENERALIDADES.....	4
1.1 Descripción general del proyecto.....	4
1.2 Datos del proyecto.....	5
1.3 Plantas de piso.....	6
1.4 Pre-dimensionamiento del sistema estructural.....	7
2. EVALUACIÓN DE CARGAS.....	7
2.1 Evaluación de Cargas de losa.....	7
2.2 Fuerzas sísmicas.....	8
2.3 Combinaciones de carga.....	9
3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....	13
3.1 Fuerza Horizontal Equivalente (FHE).....	13
3.2 Reacción de la estructura.....	17
3.3 Chequeo de derivas.....	18
3.4 Chequeo de umbral de daño.....	20
4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	22
4.1 Diseño de vigas (Anexo 1).....	22
4.2 Diseño de Columnas (Anexo 2).....	22
4.3 Diseño de Cimentación (Anexo 3).....	22
5. DISEÑO DE ELEMENTOS QUE NO HACEN PARTE DEL SRS.....	22
5.1 Diseño de Elementos no estructurales (Anexo 4).....	22
5.2 Diseño de losa (Anexo 5).....	22
5.3 Clasificación contra incendios (Anexo 6).....	22
5.4 Cantidades de Materiales (Anexo 7).....	22
6. RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES.....	23



TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Unifilar general.....	6
Ilustración 2 Labels y unique name.....	6
Ilustración 9 Clasificación de subgrupo por NSR-10.	32
Ilustración 10 Categorización contra el fuego.....	32
Ilustración 11 Resistencia requerida contra el fuego en Hrs.	33
Ilustración 12 Recubrimientos mínimos de losas y vigas de acuerdo con NSR-10	33



DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA ETABS V.2016

ETABS 2016 es un software utilizado para el análisis y diseño estructural de edificios, es un software que ofrece un conjunto de herramientas para ingenieros estructurales que diseñan edificios, tanto si están trabajando en estructuras de un solo piso, así como los más altos rascacielos. En el presente programa se diseñó una estructura de portería, ubicado en Leticia, Amazonas - Colombia; en el cual se ingresaron diferentes datos generales como las especificaciones de los materiales, dimensiones, tipo de diseño en los elementos estructurales. Todo esto para llegar a diferentes resultados que se necesitaran para los diseños realizados por el ingeniero estructural, entre estos resultados se puede tener un cálculo automático de centros de masas, de centros de rigideces, cálculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas, cálculo automático de masas del edificio a partir de los casos de carga elegidos, diseño de elementos viga y columna de concreto, entre otros.

MathCAD es un software algebraico de computadora, intuitivo, interactivo y colaborativo que ofrece soluciones a estudiantes, profesores y profesionales en distintas áreas del conocimiento relacionadas con la Matemática, la Física, la Química, la Electrónica, la Mecánica, la Eléctrica e Industrial, por mencionar algunas, diseñado principalmente para la verificación, validación, documentación y cálculos de ingeniería.

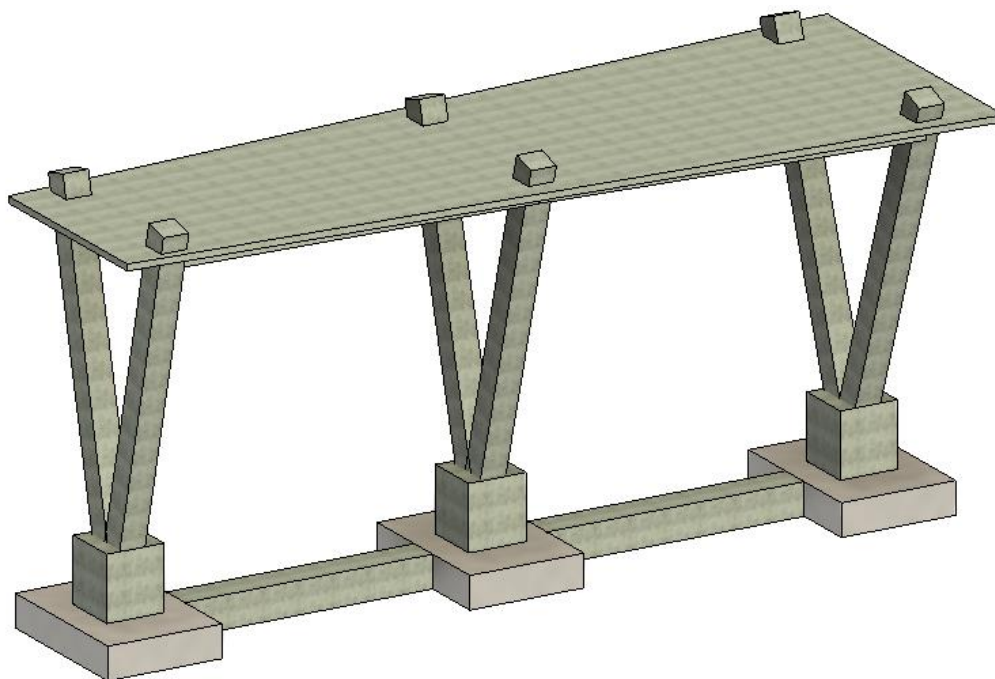


1. GENERALIDADES.

1.1 Descripción general del proyecto.

El informe contiene las memorias de cálculo para el proyecto de la unidad de portería de la villa olímpica, en el cual se realiza análisis de estructura de manera independiente por medio del sistema estructural péndulo invertido, ubicado en el municipio de Leticia, Amazonas; el proyecto está planteado arquitectónicamente en un nivel; que de acuerdo con su uso y provisiones de solicitante se clasifica como una estructura de especial - Grupo III, según la NSR-10. Para su análisis sísmico se realizó por medio del análisis dinámico modal espectral en el programa estructural ETABS versión 16.1.2. En dicho software se analizará: deformaciones, control de derivas y umbral de daño, a fin de establecer las dimensiones de los elementos estructurales.

El actual proyecto se sigue de acuerdo con el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Estructura formada por pórticos construidos en concreto reforzado, los cuales transmiten las solicitaciones a las columnas trasladándola a la cimentación. Para el diseño de la estructura se ha tenido en cuenta una capacidad Especial de disipación de energía (DES).





1.2 Datos del proyecto.

Parámetros sísmicos:

- Uso: Institucional
- Ciudad: Leticia, Amazonas.
- Zona de amenaza sísmica: Baja.
- Altura general de entrepiso: 4.60 m
- Perfil de suelo = D
- Parámetros de sitio: $A_a = 0.05$
 $A_v = 0.05$
- Coeficiente de importancia de la edificación: $I = 1.25$ (Grupo de uso III)
- Coeficiente de capacidad de disipación de energía: $R_o = 2.5$
- Tipo de Sistema Estructural: Pórticos en concreto resistente a momentos

1.2.1 Especificaciones de los materiales.

Material		[Kg/cm ²]	[MPa]
Concreto de Columnas	F'c	280	28
Concreto de Vigas	F'c	280	28
Acero $\Phi > 3/8$	Fy	4200	420
Malla electrosoldada	Fy	4850	485

1.2.2 Geometría de los elementos.

Elementos	Dimensiones [cm]
Columna Tipo I	40x40
Viga Tipo I	30x30



1.3 Plantas de piso.

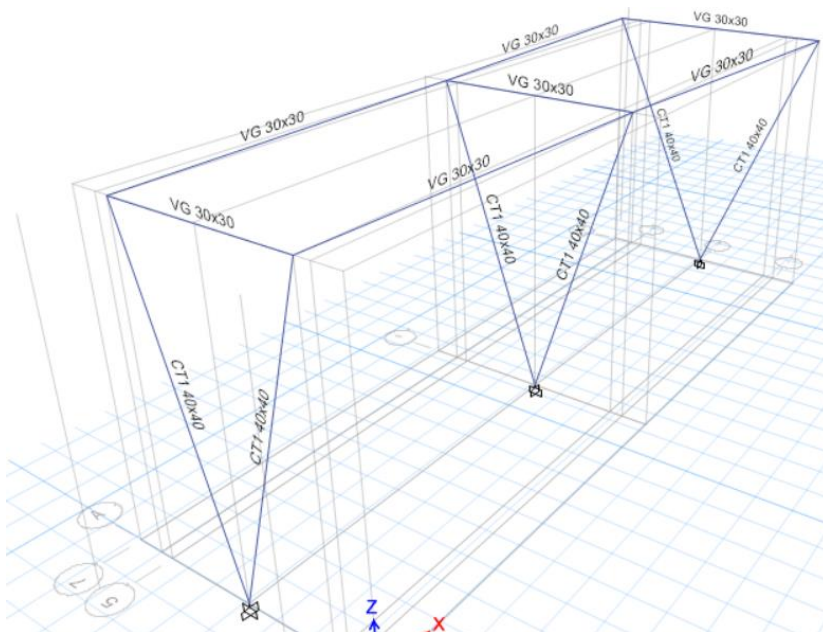


Ilustración 1 Unifilar general

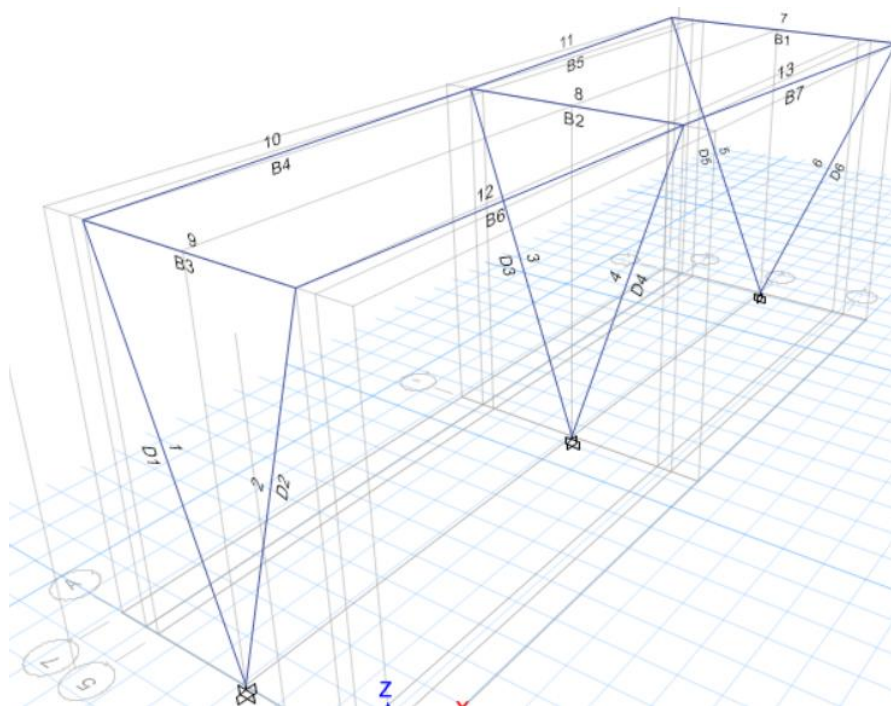


Ilustración 2 Labels y unique name.



1.4 Pre-dimensionamiento del sistema estructural.

De acuerdo con la normativa colombiana para el diseño estructural NSR10, se presentarán las consideraciones y cálculos correspondiente al pre-dimensionamiento de las vigas y columnas de la estructura.

1.4.1 Pre-dimensionamiento de las vigas.

Para establecer el pre-dimensionamiento de las vigas, se acudió a la NSR10, donde se utilizó la tabla C.9.5 del título C, en la cual se hicieron pruebas con la viga de mayor longitud con el fin de determinar la altura h con la cual se va a regir el diseño estructural.

$$h = \frac{L}{18.5} = \frac{5.45 \text{ m}}{18.5} = 0,29\text{m, asumimos } 0,30\text{m}$$

Se realizará control de deflexiones para las vigas más críticas con las secciones propuestas.

1.4.2 Pre-dimensionamiento de columnas.

Las dimensiones tomadas para el pre-dimensionamiento de las columnas se basaron a partir de las secciones C.21.3.5.1 de la Norma Colombiana de sismo resistencia (NSR10). De acuerdo la dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.25 m, pero su área no puede ser menor de 0.09 m², por lo cual se aval dicha disposición.

2. EVALUACIÓN DE CARGAS.

2.1 Evaluación de Cargas de losa.

En la siguiente tabla se muestra las cargas muertas para la estructura de péndulo.

Carga muerta	Espesor [m]	γ [kN/m ³]	[kN/m ²]	NSR-10
Peso Propio	0,100	24	2,400	T.B.3.2-2
Afinado de piso	0,02	21	0,420	
Cielo raso	0,012	8	0,096	
Ductos	-----		0,200	
Carga muerta [D]			3,116	



Carga lineal de mampostería.

