Mocoa, Marzo - 2025

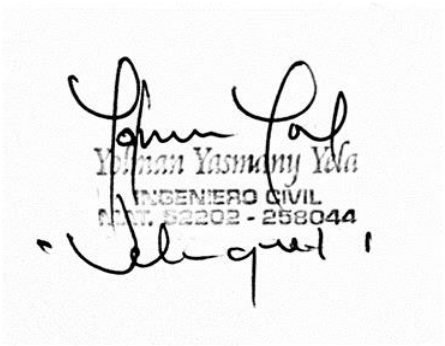
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

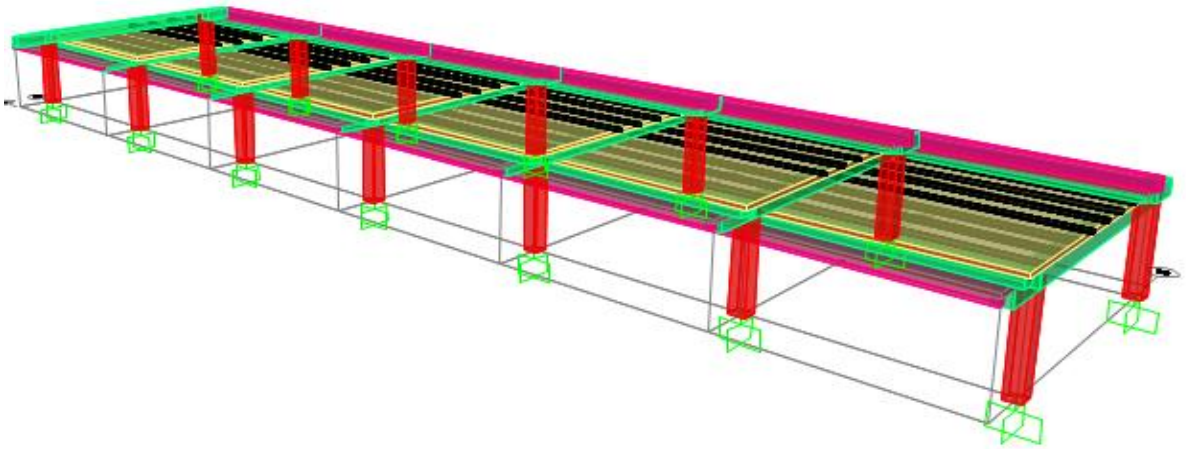
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

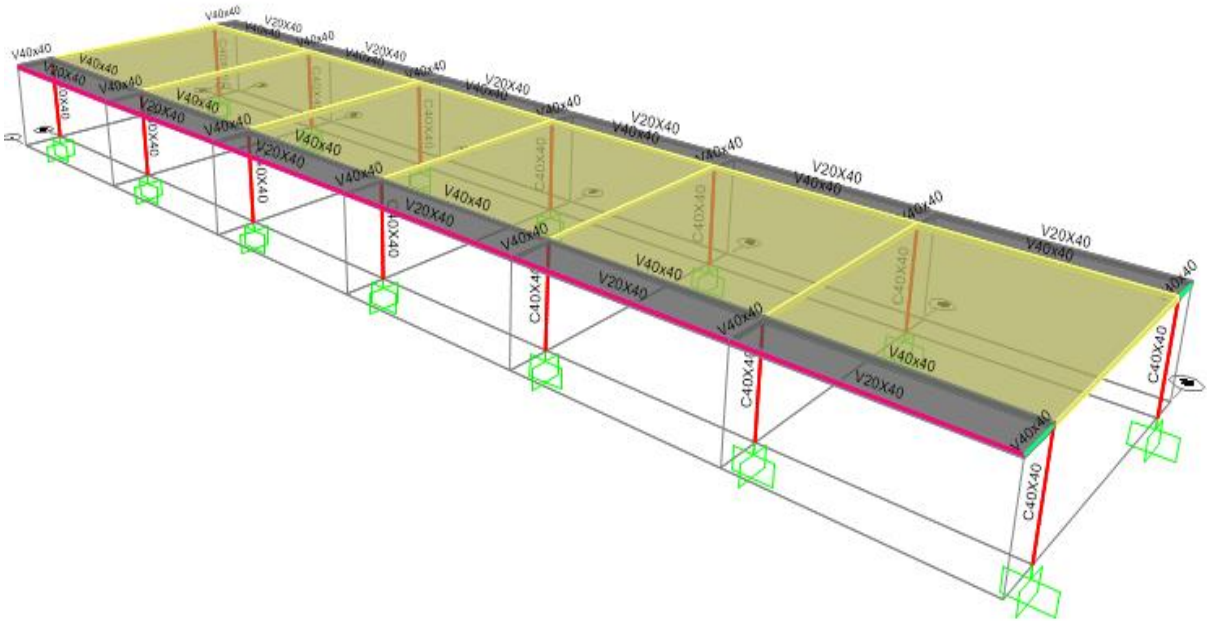


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

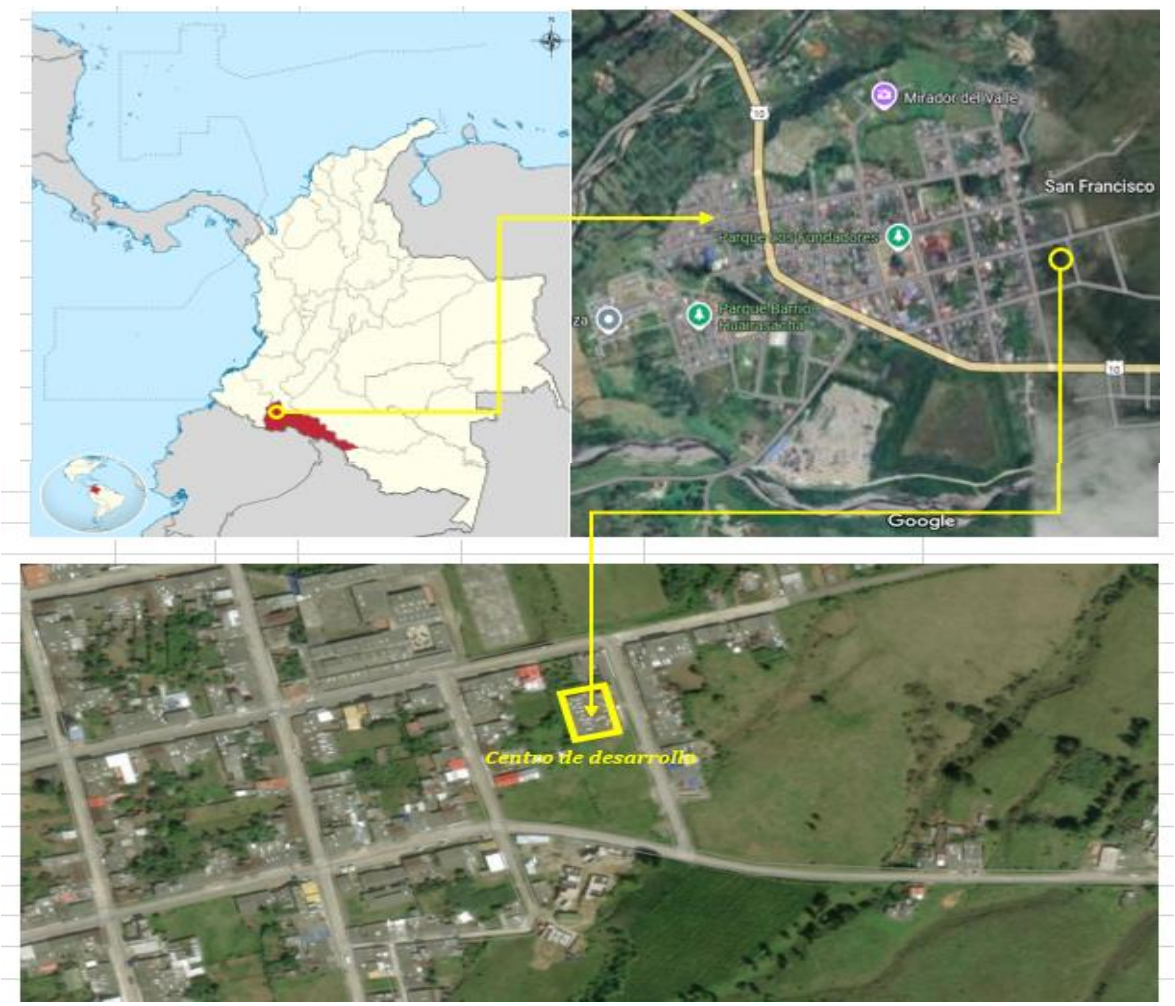


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disociación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 36

Ancho = 7,2

Relación L/A = 5>3 se asume el diafragma como flexible

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso III

Coeficiente de Importancia 1,25

Periodos

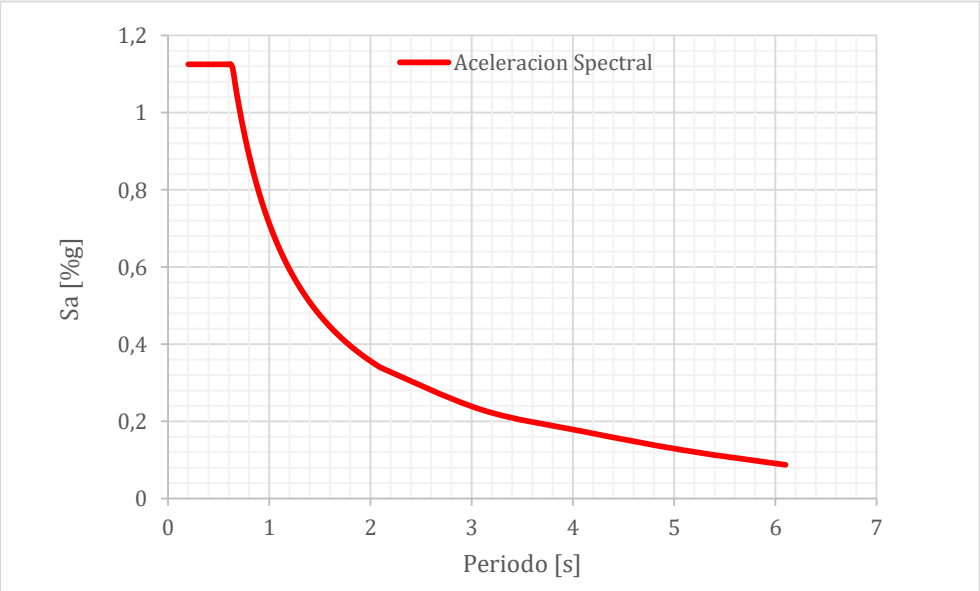
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

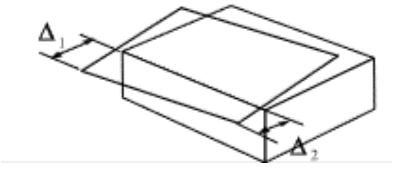
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

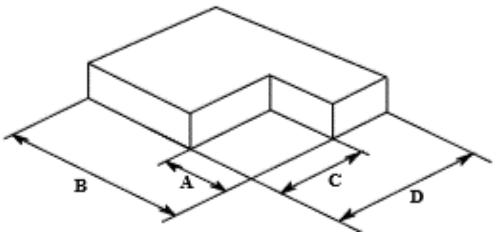
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



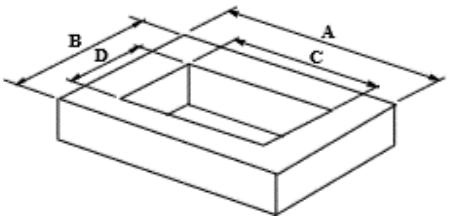
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

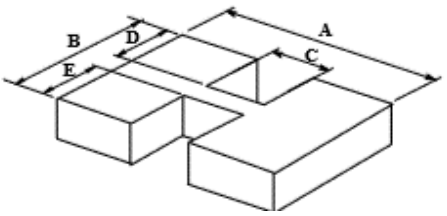
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



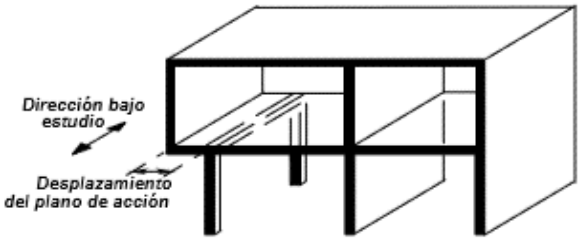
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 No aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

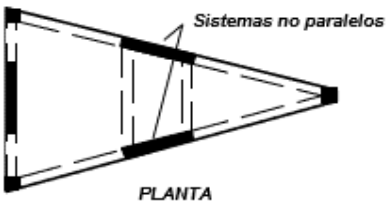


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1

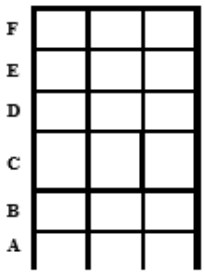


Clasificación de la estructura en planta como Regular

Φp = 1

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

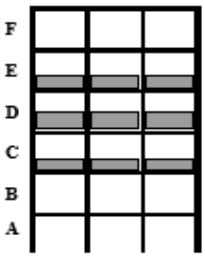


Tipo 1aA No aplica

Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas



Tipo 2aA No aplica

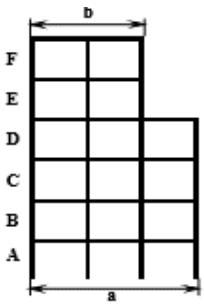
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

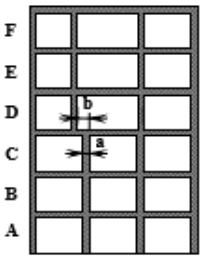
b = 0

Tipo 3A No aplica



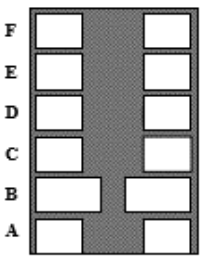
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Regular

$\Phi a = 1$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0{,}75$

Factor de disipación de energía R = 5,25

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

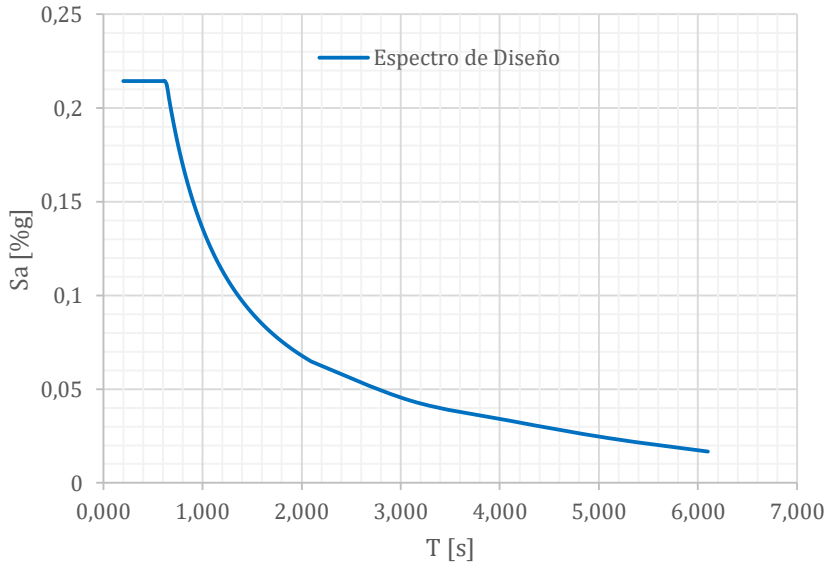
To: 0,03

Tc: 0,12

TL: 0,87

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,214
0,3	0,214
0,4	0,214
0,6	0,214
0,8	0,170
1	0,136
1,1	0,123
1,5	0,090
1,6	0,085
1,9	0,071
2,1	0,065
2,4	0,057



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

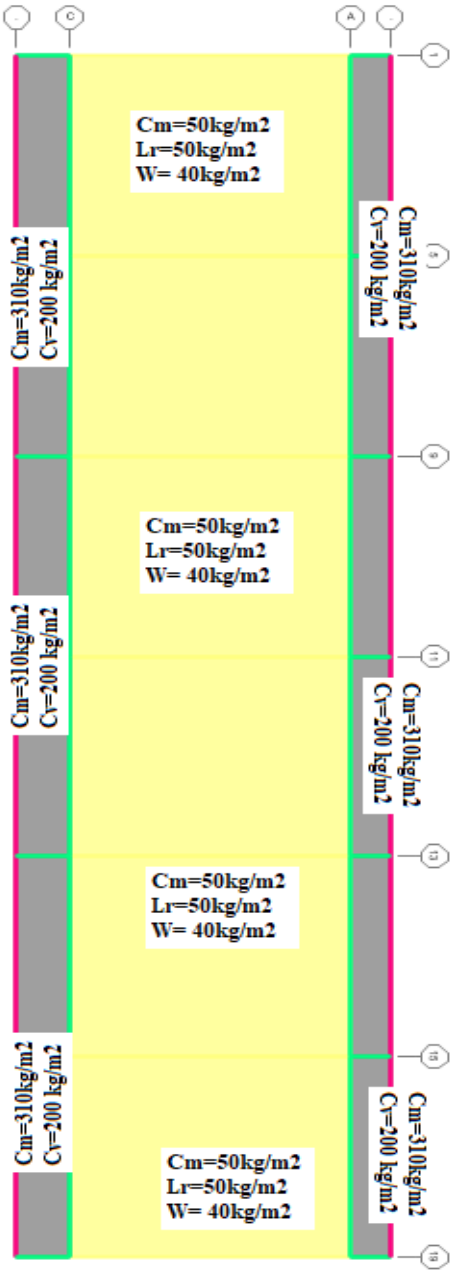
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (v) del piso N + 2,60m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,6	
Periodo Fundamental:	0,11	A.4.2-3
Cu<1.2:	1,16	Cu no puede ser menor que 1.2
TaCu	0,133	

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	124,1
Cortante Basal Estático (Ton)	139,61

8. Cortante Basal

Td = 0,16 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
139,61	139,61	135,2	116,14	0,97	0,83

El cortante dinámico es > 80% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto no se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,83	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,96	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	6	8

Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	6	8	OK	OK

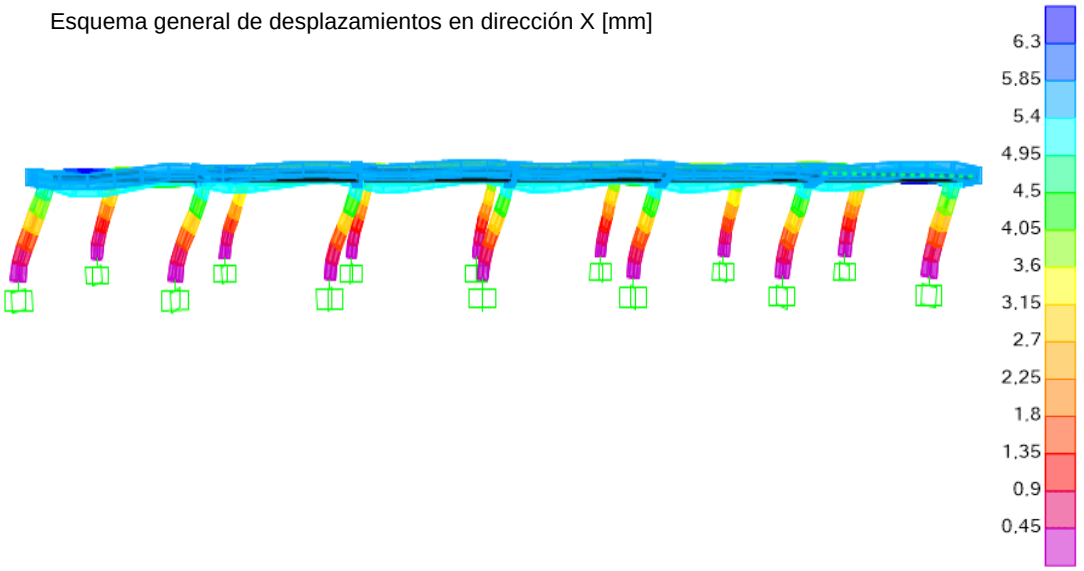
R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

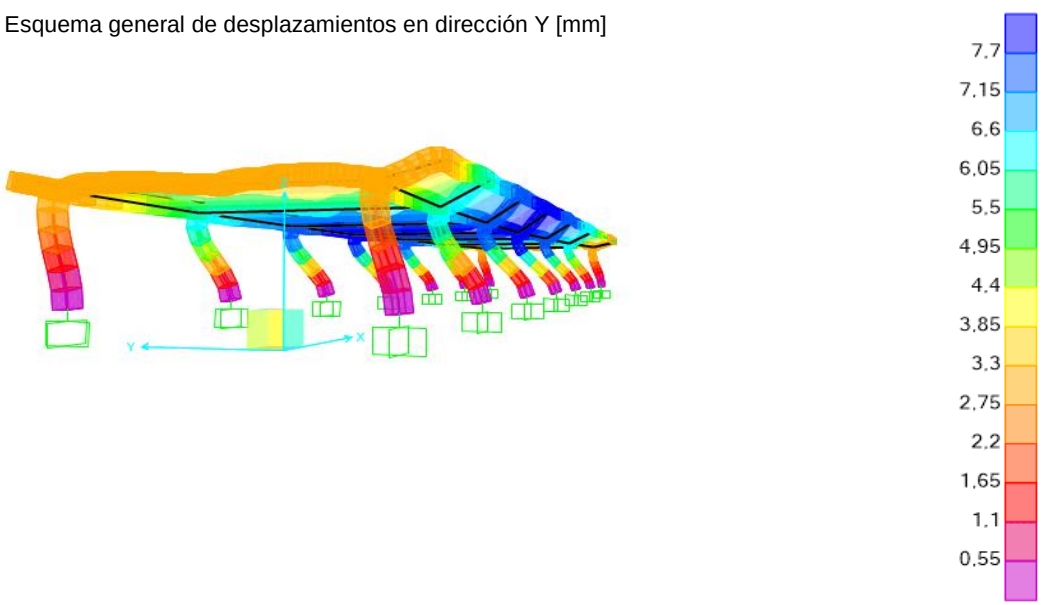
10. Chequeo de Derivas [mm]

Indicador [mm]

Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]

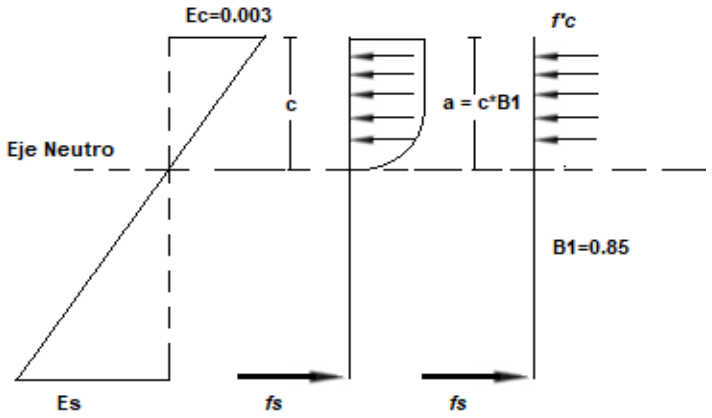


Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]



11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 40x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

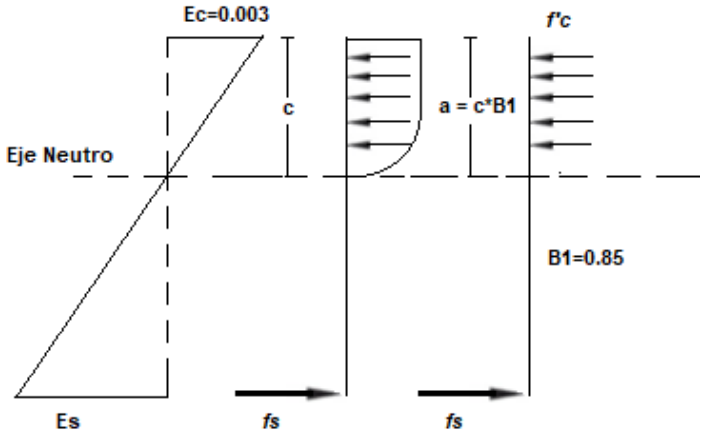
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	400	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	2231,25	mm2
		As min =	466,67	mm2
		As min =	381,88	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 35x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

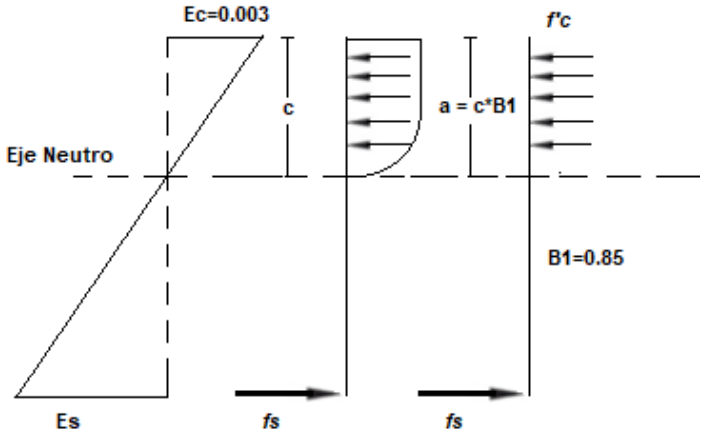
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	350	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	1952,34	mm2
		As min =	408,33	mm2
		As min =	334,15	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

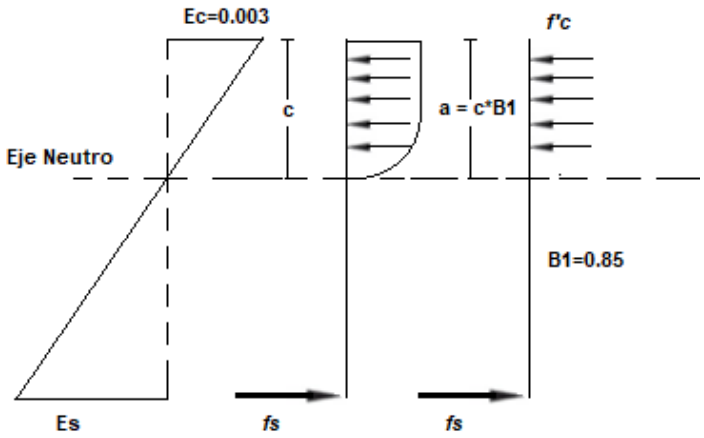
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	1115,63	mm2
		As min =	233,33	mm2
		As min =	190,94	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	1394,53	mm2
		As min =	291,67	mm2
		As min =	238,68	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	400	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	350	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torció, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
1 (A-C)	124	69,529	72,628	142	28,7
C (5-9)	104	69,529	45,961	142	45,4
A (11-13)	96	69,529	35,294	142	59,1
19 (C-A)	110	69,529	53,961	142	38,7

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	8,75	Db (cm) =	1,59		
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95		
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35		
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70		
		No. Estribos	8		
		USE:	8,8		cm

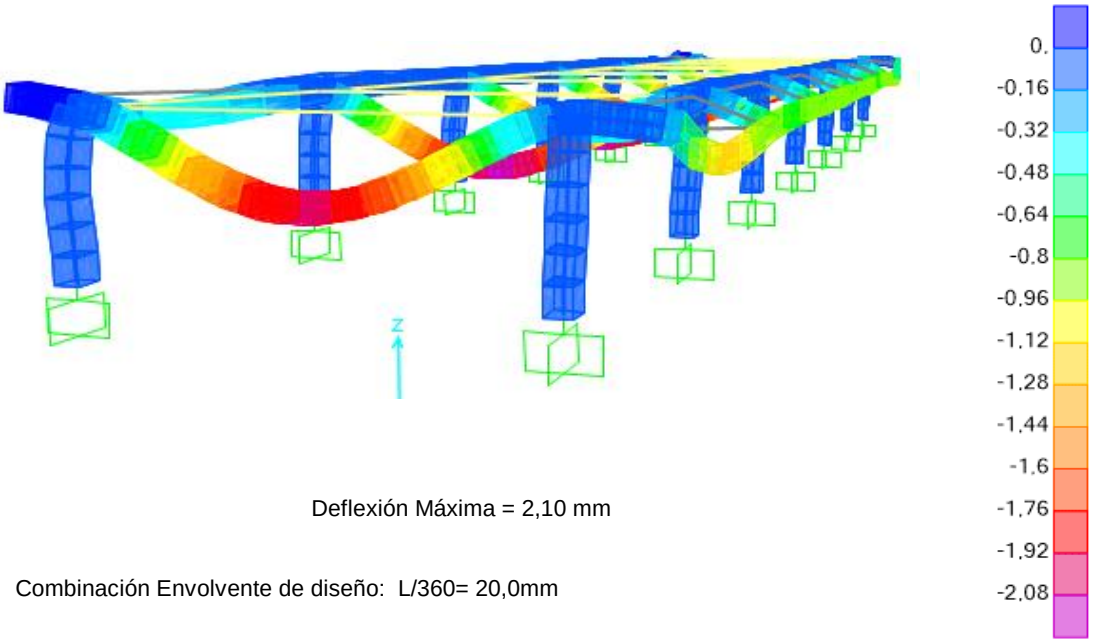
Zonas de No confinamiento (cm)

a) d/2 =	17,5	*USE:*		17,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

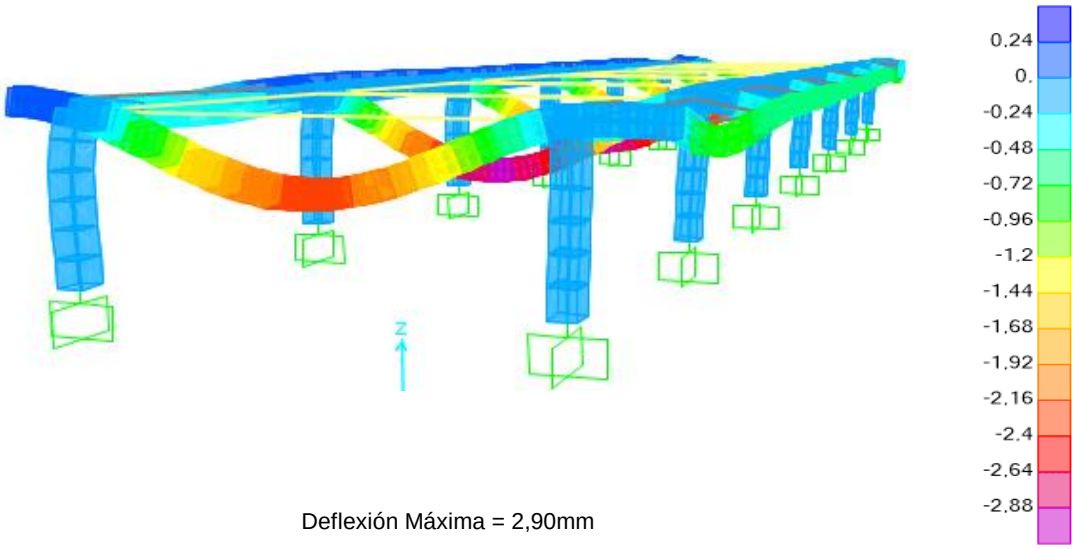
Indicador [mm]

Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 15 mm



Deflexión Máxima = 2,10 mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 20,0mm