Carga muerta	Espesor [m]	Altura (m)	[kN/m]
Muros pañetados por ambas caras de altura parcial	0,15	1.50	3,75
Carga muerta [D]			3,75

2.2 Fuerzas sísmicas.

- Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales) → Pórtico Resistente a momentos con Capacidad Especial de Disipación de energía (DES).
- Sistema resistencia para cargas verticales → Pórticos de Concreto con Capacidad Especial de Disipación de Energía (DES) – Tabla A.3-3
- Factor de Sobre resistencia → 2.00

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidad en altura $\Phi_a = 1.0$

Φ_p	IRREGULARIDADES EN PLANTA A.3.3.4		EXISTE
0.9	1aP	Irregularidad Torsional	SI
0.8	1bP	Irregularidad Torsional Extrema	NO
0.9	2P	Retrocesos Excesivos en las Esquinas	NO
0.9	3P	Discontinuidades en el Diafragma	NO
0.8	4P	Desplazamientos del Plano de Acción de Elementos Verticales	NO
0.9	5P	Sistemas No Paralelos	NO

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta $\Phi_p = 0.9$

Ausencia De Redundancia En El Sistema Estructural De Resistencia Sísmica (A.3.3.8): De acuerdo con la evaluación del cumplimiento de los requerimientos descritos en A.3.3.8.1 y A.3.3.8.2 para el sistema estructural se determina el coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica. Por tal razón la estructura no cuenta con suficientes elementos en la dirección y, así que se establece que hay ausencia de redundancia en una dirección.

$$\Phi_{r_x} = 1.0$$

$$\Phi_{r_y} = 1.0$$

Coeficiente de Disipación de Energía para ser Utilizado en el Diseño de los elementos de Resistencia Sísmica (R).

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_o$$



$$R_x = 2.25$$

$$R_y = 2.25$$

2.3 Combinaciones de carga.

COMBINACIONES BÁSICAS DE CARGA (NSR-10 B.2.4)	
COMBO 1	1,4D
COMBO 2	1,2D+1,6L+0.5 (Lr o G)
COMBO 3	1,2D+1.6 (Lr o G) +L
COMBO 4	1.2D+1.0L+0.5 (Lr o G)
COMBO 5	1.2D+1.0E+1.0L
COMBO 6	0.9D
COMBO 7	0.9D+1.0E

D. Carga muerta

- Peso propio del elemento
- Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentes soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisores de espacios.
- Peso del equipo permanente.

L. cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación.

Lr. Carga viva sobre la cubierta

G. Granizo

E. fuerza sísmica reducida de diseño ($E=Fs/R$)

$$R=R_o*\phi_a*\phi_p*\phi_r$$

Donde:

R_o : coeficiente de capacidad de disipación de energía básico = 2.5 Véase tabla A.3.1 NSR-10.

Combos usados para diseño por cargas D, L, G, Sismo X, Sismo Y:

C: Combo

TC: Tipo de Carga



Las combinaciones descritas en este cuadro, en el modelo se presentan como C1 hasta C28

TIPO	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC
COMBINACIONES GRAVITACIONAL	1,4	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0	SX	+	0	SY
	1,2	D	+	1,60	L	+	0,5	L r o G o L e	+	0	SX	+	0	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	1,6	L r o G o L e	+	0	SX	+	0	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0,5	L r o G o L e	+	0	SX	+	0	SY
COMBINACIONES SISMO	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,444	SX	+	0	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,444	SX	+	0	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0	SX	+	0,444	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0	SX	-	0,444	SY
	0,9	D	+	0,90	L	+	0	L r o G o L e	+	0,444	SX	+	0	SY
	0,9	D	+	0,90	L	+	0	L r o G o L e	-	0,444	SX	+	0	SY
	0,9	D	+	0,90	L	+	0	L r o G o L e	+	0	SX	+	0,444	SY
	0,9	D	+	0,90	L	+	0	L r o G o L e	+	0	SX	-	0,444	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,444	SX	+	0,133	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,444	SX	+	0,133	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,444	SX	-	0,133	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,444	SX	-	0,133	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,133	SX	+	0,444	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,133	SX	+	0,444	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,133	SX	-	0,444	SY
	1,2	D	+	1,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,133	SX	-	0,444	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,444	SX	+	0,133	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,444	SX	+	0,133	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,444	SX	-	0,133	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,444	SX	-	0,133	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,133	SX	+	0,444	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,133	SX	+	0,444	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	+	0,133	SX	-	0,444	SY
	0,9	D	+	0,00	L	+	0	L r o G o L e	-	0,133	SX	-	0,444	SY



Combinaciones de carga para el diseño a cortante en vigas de concreto reforzado. (En el modelo se presentan como combinaciones C29 hasta C44).

TIPO	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC
COMBINACIONES PARA CORTANTE DE VIGAS	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	+	0,267	SY
	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	+	0,267	SY
	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	-	0,267	SY
	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	-	0,267	SY
	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,267	SX	+	0,889	SY
	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,267	SX	+	0,889	SY
	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,267	SX	-	0,889	SY
	1,2	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,267	SX	-	0,889	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	+	0,267	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	+	0,267	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	-	0,267	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	-	0,267	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	+	0,267	SX	+	0,889	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	-	0,267	SX	+	0,889	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	+	0,267	SX	-	0,889	SY
	0,9	D	+	0	L	+	0	L r o G o L e	-	0,267	SX	-	0,889	SY

Combinaciones de carga para el diseño a cortante en columnas de concreto reforzado. (En el modelo se presentan como combinaciones C45 hasta C76)

TIPO	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC
COMBINACIONES PARA CORTANTE DE COLUMNAS	1,24	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	+	0,267	SY
	1,24	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	+	0,267	SY
	1,24	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	-	0,267	SY
	1,24	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	-	0,267	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	+	0,267	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	+	0,267	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,889	SX	-	0,267	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,889	SX	-	0,267	SY
	1,24	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	+	0,267	SX	+	0,889	SY
	1,24	D	+	1	L	+	0	L r o G o L e	-	0,267	SX	+	0,889	SY



	1,24	D	+	1	L	+	0	LroGoLe	+	0,267	SX	-	0,889	SY
	1,24	D	+	1	L	+	0	LroGoLe	-	0,267	SX	-	0,889	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	LroGoLe	+	0,267	SX	+	0,889	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	LroGoLe	-	0,267	SX	+	0,889	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	LroGoLe	+	0,267	SX	-	0,889	SY
	1,16	D	+	1	L	+	0	LroGoLe	-	0,267	SX	-	0,889	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,889	SX	+	0,267	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,889	SX	+	0,267	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,889	SX	-	0,267	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,889	SX	-	0,267	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,889	SX	+	0,267	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,889	SX	+	0,267	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,889	SX	-	0,267	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,889	SX	-	0,267	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,267	SX	+	0,889	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,267	SX	+	0,889	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,267	SX	-	0,889	SY
	0,94	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,267	SX	-	0,889	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,267	SX	+	0,889	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,267	SX	+	0,889	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	+	0,267	SX	-	0,889	SY
	0,86	D	+	0	L	+	0	LroGoLe	-	0,267	SX	-	0,889	SY

Combos de Servicio (En el Modelo se describe como S hasta S6)

TIPO	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC
COMBINACIONES PARA CIMENTACIÓN	1,00	D	+	1,00	L	+	1,00	LroGoLe	+	0,000	SX	+	0,000	SY
	1,00	D	+	0,75	L	+	0,75	LroGoLe	+	0,210	SX	+	0,000	SY
	1,00	D	+	0,75	L	+	0,75	LroGoLe	+	0,000	SX	+	0,210	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,00	LroGoLe	+	0,280	SX	+	0,000	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,00	LroGoLe	+	0,000	SX	+	0,280	SY
	0,60	D	+	0,60	L	+	0,00	LroGoLe	+	0,280	SX	+	0,000	SY
	0,60	D	+	0,60	L	+	0,00	LroGoLe	+	0,000	SX	+	0,280	SY



Combos de derivas (En el modelo se describen como D1 a D6)

TIPO	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC
COMBINACIONES PARA DERIVAS	1,00	D	+	1,00	L	+	1,000	SX	+	0,000	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,000	SX	+	1,00	SY
	1,00	D	+	1,00	L	-	1,000	SX	+	0,000	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,000	SX	-	1,000	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	1,000	SX	+	0,300	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,300	SX	+	1,000	SY

Combos de umbral de daño (En el modelo se describen como DUD1 a DUD6)

TIPO	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC	signo	C	TC
COMBINACIONES PARA UMBRAL	1,00	D	+	1,00	L	+	1,000	SX	+	0,000	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,000	SX	+	1,00	SY
	1,00	D	+	1,00	L	-	1,000	SX	+	0,000	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,000	SX	-	1,000	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	1,000	SX	+	0,300	SY
	1,00	D	+	1,00	L	+	0,300	SX	+	1,000	SY

3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.

El análisis sísmico para esta edificación se realizará siguiendo los lineamientos del análisis sísmico modal espectral de acuerdo con A.5 de la NSR-10.

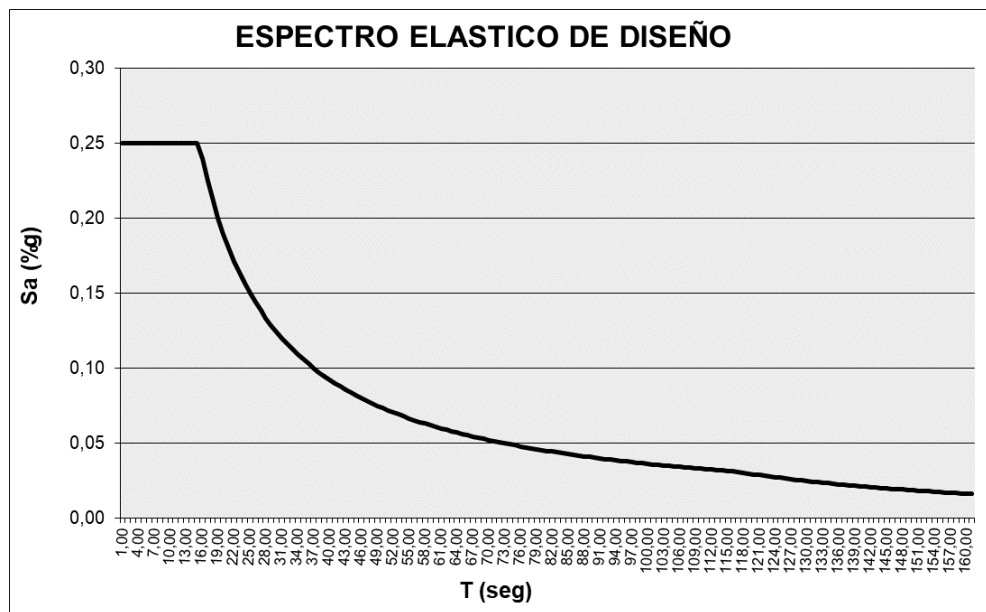
3.1 Fuerza Horizontal Equivalente (FHE).

En este cálculo se tiene en cuenta las condiciones geológicas, sísmicas y lugar de construcción para de esta manera obtener el periodo de vibración en base a las condiciones de localización de proyecto.

Localización:	Leticia
Zona de amenaza sísmica:	Baja
Tipo de perfil de suelo:	D
Grupo de uso:	III
Coficiente de importancia:	I 1,25
Coficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva:	Aa 0,05



Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva:	Av	0,05
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos cortos):	Fa	1,60
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos intermedios):	Fv	2,40



Periodos de vibración.

Se utiliza metodología consignada en A.4.2.1 El valor del período fundamental de la edificación, T , debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$$

1.1) Periodo de vibración aproximado

Calculo del periodo de vibración aproximado (T_a)

$T_a = C_t \cdot h^{\dot{\alpha}}$ donde C_t y $\dot{\alpha}$ tienen los valores dados en la tabla A.4.2-1

$C_t = 0,047$

$\dot{\alpha} = 0,9$



$$h = 4,60$$

$$T_a = 0,1856$$

Alternativamente, para edificaciones de 12 pisos o menos con altura de piso H_p , no mayores a 3 metros cuyo sistema estructural de proyección sísmica este compuesto por proyección resistente a momentos de concreto reforzado o acero estructural, el periodo de vibración aproximado T_a , en s, puede determinarse por medio de la siguiente ecuación, donde N es el número de pisos de la edificación.

$$T_a = 0.10 \times N$$

$$T_a = 0,1$$

1.2) Cálculo coeficiente $C_u \cdot T_a$

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v \cdot F_v \text{ (} C_u \text{ no debe ser menor a } 1,2 \text{)}$$

$$C_u = 1,606 \approx 1,606$$

El valor de T_x y T_y , calculado a partir de las propiedades del sistema de resistencia sísmica, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural utilizando un modelo matemático linealmente elástico o mediante la ecuación A.4.2-1, NO puede exceder $C_u \cdot T_a$.