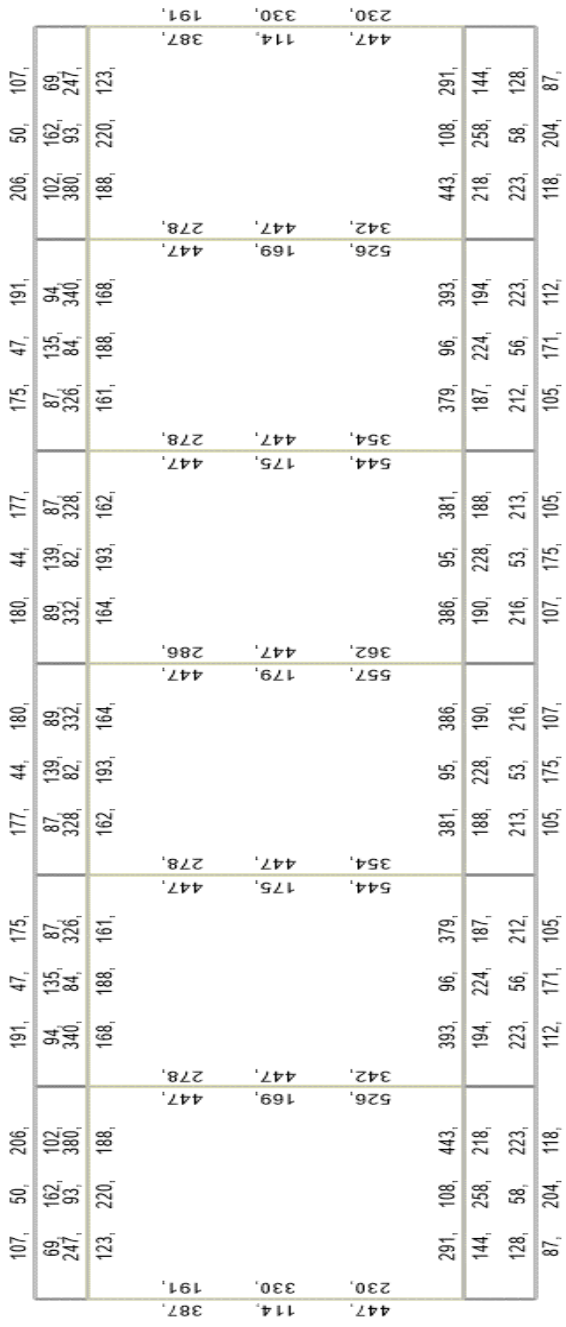


Deflexión Máxima = 2,90mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

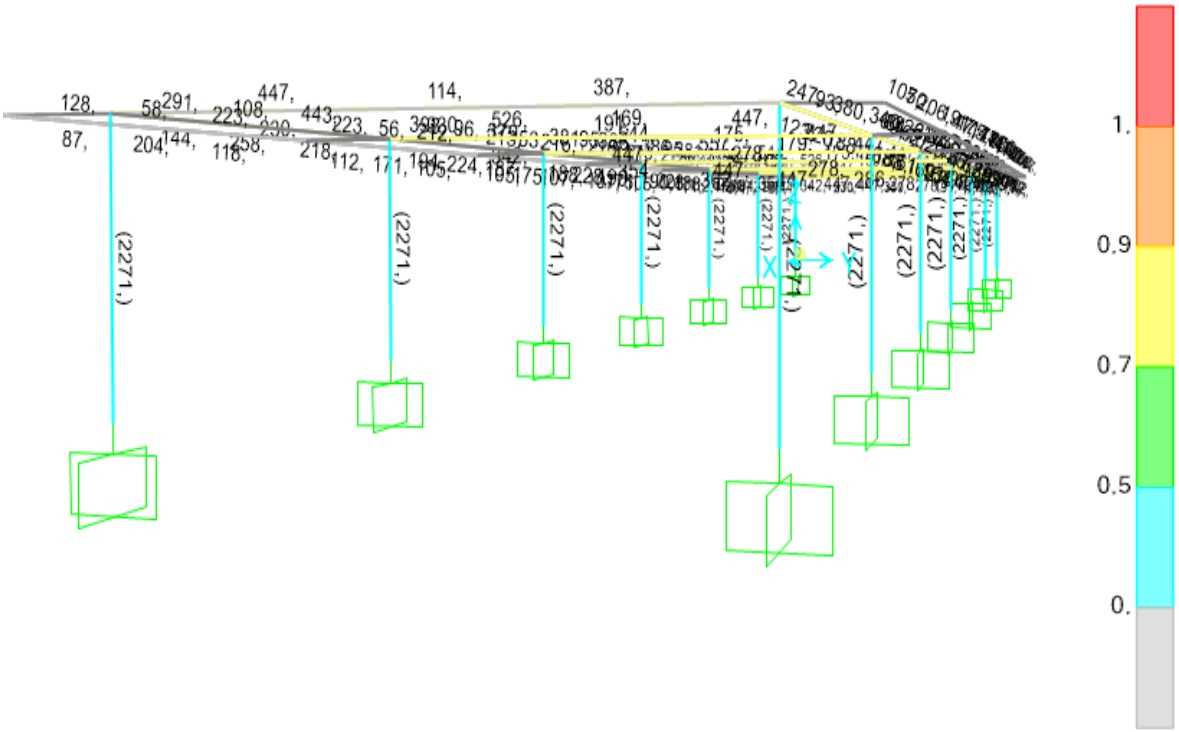


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

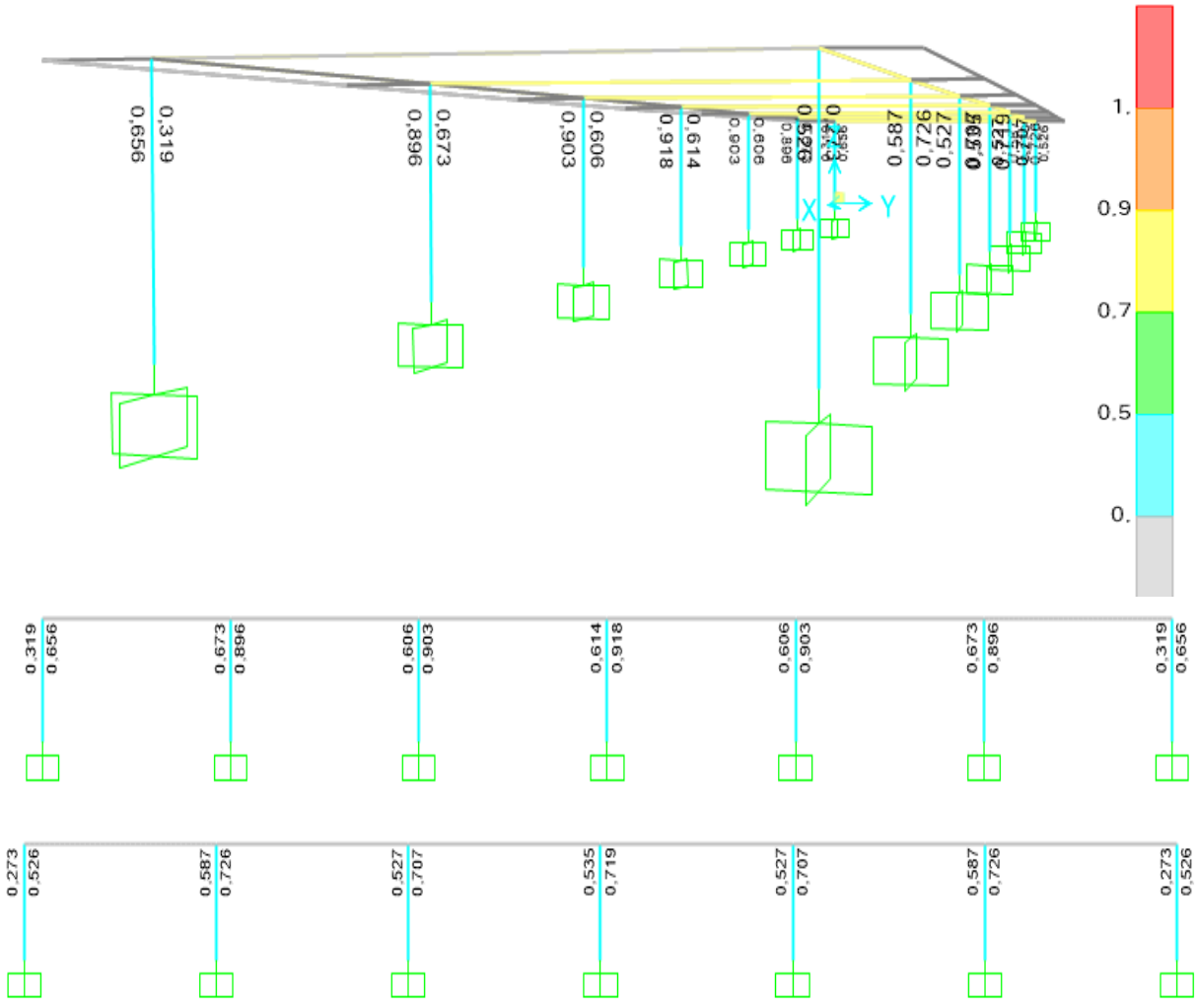


12. Acero Requerido en Columnas

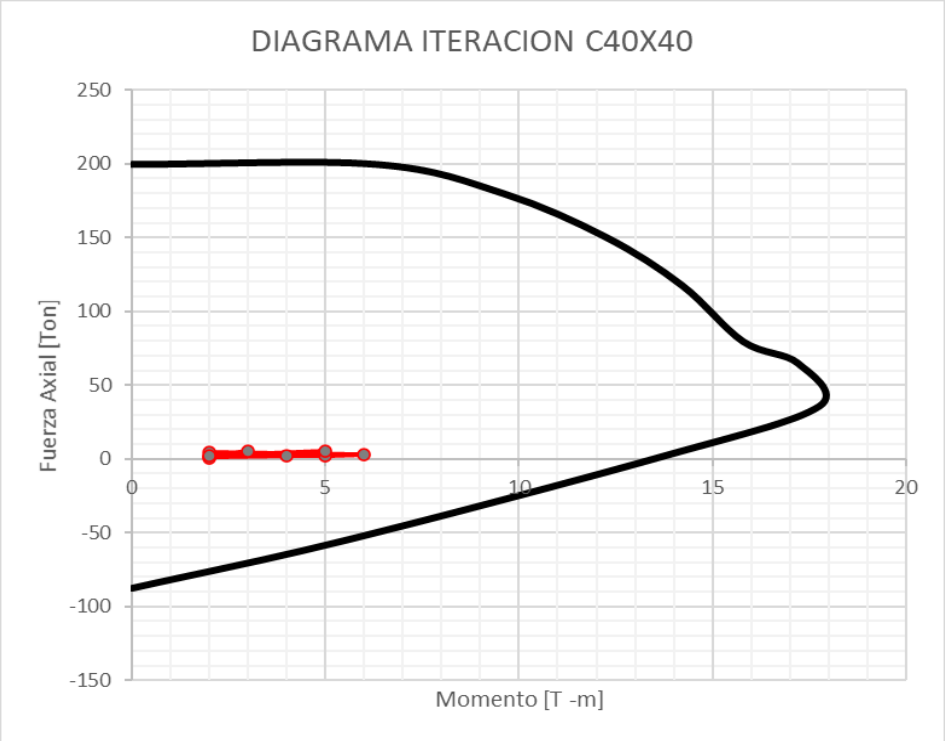
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

GISYE
Elaboración: Marzo de 2025
Contacto: yolman17yela@hotmail.com

Propietario: ICBF- REGIONAL PUTUMAYO
Localización: San Francisco, Putumayo
Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,4		xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
A1	40	40	1600	1024	0,0	213	8	11,8	*8,0*
A19	40	40	1600	1024	0,0	213	8	11,8	*8,0*
C5	40	40	1600	1024	0,0	213	8	11,8	*8,0*
11C	40	40	1600	1024	0,0	213	8	11,8	*8,0*
9A	40	40	1600	1024	0,0	213	8	11,8	*8,0*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	11,8	10	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]
Eje A	40X40cm	1600 mm2	6400 mm2
Eje C	40X40cm	1600 mm2	6400 mm2

13.1 Diseño de zapatas — Zapata central C-19

Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

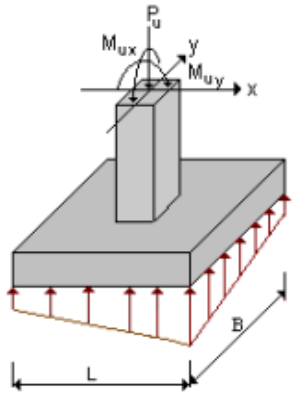
Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

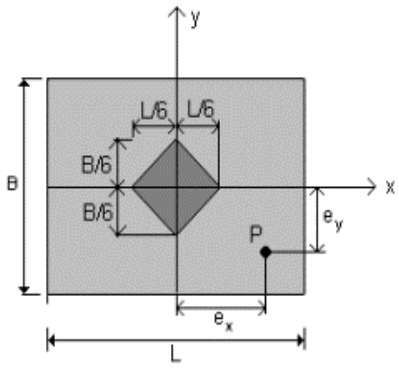
Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			
P =	163	ex =	0,034
Mx =	5,5	ey =	0,026
My =	4,3		

Condición critica	
L> 6 ex	L: 0,20 m
L> 0,200	L= 1,40 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 104,59 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,40 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central C-19

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	115	Kn
Carga viva =	48	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	214,8	Kn
Qu =	109,59	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	1,29	m
Use B	1,40	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,4	Bo (m) =	1,44	1. ΦVc (kn) =	807,7
bc2 (m) =	0,4	Vu (kn) =	158,0	2. ΦVc (kn) =	2574,2
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	522,6

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,18	Vu (Kn) =	27,6	4. ΦVc (kn) =	261,8

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,16	Pu (Kn) =	214,8	5. ΦVc (kn) =	1856,4

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	26,85	Aux1 =	54,2	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0004984	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	806,4

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

13.1 Diseño de zapatas — Zapata Especial E1

Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

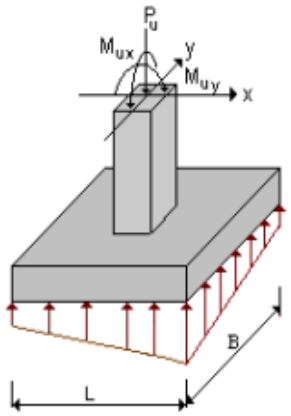
Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

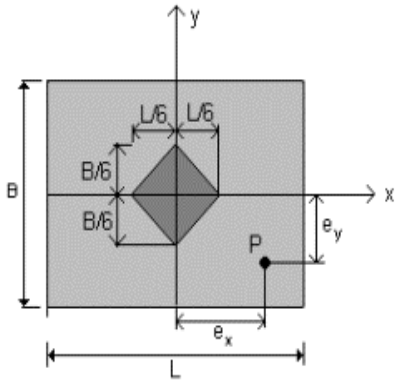
Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			
P =	272	ex =	0,040
Mx =	11	ey =	0,031
My =	8,3		

Condición critica	
L> 6 ex	L: 0,24 m
L> 0,240	L= 1,40 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 149,04 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,40 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata Especial E1

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	205	Kn
Carga viva =	67	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	353,2	Kn
Qu =	148,40	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	1,37	m
Use B	1,40	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,4	Bo (m) =	1,44	1. ΦVc (kn) =	807,7
bc2 (m) =	0,4	Vu (kn) =	213,9	2. ΦVc (kn) =	2574,2
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	522,6

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,18	Vu (Kn) =	37,4	4. ΦVc (kn) =	261,8

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,16	Pu (Kn) =	353,2	5. ΦVc (kn) =	1856,4

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	36,358824	Aux1 =	54,2	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0006763	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	806,4

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 550 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 41,25 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 109,13

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 400 mm
b = 400 mm

ΦP = 2184

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,40	m
Altura del muro :	2,20	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1595	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	3,9078	2,9308	2,57912	0,0069	72,0	2#3=142mm2

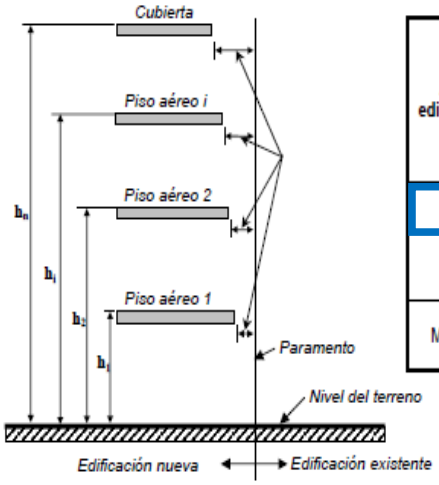
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,40	m
Altura del muro :	0,50	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	87	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,14	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,2132	0,1599	0,03197	0,0001	0,9	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	1	0,160973	3,232E-19	0,794767	0,000671	3,232E-19	0,794767
Mode	2	0,152734	0,000164	3,527E-16	1,179E-15	0,000164	0,794767
Mode	3	0,141439	2,362E-17	0,081635	5,2E-05	0,000164	0,876403
Mode	4	0,137854	0,959748	7,739E-17	7,819E-16	0,959912	0,876403
Mode	5	0,130519	0,004915	4,135E-17	1,84E-16	0,964827	0,876403
Mode	6	0,121186	1,41E-17	0,025646	1,3E-05	0,964827	0,902049
Mode	7	0,118687	0,017217	2,007E-16	1,059E-15	0,982044	0,902049

17.2 Porcentaje de participación modal

	OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
▶	MODAL	Acceleration	UX	99,4587	98,2044
	MODAL	Acceleration	UY	97,4967	90,2049
	MODAL	Acceleration	UZ	1,2398	0,0736

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

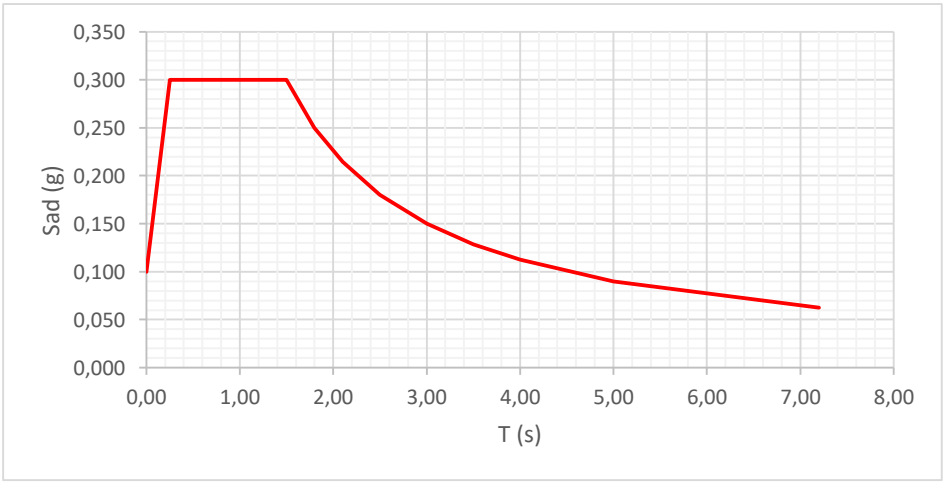
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

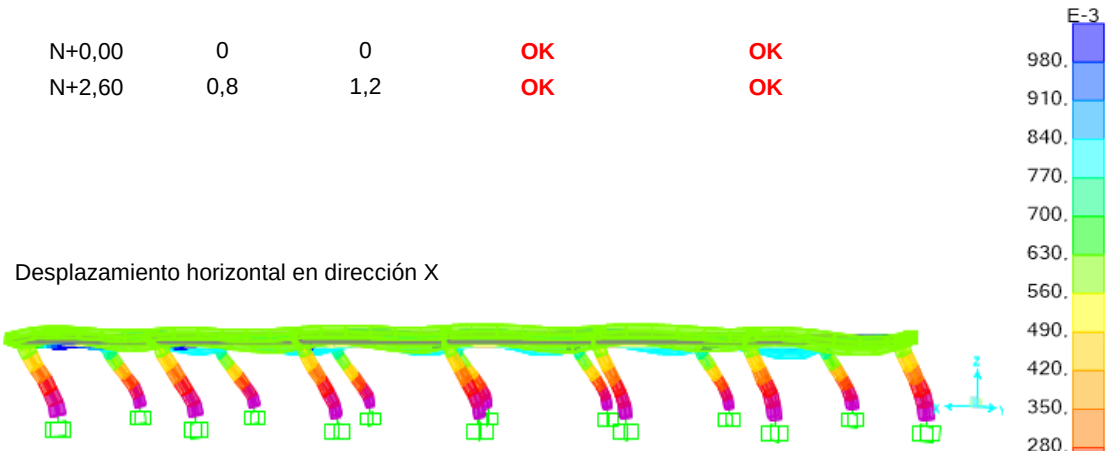
Sa, Aceleración espectral	0,3
Masa de la edificación (Ton)	124,1
Cortante Basal Estático (Ton)	37,23

18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

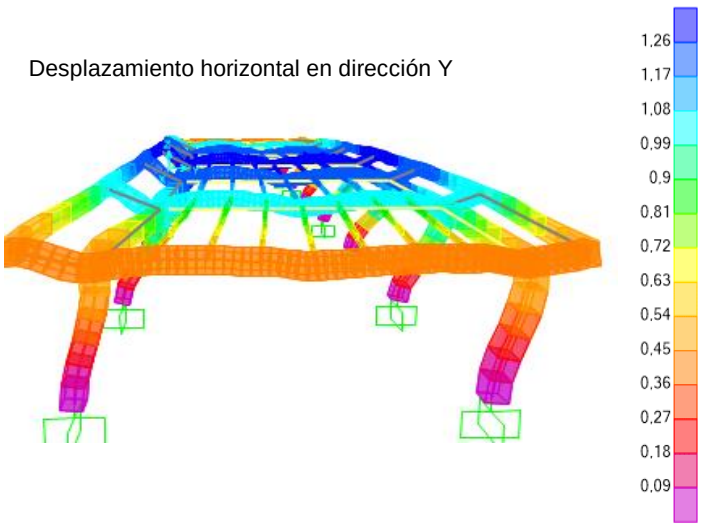
Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	0,84	1,21

Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	OK	OK
N+2,60	0,8	1,2	OK	OK

Desplazamiento horizontal en dirección X



Desplazamiento horizontal en dirección Y



18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,16 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
37,23	37,23	20,56	19,63	0,55	0,53

El cortante dinámico es < 0.9 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto se requiere ajuste de resultados

El periodo dinámico es menor que Cu Ta, por lo tanto se no requiere rigidizar sin embargo ambos periodos se encuentran en el valle del espectro donde la aceleración espectral es la mas alta

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinamico en la base obtenido despues de realizar la combinacion modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sismico en la base calculado por el metodo de la fuerza horizontal equivalente, todos los parametros de la respuesta dinamica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Segun A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 1,630	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 1,707	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,7	2,2

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	1,7	2,2	**OK**	**OK**

Mocoa, Marzo - 2025

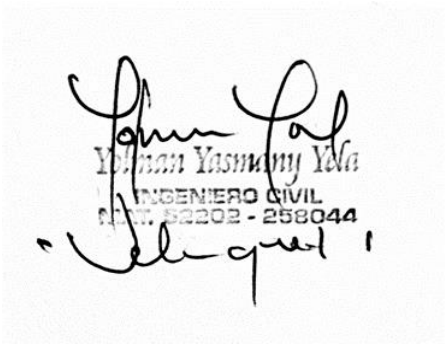
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

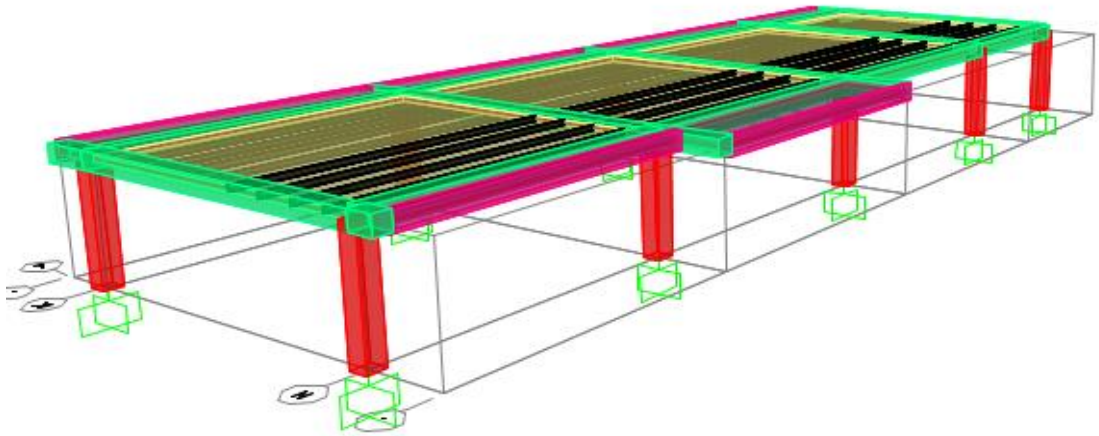
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

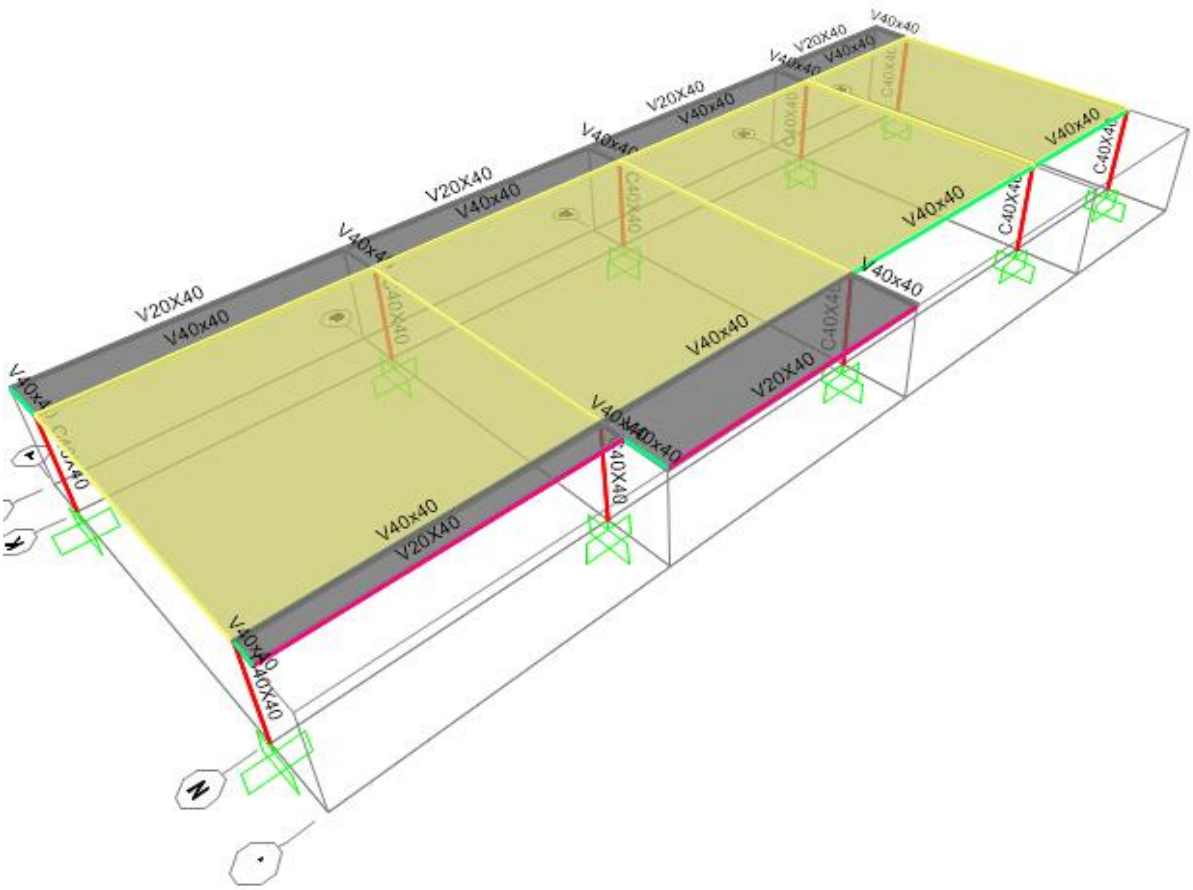


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

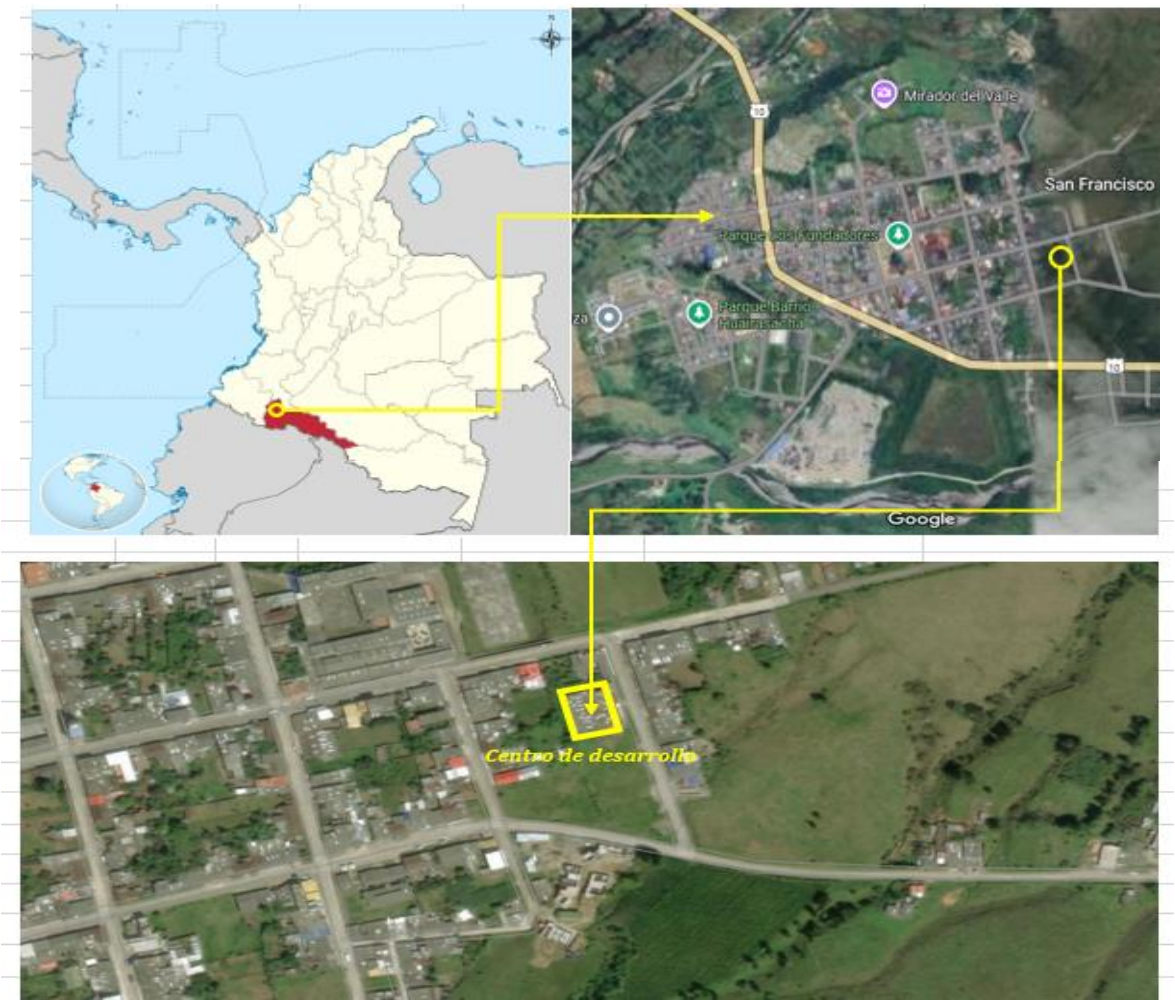


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 25,5

Ancho = 7,3

Relación L/A = 3,5>3 se asume el diafragma como flexible

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presion y succion debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

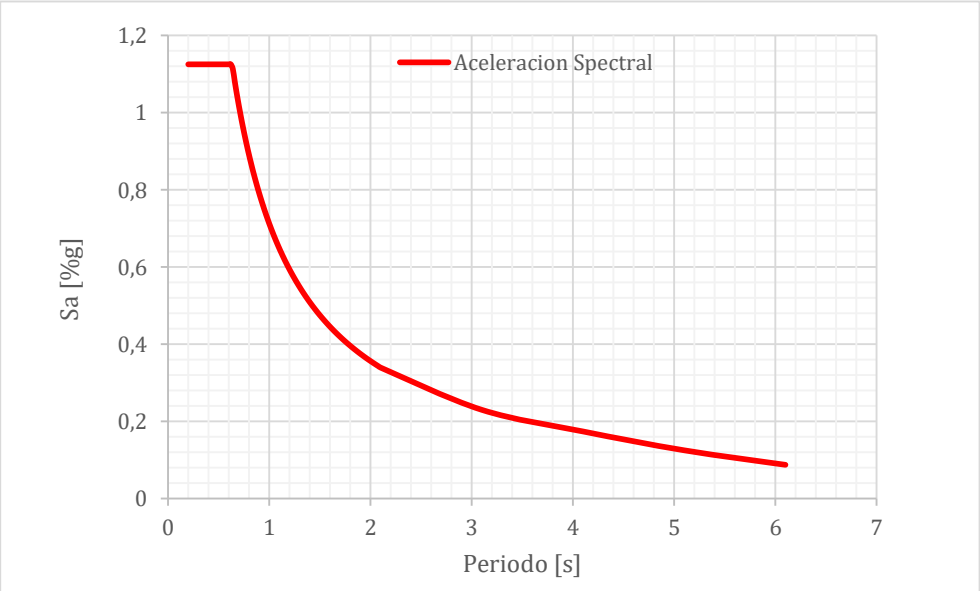
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

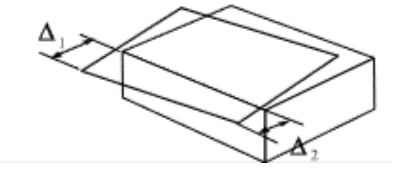
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

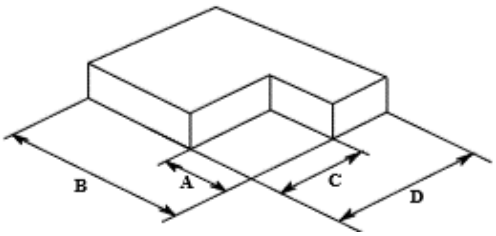
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



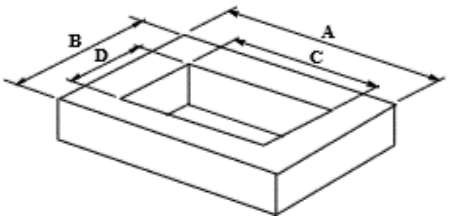
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

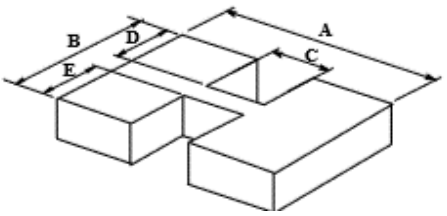
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



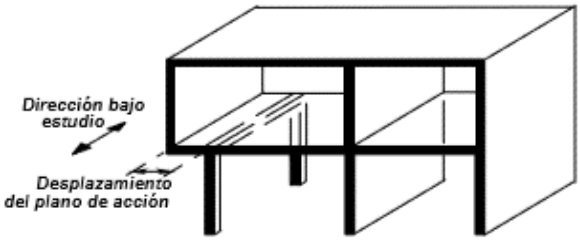
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 No aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

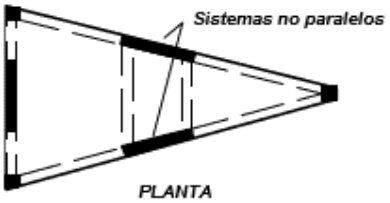


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1



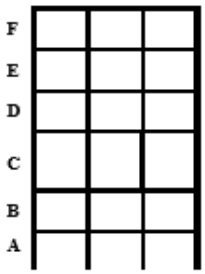
Clasificación de la estructura en planta como Regular

Φp = 1

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

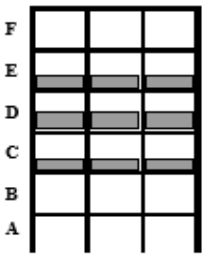


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



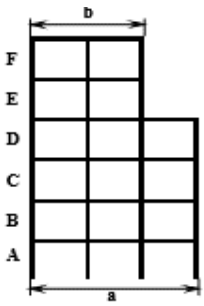
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

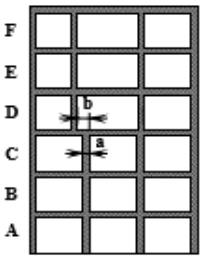
b = 0

Tipo 3A No aplica



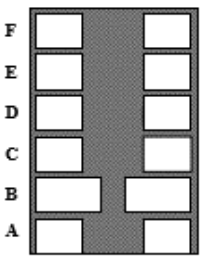
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Regular

$\Phi a = 1$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0{,}75$

Factor de disipación de energía R = 5,25

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

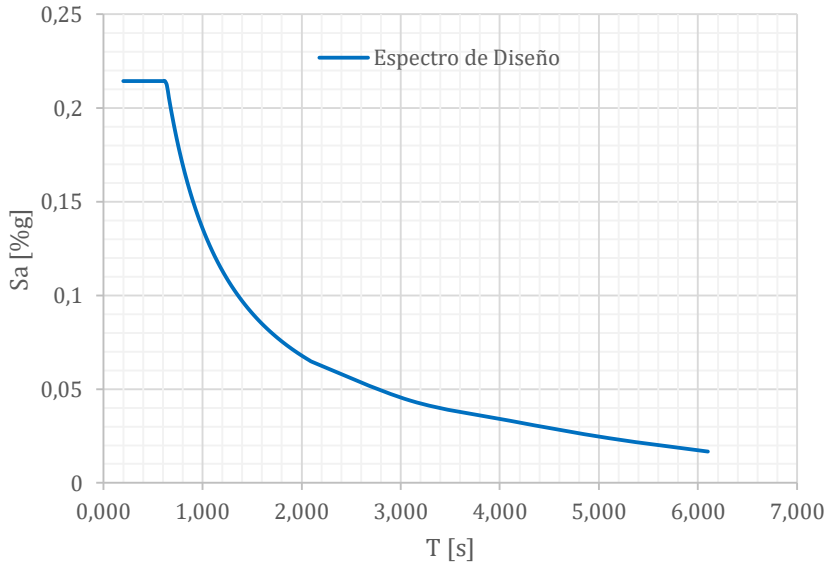
To: 0,03

Tc: 0,12

TL: 0,87

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,214
0,3	0,214
0,4	0,214
0,6	0,214
0,8	0,170
1	0,136
1,1	0,123
1,5	0,090
1,6	0,085
1,9	0,071
2,1	0,065
2,4	0,057



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

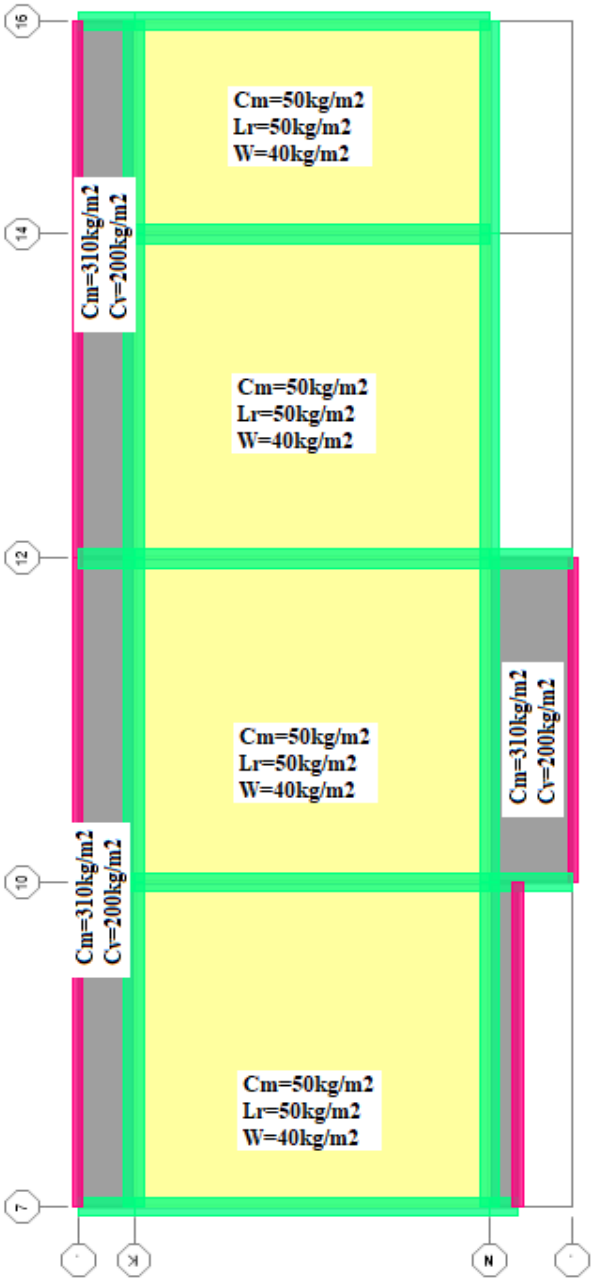
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,11
Cu<1.2:	1,16
TaCu	0,133

A.4.2-3

Cu no puede ser menor que 1.2

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	91,98
Cortante Basal Estático (Ton)	103,48

8. Cortante Basal

Td = 0,180 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
103,48	103,48	98,76	74,84	0,95	0,72

El cortante dinámico es < 80% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto se requiere ajuste de los resultados

Revisión de cortantes CON AJUSTE DE RESULTADOS

103,48	103,48	98,76	92,71	0,95	0,90

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,94	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 1,24	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	7	10

Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	7	10	OK	OK

R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

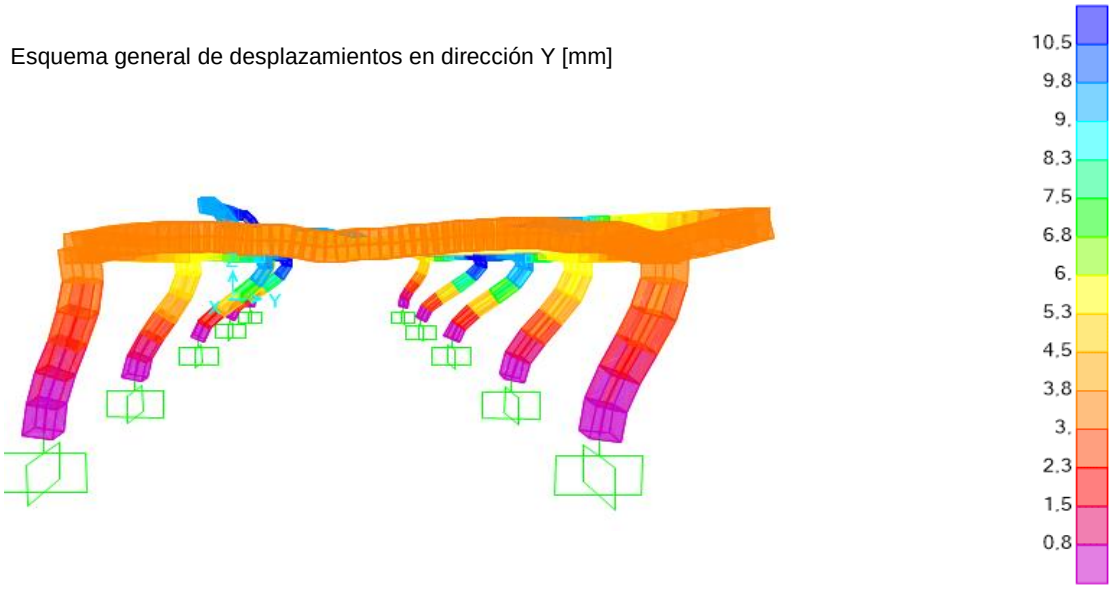
10. Chequeo de Derivas [mm]

Indicador [mm]

Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]

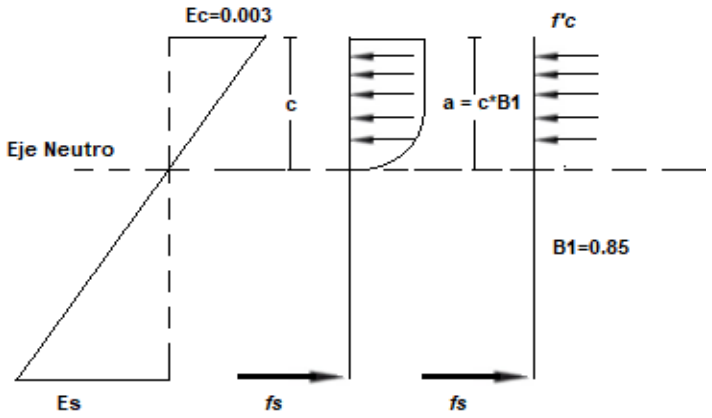


Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]



11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 40x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

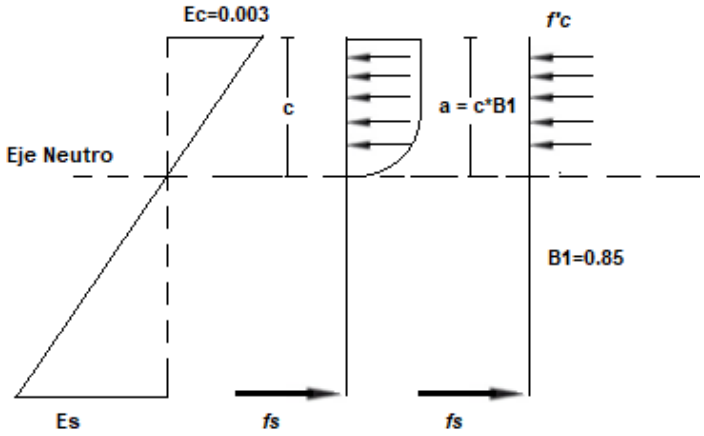
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	400	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	2231,25	mm2
		As min =	466,67	mm2
		As min =	381,88	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 35x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

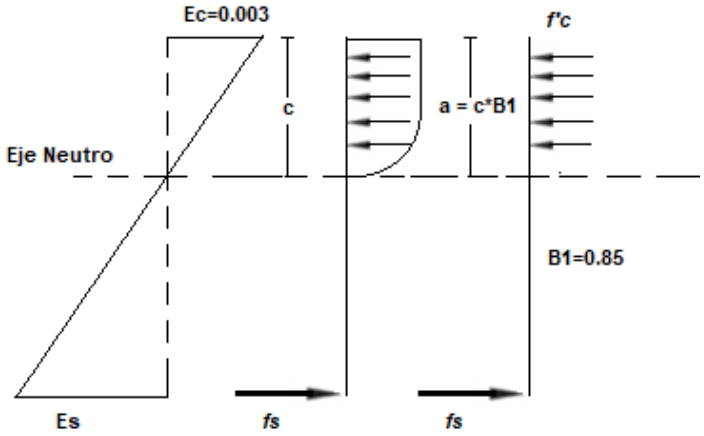
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	350	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	1952,34	mm2
		As min =	408,33	mm2
		As min =	334,15	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

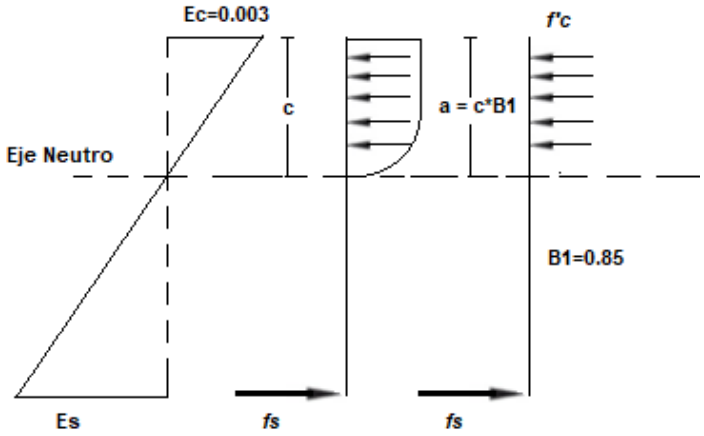
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	1115,63	mm2
		As min =	233,33	mm2
		As min =	190,94	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x40 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	400	As máx. =	1394,53	mm2
		As min =	291,67	mm2
		As min =	238,68	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	400	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	350	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
7(K-N)	105	69,529	47,294	142	44,1
N(12-10)	86	69,529	21,961	142	95,0
K (12-16)	100	69,529	40,628	142	51,4
12(N-K)	158	69,529	117,961	142	17,7

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	8,75	Db (cm) =	1,59	
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95	
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35	
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70	
		No. Estribos	8	
		USE:	8,8	cm

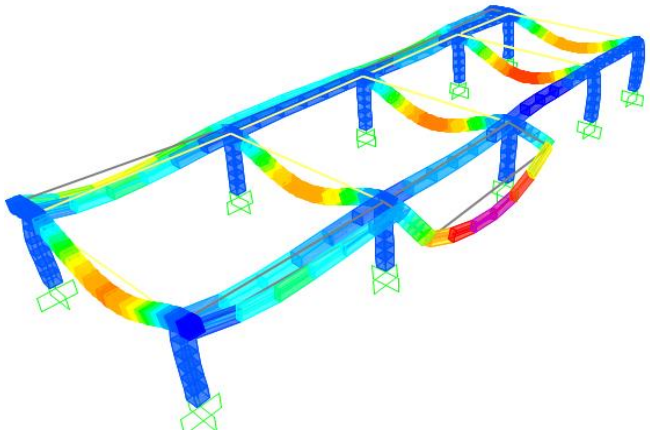
Zonas de No confinamiento (cm)

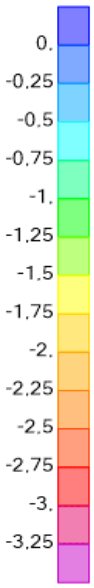
a) d/2 =	17,5	*USE:*	17,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

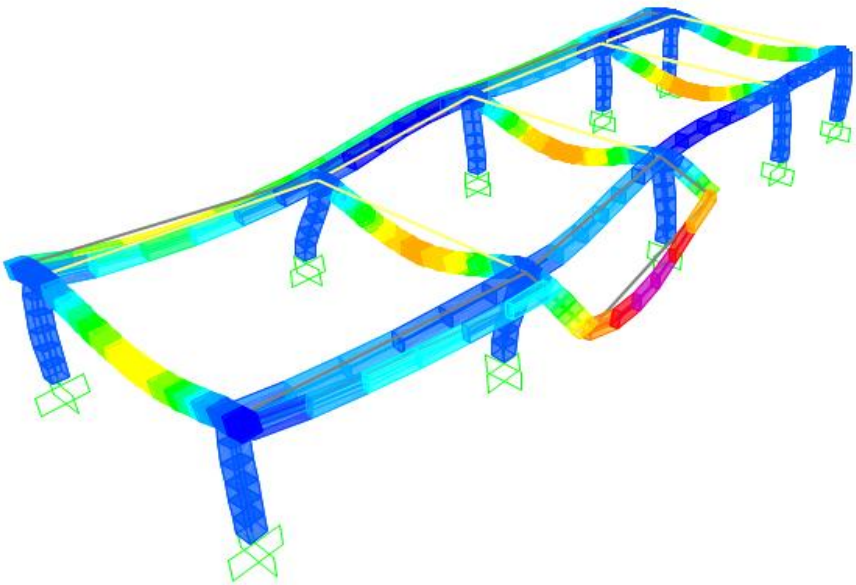
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 15 mm

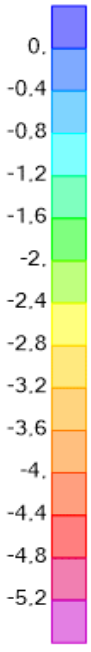




Deflexión Máxima = 3,3 mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 20,0mm

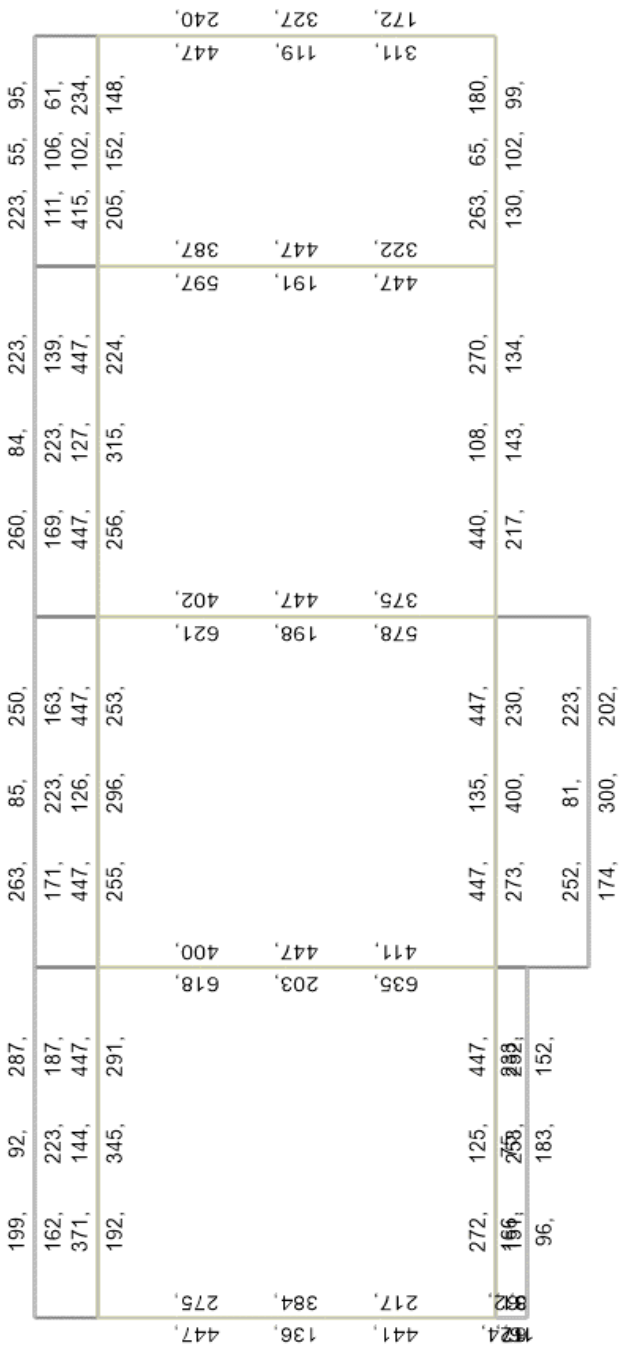




11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

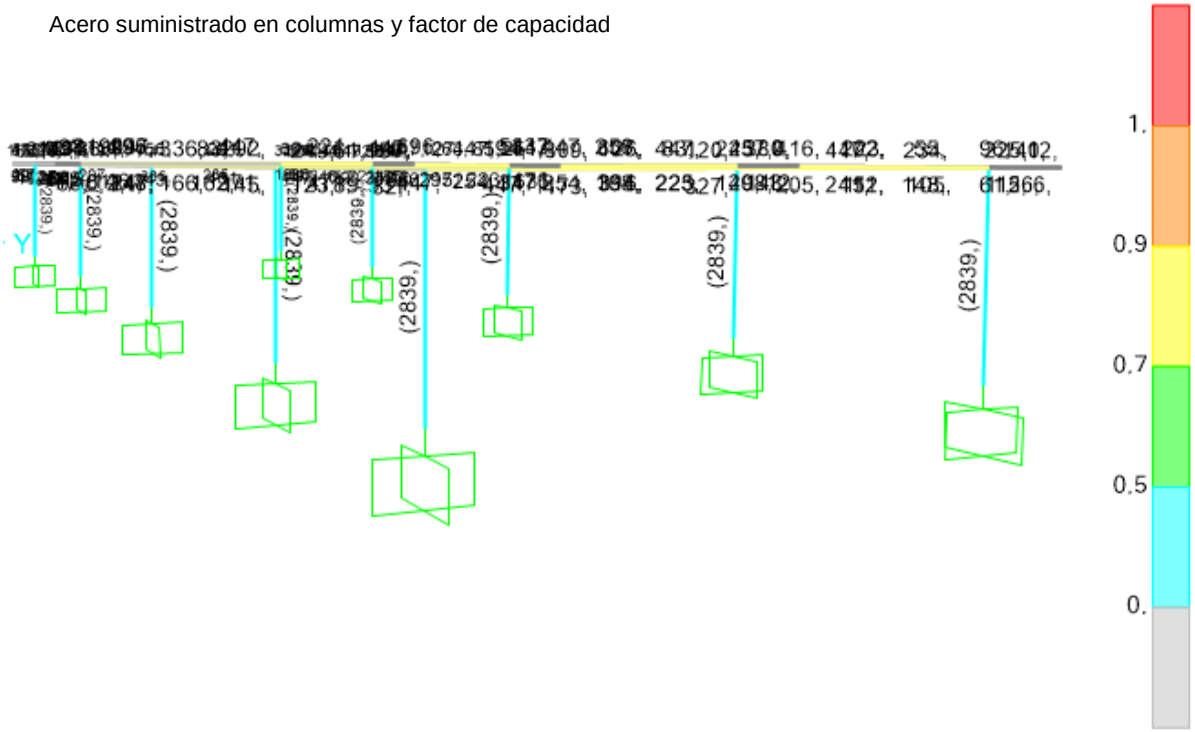


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

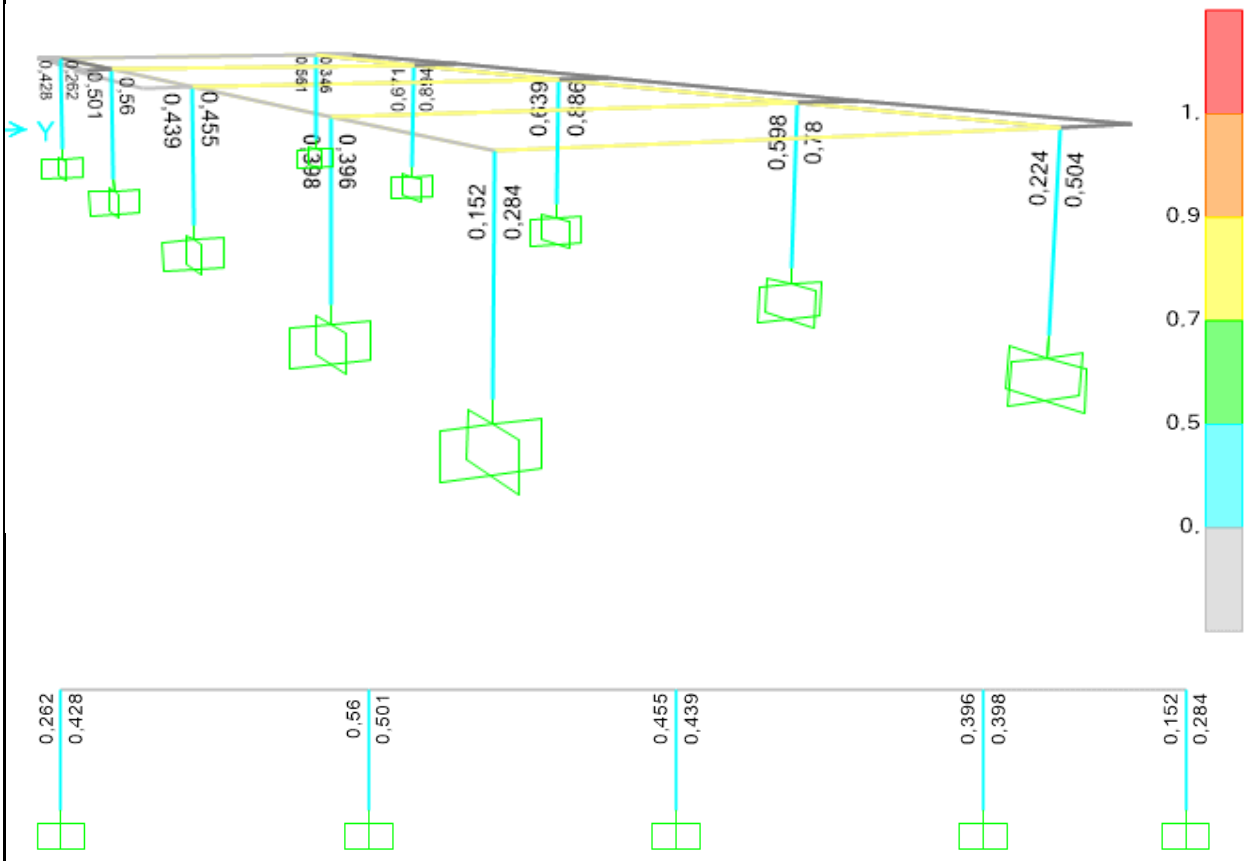


12. Acero Requerido en Columnas

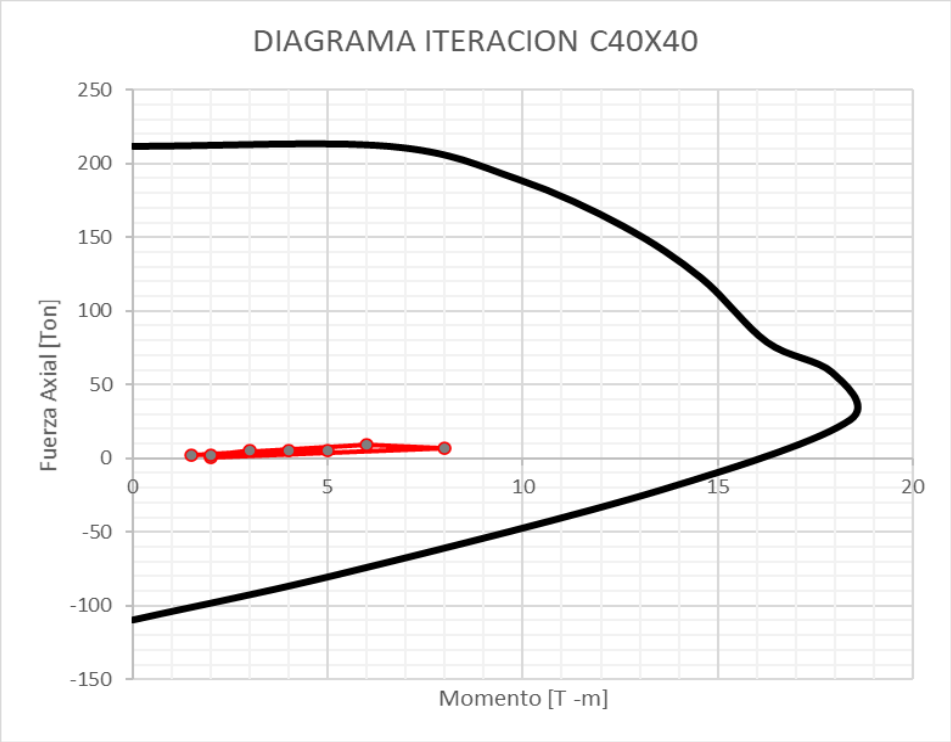
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recibimiento mínimo 4cm			L2	0,4		xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
K12	40	40	1600	1024	0,0	213	7,9	11,8	*8,0*
N16	40	40	1600	1024	0,0	213	7,9	11,8	*8,0*
K10	40	40	1600	1024	0,0	213	7,9	11,8	*8,0*
N14	40	40	1600	1024	0,0	213	7,9	11,8	*8,0*
K16	40	40	1600	1024	0,0	213	7,9	11,8	*8,0*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	11,8	10	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]		
Eje K	40X40cm	1600 mm2	6400 mm2	2859	mm2	1,62%
Eje N	40X40cm	1600 mm2	6400 mm2	2859	mm2	1,62%

13.1 Diseño de zapatas — Zapata central K-10

Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

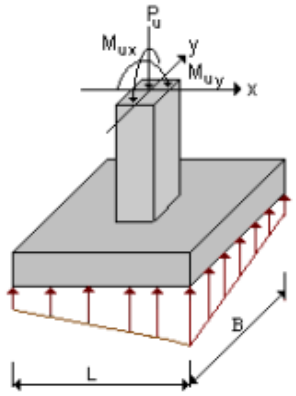
Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