1.3) Cálculo coeficiente S_a

$$\text{dirección en X; } S_a = 0,25$$

$$\text{dirección en Y; } S_a = 0,25$$

1.5) Cálculo Cortante sísmico Basal V_s

$$V_s = M \times g \times S_a$$

$$V_{sx} = 58,789 \text{ Ton} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 0,25s = 144,18 \text{ KN}$$

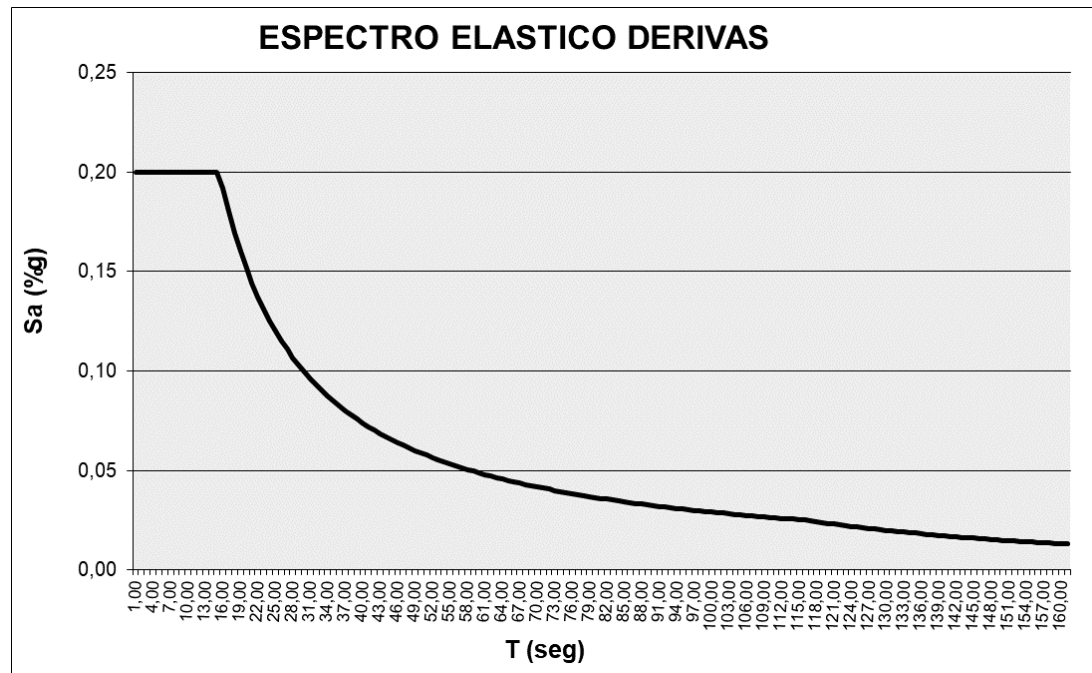
$$V_{sy} = 58,789 \text{ Ton} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 0,25s = 144,18 \text{ KN}$$

- Espectro elástico para derivas de acuerdo con A.6.2.1.2 de la NSR-10.

Localización:	Leticia	
Zona de amenaza sísmica:	Baja	
Tipo de perfil de suelo:	D	
Grupo de uso:	I	
Coeficiente de importancia:	I	1,00
Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva:	Aa	0,05



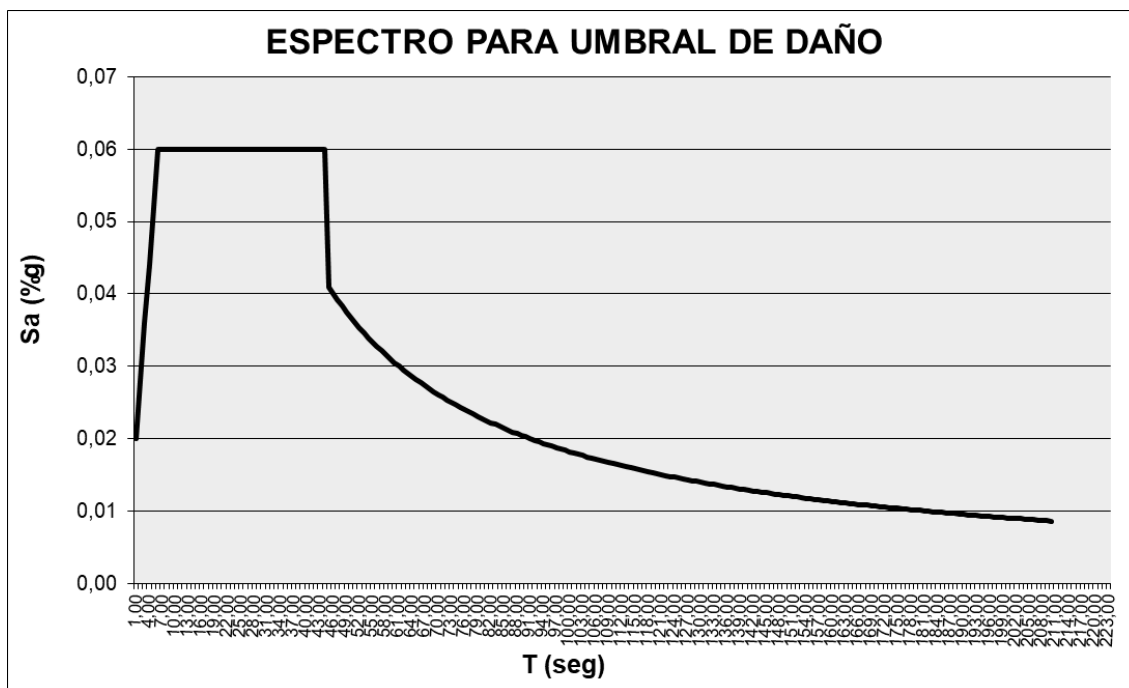
Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva:	Av	0,05
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos cortos):	Fa	1,60
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos intermedios):	Fv	2,40



Espectro para umbral de daño de acuerdo con A.12 de la NSR-10.

Se incluye el valor de $A_d=0,02$

Localización:	Leticia	
Zona de amenaza sísmica:	Baja	
Tipo de perfil de suelo:	D	
Grupo de uso:	III	
Coeficiente de importancia:	I	1,25
Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva:	Aa	0,05
Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva:	Av	0,05
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos cortos):	Fa	1,60
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos intermedios):	Fv	2,40



3.2 Reacción de la estructura.

Load, Case/Combo	FX kN	FY kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
DinX Max	130,346	0	0	599,5918	285,1971
DinY Max	0	114,6294	527,295	0	859,2432

Ajuste dinámico de la estructura teniendo en cuenta un factor de 90% de la FHE según A.5 de la NSR-10.

$$DinX: 0.90 * \frac{144,18 \text{ kN}}{130,346 \text{ kN}} = 0,996$$

$$DinY: 0.90 * \frac{144,18 \text{ kN}}{114,346 \text{ kN}} = 1,132$$

Por tal razón es necesario realizar el ajuste del cortante basal de acuerdo con A.5 de la NSR-10, para ello, se adiciona una combinación donde el factor de ajuste se realizará obteniendo así los siguientes resultados.

Load, Case/Combo	FX kN	FY kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
ADX Max	130,346	0	0	599,5918	285,1971
ADY Max	0	129,5312	595,8434	0	970,9448



Se realizo el mismo procedimiento para el análisis con el espectro de derivas y con el de umbral de daño obteniendo asó los siguientes resultados:

- Ajuste a espectro de base con espectro de derivas.

Load, Case/Combo	FX kN	FY kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
DerivasX Max	104,2768	0	0	479,6734	228,1577
DerivasY Max	0	91,7035	421,836	0	687,3946

Load, Case/Combo	FX kN	FY kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
ADDX Max	104,2768	0	0	479,6734	228,1577
ADDY Max	0	103,6249	476,6747	0	776,7559

- Ajuste a espectro de base con espectro de umbral de daño.

Load, Case/Combo	FX kN	FY kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
UmbralX Max	31,283	0	0	143,902	68,4473
UmbralY Max	0	27,511	126,5508	0	206,2184

Load, Case/Combo	FX kN	FY kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
ADUDX Max	31,283	0	0	143,902	68,4473
ADUDY Max	0	31,0875	143,0024	0	233,0268

3.3 Chequeo de derivas.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Disp X	Disp Y	Drift X	Drift Y
				mm	mm		
Story1	2	2	D1 Max	7,509	-0,646	0,16%	0,01%
Story1	2	2	D2 Max	1,958	12,998	0,04%	0,28%
Story1	2	2	D3 Max	7,509	-0,646	0,16%	0,01%
Story1	2	2	D4 Max	1,958	12,998	0,04%	0,28%
Story1	2	2	D5 Max	8,08	3,597	0,18%	0,08%



Story1	2	2	D6 Max	4,194	13,148	0,09%	0,29%
Story1	3	3	D1 Max	7,444	-0,646	0,16%	0,01%
Story1	3	3	D2 Max	1,893	12,998	0,04%	0,28%
Story1	3	3	D3 Max	7,444	-0,646	0,16%	0,01%
Story1	3	3	D4 Max	1,893	12,998	0,04%	0,28%
Story1	3	3	D5 Max	8,014	3,597	0,17%	0,08%
Story1	3	3	D6 Max	4,129	13,148	0,09%	0,29%
Story1	5	5	D1 Max	7,532	-1,277	0,16%	0,03%
Story1	5	5	D2 Max	2,245	10,715	0,05%	0,23%
Story1	5	5	D3 Max	7,532	-1,277	0,16%	0,03%
Story1	5	5	D4 Max	2,245	10,715	0,05%	0,23%
Story1	5	5	D5 Max	8,187	2,323	0,18%	0,05%
Story1	5	5	D6 Max	4,486	10,717	0,10%	0,23%
Story1	6	6	D1 Max	7,457	-1,277	0,16%	0,03%
Story1	6	6	D2 Max	2,17	10,715	0,05%	0,23%
Story1	6	6	D3 Max	7,457	-1,277	0,16%	0,03%
Story1	6	6	D4 Max	2,17	10,715	0,05%	0,23%
Story1	6	6	D5 Max	8,112	2,323	0,18%	0,05%
Story1	6	6	D6 Max	4,411	10,717	0,10%	0,23%
Story1	8	8	D1 Max	7,577	-0,899	0,16%	0,02%
Story1	8	8	D2 Max	2,818	14,709	0,06%	0,32%
Story1	8	8	D3 Max	7,577	-0,899	0,16%	0,02%
Story1	8	8	D4 Max	2,818	14,709	0,06%	0,32%
Story1	8	8	D5 Max	8,402	3,941	0,18%	0,09%
Story1	8	8	D6 Max	5,07	14,867	0,11%	0,32%
Story1	9	9	D1 Max	7,483	-0,899	0,16%	0,02%
Story1	9	9	D2 Max	2,724	14,709	0,06%	0,32%
Story1	9	9	D3 Max	7,483	-0,899	0,16%	0,02%
Story1	9	9	D4 Max	2,724	14,709	0,06%	0,32%
Story1	9	9	D5 Max	8,307	3,941	0,18%	0,09%
Story1	9	9	D6 Max	4,976	14,867	0,11%	0,32%
Derivas máximas						0,18%	0,32%

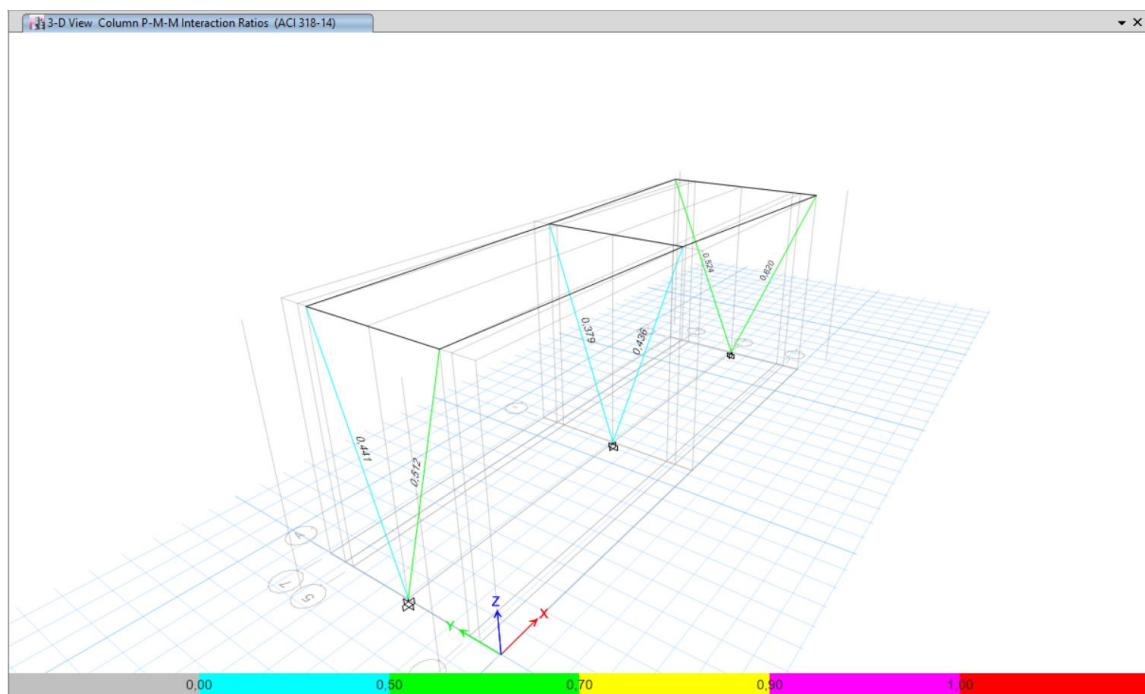


3.4 Chequeo de umbral de daño.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Dispt X	Disp Y	Drift X	Drift Y
				mm	mm		
Story1	2	2	DUD1 Max	2,292	-0,996	0,05%	0,02%
Story1	2	2	DUD2 Max	0,627	3,097	0,01%	0,07%
Story1	2	2	DUD3 Max	2,292	-0,996	0,05%	0,02%
Story1	2	2	DUD4 Max	0,627	3,097	0,01%	0,07%
Story1	2	2	DUD5 Max	0,798	4,37	0,02%	0,10%
Story1	2	2	DUD6 Max	0,798	4,37	0,02%	0,10%
Story1	3	3	DUD1 Max	2,226	-0,996	0,05%	0,02%
Story1	3	3	DUD2 Max	0,561	3,097	0,01%	0,07%
Story1	3	3	DUD3 Max	2,226	-0,996	0,05%	0,02%
Story1	3	3	DUD4 Max	0,561	3,097	0,01%	0,07%
Story1	3	3	DUD5 Max	0,732	4,37	0,02%	0,10%
Story1	3	3	DUD6 Max	0,732	4,37	0,02%	0,10%
Story1	5	5	DUD1 Max	2,302	-1,282	0,05%	0,03%
Story1	5	5	DUD2 Max	0,716	2,316	0,02%	0,05%
Story1	5	5	DUD3 Max	2,302	-1,282	0,05%	0,03%
Story1	5	5	DUD4 Max	0,716	2,316	0,02%	0,05%
Story1	5	5	DUD5 Max	0,913	3,396	0,02%	0,07%
Story1	5	5	DUD6 Max	0,913	3,396	0,02%	0,07%
Story1	6	6	DUD1 Max	2,227	-1,282	0,05%	0,03%
Story1	6	6	DUD2 Max	0,641	2,316	0,01%	0,05%
Story1	6	6	DUD3 Max	2,227	-1,282	0,05%	0,03%
Story1	6	6	DUD4 Max	0,641	2,316	0,01%	0,05%
Story1	6	6	DUD5 Max	0,837	3,396	0,02%	0,07%
Story1	6	6	DUD6 Max	0,837	3,396	0,02%	0,07%
Story1	8	8	DUD1 Max	2,322	-1,268	0,05%	0,03%
Story1	8	8	DUD2 Max	0,895	3,414	0,02%	0,07%
Story1	8	8	DUD3 Max	2,322	-1,268	0,05%	0,03%
Story1	8	8	DUD4 Max	0,895	3,414	0,02%	0,07%
Story1	8	8	DUD5 Max	1,142	4,867	0,02%	0,11%
Story1	8	8	DUD6 Max	1,142	4,867	0,02%	0,11%
Story1	9	9	DUD1 Max	2,228	-1,268	0,05%	0,03%