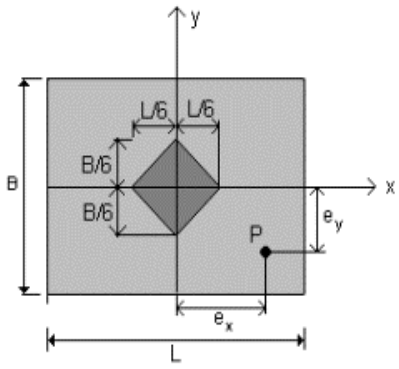
Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			
P =	184	ex =	0,048
Mx =	8,8	ey =	0,065
My =	12		

Condición critica	
L> 6 ex	L: 0,39 m
L> 0,400	L= 1,40 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 139,36 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,40 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central K-10

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	149	Kn
Carga viva =	35	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	234,8	Kn
Qu =	119,80	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	1,34	m
Use B	1,40	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,4	Bo (m) =	1,44	1. ΦVc (kn) =	807,7
bc2 (m) =	0,4	Vu (kn) =	172,7	2. ΦVc (kn) =	2574,2
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	522,6

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,18	Vu (Kn) =	30,2	4. ΦVc (kn) =	261,8

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,16	Pu (Kn) =	234,8	5. ΦVc (kn) =	1856,4

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	29,35	Aux1 =	54,2	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0005451	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	806,4

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

13.2 Diseño de zapatas — Zapata Periferica 16-L

Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

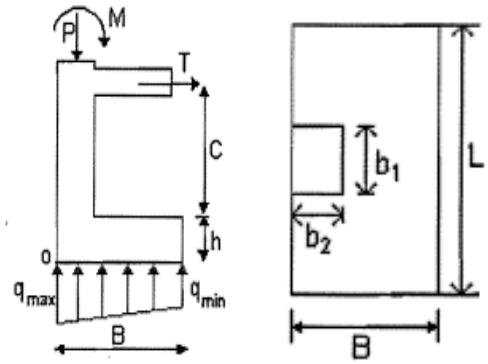
Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotecnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	1,65	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			
P =	184	ex =	0,052
Mx =	9,5	ey =	0,071
My =	13		

Condición critica		
L> 6 ex	L= 0,42	m
B> 0,42	B : 1,10	m
L>= 1,70B	L = 1,90	m

Distribucion variable de presiones



b1	0,40	m
b2	0,40	m
T =	25,700	kn
λ =	0,75	
Ic =	0,002	m4
E =	21538000	kn/m2
K =	10100	kn/m2

Ecuacion para determinar la presión máxima

$$q_{max} = \frac{P}{BL} + \frac{K\lambda^2 C^2 B}{6EI_c} T \leq q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el area de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 89,59 < qa Chequea la capacidad del suelo

use B > 1,10 L > 1,90

13.1 Diseño de zapatas

Zapata Periferica 16-L

Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotecnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	1,65	Kn/m3

Cargas de Servicio		
Carga M =	149	Kn
Carga viva =	35	Kn

Cargas de Diseño		
Pu =	234,8	Kn
Qu =	112,34	Kn/m2
Pu=	1,2D + 1,6L	

Predimensionamiento		
B minima	0,89	m
Use B	1,1	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m
Use A	1,9	m

Chequeo por punzonamiento — **Ok**

bc1 (m) =	0,3	Bo (m) =	1,86	1. ΦVc (kn) =	1043,3
bc2 (m) =	0,3	Vu (kn) =	92,8	2. ΦVc (kn) =	4020,2
α =	40	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	675,1

Chequeo por cortante unidireccional — **Ok**

x (m) =	0,08	Vu (Kn) =	9,9	4. ΦVc (kn) =	205,7

Chequeo poraplastamiento — **Ok**

A1 (m2) =	0,09	Pu (Kn) =	234,8	5. ΦVc (kn) =	1044,225

Diseño por flexion corto

Mux (Kn - m)	32,285	Aux1 =	42,6	1. Cuantia minima	0,0018
Cuantia =	0,0007652	Aux2 =	11,8	Use (mm2)	633,60

Diseño por flexion largo

Muy (Kn - m)	55,765	Aux1 =	73,5	1. Cuantia minima	0,0018
Cuantia =	0,0007652	Aux2 =	11,8	Use (mm2)	1094,40

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 680 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 51 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 134,92

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 400 mm
b = 400 mm

ΦP = 2184

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)					Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,40	m
Altura del muro :	2,20	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1595	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	3,9078	2,9308	2,57912	0,0069	72,0	2#3=142mm2

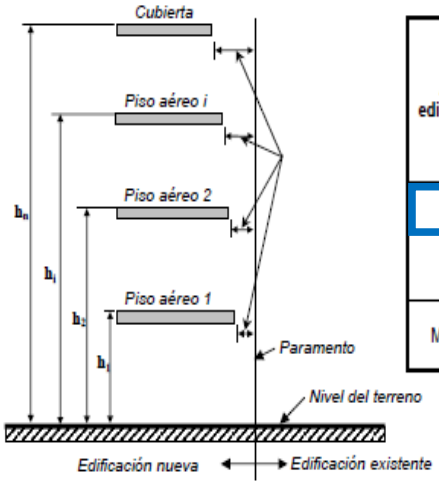
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,40	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	1	0,165541	8,4E-05	0,692201	0,002136	8,4E-05	0,692201
Mode	2	0,148023	0,004125	0,026375	0,000391	0,004208	0,718576
Mode	3	0,143607	0,897776	0,000338	1,138E-06	0,901984	0,718914
Mode	4	0,132361	0,001277	0,183695	0,000697	0,903261	0,90261
Mode	5	0,128879	0,005955	0,019063	8,242E-06	0,909215	0,921672
Mode	6	0,113723	0,061099	0,002909	2,974E-06	0,970315	0,924582
Mode	7	0,098284	0,000247	0,021482	3,1E-05	0,970561	0,946063

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,2913	97,0561
MODAL	Acceleration	UY	99,3024	94,6063
MODAL	Acceleration	UZ	4,1463	0,3267

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

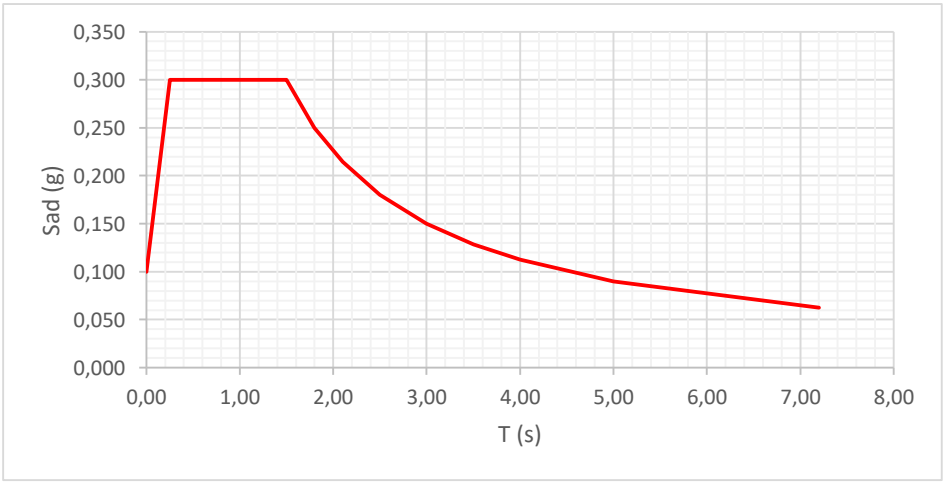
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

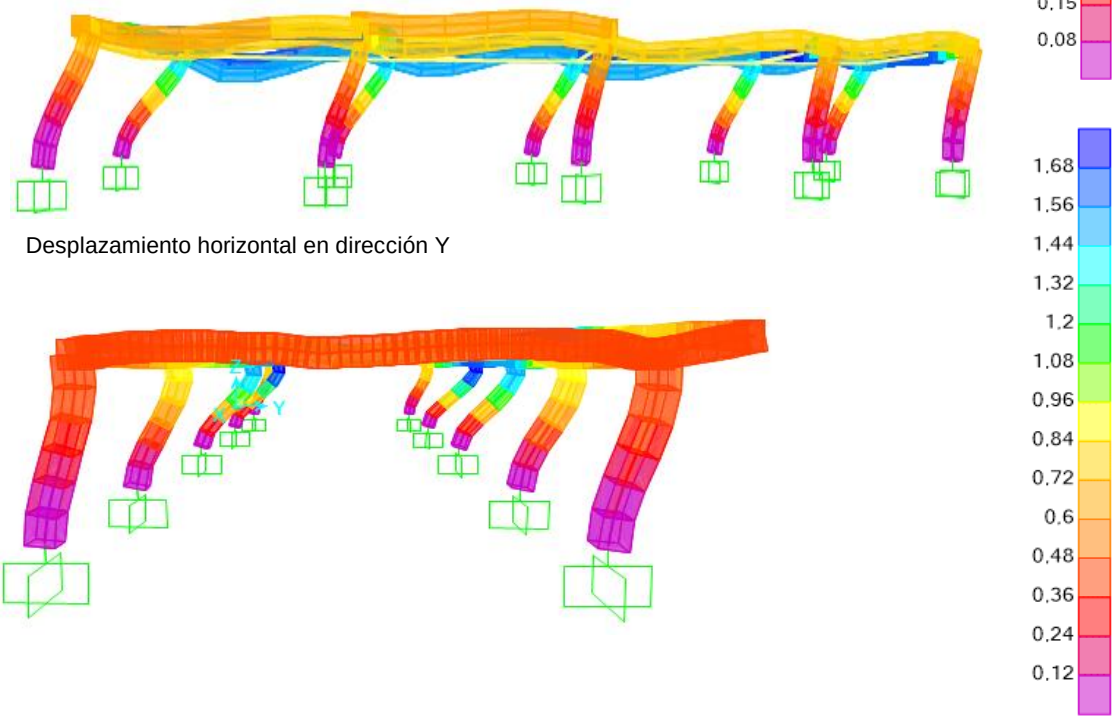
Sa, Aceleración espectral	0,3
Masa de la edificación (Ton)	86,8
Cortante Basal Estático (Ton)	26,04

18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,05	1,70

Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	OK	OK
N+2,60	1,1	1,7	OK	OK

Desplazamiento horizontal en dirección X



Desplazamiento horizontal en dirección Y

18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,165 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
26,04	26,04	13,89	13,95	0,53	0,54

El cortante dinámico es < 0.9 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto se requiere ajuste de resultados

El periodo dinámico es menor que Cu Ta, por lo tanto se no requiere rigidizar sin embargo ambos periodos se encuentran en el valle del espectro donde la aceleración espectral es la mas alta

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 1,687	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 1,680	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,6	2,6

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	1,6	2,6	**OK**	**OK**

Mocoa, Marzo - 2025

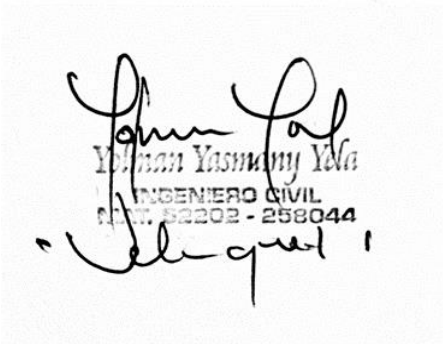
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

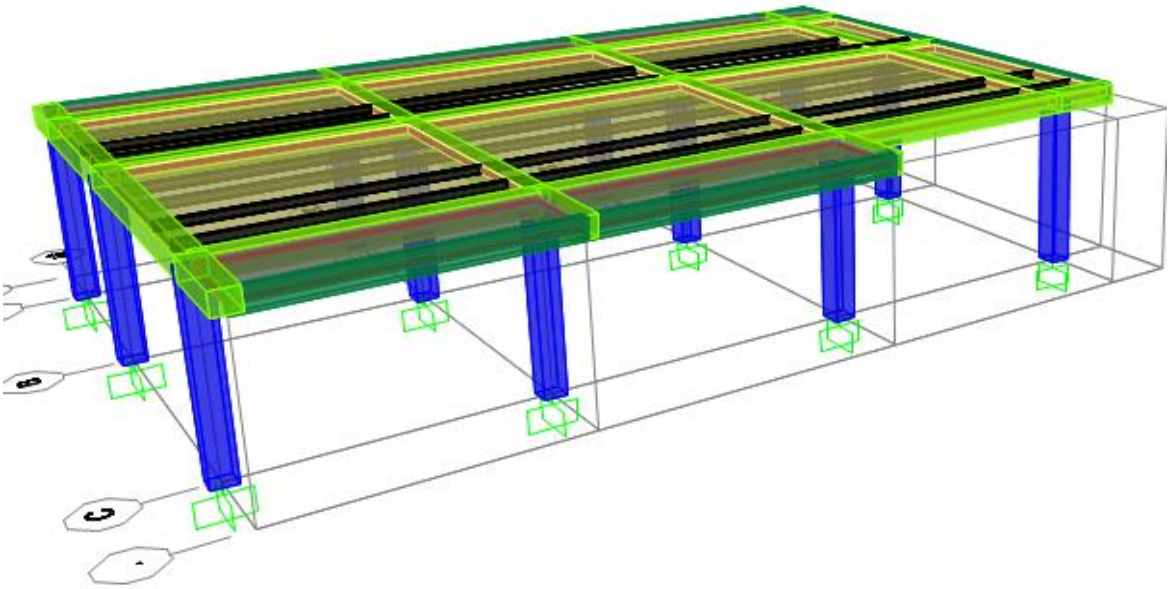
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

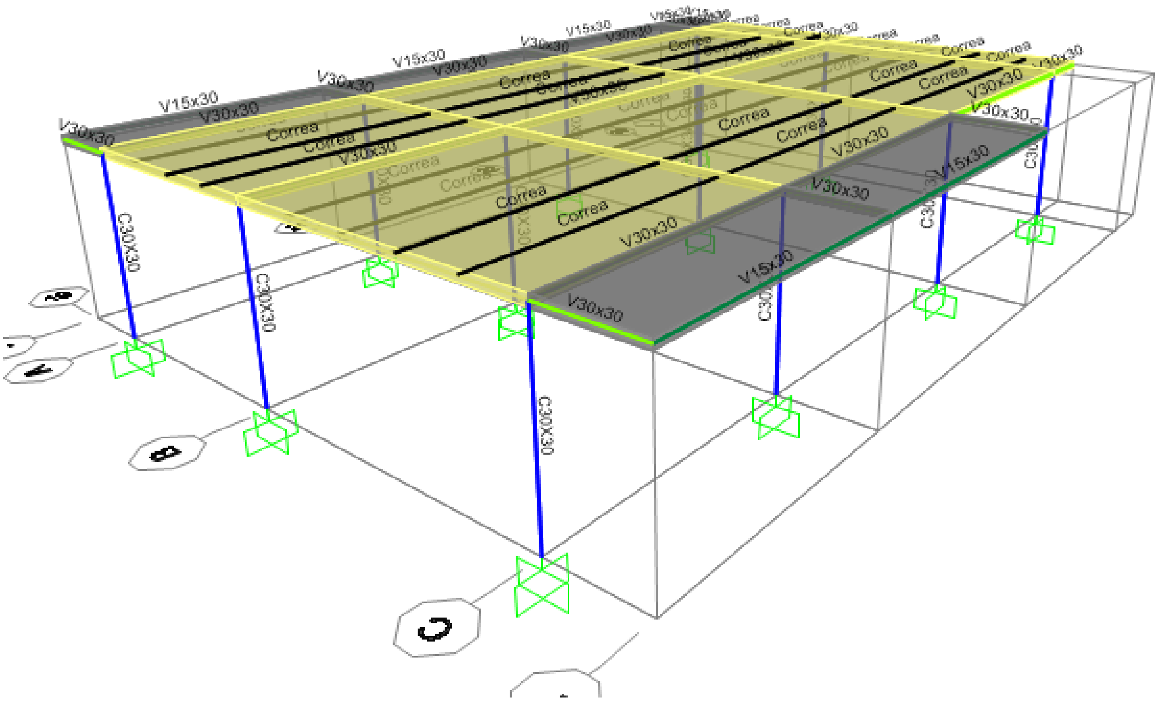


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

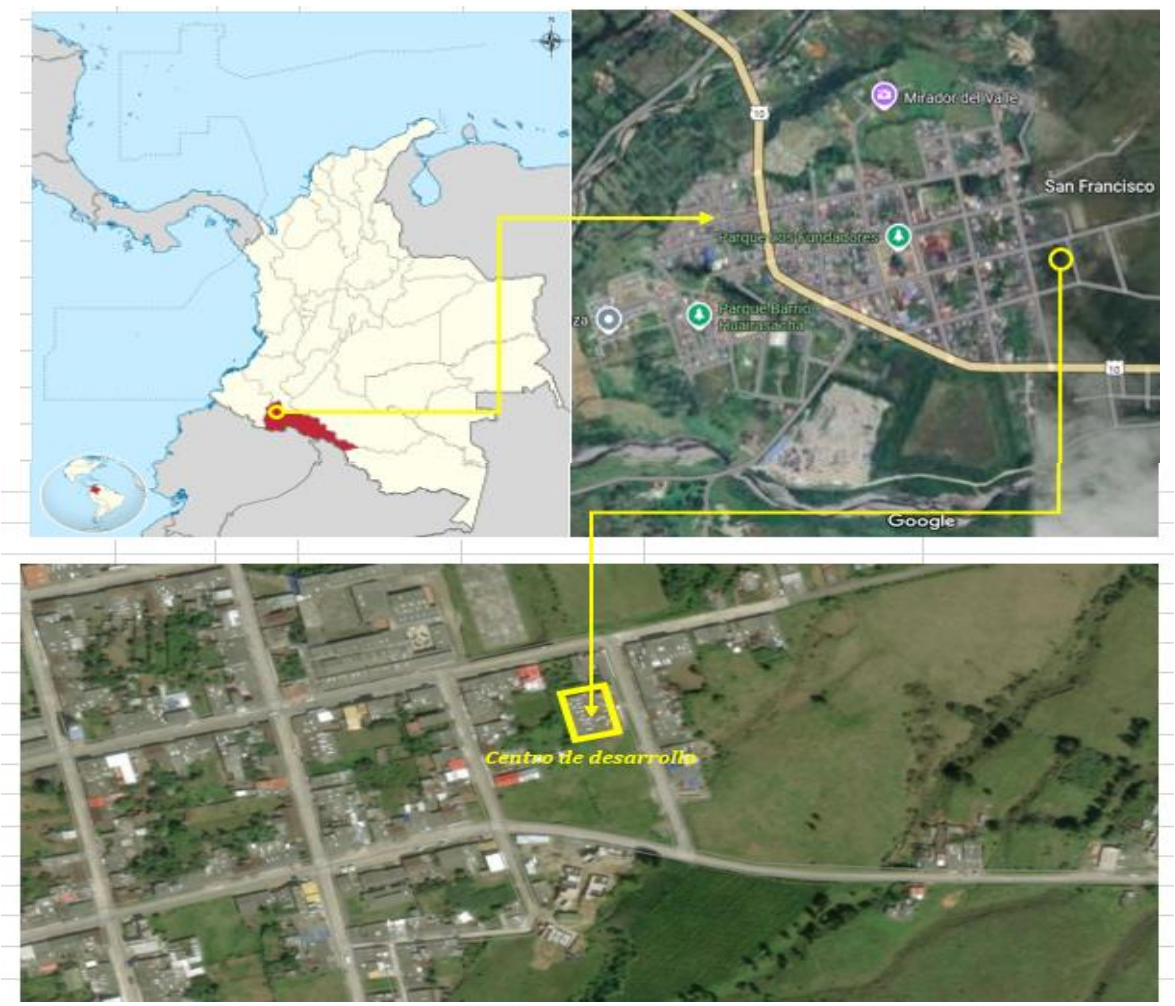


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sismica, los cuales se definen en la seccion A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide segun los tipos de elementos verticales utlizados para resistir las fuerzas sismicas y el grado de capacidad de disipacion de energia del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron porticos con capacidad de disicipacion de energia especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo caracteristico de diseño. Ademas todos los calculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 12

Ancho = 7,3

Relación L/A = 1,7<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

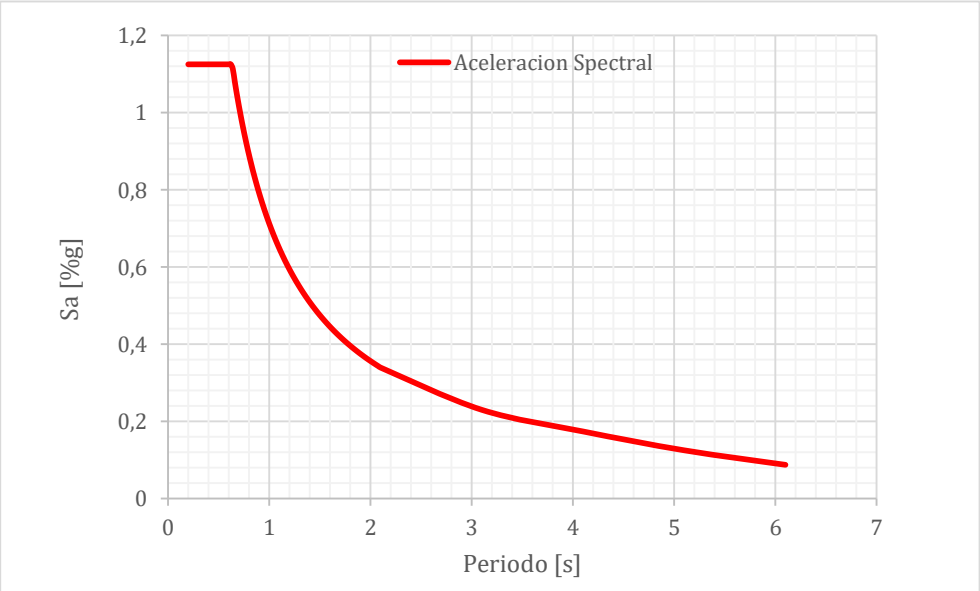
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

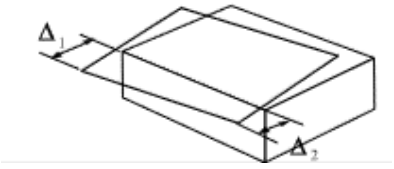
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

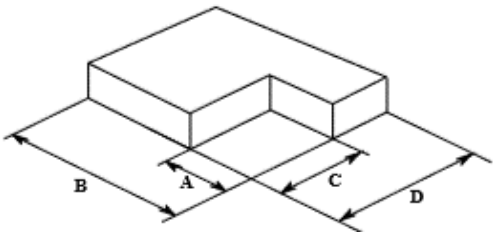
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



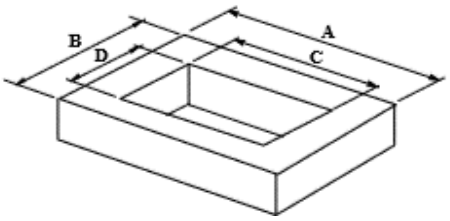
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

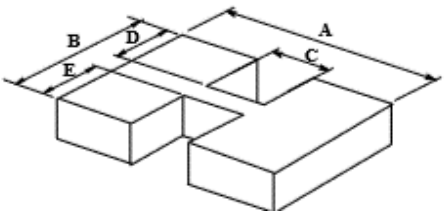
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



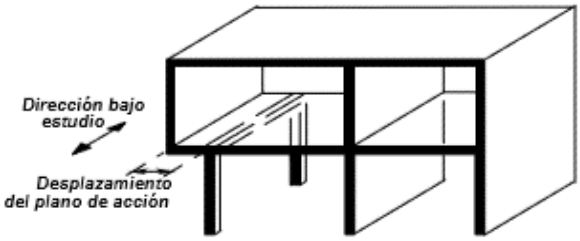
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 No aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

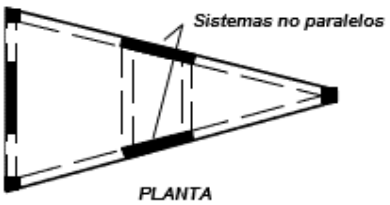


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1



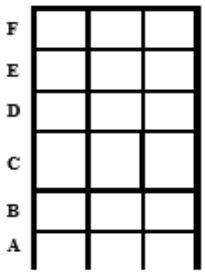
Clasificación de la estructura en planta como Regular

Φp = 1

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

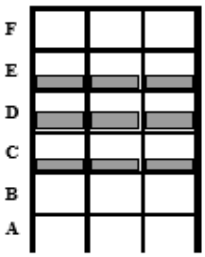


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



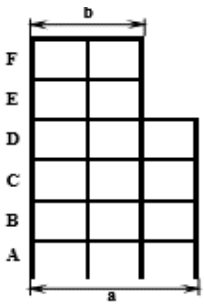
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

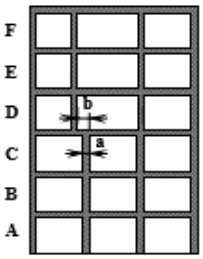
b = 0

Tipo 3A No aplica



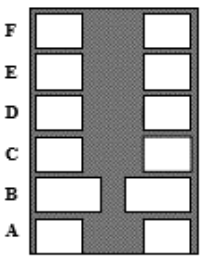
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Regular

$\Phi a = 1$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0,9$

Factor de disipación de energía R = 6,3

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

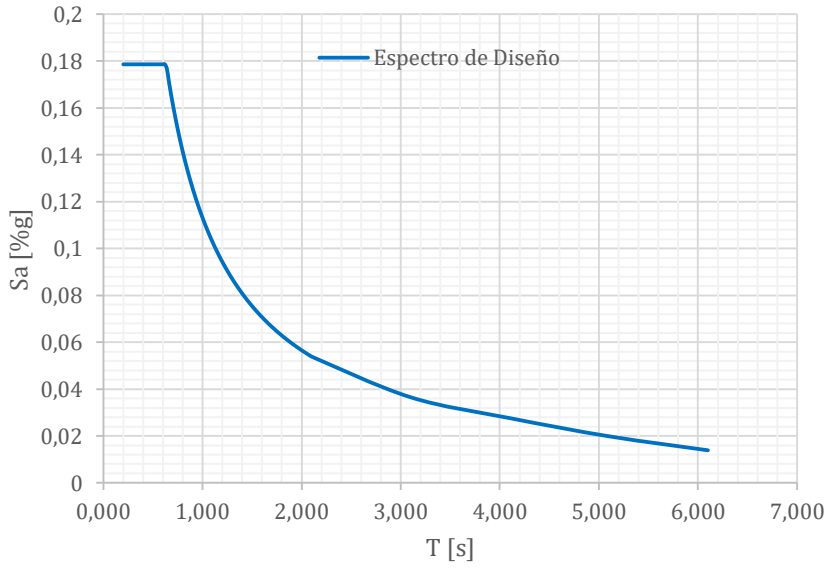
To: 0,02

Tc: 0,10

TL: 0,72

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,179
0,3	0,179
0,4	0,179
0,6	0,179
0,8	0,141
1	0,113
1,1	0,103
1,5	0,075
1,6	0,071
1,9	0,060
2,1	0,054
2,4	0,047



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

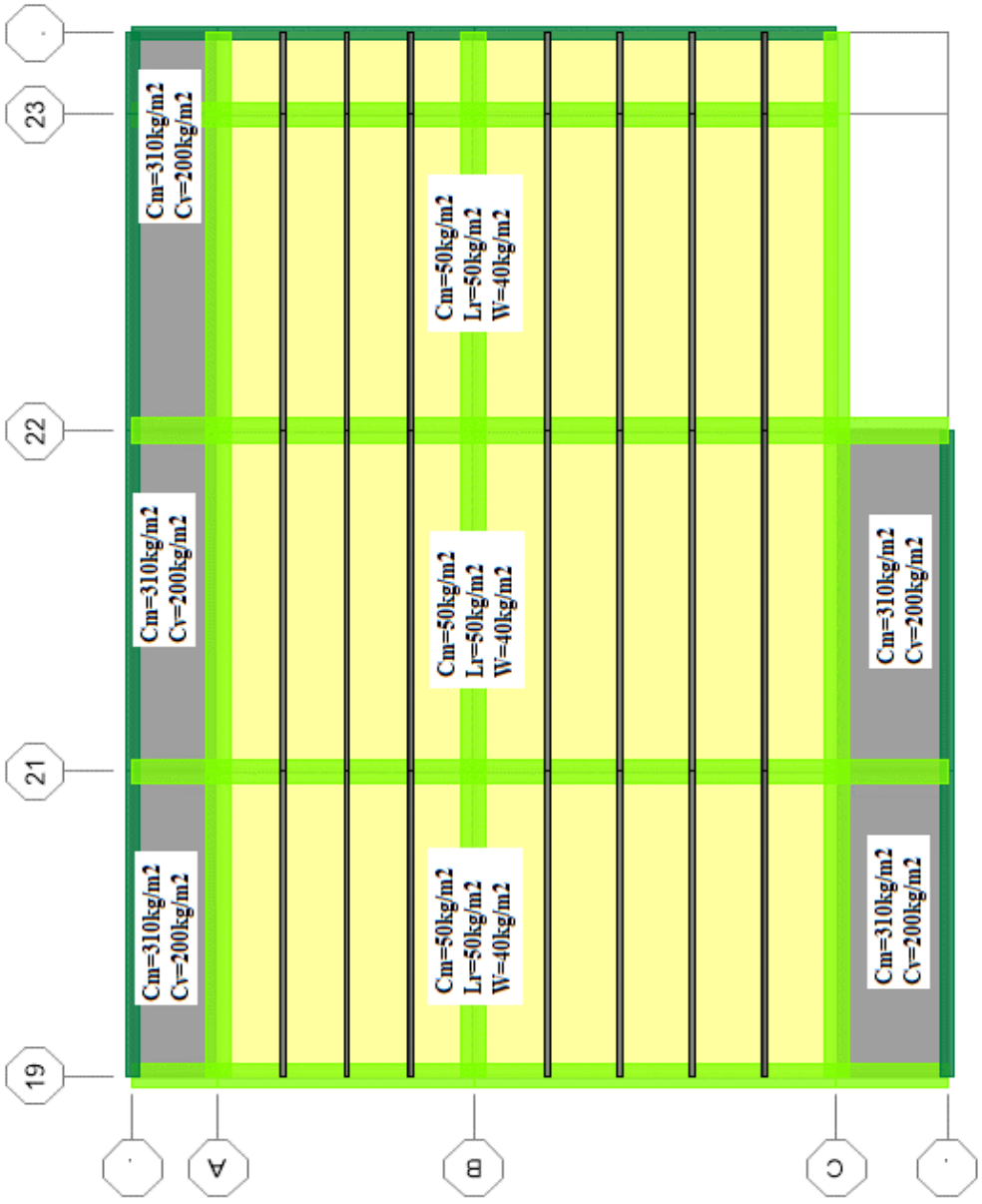
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,11
Cu<1.2:	1,16
TaCu	0,133

A.4.2-3

Cu no puede ser menor que 1.2

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	45
Cortante Basal Estático (Ton)	50,63

8. Cortante Basal

Td = 0,152 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
50,63	50,63	50,1	54,3	0,99	1,07

El cortante dinámico es > 80% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto NO se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,81	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,75	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	5	6

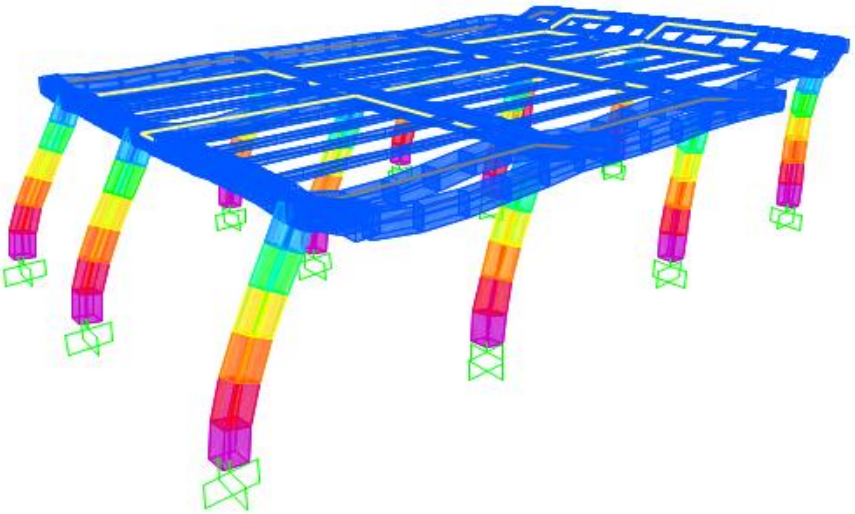
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	5	6	OK	OK

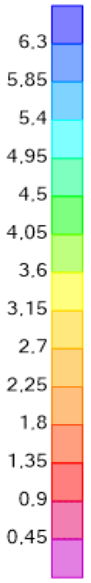
R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

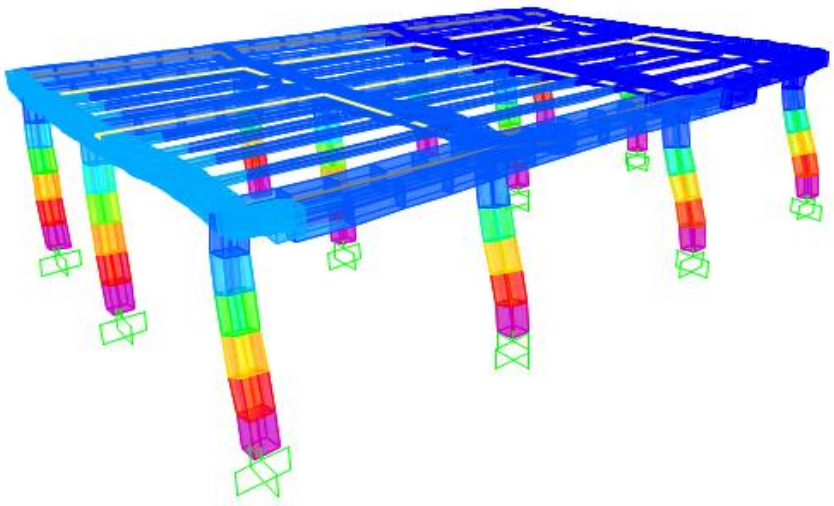
10. Chequeo de Derivas [mm]

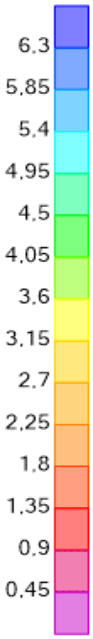
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]





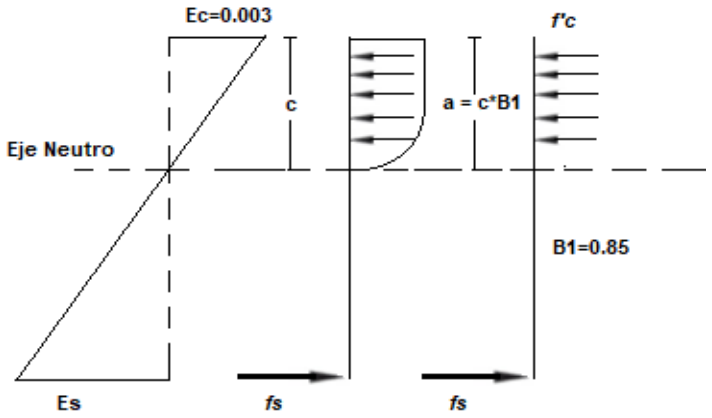
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

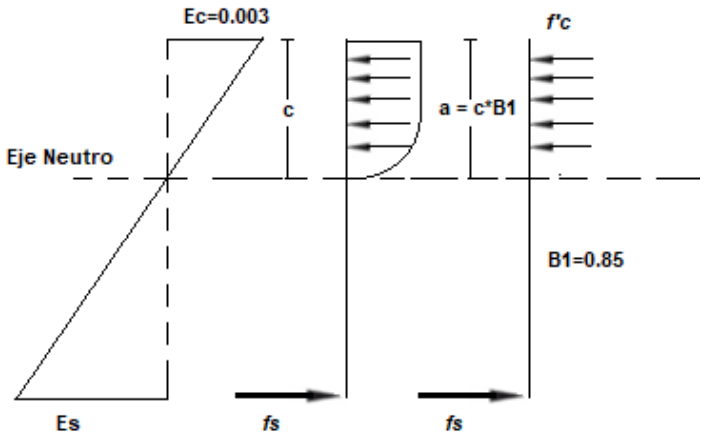
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As máx. =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

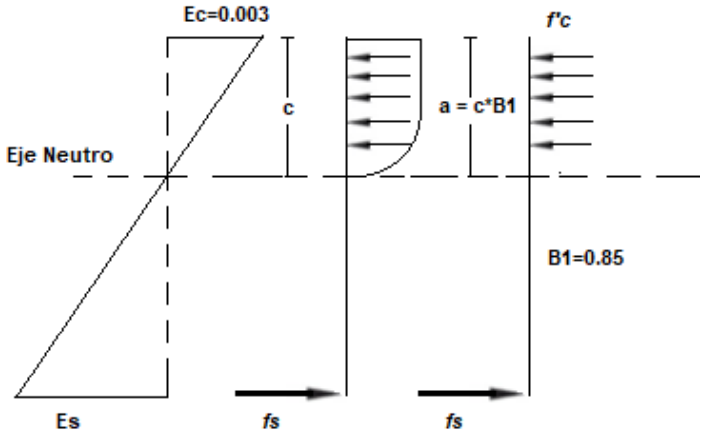
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As máx. =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

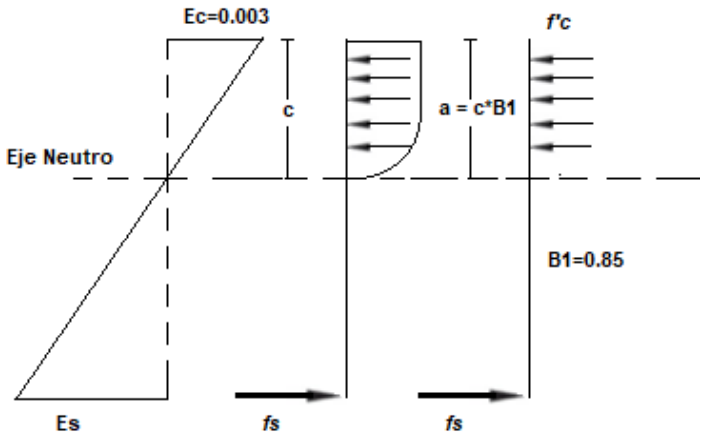
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As máx. =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As máx. =	996,09	mm2
		As min =	208,33	mm2
		As min =	170,48	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
21(B-C)	70	37,248	43,670	142	34,1
A(22-23)	55	37,248	23,670	142	63,0
22(A-B)	75	37,248	50,336	142	29,6
19(B-C)	49	37,248	15,670	142	95,2

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	6,25	Db (cm) =	1,59	
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95	
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35	
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70	
		No. Estribos	11	
		USE:	6,3	cm

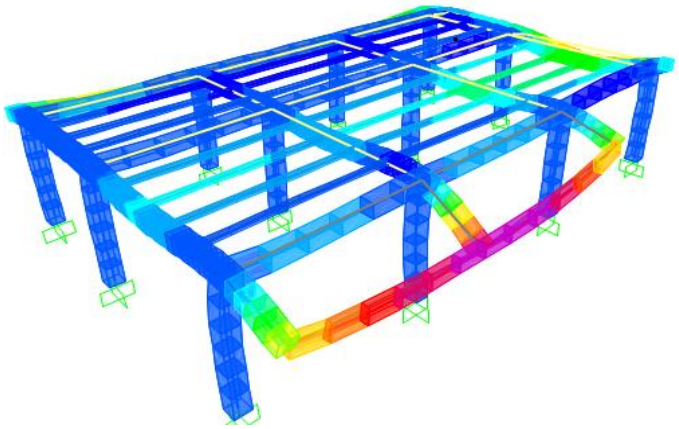
Zonas de No confinamiento (cm)

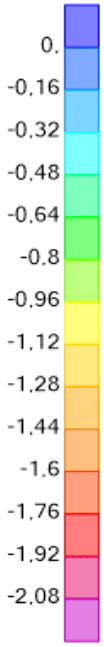
a) d/2 =	12,5	*USE:*	12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

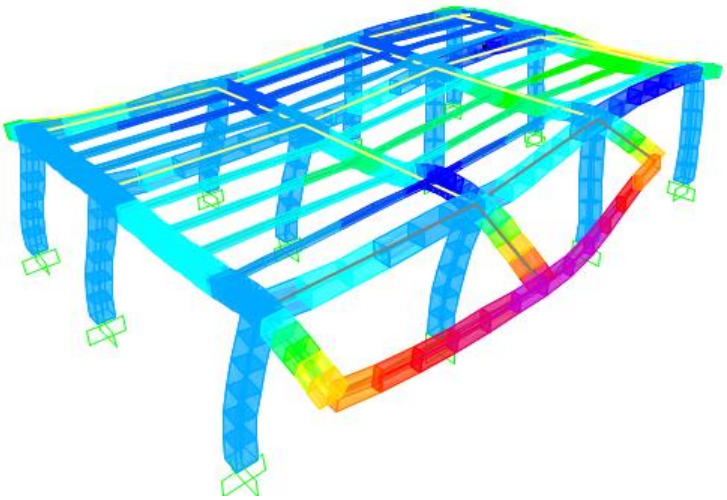
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 9mm

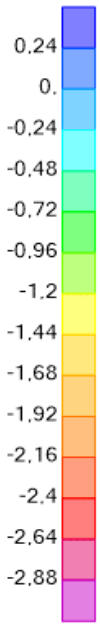




Deflexión Máxima = 2,1 mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 11mm



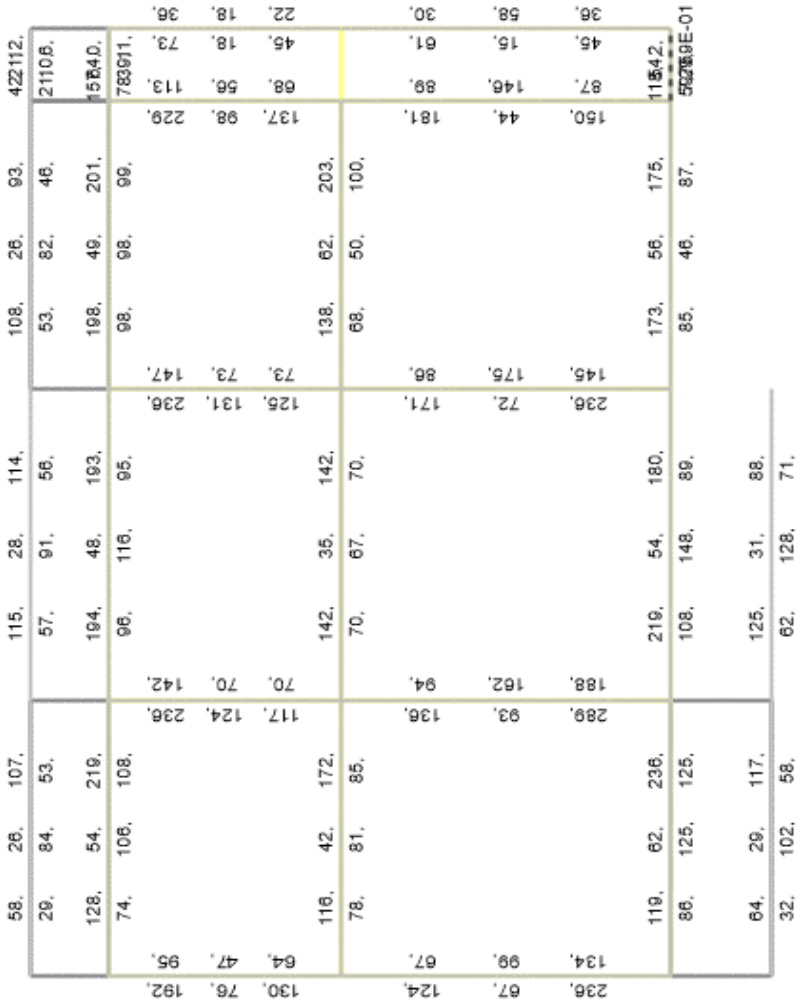


Deflexión Máxima = 2,90mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

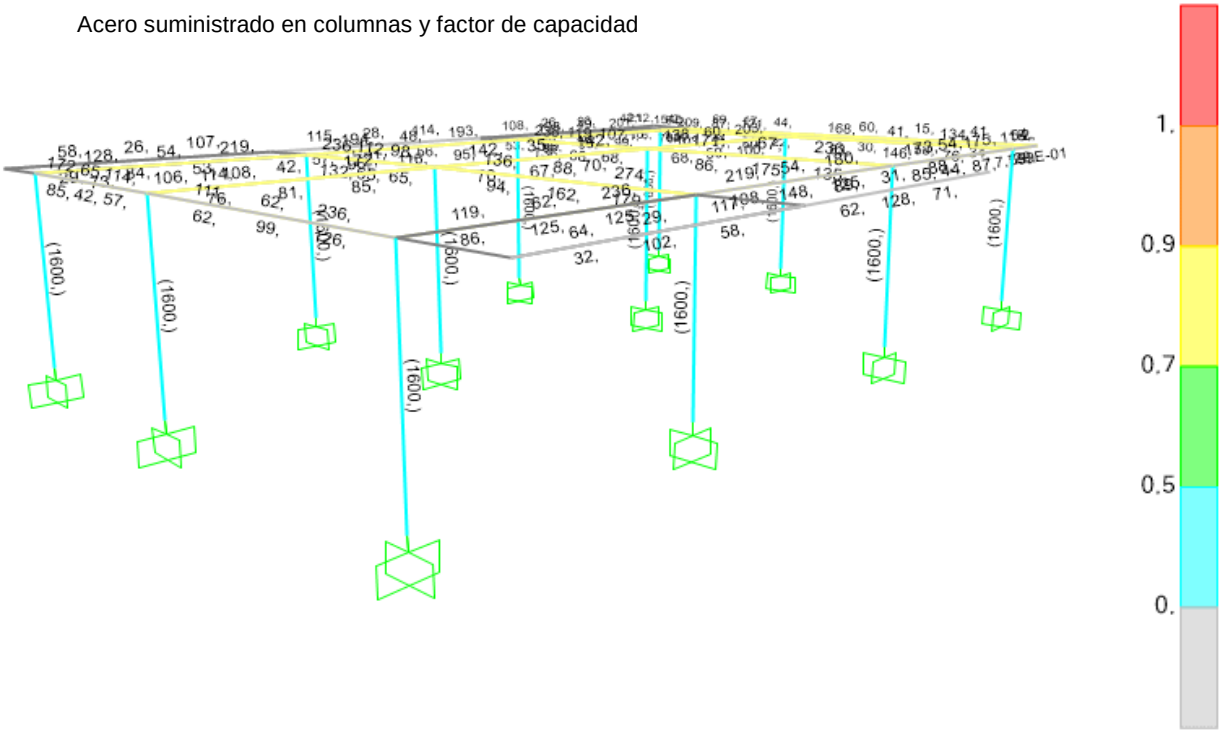


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

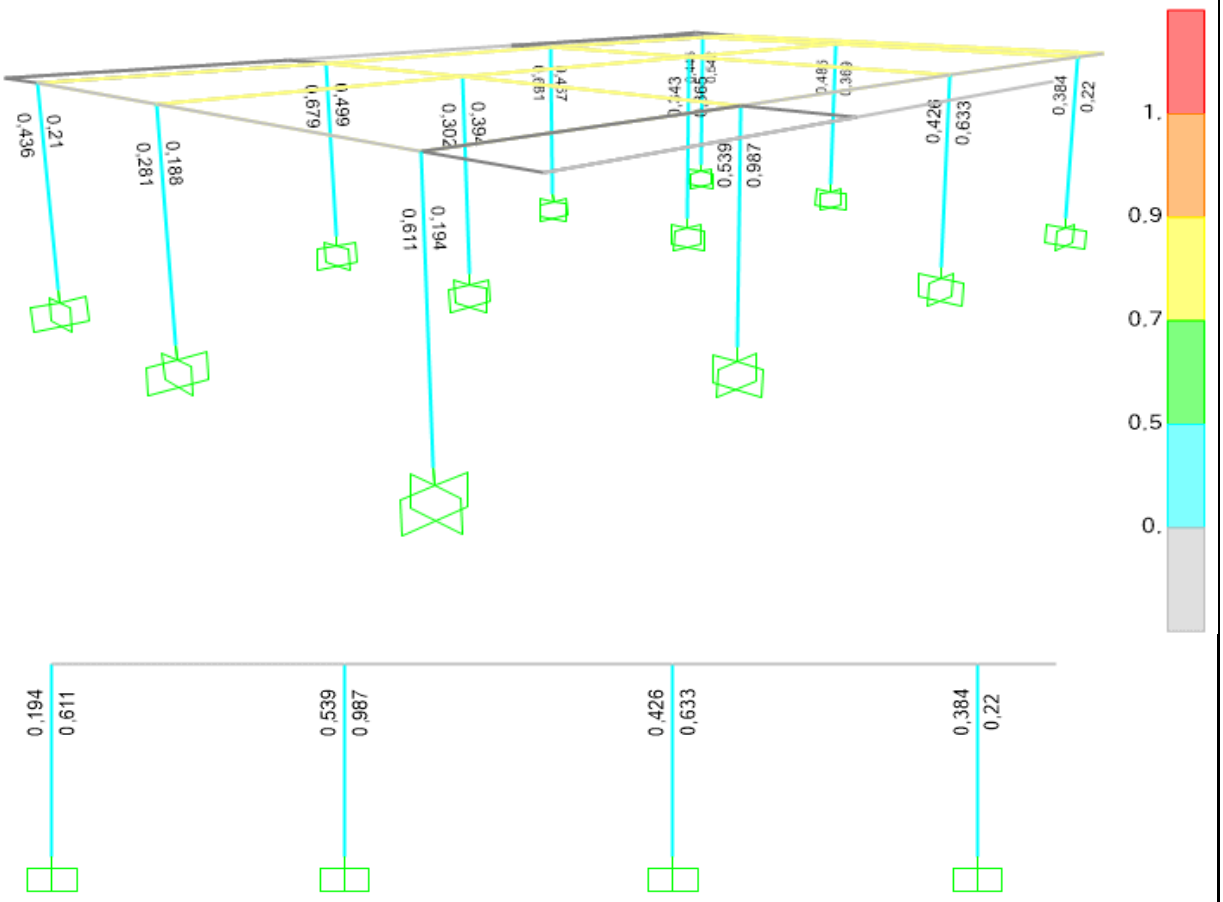


12. Acero Requerido en Columnas

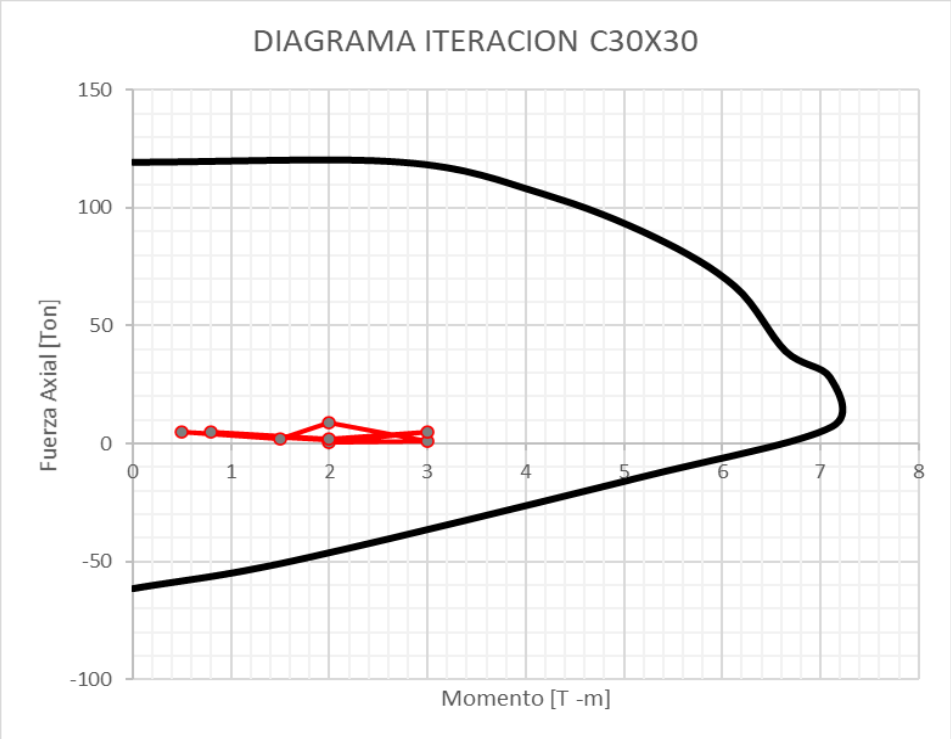
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa	Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >	0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,3	xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5 dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6 dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
A19	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
B21	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
C23	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
A22	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
C21	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	15,8	7,5	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]
Eje A	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600 mm2 1,78%
Eje B	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600 mm2 1,78%
Eje B	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600 mm2 1,78%

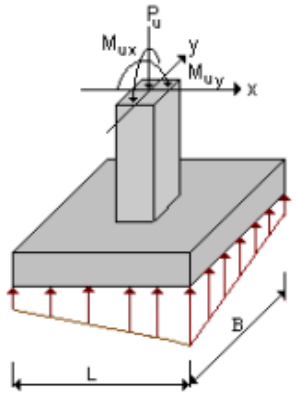
13.1 Diseño de zapatas — Zapata central B-21

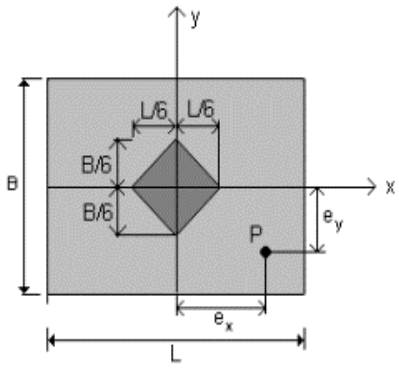
Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

Materiales			Geotécnica		
Concreto:	21	Mpa	E. Admisible	172	Kn/m2
Acero:	420	Mpa	P. Desplante	2,00	m
			D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]				Condición critica	
P =	108	ex =	0,032		
Mx =	3,5	ey =	0,039	L> 6 ex	L: 0,23 m
My =	4,2			L> 0,230	L= 1,30 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 84,93 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,30 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central B-21

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	89	Kn
Carga viva =	19	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	137,2	Kn
Qu =	81,18	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	1,15	m
Use B	1,30	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,3	Bo (m) =	1,24	1. ΦVc (kn) =	695,5
bc2 (m) =	0,3	Vu (kn) =	106,0	2. ΦVc (kn) =	2537,7
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	450,0

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,18	Vu (Kn) =	19,0	4. ΦVc (kn) =	243,1

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,09	Pu (Kn) =	137,2	5. ΦVc (kn) =	1044,225

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	17,15	Aux1 =	50,3	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0003422	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) = 748,8

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 300 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 22,5 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 59,52

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 300 mm
b = 300 mm

ΦP = 1228,5

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	2,30	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1668	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	4,0854	3,064	2,81891	0,0076	79,6	2#3=142mm2

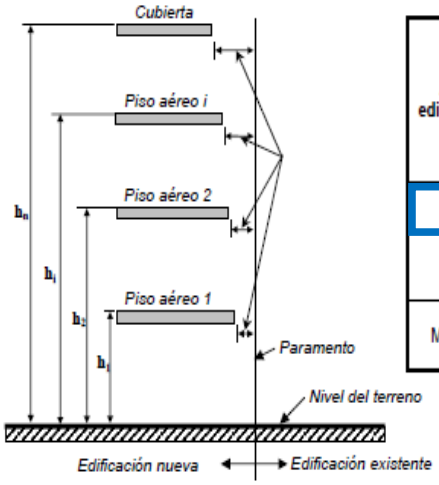
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	0,153025	4,2E-05	0,930035	2,874E-06	4,2E-05	0,930035
MODAL	Mode	2	0,148854	0,993997	5E-05	0,000341	0,994039	0,930085
MODAL	Mode	3	0,145381	4,658E-06	0,029504	0,00036	0,994044	0,95959
MODAL	Mode	4	0,078941	1E-05	0,02376	0,038629	0,994054	0,98335
MODAL	Mode	5	0,06295	2,3E-05	0,001181	7,958E-06	0,994077	0,984531
MODAL	Mode	6	0,058872	5,7E-05	0,004053	0,002819	0,994134	0,988584
MODAL	Mode	7	0,05584	4,998E-07	0,008172	0,082961	0,994134	0,996756

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,938	99,4134
MODAL	Acceleration	UY	99,9787	99,6756
MODAL	Acceleration	UZ	49,3769	12,512

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

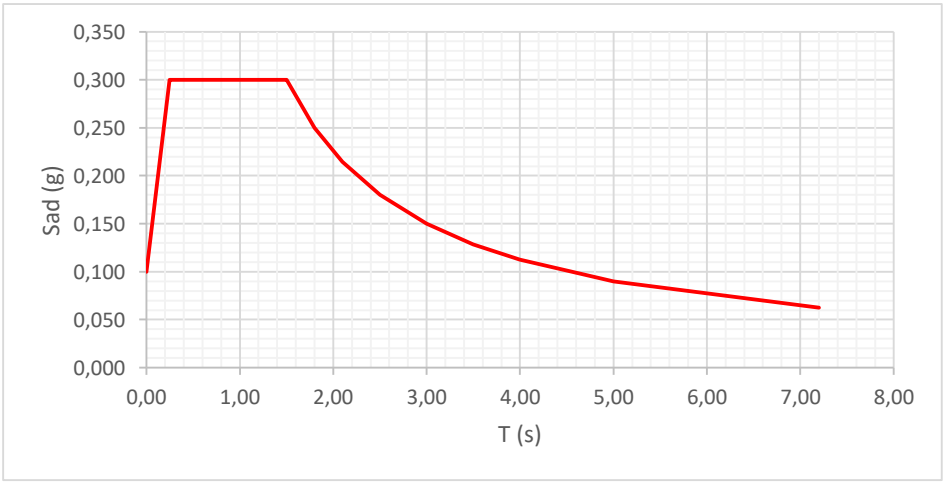
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

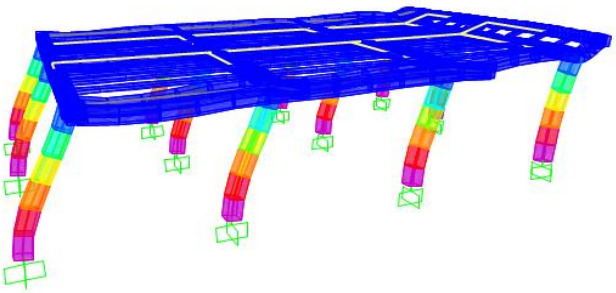
Sa, Aceleración espectral	0,3
Masa de la edificación (Ton)	45,03
Cortante Basal Estático (Ton)	13,509

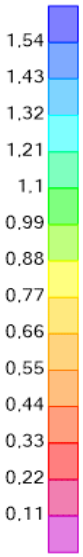
18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,54	4,20

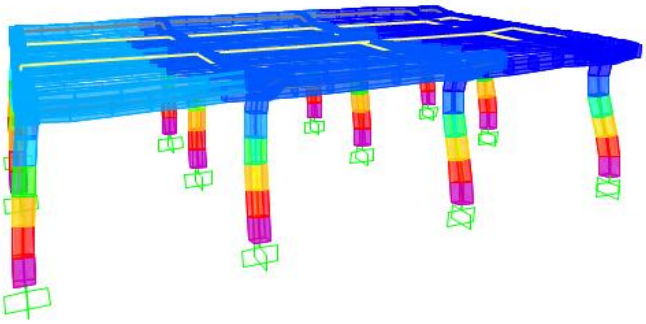
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	1,5	4,2	**OK**	**OK**

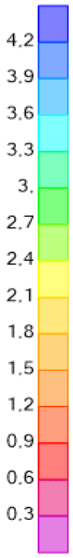
Desplazamiento horizontal en dirección X





Desplazamiento horizontal en dirección Y





18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,15 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
13,509	13,509	11,2	10,94	0,83	0,81

El cortante dinámico es > 0.8 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto NO se requiere ajuste de resultados

El periodo dinámico es menor que Cu Ta, por lo tanto se no requiere rigidizar sin embargo ambos periodos se encuentran en el valle del espectro donde la aceleración espectral es la mas alta

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 1,086	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 1,111	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,5	4,0

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	1,5	4,0	**OK**	**OK**

Mocoa, Marzo - 2025

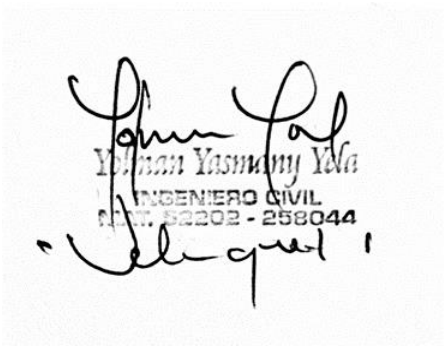
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

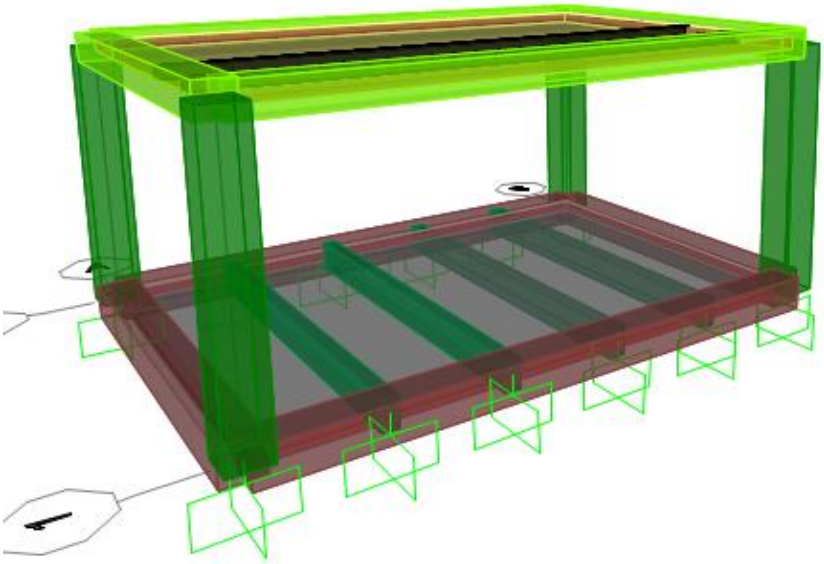
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