Story1	9	9	DUD2 Max	0,8	3,414	0,02%	0,07%
Story1	9	9	DUD3 Max	2,228	-1,268	0,05%	0,03%
Story1	9	9	DUD4 Max	0,8	3,414	0,02%	0,07%
Story1	9	9	DUD5 Max	1,048	4,867	0,02%	0,11%
Story1	9	9	DUD6 Max	1,048	4,867	0,02%	0,11%
Derivas máximas						0,05%	0,11%





4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

4.1 Diseño de vigas (Anexo 1).

4.2 Diseño de Columnas (Anexo 2).

4.3 Diseño de Cimentación (Anexo 3)

5. DISEÑO DE ELEMENTOS QUE NO HACEN PARTE DEL SRS.

5.1 Diseño de Elementos no estructurales (Anexo 4).

5.2 Diseño de losa (Anexo 5).

5.3 Clasificación contra incendios (Anexo 6).

5.4 Cantidades de Materiales (Anexo 7)



6. RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES.

Cualquier información respecto al procedimiento se deberá consultar al calculista, cualquier modificación no contemplada exonera al consultor de toda responsabilidad.

Las memorias de cálculo hacen parte integral de los planos estructurales.

El material de concreto a utilizar en construcción debe ser:

- Concreto no menor $F'c=28$ MPa para cimentación
- Concreto no menor $F'c=28$ MPa Vigas y Columnas.
- Acero $F_y=420$ MPa

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con NSR10 C.3.5

El refuerzo de malla electrosoldada debe cumplir las normas ASTM A184 Y NSR10 C3.5.4

El diseño estructural está basado en los requerimientos mínimos establecidos en las normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR 10.

Se debe realizar ensayos para el control de calidad de los materiales según lo establecido NSR 10 y NTC, deben ser tomados muestreos por fundidas. La muestra comprende 7 cilindros (2 cilindros para fallar a los 7 días, 2 para fallar a los 14 días, 2 para fallar a los 28 días y un cilindro como testigo).

Cualquier modificación total o parcial al diseño estructural debe ser supervisado y aprobado por el ingeniero calculista, de no ser así cualquier perjuicio ocasionado sobre la estructura por modificaciones no aprobadas exoneran al ingeniero calculista de toda responsabilidad.

El Summary Report del proyecto se adjunta como anexo en medio magnético según lo establecido en A.5.3.1 de la NSR-10.

Ing. Ferney Smith Prieto A.
ESP. EN ESTRUCTURAS
T.P. 15202 - 882989-BYC

Ing. Ferney Smith Prieto
Especialista en Estructuras
15202-382989 BYC



Diseño de vigas (Anexo 1).

El diseño de vigas se realizó por el método de la resistencia última utilizando los momentos máximos obtenidos en el modelo estructural, el detallado del diseño de las vigas más críticas se utilizó como herramientas de apoyo Etabs y MathCAD.

Se realiza control de deflexiones de las vigas con mayor luz y las cuales presentan condiciones de esfuerzos más crítico dando cumplimiento a lo establecido en C.9.5 de la NSR-10 y cumpliendo con los requisitos de disipación de energía para vigas DES de acuerdo con C.21 de la NSR-10.

Datos de Salida a flexión.

Label	Story	Section	Location	(-) Moment kN-m	(-) Combo	As Top mm ²	(+) Moment kN-m	(+) Combo	As Bot mm ²
B1	Story1	VG 30x30	End-I	-33,1813	C20	384	16,5907	C20	236
B1	Story1	VG 30x30	Middle	-8,2953	C20	123	15,7538	C3	236
B1	Story1	VG 30x30	End-J	-29,4536	C20	339	15,7085	C20	236
B2	Story1	VG 30x30	End-I	-19,5529	C20	236	9,7765	C20	146
B2	Story1	VG 30x30	Middle	-4,8882	C20	72	9,442	C20	141
B2	Story1	VG 30x30	End-J	-15,505	C20	233	9,2472	C20	138
B3	Story1	VG 30x30	End-I	-16,2874	C28	236	10,4773	C28	156
B3	Story1	VG 30x30	Middle	-4,93	C20	73	8,9246	C20	133
B3	Story1	VG 30x30	End-J	-16,2874	C28	236	11,0744	C20	165
B4	Story1	VG 30x30	End-I	-30,266	C16	349	15,133	C16	227
B4	Story1	VG 30x30	Middle	-9,4533	C16	141	17,1765	C3	236
B4	Story1	VG 30x30	End-J	-37,813	C16	441	16,1921	C20	236
B5	Story1	VG 30x30	End-I	-40,5824	C16	475	15,7917	C24	236
B5	Story1	VG 30x30	Middle	-10,1456	C16	151	21,4973	C3	244
B5	Story1	VG 30x30	End-J	-33,0428	C16	382	16,5214	C16	236
B6	Story1	VG 30x30	End-I	-36,4787	C16	424	18,2393	C16	236
B6	Story1	VG 30x30	Middle	-11,4661	C16	171	29,5474	C2	340
B6	Story1	VG 30x30	End-J	-45,8644	C16	541	22,9322	C16	261
B7	Story1	VG 30x30	End-I	-49,313	C16	586	24,6565	C16	281
B7	Story1	VG 30x30	Middle	-12,3282	C16	184	34,3725	C2	398
B7	Story1	VG 30x30	End-J	-39,1846	C16	458	16,9361	C20	236



Datos de Salida a cortante.

Label	Story	Section	Location	V kN	V Combo	At mm ² /m	T for At kN-m	T Combo At	At Torsion mm ² /m	T for As kN-m	T Combo As	As Torsion mm ²
B1	Story1	VG 30x30	End-I	57,6323	CV36	330,2	0,6545	CV42	0	0,6545	CV42	0
B1	Story1	VG 30x30	Middle	12,5645	CV42	210,92	0,6545	CV42	0	0,6545	CV42	0
B1	Story1	VG 30x30	End-J	55,7207	CV36	298,11	0,6545	CV42	0	0,6545	CV42	0
B2	Story1	VG 30x30	End-I	38,3796	CV36	515,42	0,5495	CV42	0	0,5495	CV42	0
B2	Story1	VG 30x30	Middle	30,3553	CV36	407,65	0,5495	CV42	0	0,5495	CV42	0
B2	Story1	VG 30x30	End-J	35,768	CV36	480,34	0,5495	CV42	0	0,5495	CV42	0
B3	Story1	VG 30x30	End-I	42,1155	CV36	565,59	0,4962	CV42	0	0,4962	CV42	0
B3	Story1	VG 30x30	Middle	36,3288	CV36	487,87	0,4962	CV42	0	0,4962	CV42	0
B3	Story1	VG 30x30	End-J	39,1305	CV36	525,5	0,4962	CV42	0	0,4962	CV42	0
B4	Story1	VG 30x30	End-I	30,5406	CV42	410,14	4,1625	CV42	0	4,1625	CV42	0
B4	Story1	VG 30x30	Middle	27,0241	CV42	362,92	4,1625	CV42	0	4,1625	CV42	0
B4	Story1	VG 30x30	End-J	32,8487	CV42	441,14	4,1625	CV42	0	4,1625	CV42	0
B5	Story1	VG 30x30	End-I	34,8972	CV42	468,65	3,9225	CV42	0	3,9225	CV42	0
B5	Story1	VG 30x30	Middle	28,7692	CV42	386,35	3,9225	CV42	0	3,9225	CV42	0
B5	Story1	VG 30x30	End-J	32,6823	CV42	438,9	3,9225	CV42	0	3,9225	CV42	0
B6	Story1	VG 30x30	End-I	33,1523	CV42	445,22	4,3037	CV42	0	4,3037	CV42	0
B6	Story1	VG 30x30	Middle	29,6358	CV42	397,99	4,3037	CV42	0	4,3037	CV42	0
B6	Story1	VG 30x30	End-J	35,4604	CV42	476,21	4,3037	CV42	0	4,3037	CV42	0
B7	Story1	VG 30x30	End-I	37,575	CV42	504,61	4,7593	CV42	0	4,7593	CV42	0
B7	Story1	VG 30x30	Middle	31,4471	CV42	422,32	4,7593	CV42	0	4,7593	CV42	0
B7	Story1	VG 30x30	End-J	35,3601	CV42	474,87	4,7593	CV42	0	4,7593	CV42	0



DISEÑO A TRACCIÓN VIGA CRITICA DES 30x30cm

$$b := 0.30 \text{ m}$$

$$h := 0.30 \text{ m}$$

$$r := 4 \text{ cm}$$

$$\phi_f := 0.95 \text{ cm}$$

$$\phi_l := 1.27 \text{ cm}$$

$$d := h - r - \phi_f - (0.5 \cdot \phi_l)$$

$$\epsilon_{acero} := 200000 \text{ MPa}$$

$$f'_c := 28 \text{ MPa}$$

$$F_y := 420 \text{ MPa}$$

$$Mu_a := 48.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$K := 0.85$$

$$\epsilon_{uc} := 0.003$$

$$\epsilon_t := 0.005$$

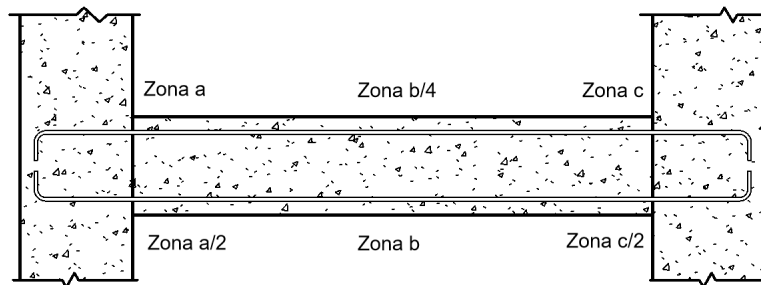
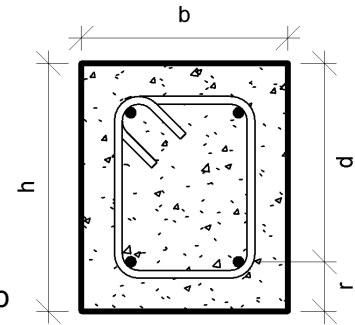
$$\epsilon_y := \frac{F_y}{\epsilon_{acero}} = 0.0021$$

$$\rho_{balanceada} := \left(0.85 \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot K \cdot \left(\frac{\epsilon_{uc}}{\epsilon_{uc} + \epsilon_y} \right) \right) = 0.02833$$

Cuantía balanceada.

$$\rho_{max} := \frac{(\rho_{balanceada} \cdot (0.003 + \epsilon_y))}{\epsilon_t + 0.003} = 0.01806$$

Cuantía máxima



Cálculo de acero a tracción zona a

$$k_a := \frac{Mu_a}{b \cdot d^2} = 2688.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$m := \frac{F_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647$$

$$\rho_{min} := 0.00333$$

$$\rho_{diseño_a} := \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot k_a}{0.9 \cdot F_y}} \right) = 0.00763$$

$$\rho_a = 0.00763$$

Cuantía para diseño zona a.

$$As_a := b \cdot d \cdot \rho_a = 558.558 \text{ mm}^2$$

Acero de diseño.