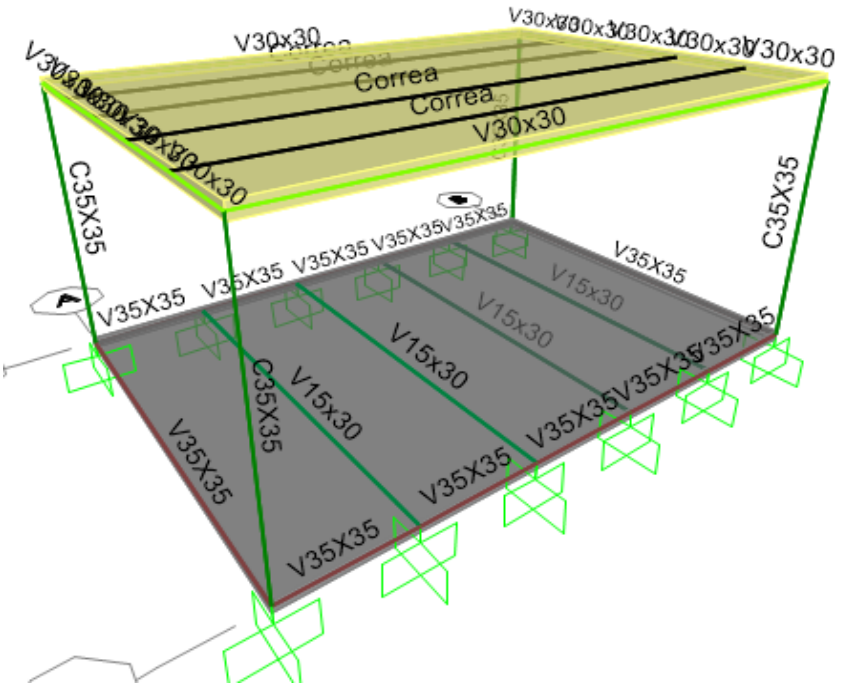


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

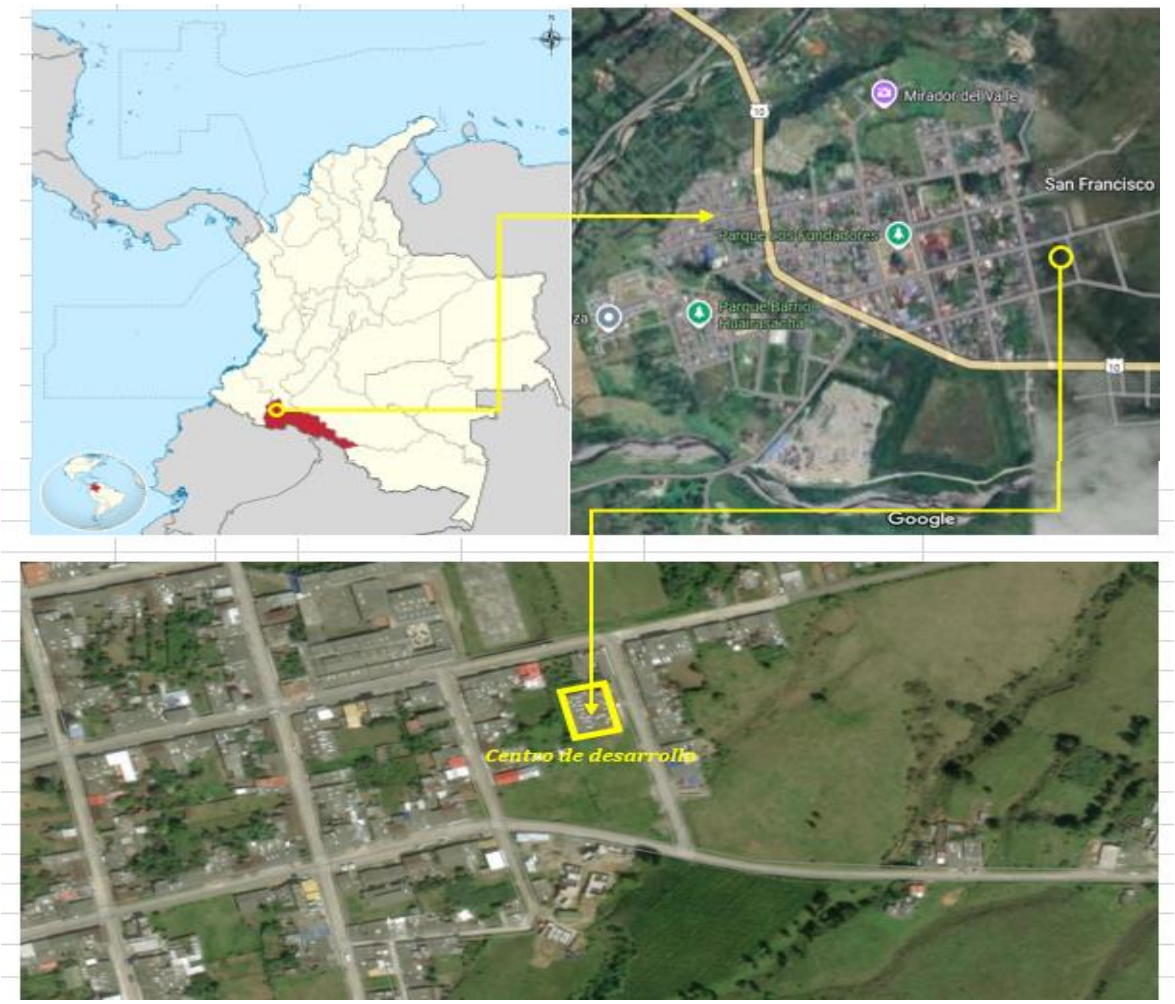


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 8,1

Ancho = 3,12

Relación L/A = 2,60<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

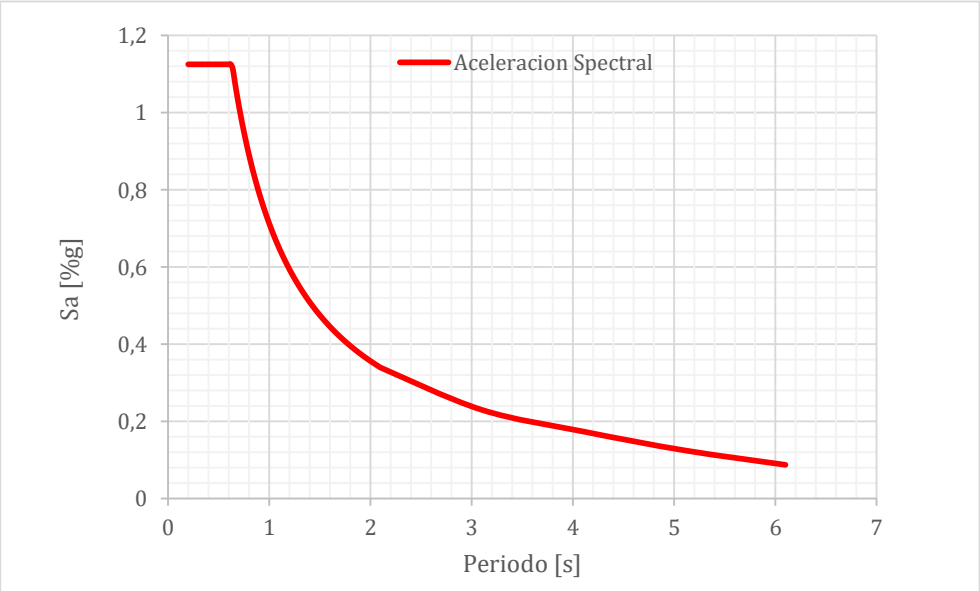
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

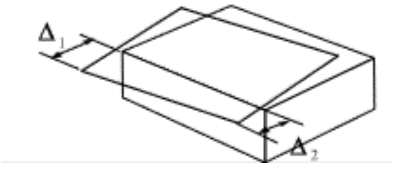
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

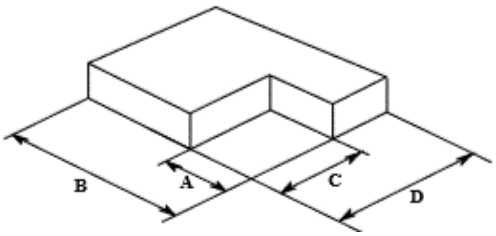
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



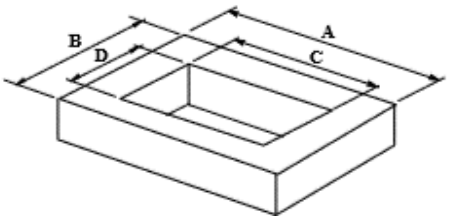
Tipo 2P No Aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

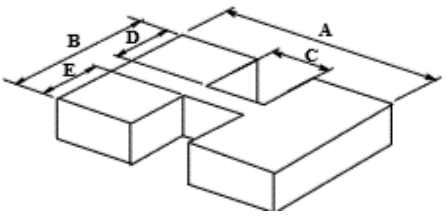
1) $C \times D > 0.5 A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$



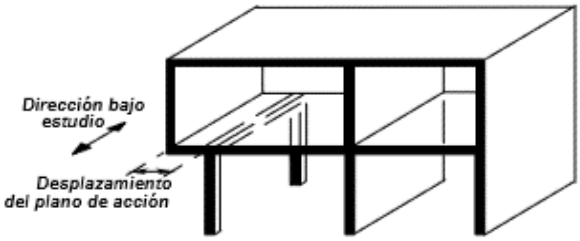
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 Si aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

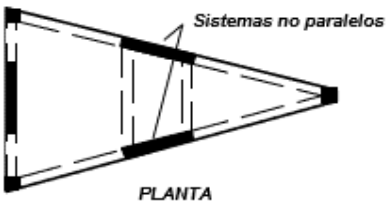


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1



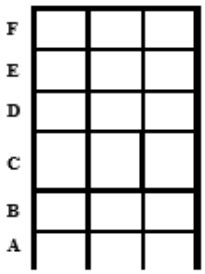
Clasificación de la estructura en planta como Irregular

Φp = 0,9

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

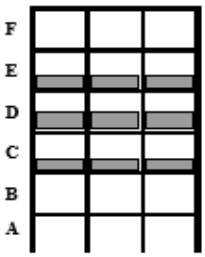


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



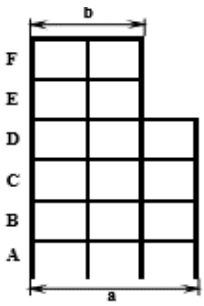
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

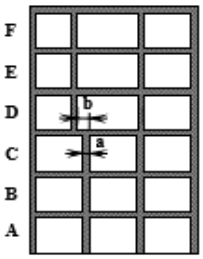
b = 0

Tipo 3A No aplica



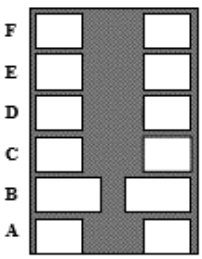
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Irregular

$\Phi a = 1$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0{,}75$

Factor de disipación de energía R = 5,25

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

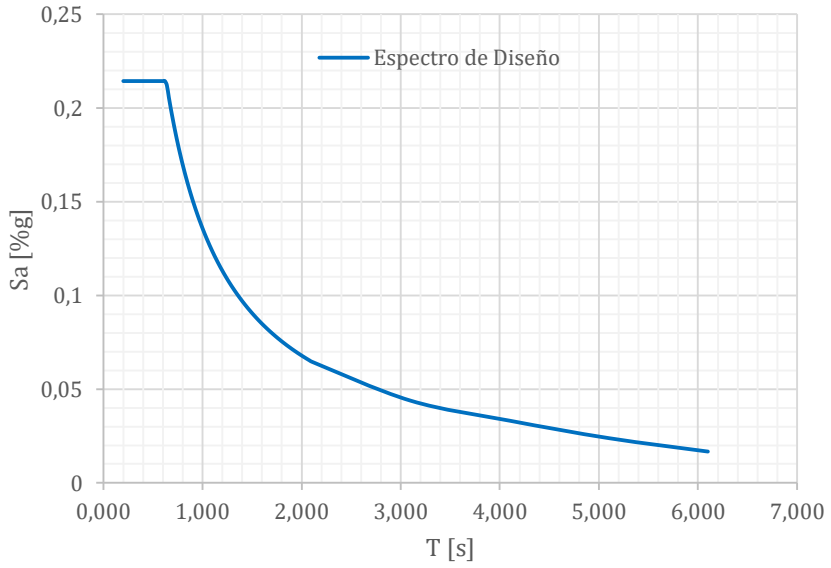
To: 0,03

Tc: 0,12

TL: 0,87

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,214
0,3	0,214
0,4	0,214
0,6	0,214
0,8	0,170
1	0,136
1,1	0,123
1,5	0,090
1,6	0,085
1,9	0,071
2,1	0,065
2,4	0,057



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

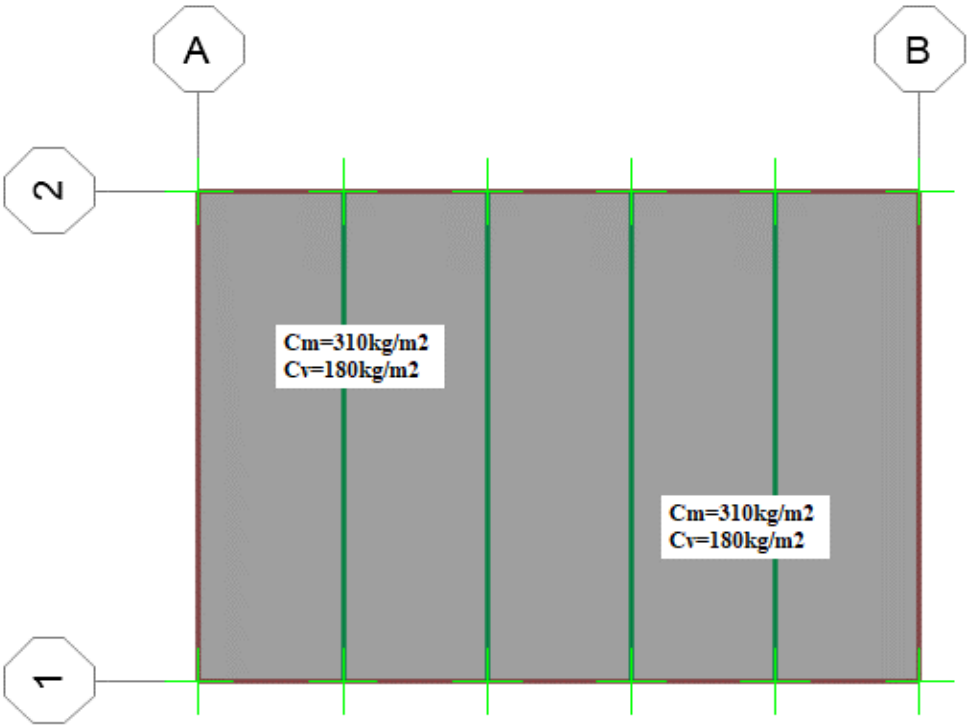
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

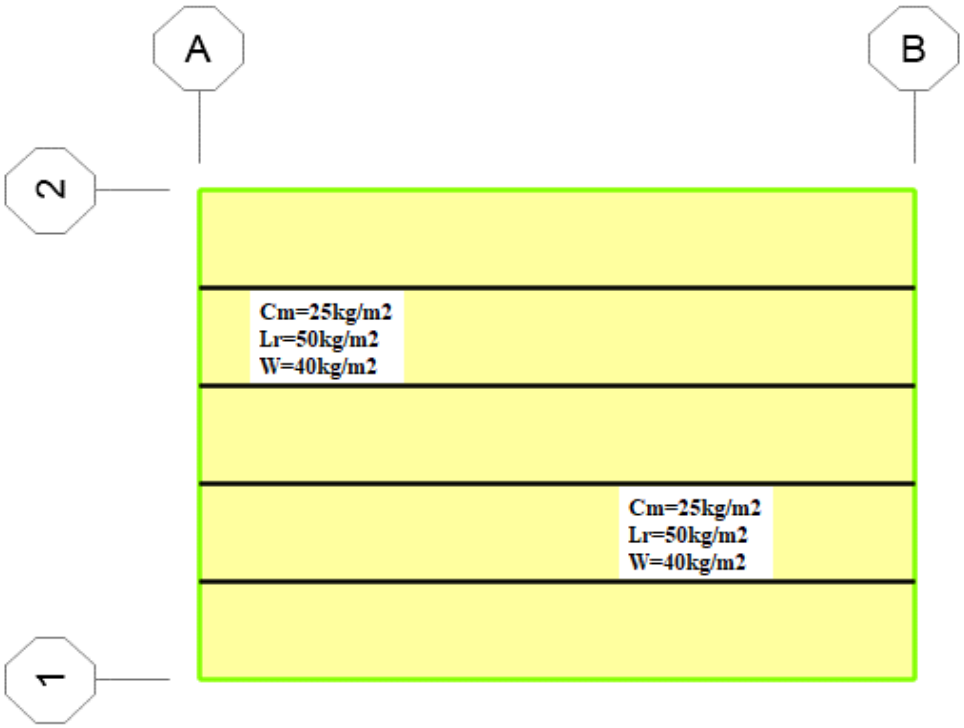
5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 0,0m en Kg/m2



5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,70m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,7
Periodo Fundamental:	0,11
Cu<1.2:	1,16
TaCu	0,138

A.4.2-3

Cu no puede ser menor que 1.2

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	6,80
Cortante Basal Estático (Ton)	7,65

8. Cortante Basal

Td = 0,100 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,138

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
7,65	7,65	7,2	7,4	0,94	0,97

El cortante dinámico > 90% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto
NO se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,96	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,93	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,70	2,70	27	2,4	2,2

Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,70	2	2	OK	OK

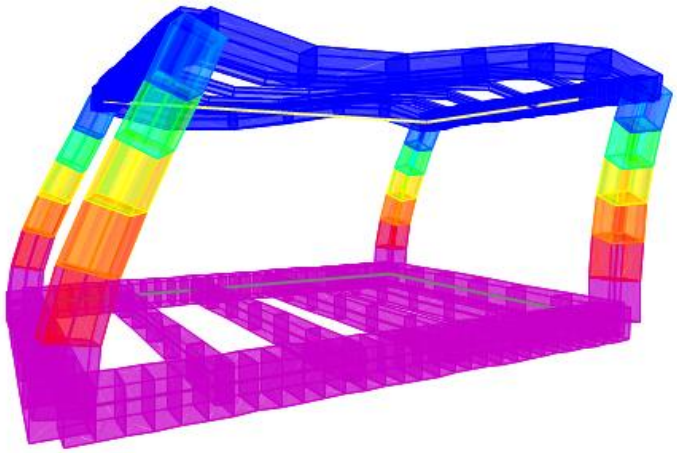
R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

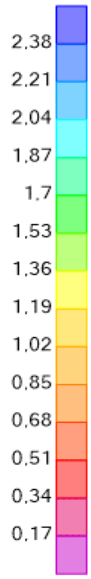
Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

10. Chequeo de Derivas [mm]

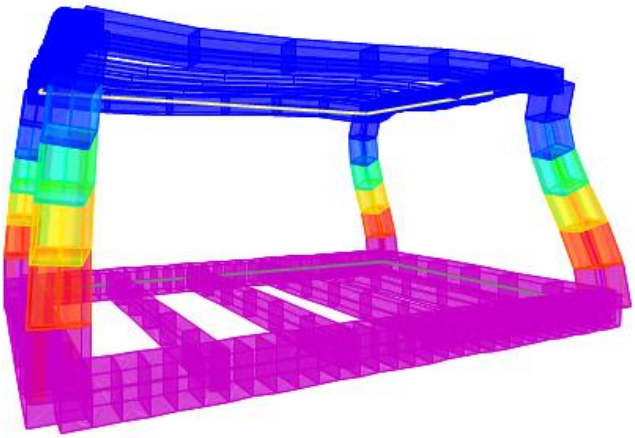
Indicador [mm]

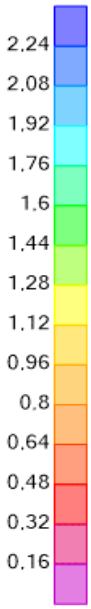
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]





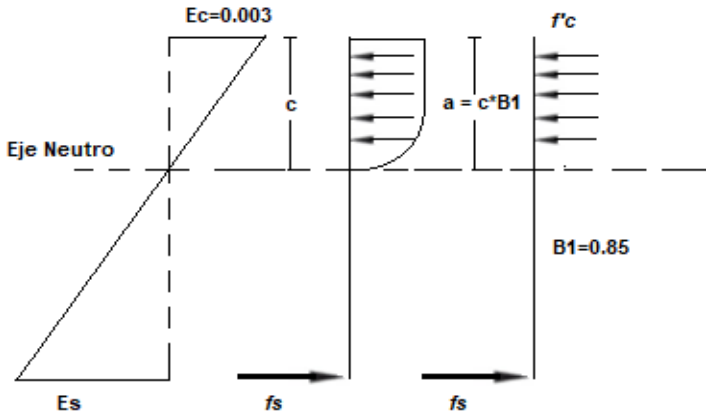
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 35x35 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

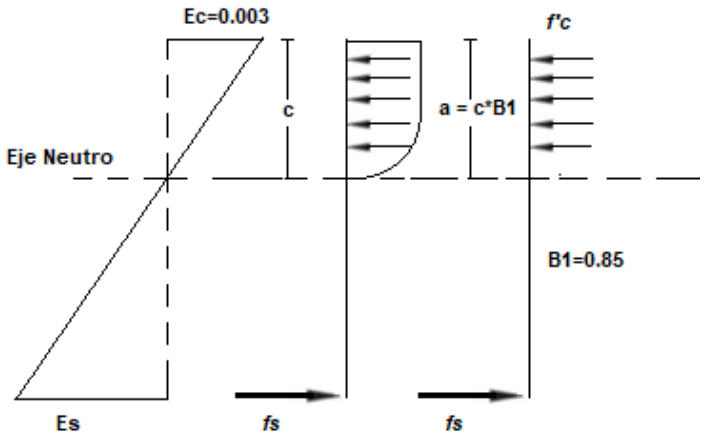
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	350	ρb =	0,02125	
H (mm) =	350	As Max =	1673,44	mm2
		As min =	350,00	mm2
		As min =	286,41	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

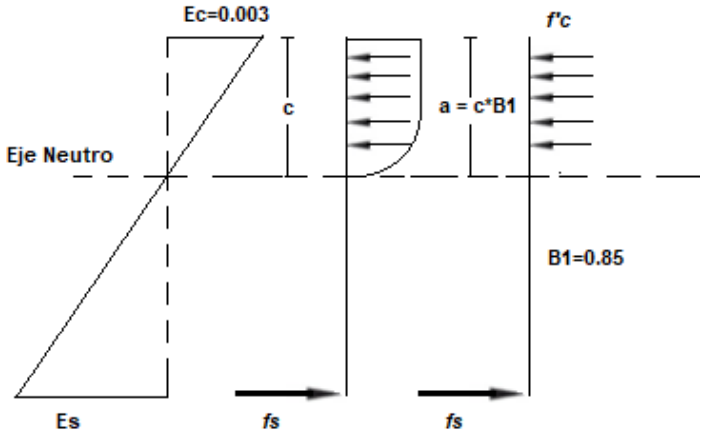
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

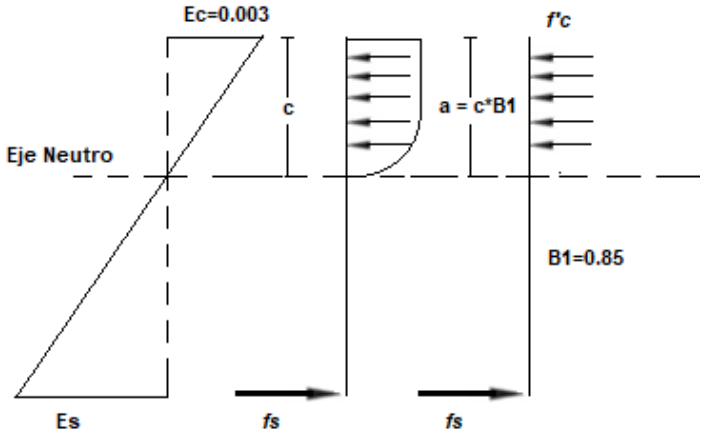
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
A(1-2)	55	37,248	23,670	142	63,0
B(1-2)	54	37,248	22,336	142	66,8
1(A-B)	60	37,248	30,336	142	49,1
2(A-B)	61	37,248	31,670	142	47,1

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

		Db (cm) =	1,59	
		Dbe (cm) =	0,95	
a) d/4 =	6,25	B colu (cm)	35	
b) 8Db =	12,72	L confin (cm)	70	
c) 24Dbe =	22,8	No. Estribos	11	
d) 30 cm =	30	*USE:*	6,3	cm

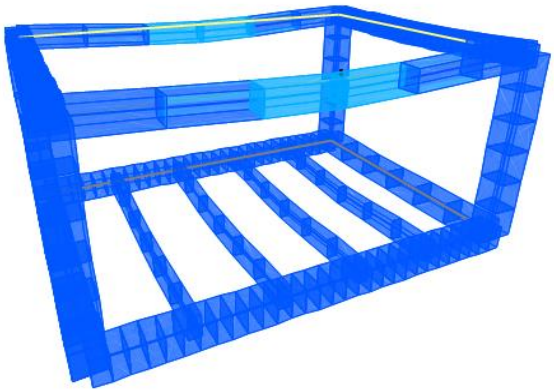
Zonas de No confinamiento (cm)

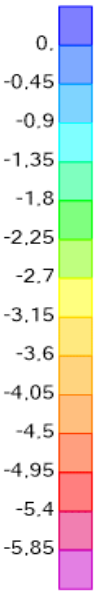
a) d/2 =	12,5	*USE:*	12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

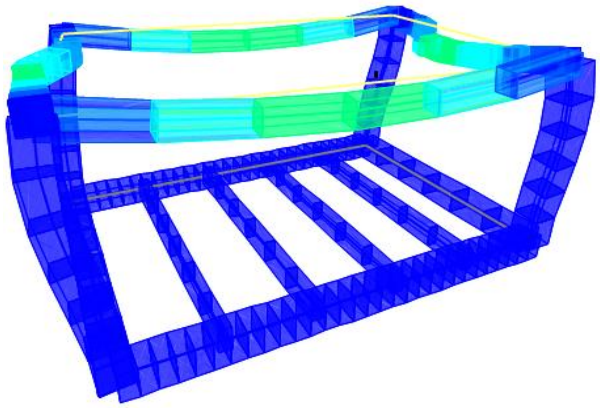
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 12mm

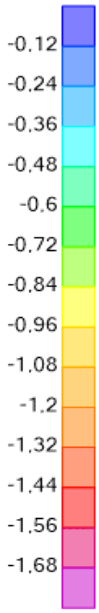




Deflexión Máxima = 0,55mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 16mm



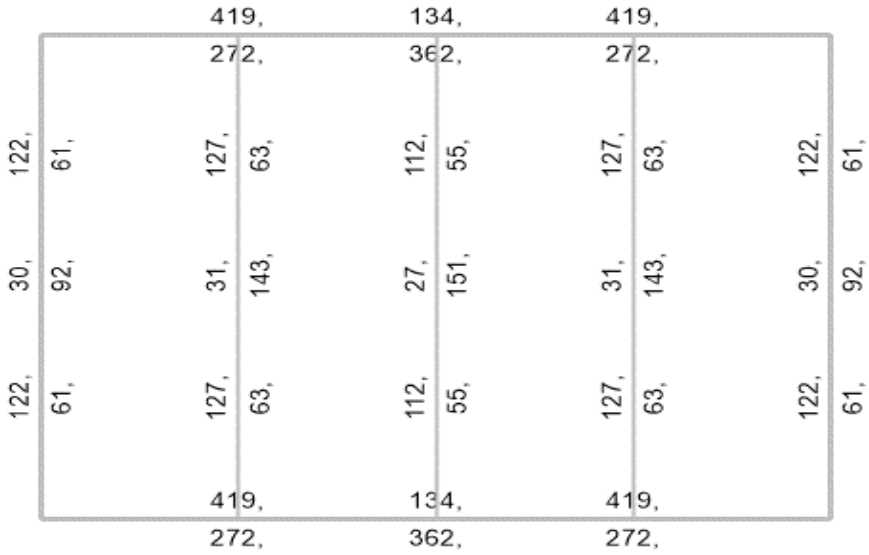


Deflexión Máxima = 0,72mm

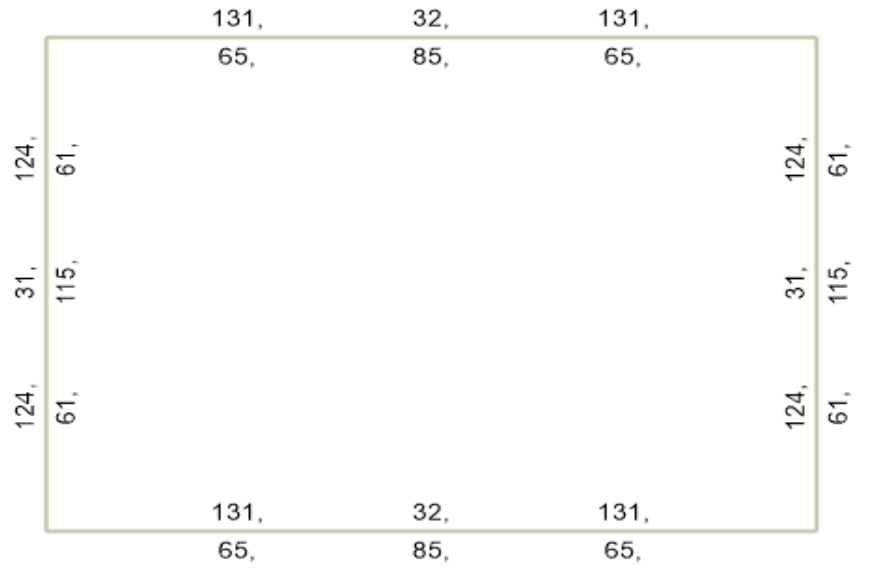
11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 0,0



Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,70

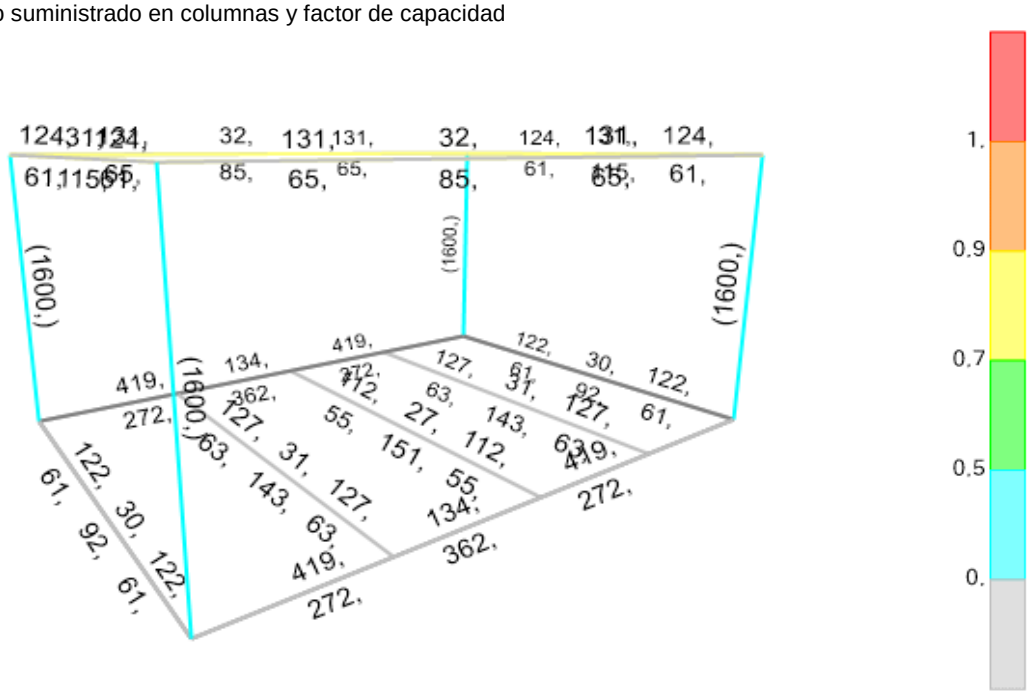


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

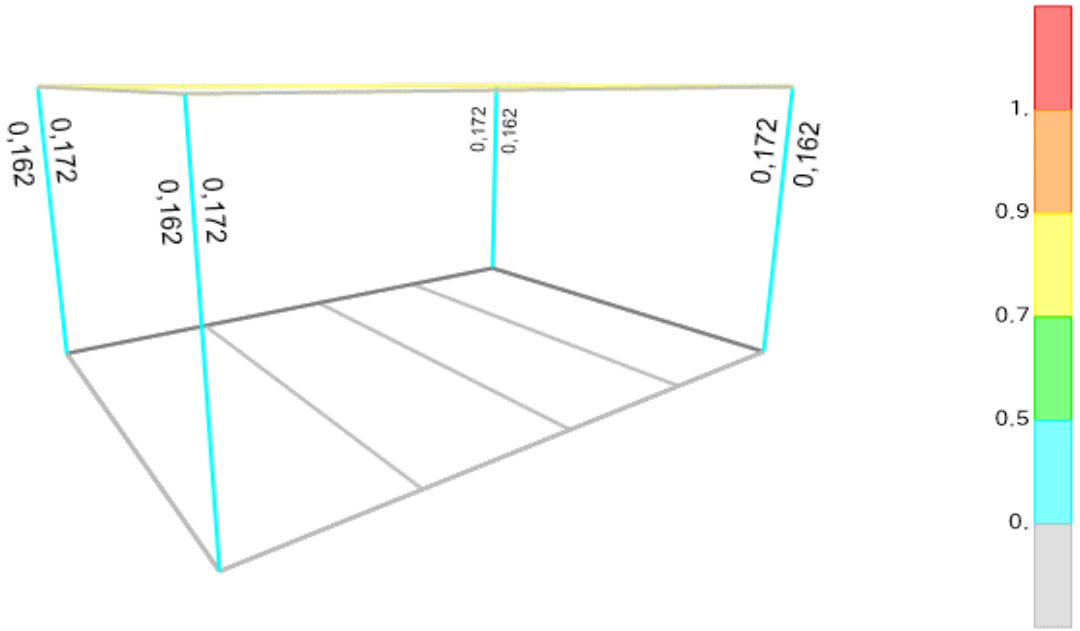


12. Acero Requerido en Columnas

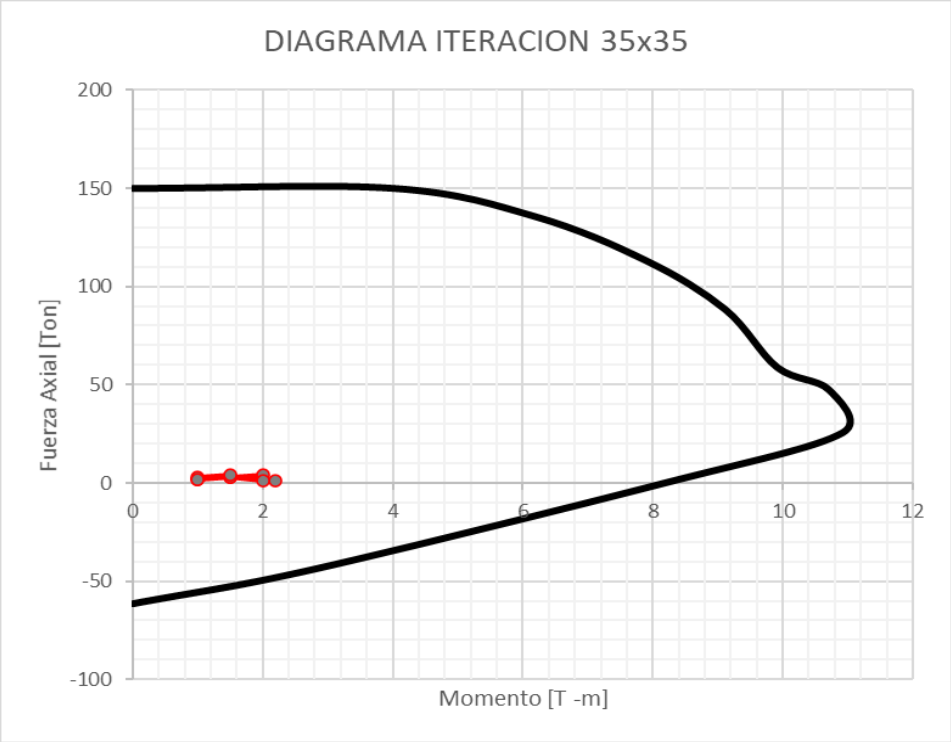
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,70	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,45	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,35		xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
A1	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
B1	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
A2	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
B2	355	35	12425	9369	0,0	213	1,3	1,3	*7,70*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	13,5	8,75	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]		
Eje A	D=35cm	1225 mm2	4900 mm2	1600	mm2	1,31%
Eje B	D=35cm	1225 mm2	4900 mm2	1600	mm2	1,31%

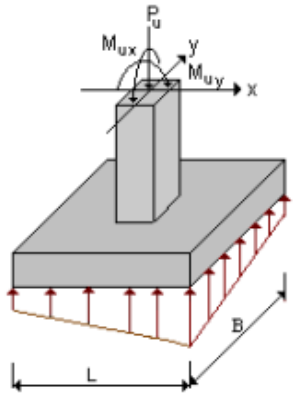
13.1 Diseño de zapatas — Zapata central A1

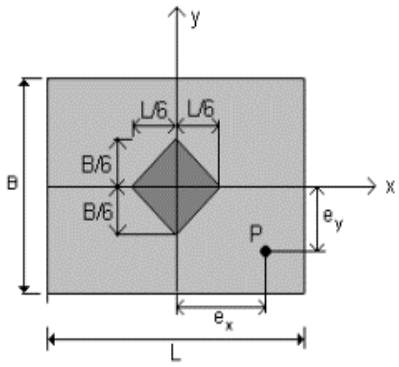
Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

Materiales			Geotécnica		
Concreto:	21	Mpa	E. Admisible	172	Kn/m2
Acero:	420	Mpa	P. Desplante	2,00	m
			D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]				Condición critica	
P =	32	ex =	0,038		
Mx =	1,2	ey =	0,056	L> 6 ex	L: 0,34 m
My =	1,8			L> 0,340	L= 1,00 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 50,00 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,00 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central A1

Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio		
Carga M =	25	Kn
Carga viva =	7	Kn

Cargas de Diseño		
Pu =	41,2	Kn
Qu =	41,20	Kn/m2

Predimensionamiento		
B mínima	0,93	m
Use B	1,00	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — **Ok**

bc1 (m) =	0,35	Bo (m) =	1,34	1. ΦVc (kn) =	751,6
bc2 (m) =	0,35	Vu (kn) =	22,7	2. ΦVc (kn) =	2556,0
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	486,3

Chequeo por cortante unidireccional — **Ok**

x (m) =	0,005	Vu (Kn) =	0,2	4. ΦVc (kn) =	187,0

Chequeo por aplastamiento — **Ok**

A1 (m2) =	0,1225	Pu (Kn) =	41,2	5. ΦVc (kn) =	1421,30625

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	5,15	Aux1 =	38,7	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0001333	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) = 576

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 180 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 13,5 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 35,71

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 350 mm
b = 350 mm

ΦP = 1672,125

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,70	Fa =	1,2
Altura total:	3,00	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,25		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)					Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	2,40	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1740	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	4,263	3,1973	3,06936	0,0084	87,7	2#3=250mm2

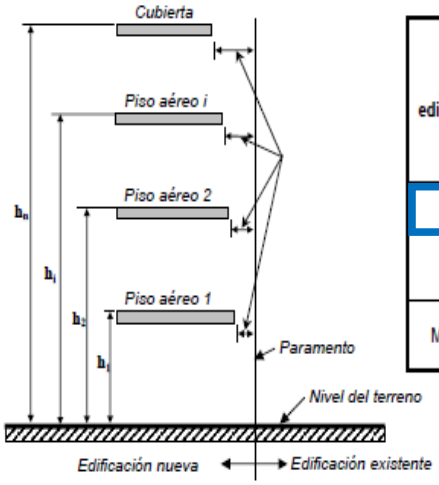
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

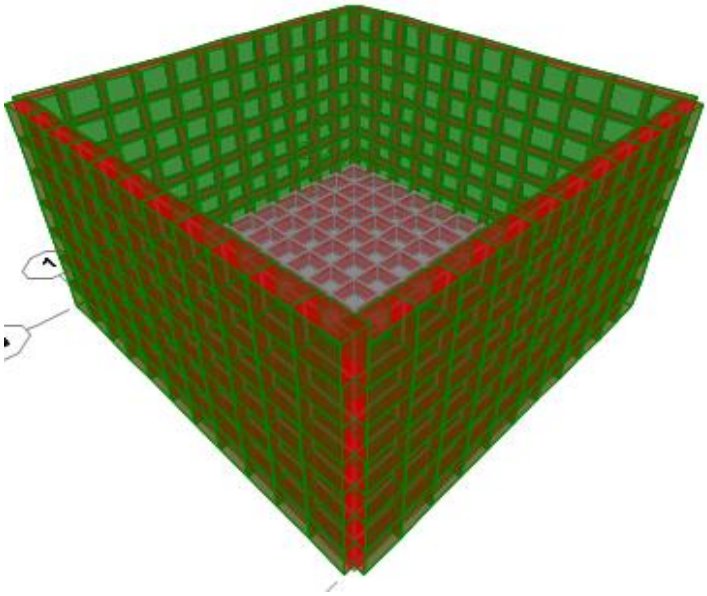
StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
1	0,181845	0,002917	0,959207	3,275E-08	0,002917	0,959207
2	0,17113	0,929179	0,010401	8,905E-07	0,932097	0,969608
3	0,162579	0,067892	0,030369	2,397E-07	0,999988	0,999978
4	0,013463	3,141E-06	3,761E-08	0,40916	0,999991	0,999978
5	0,013393	6,876E-08	9,712E-06	0,003269	0,999991	0,999988
6	0,011957	8,953E-07	1,159E-10	0,292881	0,999992	0,999988
7	0,011906	8,696E-11	6,651E-06	5,577E-06	0,999992	0,999994

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99,9992
MODAL	Acceleration	UY	100	99,9994
MODAL	Acceleration	UZ	79,4819	70,5317

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, CERCHA	Memoria de calculo
GISYE	Elaboración: Marzo de 2025 Contacto: yolman17yela@hotmail.com
Propietario: ICBF- REGIONAL PUTUMAYO	Localización: San Francisco, Putumayo
	Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela

Diseño de tanque de Almacenamiento (1)



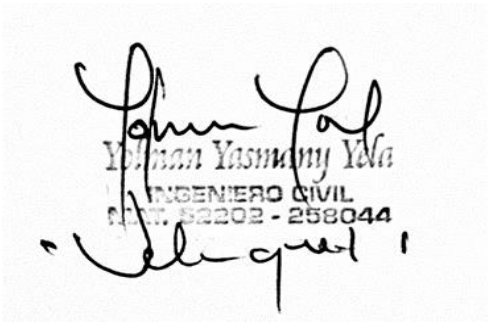
(1) Norma Colombiana de Construccion Sismo Resistente NSR-10 - Titulo C. C.14

(2) Norma Colombiana de Construccion Sismo Resistente NSR-10 - Titulo H. H.6

San Miguel de Mocoa, Marzo de 2025

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCION del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construccion Sismo Resistente NSR-10. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respectados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en esta memoria de calculo y en los planos estructurales ademas que la construccion se realice con personal calificado.



Ing. Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes

Magister en Ingenieria Estructural y Sismica

Mp: 52202-258044

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, CERCHA	Memoria de calculo
GISYE	Elaboración: Marzo de 2025 Contacto: yolman17yela@hotmail.com
Propietario: ICBF- REGIONAL PUTUMAYO	Localización: San Francisco, Putumayo **Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela**

1. Metodologia de diseño
2. Especificaciones Geotecnicas y recomendaciones de cimentacion
3. Especificaciones de diseño
4. Analisis de Cargas
4.1 Cargas Permanentes
4.2.1 Cargas sismicas
4.2.2 Cargas Vivas
5. Asignacion de Cargas al modelo
6. Combinaciones de carga
8. Modelamiento tridimensional
9. Diseño de cimentacion

1. Metodologia de diseño

El diseño estructural de estructuras como las captaciones, desarenador y tanques de almacenamiento de concreto reforzado fabricados en situ deben cumplir con las especificaciones conforme a los articulos aplicables de la norma NSR-10. Se deberan aplicar las cargas y combinaciones de carga espeficicadas en el titulo B de la norma.

2. Especificaciones Geotecnicas y recomendaciones de cimentacion

2.1 Emperesa Responsable:

2.2 Profesionales Responsables:

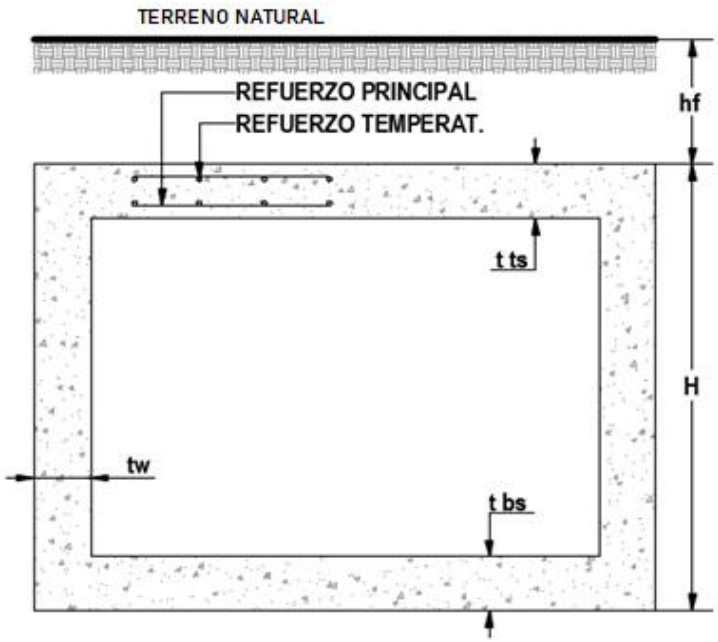
Yolman Yasmany Yela , Mp: 52202-258044

2.3 Tipo de suelo "D"

2.4 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2

3. Especificaciones de diseño

Resistencia a la Compresión del Concreto, f'c	24	Mpa
Limite Elástico del Acero, fy	420	Mpa
Peso Volumétrico del Concreto, g_c	24	Kn/m2
Peso especifico del Suelo Saturado, g_s	17,8	Kn/m3
Altura de los tanques, H	3,00	m
Base del tanque, B	1,00	m
Espesor del Muro, t_w	0,35	m
Espesor de la losa, t_{ts}	0,20	m
Espesor de la Base de losa, t_{bs}	0,40	m
Altura del relleno, h_f	0,00	m
Peso especifico del Suelo de relleno, g_f	18,5	Kn/m3
Presión del Suelo Admisible, Q_a	172	Kn/m2
Angulo de Fricción del Suelo, Φ	32	grados
Empuje activo del suelo, Kah	0,43	



4. Analisis de Cargas

4.1 Cargas Permanentes

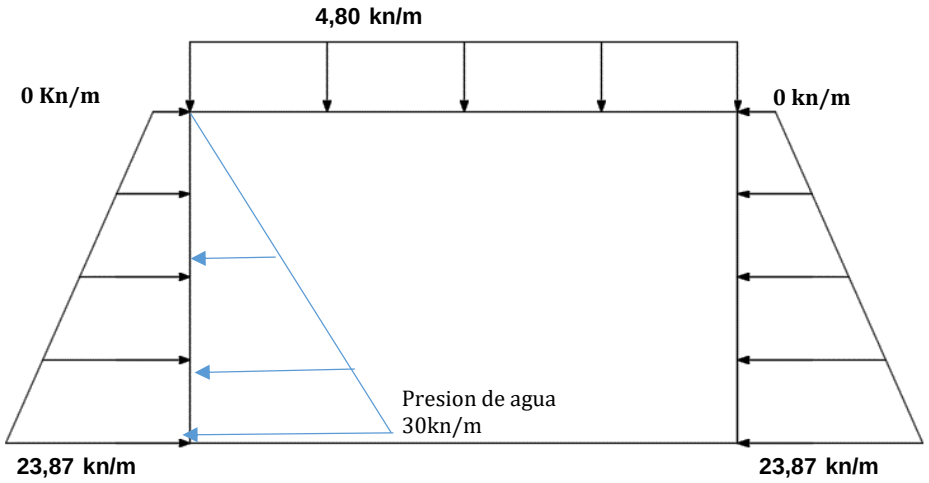
4.1.1 Cargas muertas

a) Peso propio de la estructura, El analisis se realizara para 1m de muro

Peso placa superior	[kn/m]	4,80
Peso del agua	[kn/m]	30,00
Peso de la placa inferior	[kn/m]	9,60
Peso de la pared vertical	[kn/m]	25,20
Total Carga Muerta [Kn/m2] =		69,60 [Diseño de cimentacion]

b) Empuje horizontal del suelo + sobrecarga

EI [Kn]	=	0,00	Esfuerzo por sobrecarga
EII + ES [Kn]	=	23,87	Empuje sismico del suelo + sobrecarga



4.2 Cargas transitorias

4.2.1 Cargas sismicas

La carga sismica horizontal se calculara con base en la teoria de mononobe - Okabe

Φ	32	Coeficiente de friccion del suelo
α	0	Angulo de la pared del muro con la vertical
∝	32	Angulo de friccion entre el muro y el suelo
β	0	Angulo que forma la superficie con la horizontal
ɣ	18,5	Peso del relleno [kn/m3]
H	3	Altura del muro [m]
L	1	Longitud de diseño [m]
h	0	Altura de sobre carga [m]
Aa	0,3	Aceleracion horizontal NSr-10
ψ	16,7	ψ activo

Factor de empuje

Ka	0,43	Factor de empuje activo
Kt	0,940	Factor de empuje total activo y sismico

Cargas horizontales sobre la pared vertical

Fsc [kn/m]	0,00	Sobre carga del terreno
Fs [kn/m]	23,87	Empuje de tierra sobre la parte exterior del muro
Fss [kn/m]	28,31	Fuerzas sismicas en la parte superior del muro
		[La fuerza sismica se determino con la teoria de Mononobe - Okabe]
Fsw [kn/m]	19,53	Fuerzas sismicas del agua en la parte superior del muro
		[La fuerza sismica se con el metodo de westergard]

4.2.2 Cargas Vivas

Sobre los tanques no se llevara acabo ninguna actividad por lo tanto la carga viva es de 50kg/m2

4.2.3 Presion de agua

Corresponde a presion que el agua ejerce sobre las paredes internas, equivalente a la densidad del agua por la altura maxima del nivel de aguas dentro del desarenador

La condicion mas critica de los tanques ocurre cuando estan vacios o el nivel agua es abajo lo que permite que se desarrolle todo el empuje activo o pasivo sobre la cara del muro

H	3	Altura del muro [m]
L	1	Longitud de diseño [m]
ɣw	10	Peso del agua [kn/m3]

Cargas horizontales sobre la pared vertical

Fw [kn/m]	30,00	Empuje del agua sobre la parte interior del muro
Fww [kn/m]	18,00	Fuerzas sismicas en la parte superior del muro
		[La fuerza sismica del agua se determino con la teoria de westergaard]

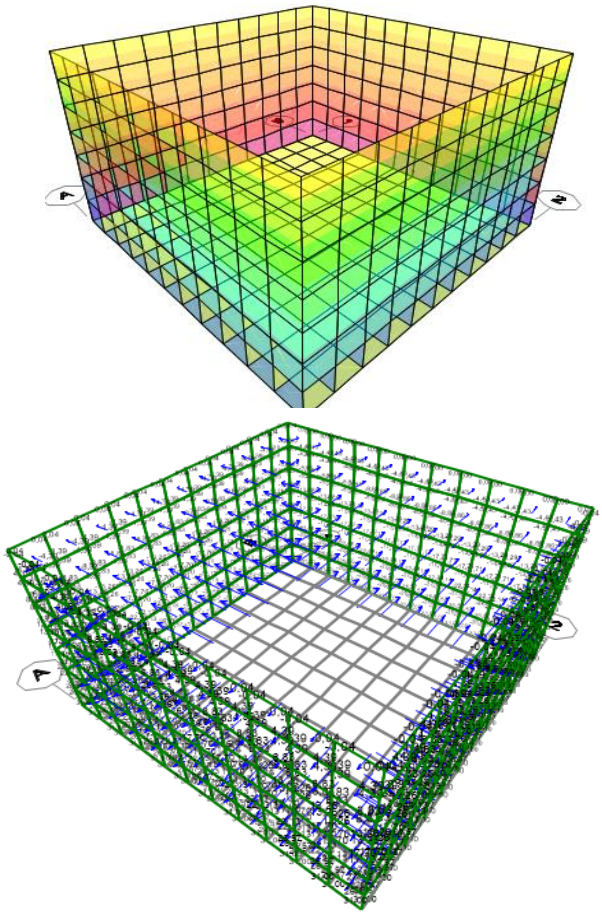
5. Asignacion de Cargas al modelo

Las asignaciones de carga al modelo se realizaron teniendo en cuenta, las presiones de tierra, las presiones de agua, el sismo de diseño y la carga sismica que incluye carga sismica calculada con Mononobe - Okabe y Wertegaard para el agua

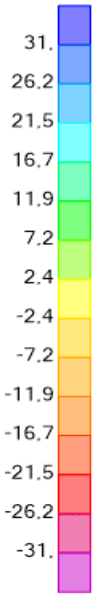
Con base en lo anterior se muestran la asignacion de cargas para algunos muros con alturas tipicas, dado que muros para la misma altura tendria las mimas presiones de tierra, agua y sismo

Para alturas de muros con alturas de 3,05m

Empuje de agua [Kn/m2]



Indicador en Kn/m2

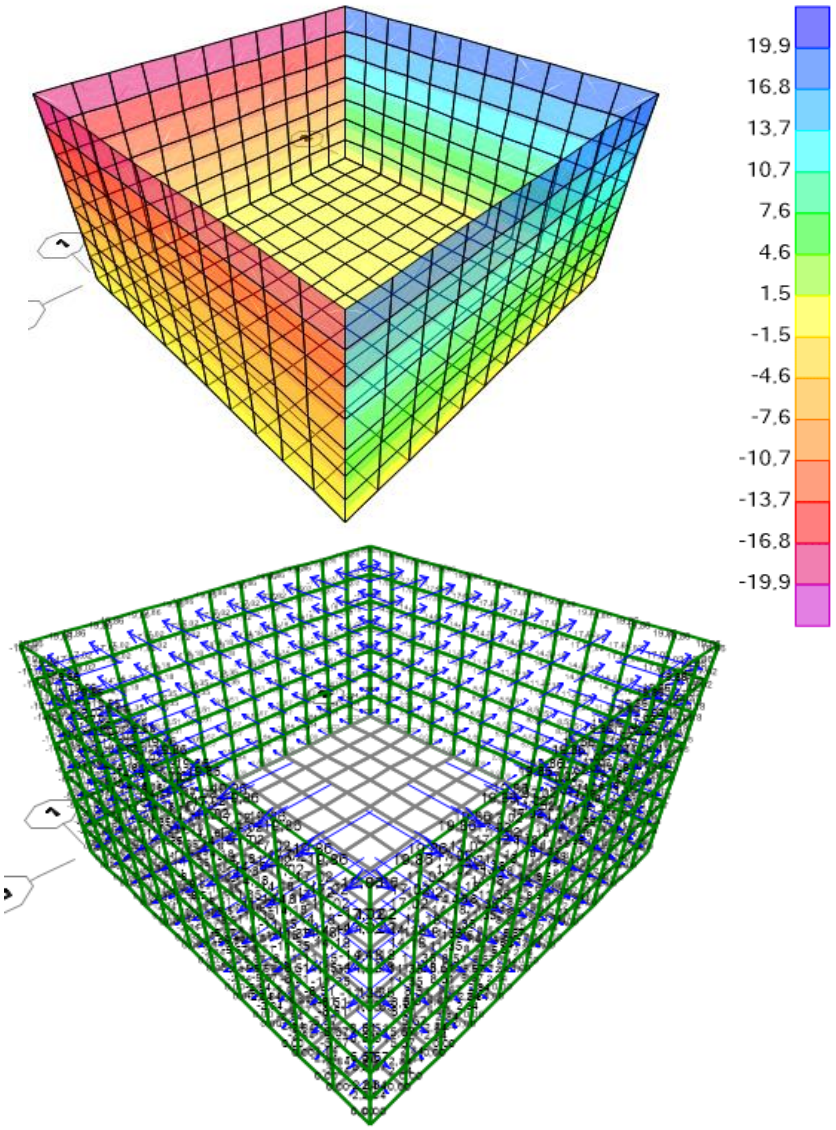


5. Asignacion de Cargas al modelo

Para alturas de muros con alturas de 3,05m

Empuje sismico del agua [Kn/m2] Westergaard

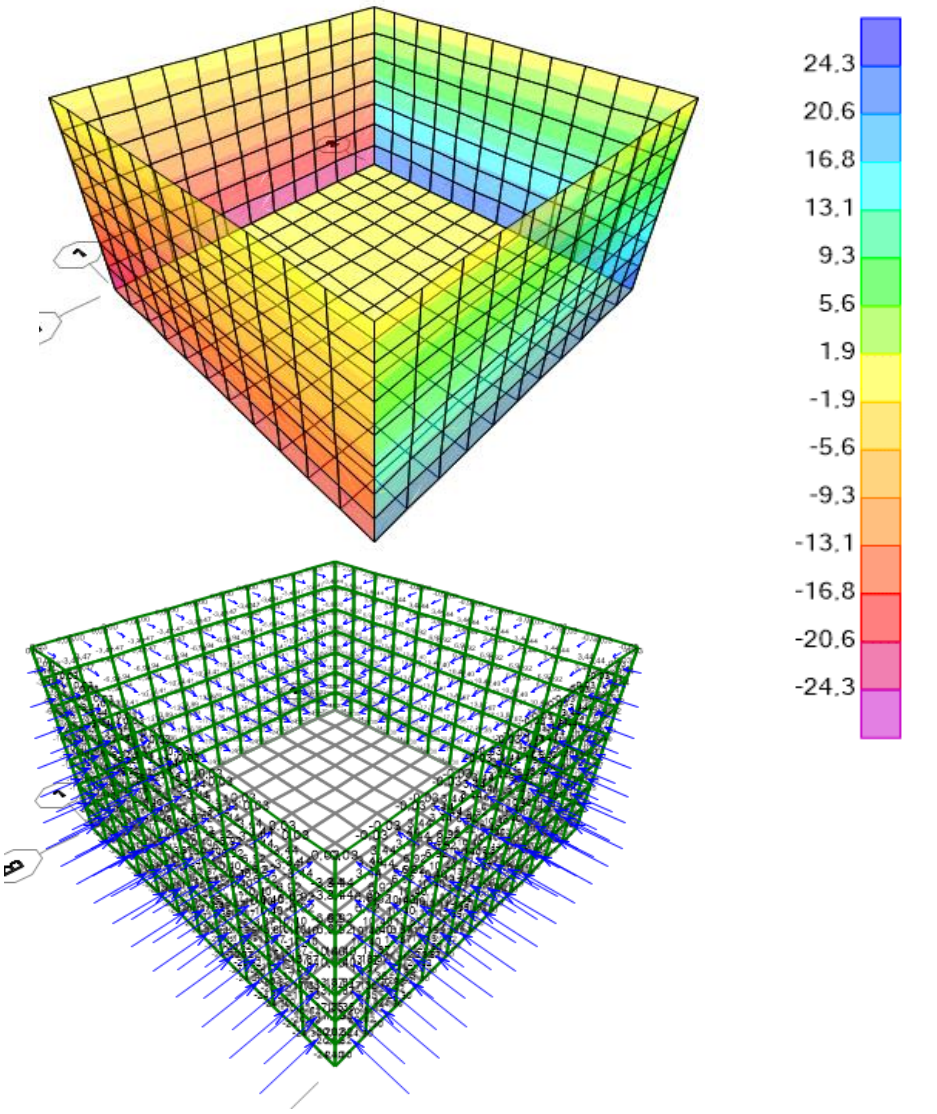
Indicador en Kn/m2



5. Asignacion de Cargas al modelo

Esquema general de cargas en el modelo tridimensional

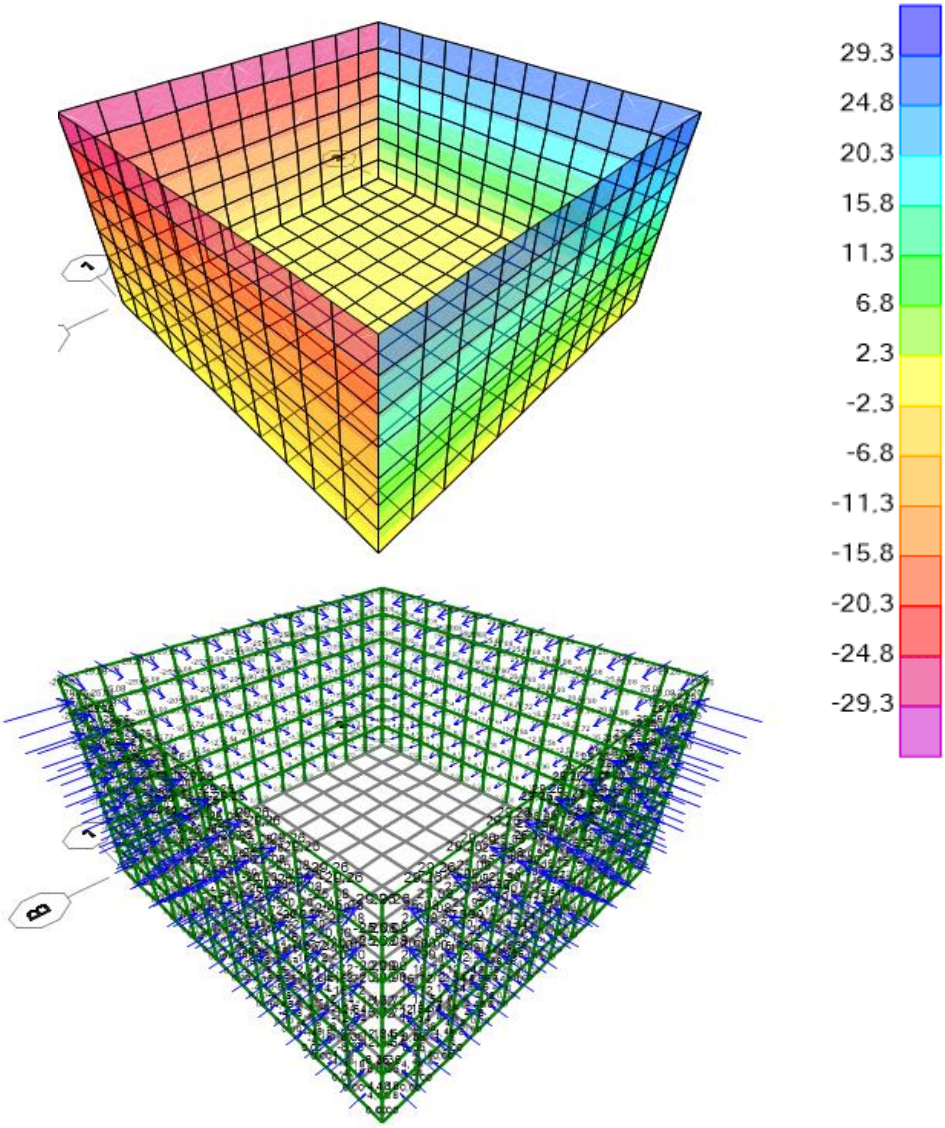
Empuje de suelo



5. Asignacion de Cargas al modelo

Esquema general de cargas en el modelo tridimensional

Empuje sismico de suelos [Mononobe- Okabe] Indicador en Kn/m2



6. Combinaciones de carga

12.5.3 — Estado Límite de Resistencia — Las estructuras enterradas y los revestimientos de túneles se deberán investigar para las cargas constructivas y para las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia I y II, según lo especificado en la Tabla 3.4.1-1, tal como se indica a continuación

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite de la Combinación de carga	*DC* *DD* *DW* *EH* *EV* *ES* *EL* *PS* *CR* *SH*	*LL* *IM* *CE* *BR* *PL* *LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use uno de estos a la vez				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 — Factores para cargas permanentes, γ_p