Cálculo de acero a tracción zona b

$$Mu_b := 10.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k_b := \frac{Mu_b}{b \cdot d^2} = 580.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_{\text{diseño}_b} := \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot k_b}{0.9 \cdot Fy}} \right) = 0.00156$$

$\rho_b = 0.00333$ Cuantía para diseño zona b.

$$As_b := b \cdot d \cdot \rho_b = 243.906 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero a tracción zona c

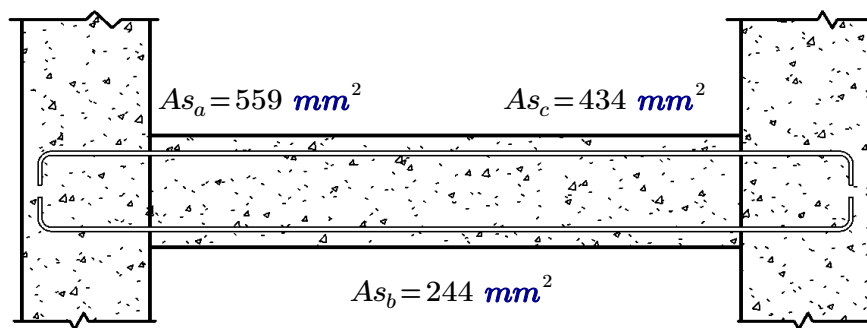
$$Mu_c := 37.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k_c := \frac{Mu_c}{b \cdot d^2} = 2121.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_{\text{diseño}_c} := \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot k_c}{0.9 \cdot Fy}} \right) = 0.00592$$

$\rho_c = 0.00592$ Cuantía para diseño zona c.

$$As_c := b \cdot d \cdot \rho_c = 434 \text{ mm}^2$$





DISEÑO A CORTANTE

$$V_u := 40.96 \text{ kN}$$

Cortante de viga

$$\phi V_c := \phi \cdot 0.17 \cdot \sqrt{28} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 59.3 \text{ kN}$$

Resistencia de cortante del concreto

$$\phi V_s := \text{abs}(V_u - \phi V_c) = 18.339 \text{ kN}$$

Fuerza cortante que asuman los flejes

$$S := \frac{0.75 \cdot 71 \text{ mm}^2 \cdot 2 \cdot F_y \cdot b}{\phi V_s} = 73.17 \text{ cm}$$

Separación de flejes de diseño

Revisión C.21.5.3.2 NSR-10

$$S_a := \frac{d}{4} = 6.104 \text{ cm}$$

a) D/4

$$S_b := 6 \cdot 1.59 \text{ cm} = 9.54 \text{ cm}$$

b) 6 veces el diametro de la barra longitudinal mas pequeña

$$S_c := 15 \text{ cm}$$

c) 150mm

Separación de flejes en la Zona Confinada

$$s := \min(S, S_a, S_b, S_c) = 6.104 \text{ cm}$$

Separación de flejes en la Zona No Confinada

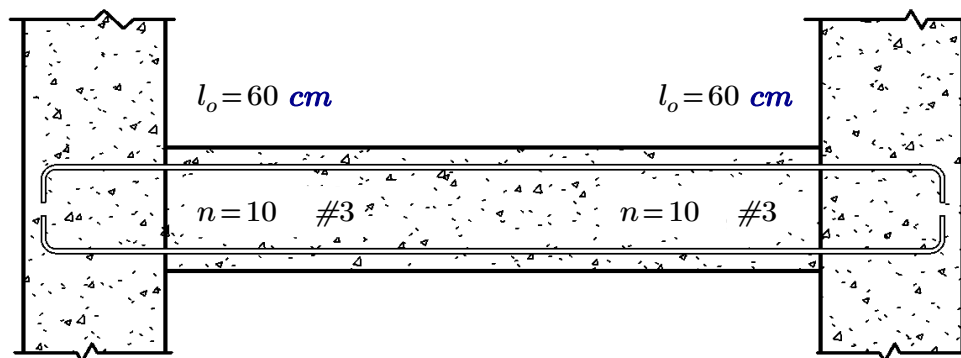
$$s_{nc} := \frac{d}{2} = 12.208 \text{ cm}$$

Longitud minima de zona de confinamiento

$$l_o := 2 \cdot h = 0.6 \text{ m}$$

Numero de flejes 3/8"

$$n := \frac{l_o}{s} = 10$$





Control de deflexiones

$$\begin{aligned}\gamma_c &:= 24 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} && \text{Densidad del Concreto} \\ l_v &:= 5.50 \text{ m} && \text{Longitud de viga a borde de apoyos} \\ E_c &:= 3900 \cdot \sqrt{28} \cdot \text{MPa} && \text{Modulo de elasticidad del concreto} \\ I &:= \frac{b \cdot h^3}{12} && \text{Inercia de Viga}\end{aligned}$$

Cargas

$$\begin{aligned}L_D &:= 9.85 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} & L_L &:= 0.98 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} & L_{PP} &:= b \cdot h \cdot \gamma_c = 2.16 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \\ w_o &:= L_{PP} + L_D + L_L = 12.99 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}\end{aligned}$$

Deflexión Admisible Tb. C.9.5 (b)

$$\Delta_{adm} := \frac{l_v}{480} = 11.458 \text{ mm}$$

Deflexión del sistema

$$\Delta_{max} := \frac{w_o \cdot l_v^4}{348 \cdot E_c \cdot I} = 2.452 \text{ mm}$$

Revisión = "Ok Cumple deflexión maxima"

Deflexión a largo plazo

$$\begin{aligned}\xi &:= 2 && \text{Factor dependiente de tiempo (5 años) C.9.5.2.5 NSR-10} \\ \rho' &:= 0.00333 && \text{Valor de la mitad de la luz apoyos simples o continuos}\end{aligned}$$

$$\lambda_\Delta := \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} = 1.7145 \quad \text{Ecuación (C.9-11) C.9.5.2.5 NSR-10}$$

$$\Delta_{lp} := (\lambda_\Delta \cdot \Delta_{max}) + \Delta_{max} = 6.656 \text{ mm}$$

Revisión₁ = "Ok Cumple deflexión maxima"

Deflexión inmediata de viga por programa ETABS



$$\Delta_{etabs} := 3.93 \text{ mm}$$

$$\Delta_{adm} = 11.458 \text{ mm}$$

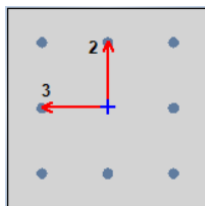
Ok Cumple deflexión máxima



Diseño de Columnas (Anexo 2).

Se presentará el cálculo de la columna más crítica, apoyando la descripción del cálculo por medio de la curva de interacción de columna con el programa MathCAD y ETABS.

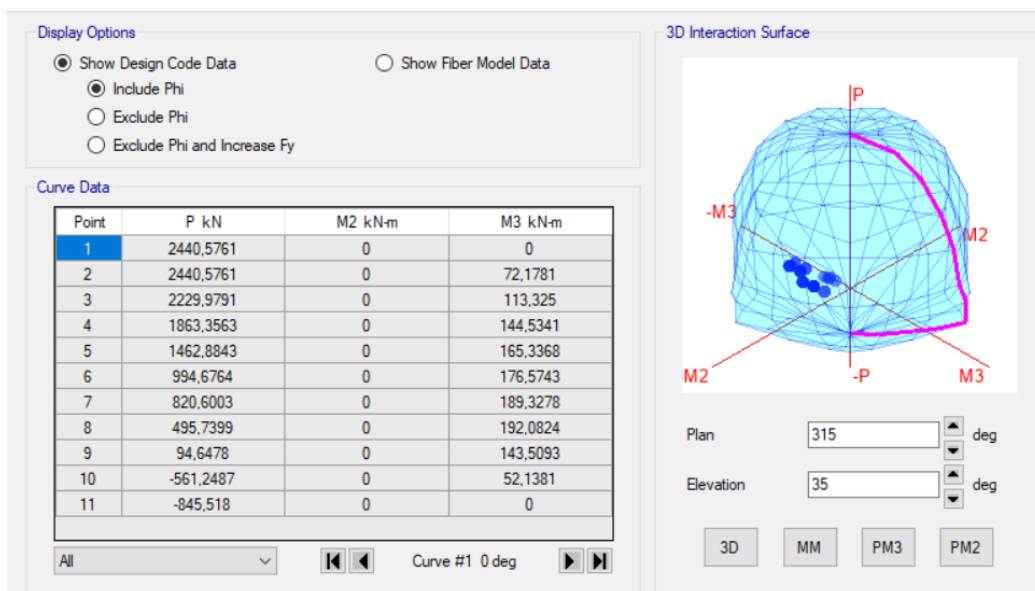
Para el chequeo y comprobar que la columna cumple con las solicitaciones, se hace un chequeo con el software ETABS con la curva de interacción de columnas.



Ubicando así las 8 barras de refuerzo (8#6) en la columna de 40x40.

Se crea la curva de interacción de la columna y se carga con la fuerza que debe resistir según combo crítico y se verifica el comportamiento con los demás combos.

- Curva de interacción columna 40x40 cm todas las combinaciones.



Se satisface con sección y acero para cada combinación.



- Flexo compresión de columnas

Story	Label	Unique Name	Design Section	Station mm	Design /Check	Status	PMM Ratio	PMM Combo	As,min mm²	As mm²
Story1	D1	1	CT1 40x40	0	Check	No Message	0,441	C28	1600	2271
Story1	D1	1	CT1 40x40	2397	Check	No Message	0,18	C20	1600	2271
Story1	D1	1	CT1 40x40	4794	Check	No Message	0,206	C20	1600	2271
Story1	D2	2	CT1 40x40	0	Check	No Message	0,512	C20	1600	2271
Story1	D2	2	CT1 40x40	2397	Check	No Message	0,155	C28	1600	2271
Story1	D2	2	CT1 40x40	4794	Check	No Message	0,252	C20	1600	2271
Story1	D3	3	CT1 40x40	0	Check	No Message	0,379	C28	1600	2271
Story1	D3	3	CT1 40x40	2427,1	Check	No Message	0,147	C20	1600	2271
Story1	D3	3	CT1 40x40	4854,1	Check	No Message	0,184	C16	1600	2271
Story1	D4	4	CT1 40x40	0	Check	No Message	0,436	C20	1600	2271
Story1	D4	4	CT1 40x40	2427,1	Check	No Message	0,122	C28	1600	2271
Story1	D4	4	CT1 40x40	4854,1	Check	No Message	0,2	C16	1600	2271
Story1	D5	5	CT1 40x40	0	Check	No Message	0,524	C28	1600	2271
Story1	D5	5	CT1 40x40	2498,1	Check	No Message	0,23	C20	1600	2271
Story1	D5	5	CT1 40x40	4996,2	Check	No Message	0,309	C20	1600	2271
Story1	D6	6	CT1 40x40	0	Check	No Message	0,62	C20	1600	2271
Story1	D6	6	CT1 40x40	2498,1	Check	No Message	0,195	C20	1600	2271
Story1	D6	6	CT1 40x40	4996,2	Check	No Message	0,36	C20	1600	2271

Mid Bar As mm²	Corner Bar As mm²	V Major Combo	At V Major mm²/m	V Minor Combo	At V Minor mm²/m	Warnings	Errors
284	284	C28	219,9	C16	184,64	No Message	No Message
284	284	C28	192,06	C16	184,64	No Message	No Message
284	284	C20	212,66	C16	184,64	No Message	No Message
284	284	C20	260,34	C16	205,36	No Message	No Message
284	284	C20	223,22	C16	205,36	No Message	No Message
284	284	C20	186,09	C16	205,36	No Message	No Message
284	284	C28	194,9	C16	166,74	No Message	No Message
284	284	C28	162,93	C16	166,74	No Message	No Message
284	284	C20	174,43	C16	166,74	No Message	No Message
284	284	C20	241,47	C16	169,81	No Message	No Message
284	284	C20	198,84	C16	169,81	No Message	No Message
284	284	C20	156,21	C16	169,81	No Message	No Message
284	284	C20	288,67	C16	191,48	No Message	No Message
284	284	C20	235,05	C16	191,48	No Message	No Message
284	284	C28	194,67	C16	191,48	No Message	No Message
284	284	C20	344,1	C16	210,51	No Message	No Message
284	284	C20	290,47	C16	210,51	No Message	No Message
284	284	C20	236,84	C16	210,51	No Message	No Message



- Cortante de columnas.

Label	Story	Section	Location	V Major kN	Major Combo	At Major mm ² /m	V Minor kN	Minor Combo	At Minor mm ² /m
D1	Story1	CT1 40x40	Top	31,9285	CC56	388,64	25,1044	CC48	305,57
D1	Story1	CT1 40x40	Bottom	32,6472	CC72	397,39	25,1044	CC48	305,57
D2	Story1	CT1 40x40	Top	29,7452	CC60	362,06	26,8064	CC48	326,29
D2	Story1	CT1 40x40	Bottom	35,9697	CC56	437,83	26,8064	CC48	326,29
D3	Story1	CT1 40x40	Top	25,8299	CC56	314,4	26,5774	CC48	323,5
D3	Story1	CT1 40x40	Bottom	27,6844	CC72	336,98	26,5774	CC48	323,5
D4	Story1	CT1 40x40	Top	24,3331	CC60	296,19	26,8296	CC48	326,57
D4	Story1	CT1 40x40	Bottom	31,5101	CC56	383,54	26,8296	CC48	326,57
D5	Story1	CT1 40x40	Top	30,552	CC72	371,88	25,1782	CC48	306,47
D5	Story1	CT1 40x40	Bottom	38,5689	CC56	469,46	25,1782	CC48	306,47
D6	Story1	CT1 40x40	Top	34,0166	CC56	414,05	26,7423	CC48	325,51
D6	Story1	CT1 40x40	Bottom	43,1222	CC56	524,89	26,7423	CC48	325,51



DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNA 40x40

Geometria de Columna.

$$b := 40 \text{ cm}$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$A_g := b \cdot h = 1600 \text{ cm}^2$$

$$rec := 5 \text{ cm}$$

Datos de diseño

$$\phi := 0.65 \quad f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_u := 0.003$$

$$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{ty} := 0.002 \quad E_s := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

01- Distribucion de las barras:

$$barras := \begin{bmatrix} \frac{6}{8} & \frac{6}{8} & \frac{6}{8} \\ \frac{6}{8} & 0 & \frac{6}{8} \\ \frac{6}{8} & \frac{6}{8} & \frac{6}{8} \end{bmatrix} \text{ in} \quad barras = \begin{bmatrix} 0.019 & 0.019 & 0.019 \\ 0.019 & 0 & 0.019 \\ 0.019 & 0.019 & 0.019 \end{bmatrix} \text{ m}$$

02- Número de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 3 \quad k := \text{rows}(barras) = 3$$

03 - Area de cada barra de acero en forma de matriz:

$$A_{so} := \pi \cdot \frac{barras^2}{4} = \begin{bmatrix} 2.85 & 2.85 & 2.85 \\ 2.85 & 0 & 2.85 \\ 2.85 & 2.85 & 2.85 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

04 - Area de cada fila de que momentan:

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{so} \hat{i} = [8.551 \quad 5.7 \quad 8.551] \text{ cm}^2$$

05 - Area total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 22.802 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} = 0.014$$



06 - Ubicación de las filas de acero:

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$d_1 := rec + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 5.953 \text{ cm}$$

$$sep := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 14.048 \text{ cm}$$

07 - Creación del vector "d" con la ubicación de las filas de acero:

$$i := 2 .. n$$

$$d_i := d_{i-1} + sep \quad d = \begin{bmatrix} 5.953 \\ 20 \\ 34.048 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

08 - Caso de compresión prura:

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st}$$

$$\phi P_{n,max} := \phi \cdot 0.80 \cdot P_0$$

$$\phi P_{n,max} = 244.99 \text{ tonnef} \quad \phi P_{n,max} = (2.403 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

09 - Caso de compresión y flexión:

$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$$

a - Esfuerzo de cada fila de acero:

$$f_s(i, a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_i}{c(a)} \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, F_y) \end{array} \right\| \quad \begin{array}{l} - \text{Tracción} \\ + \text{Compresión} \end{array}$$

b - Factor de minoración

$$d_t := \max(d) = 34.05 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), 0.65 \right) \end{array} \right\|$$



c - Capacidad axial minorada de la columna:

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi P_{n.max} \right)$$

d - Momento resistente minorado:

$$\phi M_n(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

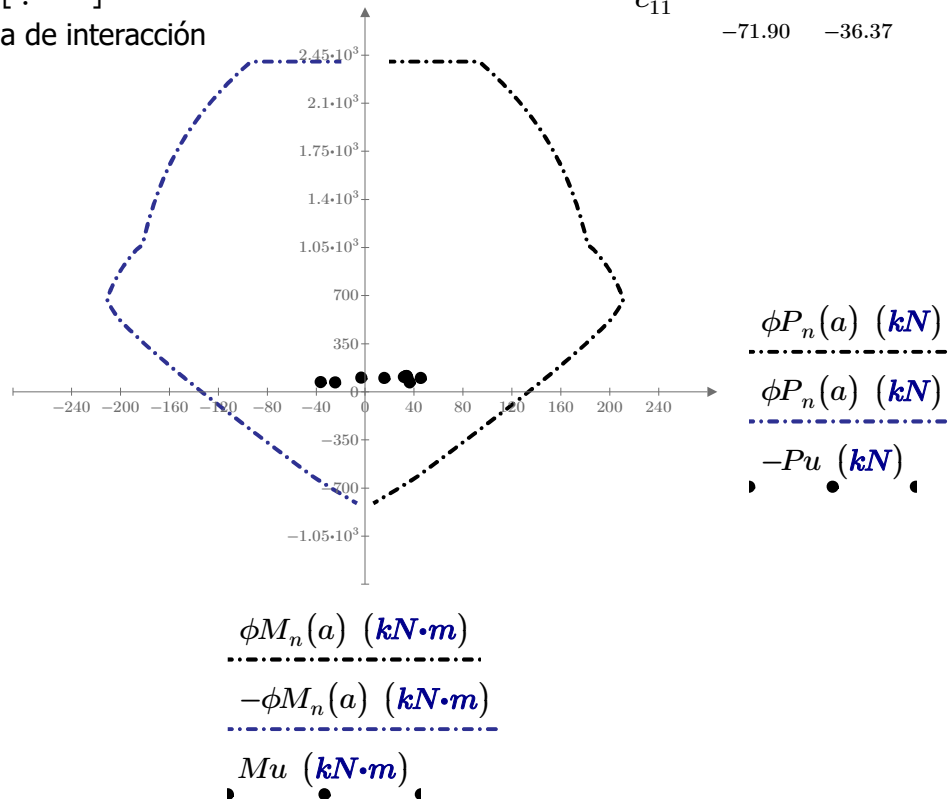
c - Rango de valores de "a"

$$a := 0, \frac{h}{100} \dots h$$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.004 \\ 0.008 \\ 0.012 \\ 0.016 \\ 0.02 \\ 0.024 \\ 0.028 \\ 0.032 \\ 0.036 \\ 0.04 \\ 0.044 \\ \vdots \end{bmatrix} m$$

	P_u (kN)	M_u ($kN \cdot m$)
c_1	-114.71	33.91
c_2	-112.28	32.84
c_3	-115.61	33.74
c_4	-108.30	31.76
c_5	-100.65	45.43
c_6	-100.65	15.59
c_7	-103.13	34.65
c_8	-103.13	-3.20
c_9	-69.42	-24.56
c_{10}	-69.43	36.37
c_{11}	-71.90	-36.37

10 - Diagrama de interacción





REVISIÓN A CORTANTE DE COLUMNA

Datos de entrada

$b := 400 \text{ mm}$	Base de Columna	$f'_c := 28 \text{ MPa}$	Resistencia de concreto
$h := 400 \text{ mm}$	Altura de Columna	$f_y := 420 \text{ MPa}$	Resistencia del acero
$r := 40 \text{ mm}$	Recubrimiento	$A_{var} := 129 \text{ mm}^2$	Área del estribo
$n_x := 3$	No ramas en X	$n_y := 3$	No ramas en Y
$Ag := b \cdot h$	Area Bruta	$S_1 := 100 \text{ mm}$	Separacion zona confinada

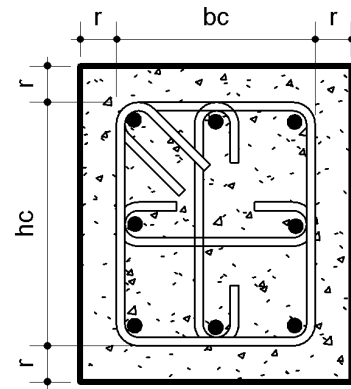
Cálculo de areas.

$$Ag = 160000 \text{ mm}^2 \quad \phi := 0.75$$

Área de acero

$$\begin{aligned} b_c &:= b - 2 \cdot r & h_c &:= h - 2 \cdot r \\ b_c &= 320 \text{ mm} & h_c &= 320 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Ach := b_c \cdot h_c \quad Ach = 102400 \text{ mm}^2$$



Cumplimiento de requisitos en dirección X, para S1

$$Ash_x := 0.30 \cdot \frac{S_1 \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right) \quad Ash_x = 360 \text{ mm}^2 \quad (\text{C.21-7 NSR-10})$$

$$Ash_{xo} := 0.09 \cdot \frac{S_1 \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \quad Ash_{xo} = 192 \text{ mm}^2 \quad (\text{C.21-8 NSR-10})$$

$$Ash_{realx} := n_x \cdot A_{var} = 387 \text{ mm}^2$$

$Ash_x = \text{"OK, Ash real es mayor al requerido"}$

Cumplimiento de requisitos en dirección Y, para S1

$$Ash_y := 0.30 \cdot \frac{S_1 \cdot h_c \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right) \quad Ash_y = 360 \text{ mm}^2 \quad (\text{C.21-7 NSR-10})$$

$$Ash_{yo} := 0.09 \cdot \frac{S_1 \cdot h_c \cdot f'_c}{f_y} \quad Ash_{yo} = 192 \text{ mm}^2 \quad (\text{C.21-8 NSR-10})$$

$$Ash_{realy} := n_y \cdot A_{var} = 387 \text{ mm}^2$$

$Ash_y = \text{"OK, Ash real es mayor al requerido"}$



Cortante en X

$$\phi V_{sx} := \frac{\phi \cdot n_x \cdot A_{var} \cdot f_y}{b \cdot S_1} \quad \phi V_{sx} = 3047.63 \frac{kN}{m^2}$$

$$\phi V_c := \frac{\phi \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \quad \phi V_c = 572.822 \frac{kN}{m^2}$$

$$\phi V_{nx} := (\phi V_{sx} + \phi V_c) \cdot b \cdot (h - r) \quad \phi V_{nx} = 521.344 \text{ kN}$$

Cortante en Y

$$\phi V_{sy} := \frac{\phi \cdot n_y \cdot A_{var} \cdot f_y}{h \cdot S_1} \quad \phi V_{sy} = 3047.63 \frac{kN}{m^2}$$

$$\phi V_c := \frac{\phi \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \quad \phi V_c = 572.822 \frac{kN}{m^2}$$

$$\phi V_{ny} := (\phi V_{sy} + \phi V_c) \cdot h \cdot (b - r) \quad \phi V_{ny} = 521.344 \text{ kN}$$

COMPROBACIÓN DE CORTANTE SEGÚN C.21.3.3

Sentido X

N+00 a N+4.60

$$Mnt_x := -45.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mnb_x := 45.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Lu := 4.30 \text{ m}$$

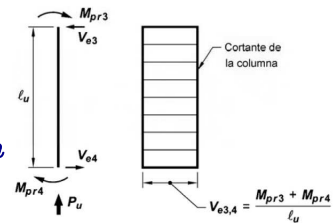
Sentido Y

N+00 a N+5.27

$$Mnt_y := -45.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mnb_y := 45.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Lu := 4.30 \text{ m}$$



$$V_{ux} = -0.016 \text{ kN}$$

$$V_{etabsx} := -18 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = -0.016 \text{ kN}$$

$$V_{etabsy} := -18 \text{ kN}$$

De acuerdo con C.21.3.3 ϕV_{nx} no debe ser menor a V_{ux} y a V_{etabsx} , por tal razón para la dirección X se avala el diseño a cortante.

De acuerdo con C.21.3.3 ϕV_{ny} no debe ser menor a V_{uy} y a V_{etabsy} , por tal razón para la dirección X se avala el diseño a cortante.



Revisión de Cortante

$$\phi_v := 1.9 \text{ cm}$$

$$\phi_e := 1.27 \text{ cm}$$

$$l_l := 4.30 \text{ m}$$

Diametro de la barra longitudinal confinada mas pequeña

Diametro del estribo cerrado de confinamiento

Luz libre de columna

C.21.6.4.3 de la NSR-10 Separación de estribos en zona de confinamiento

$$S_a := 6 \cdot \phi_v = 11.4 \text{ cm}$$

6 veces diametro de la barra longitudinal confinada más pequeña

$$S_b := 16 \cdot \phi_e = 20.32 \text{ cm}$$

16 veces el diametro del estribo cerrado de confinamiento

$$S_c := 100 \text{ mm} + \left(\frac{350 - 200}{3} \right) \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$S_d := 100 \text{ mm}$$

Separación de estribos en la zona confinada

$$S = 10 \text{ cm}$$

C.21.6.4.1 de la NSR-10 Longitud de zona de confinamiento en columnas

$$S_e := \frac{l_l}{6} = 71.67 \text{ cm}$$

Una sexta parte de la luz libre de la columna

$$S_f := \max(b, h) = 40 \text{ cm}$$

Seccion de mayor longitud de columnas

$$S_g := 450 \text{ mm}$$

Longitud minima de confinamiento

$$l_o = 71.667 \text{ cm}$$



CALCULO DE PEDESTALES DE CONCRETO TIPO I

Geometria de Pedestal.

$$b := 900 \text{ cm} \quad h := 900 \text{ cm} \quad A_g := b \cdot h = 810000 \text{ cm}^2 \quad rec := 7.5 \text{ cm}$$

Datos de diseño

$$\begin{aligned} \phi &:= 0.65 & lc &:= 0.5 \text{ m} \\ f'_c &:= 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \varepsilon_u &:= 0.003 & A1 &:= A_g - ((b - rec) \cdot (h - rec)) \\ F_y &:= 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \varepsilon_{ty} &:= 0.002 & E_s &:= 1822433.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

01- Distribucion de las barras:

$$barras := \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & 0 & 0 & 0 & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & 0 & 0 & 0 & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} \end{bmatrix} \text{ in} \quad barras = \begin{bmatrix} 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 \\ 0.016 & 0 & 0 & 0 & 0.016 \\ 0.016 & 0 & 0 & 0 & 0.016 \\ 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 \end{bmatrix} \text{ m}$$

02- Número de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 5 \quad k := \text{rows}(barras) = 4$$

03 - Area de cada barra de acero en forma de matriz:

$$A_{so} := \pi \cdot \frac{barras^2}{4} = \begin{bmatrix} 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

04 - Area de cada fila de que momentan:

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{so} \hat{i} = [7.917 \ 3.959 \ 3.959 \ 3.959 \ 7.917] \text{ cm}^2$$



05 - Area total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 27.711 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} = 3.421 \cdot 10^{-5}$$

06 - Ubicación de las filas de acero:

$$rec = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_1 := rec + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 8.294 \text{ cm}$$

$$sep := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 220.853 \text{ cm}$$

07 - Creación del vector "d" con la ubicación de las filas de acero:

$$i := 2 \dots n$$

$$d_i := d_{i-1} + sep$$

$$d = \begin{bmatrix} 8.294 \\ 229.147 \\ 450 \\ 670.853 \\ 891.706 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

08 - Caso de compresión prura:

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st}$$

$$\phi P_{n,max} := \phi \cdot 0.80 \cdot P_0$$

$$\phi P_{n,max} = (1 \cdot 10^5) \text{ tonnef} \quad \phi P_{n,max} = (9.836 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

09 - Caso de compresión y flexión:

$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$$

a - Esfuerzo de cada fila de acero:



$$f_s(i, a) := \left\| \begin{array}{l} c(a) - d_i \\ \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a)}{\text{sign}(\varepsilon_s) \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, F_y)} \end{array} \right\| \begin{array}{l} -\text{Tracción} \\ +\text{Compresión} \end{array}$$

b - Factor de minoración

$$d_t := \max(d) = 891.71 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), 0.65 \right) \end{array} \right\|$$

c - Capacidad axial minorada del Pedestal:

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi P_{n,max} \right)$$

d - Momento resistente minorado:

$$\phi M_n(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

"Momento horario es positivo y el momento antihorario es negativo"

$$P_{umax} := 210 \text{ kN}$$

$$P_n := 0.45 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left(1 - \left(\frac{lc}{32 \cdot h} \right)^2 \right)$$

Sección sometida a compresión C.22.5.2

$$P_n = 1000863.68 \text{ kN}$$

$$B_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1$$

Sección sometida a compresión por carga de aplastamiento C.22.5.5

$$B_n = 31377.48 \text{ kN}$$

El pedestal satisface condición de superficie sometida a compresión por carga axial mayorada, ya que la fuerza actuante es mucho menor a la resistente.



Diseño de Cimentación (Anexo 3).

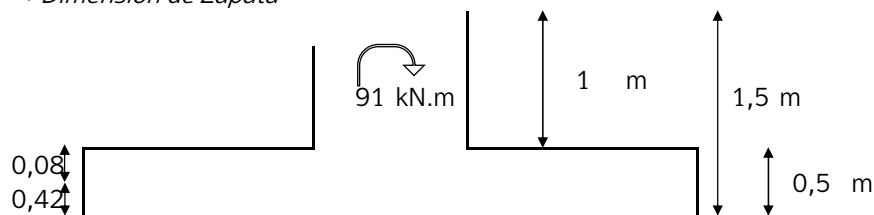
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	1	1	S	10,907	1,077	147,503	-15,4824	15,8584	1,3679
Base	1	1	S1 Max	19,3727	1,2549	155,48	-9,7869	43,3216	1,4248
Base	1	1	S2 Max	10,8818	12,2882	151,6581	39,2883	15,8239	7,3474
Base	1	1	S3 Max	22,2282	1,6733	152,5988	-13,0492	52,522	1,8998
Base	1	1	S4 Max	10,907	16,3843	147,503	52,3843	15,8584	9,7966
Base	1	1	S5 Max	17,8654	1,2425	93,5976	-6,8563	46,1786	1,3526
Base	1	1	S6 Max	6,5442	15,9535	88,5018	58,5773	9,515	9,2494
Base	4	4	S	1,7302	-1,9815	161,834	-17,0193	2,3417	0,5122
Base	4	4	S1 Max	12,8451	-1,4805	163,1812	-12,7475	33,2497	0,8404
Base	4	4	S2 Max	1,8123	7,6664	162,8828	29,3037	2,4638	7,6079
Base	4	4	S3 Max	16,4405	-1,974	162,2319	-16,9967	43,3895	1,1205
Base	4	4	S4 Max	1,7302	10,2218	161,834	39,0715	2,3417	10,1439
Base	4	4	S5 Max	15,7485	-1,1814	97,4983	-10,189	42,4528	0,9157
Base	4	4	S6 Max	1,0381	11,0144	97,1004	45,8792	1,405	9,939
Base	7	7	S	-12,637	0,9045	157,378	-18,46	-18,1192	-1,0324
Base	7	7	S1 Max	-4,8451	1,1312	165,3598	-12,0371	7,0363	-0,3127
Base	7	7	S2 Max	-12,694	13,1981	161,8363	40,857	-18,1976	6,5344
Base	7	7	S3 Max	-2,1718	1,5082	162,0759	-16,0494	15,526	-0,4169
Base	7	7	S4 Max	-12,637	17,5975	157,378	54,476	-18,1192	8,7126
Base	7	7	S5 Max	2,8831	1,1464	99,1247	-8,6654	22,7737	-0,0039
Base	7	7	S6 Max	-7,5823	17,2357	94,4268	61,86	-10,8715	9,1255

Se crea envoltente para combinaciones de servicio y obtener los máximos por columna discriminados en la siguiente tabla.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	1	1	CIM Max	22,2282	16,3843	155,48	58,5773	52,522	9,7966
Base	4	4	CIM Max	16,4405	11,0144	163,1812	45,8792	43,3895	10,1439
Base	7	7	CIM Max	2,8831	17,5975	165,3598	61,86	22,7737	9,1255



→ Dimensión de Zapata



$F_y = 420 \text{ mPa}$
 $F'_c = 28 \text{ mPa}$
 $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_a = 98,8 \text{ kN/m}^2$
 $P_u = 166 \text{ kN}$
 $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
 $b = 0,90 \text{ m}$
 $h = 0,90 \text{ m}$

1. Evaluación del espesor de zapata

1.1 Espesor evaluado según ℓ_d columna.

$\ell_d = 0,30 \text{ m}$
 $\ell_d + r = 0,38 < e \quad \text{Ok}$

$\psi_e = 1$
 $\phi_v = 0,016 \text{ m}$
 $\lambda = 1$

2. Calculo del esfuerzo disponible del suelo (q_e).

$q_e = 69,8 \text{ kN/m}^2$

3. Calculo del area de la zapata.

$A = 2,38 \text{ m}^2$
 $L_{dis} = 2,50 \text{ m} \quad X \quad 1,8 \text{ m}$
 $A_{dis} = 4,5 \text{ m}^2$

4. Calculo del espesfuerzo último del suelo (q_u)

$F.S = 1,5$
 $Y = 0,45 \text{ m}$
 $I = 2,34 \text{ m}^4$

4.1 $q_u = 55,3 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_1 = 54 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_2 = 19,4 \text{ kN/m}^2$

Revision $\sigma_{max} \leq q_e$
 $54,4 \leq 69,8 \quad \text{Ok}$

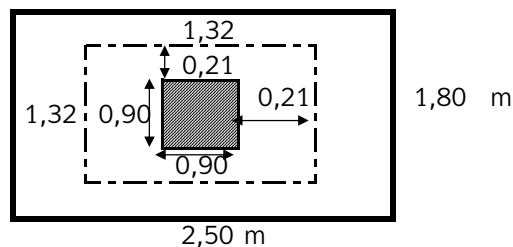
5. Revisión del cortante bidireccional (V_{u2})

$V_{u2} \leq \phi V_c$

$A_p = 1,74 \text{ m}^2$

$V_{u2} = 153 \text{ kN}$

Corte en planta de zapata



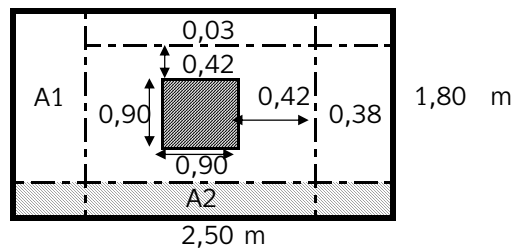


6. Revisión cortante unidireccional (Vu1)

$$\begin{aligned} A1 &= 0,68 \text{ m}^2 \\ A2 &= 0,08 \text{ m}^2 \\ Vu1 &= 37,8 \text{ kN} \rightarrow a \\ Vu1 &= 4,15 \text{ kN} \rightarrow b \end{aligned}$$

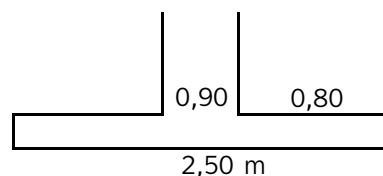
$$Vu1 \leq \phi Vc$$

$$\begin{aligned} \text{a. } 37,8 &\leq 4,2E+06 \text{ Ok} \\ \text{b. } 4,15 &\leq 4,2E+06 \text{ Ok} \end{aligned}$$

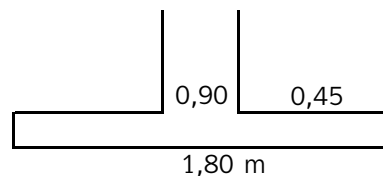


I. Si el vuelo es mayor a dos veces el espesor → posibilidad de comportamiento flexible

$$0,80 > 1 \rightarrow \text{Cimentación rígida}$$



$$0,45 > 1 \rightarrow \text{Cimentación rígida}$$



II. Altura efectiva. $d_{min} \leq d$

$$\lambda = 1 \quad \beta = 0,72 \quad b_o = 5,3 \text{ m} \quad \alpha = 40$$

$$d_{min} \text{ 10,6 mm Ok}$$

$$d_{min} = \frac{Vu1}{\phi * 0,17 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d_{min} \text{ 11 mm Ok}$$

$$d_{min} = \frac{Vu2}{\phi * 0,17 * (1 + \frac{2}{\beta}) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d_{min} \text{ 43,9 mm Ok}$$

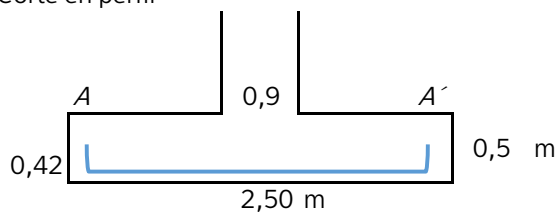
$$d_{min} = \frac{Vu2}{\phi * 0,083 * (\frac{\alpha * d}{b_o} + 2) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d_{min} \text{ 22,1 mm Ok}$$

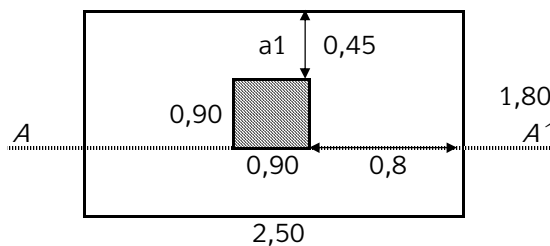
$$d_{min} = \frac{Vu2}{\phi * 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

8. Diseño a flexión.

Corte en perfil



Corte de zapata en planta.





$$W_u = 138 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 14 \text{ kN.m} \quad M_u = \frac{W_u * a1^2}{2}$$

$$K = 31,7602 \text{ kN/m}^2$$

$$m = 17,6$$

$$\rho = 8,408E-05$$

$$\begin{array}{lll} \rho_{min} < \rho_{dis} < \rho_{max} \\ 0,0018 < 0,0001 < 0,0250 \\ & & \text{Ok} \end{array}$$

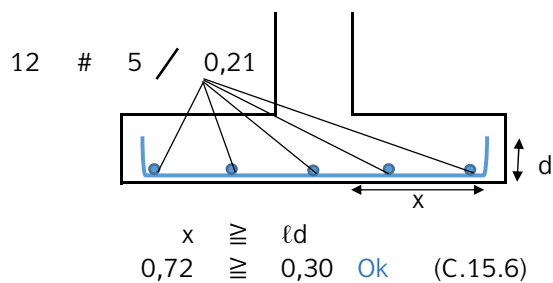
$$\rho_{dis} = 0,0018$$

$$A_s = 0,001890 \text{ m}^2 \quad U_{nd} = 12 \quad \# = 5$$

$$A_{st} = 0,002388 \text{ m}^2 \quad \text{Ok} \quad A = 0,000199 \text{ m}^2$$

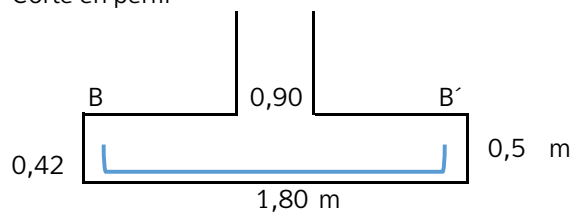
$$\rightarrow 12 \text{ Var } \# 5 @ 0,21 \text{ m}$$

Longitud de desarrollo r.



$$\begin{array}{lll} 0,42 \geq 0,15 \quad \text{Ok} & (\text{C.7.7.1}) \\ 0,42 \geq 0,30 \quad \text{Ok} & (\text{C.2.1.12.2.1}) \end{array}$$

Corte en perfil



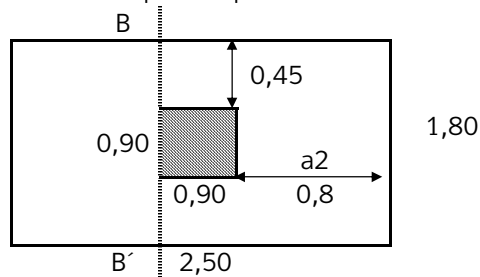
$$W_u = 99,6 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 31,9 \text{ kN.m} \quad M_u = \frac{W_u * a2^2}{2}$$

$$K = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$m = 17,6$$

Corte de zapata en planta.





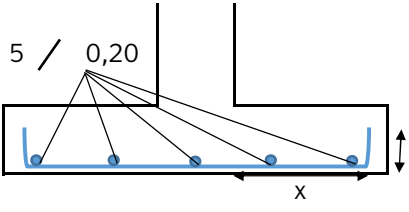
$$\rho = 0,000266$$

$$\begin{array}{lll} \rho_{\min} & < & \rho_{\text{dis}} & < & \rho_{\max} \\ 0,0018 & < & 0,0003 & < & 0,025 \\ & & & & \text{Ok} \end{array}$$

$$\rho_{\text{dis}} = 0,0018$$

$$\begin{array}{llll} A_s = & 0,00136 & \text{m}^2 & \text{Und} = 9 \quad \# = 5 \\ A_{st} = & 0,001791 & \text{m}^2 & \text{Ok} \quad A = 0,000199 \text{ m}^2 \\ \rightarrow & 9 \text{ Var } \# & 5 & @ \quad 0,20 \text{ m} \end{array}$$

Longitud de desarrollo r.



$$\begin{array}{llll} x & \geq & \ell_d & \\ 0,37 & \geq & 0,30 & \text{Ok} \quad (\text{C.15.6}) \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} d & 0,42 & \geq & 0,15 \text{ Ok} \quad (\text{C.7.7.1}) \\ & 0,42 & \geq & 0,30 \text{ Ok} \quad (\text{C.2.1.12.2.1}) \end{array}$$

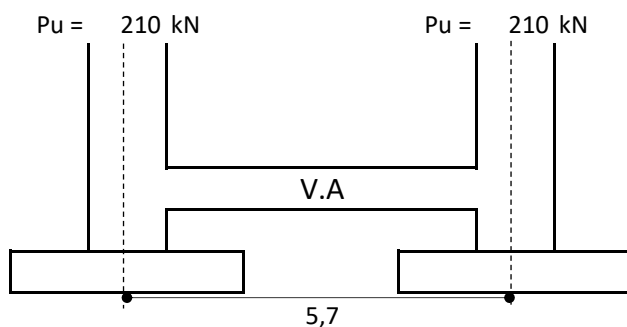
9. Revisión por aplastamiento.

$$P_u \leq (0,85 * F'c) * \phi q * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{C.14.1})$$

$$5,53, \text{E}+04 \leq 1,25, \text{E}+07 \rightarrow \text{No necesita de pedestal}$$



Geometría de la viga de amarre.



$$\begin{aligned} F_y &= 420 \text{ MPa} \\ F'_c &= 28 \text{ MPa} \\ B &= 0,50 \text{ m} \\ H &= 0,50 \text{ m} \\ d &= 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

1. Dimensión de viga. DES

$$\begin{aligned} B &\geq 0,29 \\ B_{dis} &= 0,45 \quad \text{Ok} \end{aligned}$$

2. Carga axial de diseño

$$P_u = 13,1 \text{ kN}$$

3. Diseño a tracción

$$P_u \leq 0,9 \cdot F_y \cdot A_s$$

$$A_s = 0,000035 \text{ cm}^2$$

4. Refuerzo

$$\#V = 4 \quad A_V = 0,000129 \text{ m}^2$$

$$U_{nd} = 5$$

$$A_{dis} = 0,000645 \text{ m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$P_u \leq \phi \cdot 0,75 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s))$$

$$13,1 \leq 2893 \quad \text{Ok}$$

5. Control de asentamientos

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,01 \text{ m} & E &= 20637 \text{ kN/m}^2 \\ M &= 0,099246 \text{ kN.m} & I &= 0,0052 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

6. Diseño a flexión.

Se diseña a flexión por el metodo de resistencia última teniendo en cuenta el uso de cuantía mínima.

$$\rho_{dis} = 0,0033$$



$$A_s = 0,000743 \text{ m}^2$$

$$U_{nd} = 5$$

$$A_{st} = 0,000995 \text{ m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$\# = 5 \quad A = 0,00020 \text{ m}^2$$

7. Cortante

$$\# V \quad 3 \quad D_b = 0,016 \text{ m}$$

Zona confinada DES C.21.5.3.2

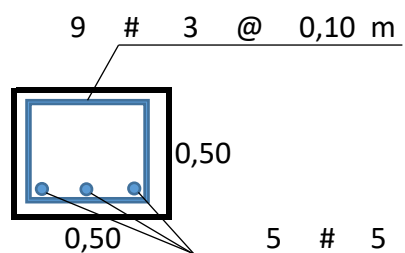
$$s \leq 0,15 \text{ m}$$

$$s \leq 0,11 \text{ m}$$

$$s \leq 0,10 \text{ m}$$

Zona no confinada

$$s \leq 0,23 \text{ m}$$





Elementos no estructurales (Anexo 4).



DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES N1

Datos de entrada $f'_c := 17.5 \text{ MPa}$ $F_y := 420 \text{ MPa}$ $\phi := 0.9$

Espesor de muro $t := 12 \text{ cm}$

Longitud de Muro $L := 4.60 \text{ m}$

Base de la estructura $B := 4.50 \text{ m}$

Masa del muro $M_p := 2.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \cdot L = 1.293 \text{ tonf}$

01-Periodo Fundamental de la edificación

$T_a := 0.1856 \text{ s}$ $I := 1.25$ $A_v := 0.05$

$S_a := 0.25$ $A_a := 0.05$ $F_a := 1.60$

02-Tipos de Anclaje.

Muros divisorios de altura Total $a_p := 1.0$ (Tabla A.9.5-1)

Coeficientes de disipación de energía $R_p := 1.5$ (A.9.4.9 NSR-10)

03-Fuerza Sísmica

Altura total del edificio $h_n := 4.60 \text{ m}$

Altura del nivel de apoyo del elemento $h_x := 0.0 \text{ m}$

$h_{eq} := 0.75 \cdot h_n$ $h_{eq} = 3.45 \text{ m}$

$A_s := A_a \cdot F_a \cdot I$

Si $h_x < h_{eq}$ utilizar $ax1$, si $h_x > h_{eq}$ utilizar $ax2$

$$ax1 := A_s + \frac{(S_a - A_s) \cdot h_x}{h_{eq}}$$

$$ax2 := S_a \cdot \frac{h_x}{h_{eq}}$$

$$F_p' := \frac{A_a \cdot I}{2} \cdot M_p = 0.04 \text{ tonf}$$



Fuerza Sísmica de Diseño.

$$F_p := a_x \cdot \frac{a_p}{R_p} \cdot M_p = 0.086 \text{ tonf} \quad F_p \geq F_p'$$

04-Fuerzas internas y Dimensionamiento

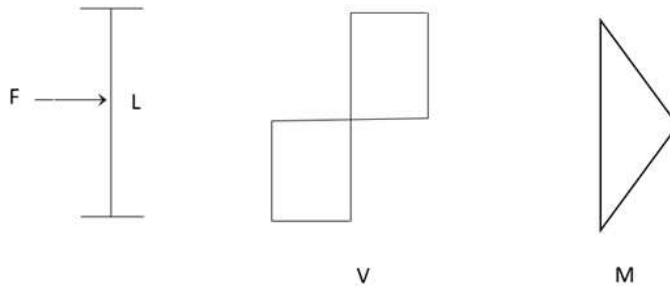
Cortante.

$$R_a := \frac{F_p}{2} \quad R_a = 0.043 \text{ tonf}$$

$$R_b := F_p - R_a \quad R_b = 0.043 \text{ tonf}$$

Momento

$$M_n := R_a \cdot \frac{L}{2} \quad M_n = 0.099 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$



Revisión a flexión

$$b := 10 \text{ cm} \quad h := 10 \text{ cm}$$

$$C := 6 \text{ cm} \quad I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} \quad f_r := 2 \cdot \phi \cdot \sqrt{175} \quad f_r := f_r \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M := f_r \cdot \frac{I_c}{C} \quad M = 0.036 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Separación} = 1.7 \text{ m}$$

Revisión a Cortante.

$$V := 2 \cdot \frac{M}{L} = 0.016 \text{ tonf} \quad V_o := V \cdot \text{numero_dovelas} = 0.043 \text{ tonf}$$

$$m := \frac{F_y}{0.85 \cdot f'_c} \quad k := \frac{M_n}{b \cdot h^2}$$

$$\rho := \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot k}{0.85 \cdot F_y}} \right) \quad A_{st} := b \cdot h \cdot \rho \quad A_{st} = 0.256 \text{ cm}^2$$

$$1V \ \phi 3/8" \ @ \ 1.5m$$



Diseño de losa (Anexo 5).



DISEÑO DE LOSA

- Datos de Entrada

$f'c := 28 \text{ MPa}$	Resistencia a la compresión del concreto
$Fy := 420 \text{ MPa}$	Resistencia a la fluencia del acero
$rec := 2.5 \text{ cm}$	Recubrimiento de losa
$\gamma_c := 24 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	Densidad del concreto
$\gamma_m := 22 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	Densidad de concreto simple
$a := 5.50 \text{ m}$	Lado largo de la losa
$b := 3.28 \text{ m}$	Lado corto de la losa
$t := 0.10 \text{ m}$	Espesor de losa
$\phi := 0.9$	

$Losa(c) = \text{"Losa en dos direcciones"}$

- Cargas

$L := 0.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Carga viva
$D_{muro} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Carga Muerta

- Evaluación de Cargas

$PP := t \cdot \gamma_c = 2.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Peso propio
$A_{finado} := 0.03 \text{ m} \cdot \gamma_m = 0.66 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Peso de afinado de piso
$P_{añete} := 0.00 \text{ m} \cdot \gamma_m = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Peso de pañete

$D = 3.06 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Carga muerta
$U_T = 3.56 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Carga Total

- Diseño

$U := 1.4 \cdot D + 1.6 \cdot L = 5.084 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	Carga total mayorada
---	----------------------

$$W_o = 5.084 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$M_o := \frac{W_o \cdot b^2}{8} = 6.837 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n := \frac{M_o}{\phi} = 7.597 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m := \frac{Fy}{0.85 \cdot f'c} = 17.647$$



$$k := \frac{Mn}{1 \text{ m} \cdot t^2} = 759.663 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\rho := \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot k}{0.9 \cdot F_y}} \right) = 0.00205$$

Cuantía de diseño

$$\rho_{min} := 0.0033$$

Cuantía mínima

- Refuerzo Longitudinal

(Para acero de refuerzo de diametro Q6 = 6.0 mm)

$$As_{min} = 330 \text{ mm}^2$$

Acero minimo por cada metro

$$S_1 = 16.97 \text{ cm}$$

Separación

$$As = 204.66 \text{ mm}^2$$

Acero por diseño

$$S_2 = 27.36 \text{ cm}$$

Separación de diseño

$$A_s := \max(A_{s_{min}}, As) = 330 \text{ mm}^2$$

Acero longitudinal adoptado

$$\lambda := \min(S_1, S_2, 2 \cdot t) = 16.97 \text{ cm}$$

Separación maxima

- Refuerzo Transversal

(Para acero de refuerzo de diametro Q6= 6.0 mm)

$$Ast = 200 \text{ mm}^2$$

Acero transversal

$$S_t = 14.12 \text{ cm}$$

Separación maxima transversal



Clasificación contra incendios (Anexo 6).

De acuerdo con el grupo de ocupación de la edificación se deberá clasificar teniendo en cuenta las especificaciones del título J y K, el cual los define así:

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	

Ilustración 3 Clasificación de subgrupo por NSR-10.

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, A_T m ²	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m ²				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m ²				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Ilustración 4 Categorización contra el fuego



Tabla J.3.4-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834),
en horas, de elementos de una edificación.

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1 ½	1

Ilustración 5 Resistencia requerida contra el fuego en Hrs.

Grupo de ocupación: C

Subgrupo de Ocupación: C-1

Categoría: I

Resistencia requerida contra el fuego:

- Columnas, vigas, viguetas, losas, muros y estructura metálica: 1 horas.

Tabla J.3.5-5
Recubrimiento mínimo de vigas de concreto reforzado, en mm¹.

Tipo de agregado	Ancho de viga, mm.	Resistencia al fuego en horas				
		1	1 ½	2	3	4
Expansión restringida	130	20	20	20	30	30
	180	20	20	20	20	20
	≥ 250	20	20	20	20	20
Expansión no restringida	130	20	30	30	--	--
	180	20	20	20	40	80
	≥ 250	20	20	20	30	40

Ilustración 6 Recubrimientos mínimos de losas y vigas de acuerdo con NSR-10



Cantidad de Materiales (Anexo 7).

1.0 Estructura				
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Total
1.1 Columnas tipo I 40x40cm				
	Concreto	m ³	5,94	5,94
	Acero longitudinal #6	Kg	705,90	705,90
	Acero transversal #4	Kg	8,89	8,89
1.2 Pedestal 90x90cm				
	Concreto	m ³	2,430	2,43
	Acero transversal #3	Kg	45,92	45,92
	Acero longitudinal #5	Kg	24,81	24,81
1.3 Vigas S=50x50cm				
	Concreto	m ³	1,99	1,99
	Acero transversal #3	Kg	90,72	90,72
	Acero longitudinal #5	Kg	140,05	140,05
1.4 Vigas S=30x30cm				
	Concreto	m ³	1,88	1,88
	Acero transversal #3	Kg	238,29	238,29
	Acero longitudinal #4	Kg	194,82	194,82
	Acero longitudinal #5	Kg	77,76	77,76
1.5 Losas				
	Losa e=10cm	m ³	5,31	5,31
2.0 Cimentación				
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Total
2.1 Zapatas				
	Concreto	m ³	6,75	6,75
	Acero longitudinal #5	Kg	247,70	247,70