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga Máximo	Factor de Carga Mínimo
DC: Componentes y Accesorios		1.25	0.90
DC: Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD: Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
EH: Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• *AEP* para muros anclados		1.35	N/A
EL: Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
EV: Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
ES: Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Ademas de las combinaciones de de cargas requeridas por los codigos de diseño, se realizaran combinaciones de carga teniendo en cuenta las condiciones mas desfavorables del tanque, esto incluye ciclos de carga y descarga del agua, que origina cambios en las fuerzas internas y presiones sobre los muros

7. Requisitos de durabilidad

Los requisitos del Capítulo C.4 del Título C de la NSR-10 se han expandido y modificado acá para cubrir los requisitos propios de estructuras ambientales. La resistencia especificada a la compresión fc′ debe corresponder a relaciones agua/material cementante de 0.40 a 0.42 para concretos expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo, agua, aguas residuales, o gases corrosivos, o para prevenir la corrosión del acero de refuerzo,

Tabla C-23. Contenidos minimos de material cementante

Tamaño máximo del agregado, mm	Tamiz que pasa el agregado grueso según NTC 174 (ASTM C 33)*	Contenido mínimo de materiales cementantes (kg/m^3)
38	467	320
25	57	330
20	67	350
13	7	360
10	8	370

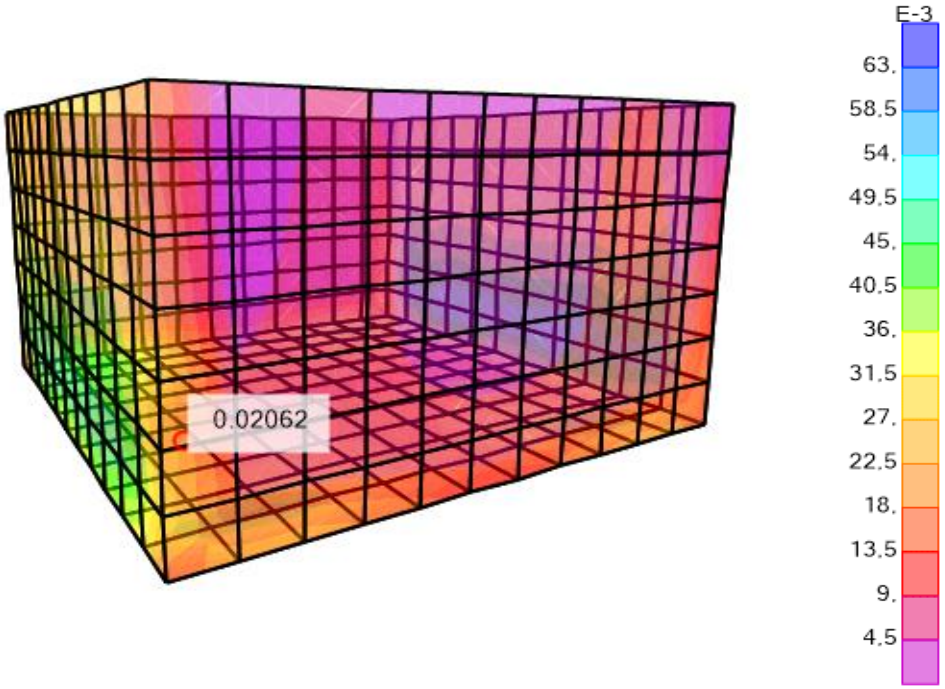
Se permite interpolar, para tamaños nominales gruesos no estipulados en esta tabla

8. Modelamiento tridimensional

El analisis tridimensional se realizara con un programa avanzado de diseño de estructuras Despues de realizadas la simulacion se presentan las cantidades de acero maxima solictadas por la envolvente de las combinaciones de diseño

Acero longitudinal

Ass = mm2/m

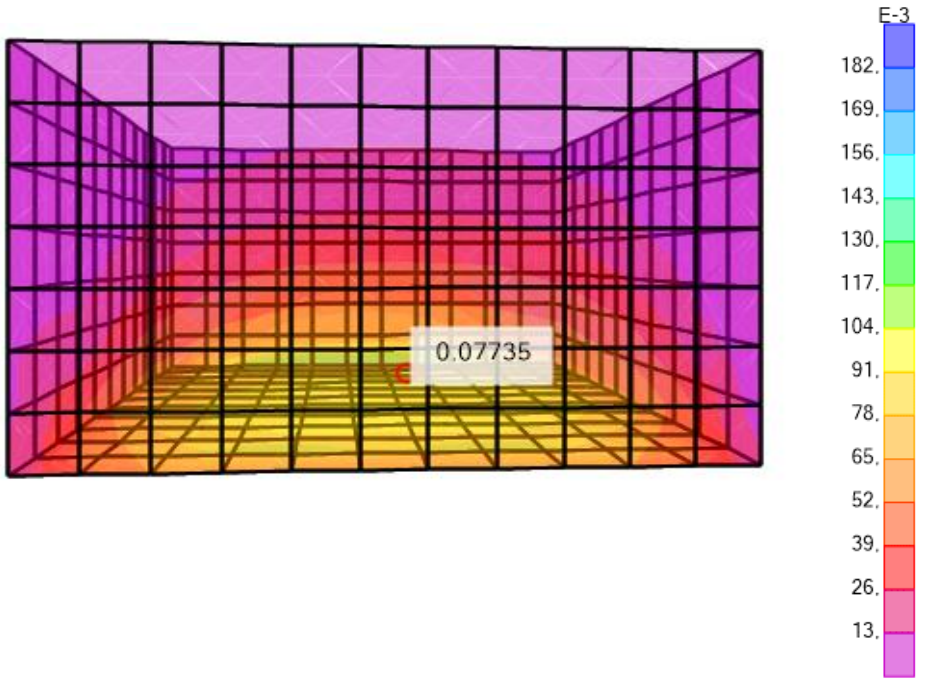


En general se requiere 0,020mm2/mm de muro lo que equivale a 200mm2 de acero por cada metro de muro por cara, el acero instalado debe satisfacer este requerimiento,por lo tanto 5 barras de 1/2 @20cm equivalente a 725mm2 xm es superior al acero solicitado, una mayor interpretacion de los resultados se presentan en los planos estructurales

8. Modelamiento tridimensional

El analisis tridimensional se realizara con un programa avanzado de diseño de estructuras Despues de realizadas la simulacion se presentan las cantidades de acero maxima solictadas por la envolvente de las combinaciones de diseño

Acero Transversal Ass = mm2/m



En general se requiere 0,11mm2/mm de muro lo que equivale a 77m2 de acero por cada metro de muro por cara, el acero instalado debe satisfacer este requerimiento,por lo tanto 5 barras de 3/8 @20cm equivalente a 35mm2 xm es superior al acero solicitado, una mayor interpretacion de los resultados se presentan en los planos estructurales

9. Diseño de cimentacion

Para comprobar que las cargas sobre el boxculvert no superen el esfuerzo admisible se tuvo en cuenta la carga muerta + la carga viva

El calculo de los esfuerzos maximo sobre la cimentacion se realizateniendo en cuenta la carga muerta de las losas y los cortantes de la carga viva

Peso Losa Inferio	=	9,60
Peso Losa superior	=	4,80
Peso suelo	=	0,00
Carga viva		0,00
Peso de muros	=	52,00
Peso de agua	=	100,00

Total carga	=	166,40	Kn/m2
Esfuerzo Admisible	=	172	Kn/m2

Total carga < Esfuerzo Admisible ok

Mocoa, Marzo - 2025

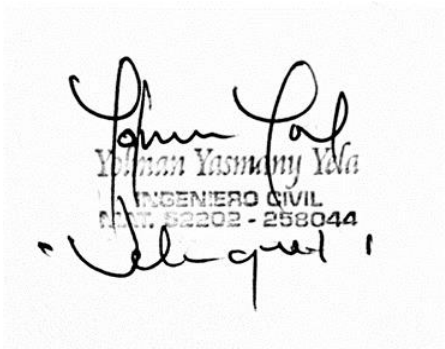
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

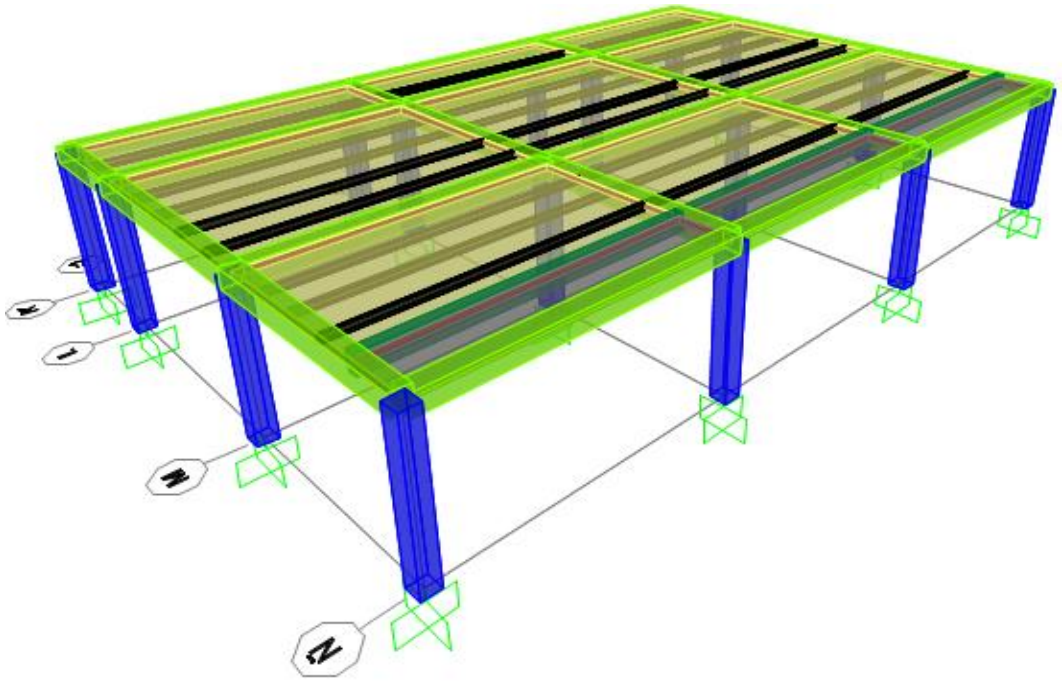
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

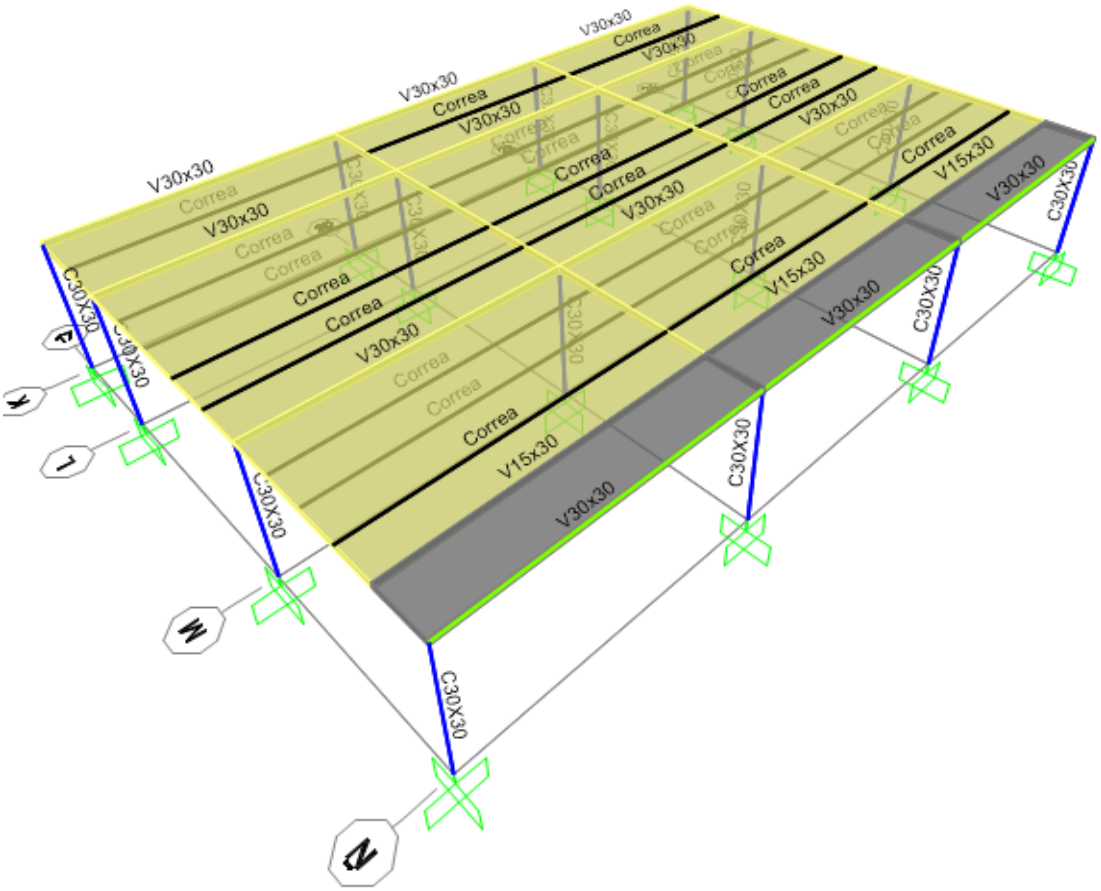


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

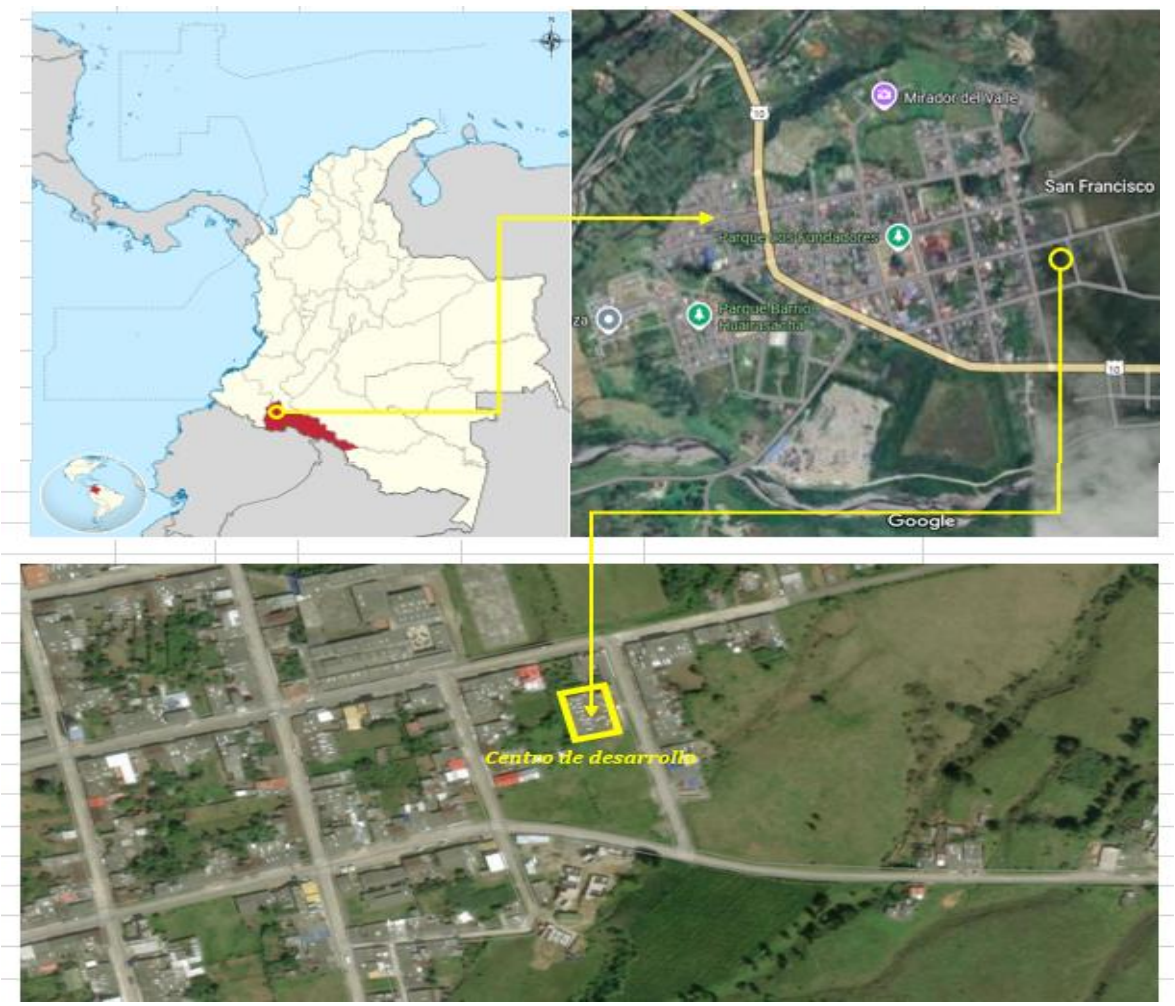


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 12

Ancho = 7,3

Relación L/A = 1,7<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

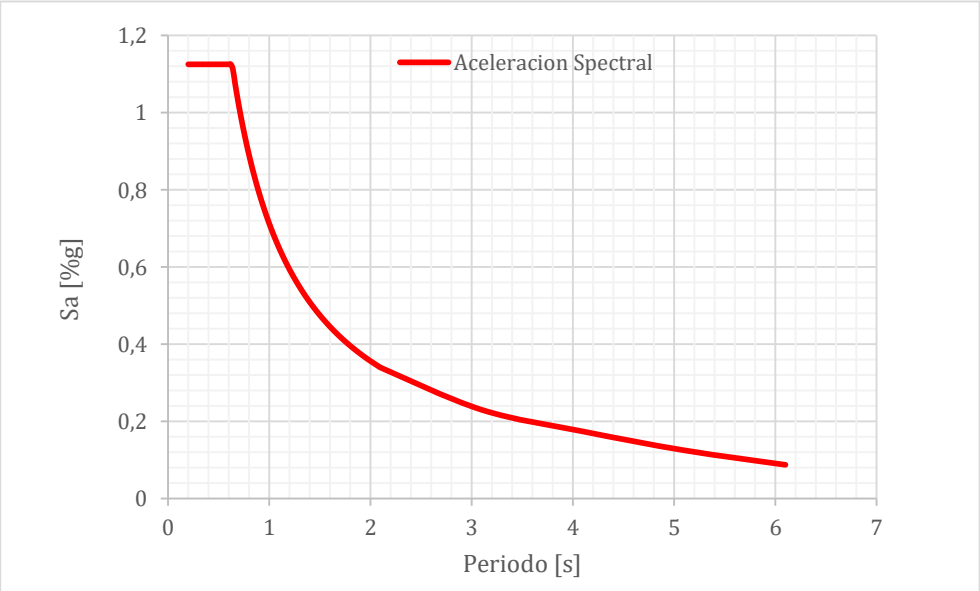
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

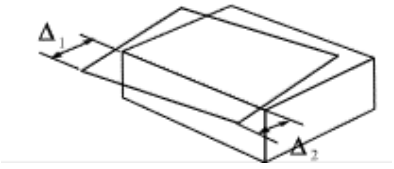
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

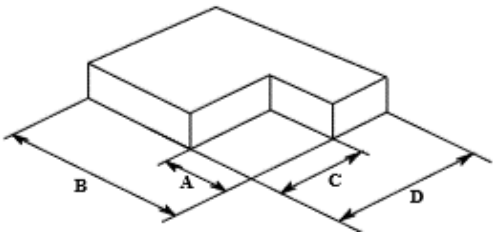
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



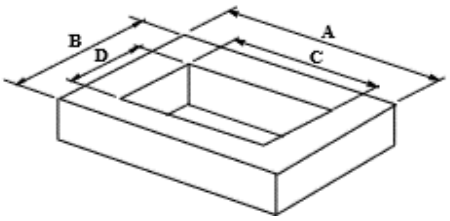
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

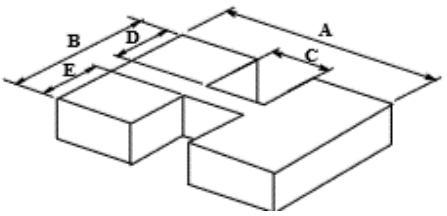
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



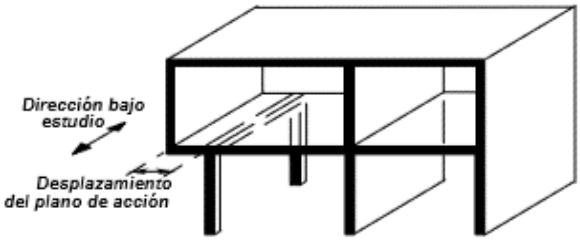
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 No aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

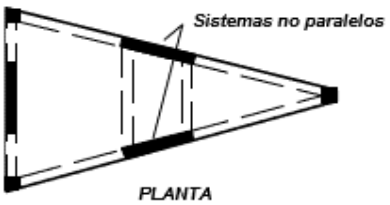


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1



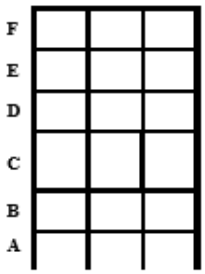
Clasificación de la estructura en planta como Regular

Φp = 1

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

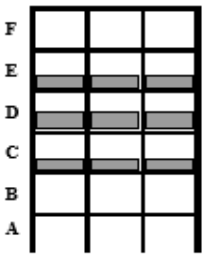


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



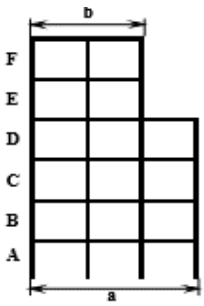
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

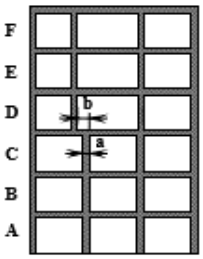
b = 0

Tipo 3A No aplica



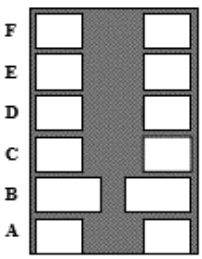
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Regular

$\Phi a = 1$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0,9$

Factor de disipación de energía R = 6,3

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

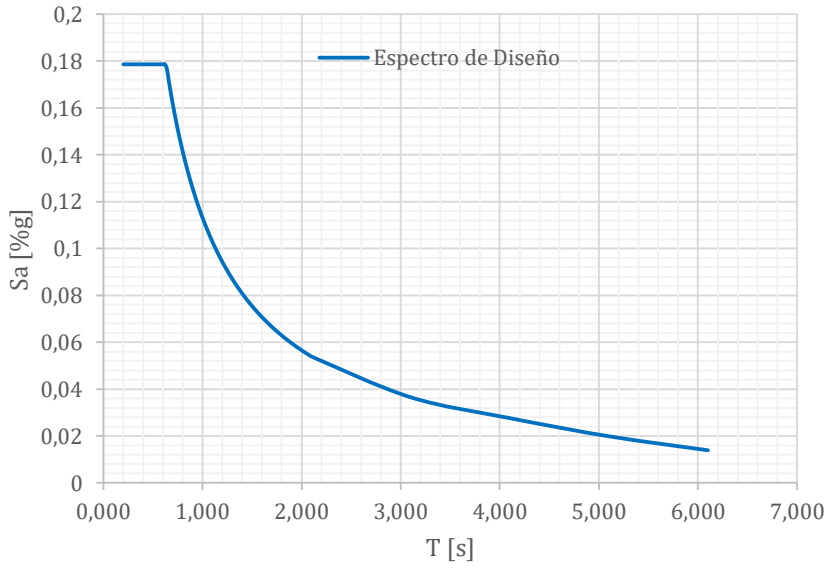
To: 0,02

Tc: 0,10

TL: 0,72

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,179
0,3	0,179
0,4	0,179
0,6	0,179
0,8	0,141
1	0,113
1,1	0,103
1,5	0,075
1,6	0,071
1,9	0,060
2,1	0,054
2,4	0,047



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores kg/m2 50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

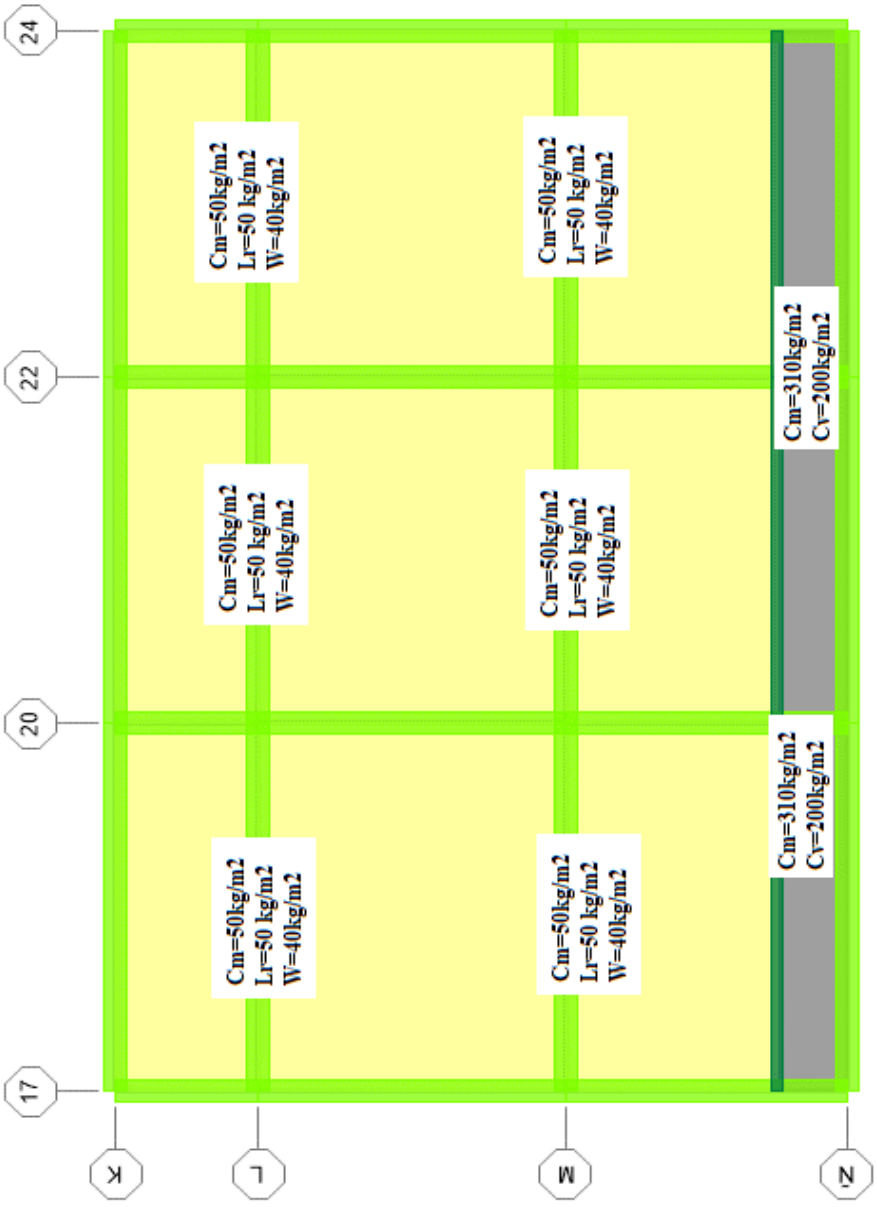
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,11
Cu<1.2:	1,16
TaCu	0,133

A.4.2-3

Cu no puede ser menor que 1.2

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	48,17
Cortante Basal Estático (Ton)	54,19

8. Cortante Basal

Td = 0,140 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
54,19	54,19	51,3	54	0,95	1,00

El cortante dinámico es > 80% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto NO se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,85	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,80	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	6	5

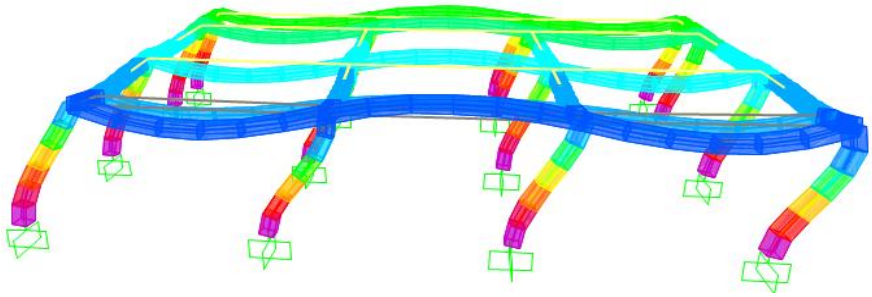
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	6	5	OK	OK

R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

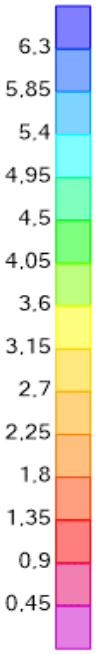
Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

10. Chequeo de Derivas [mm]

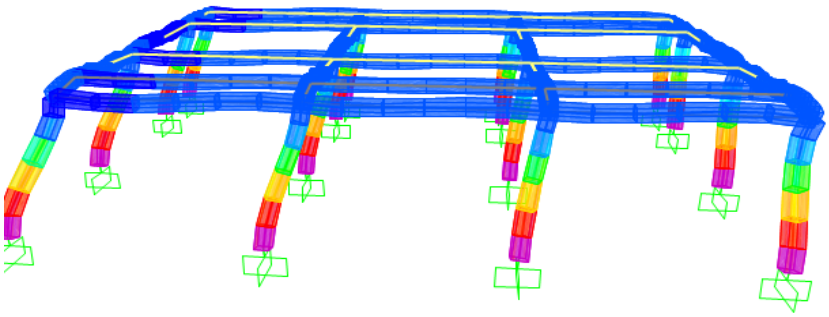
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]

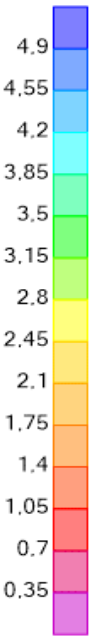


Indicador [mm]



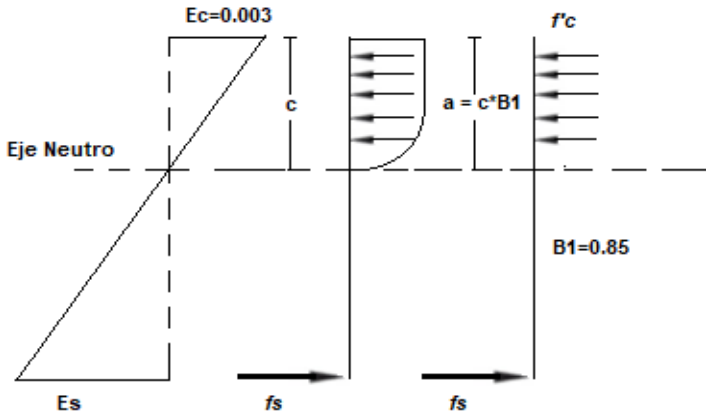
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

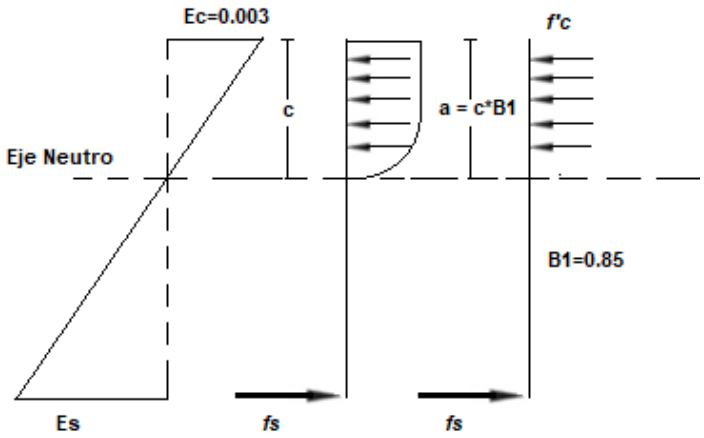
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

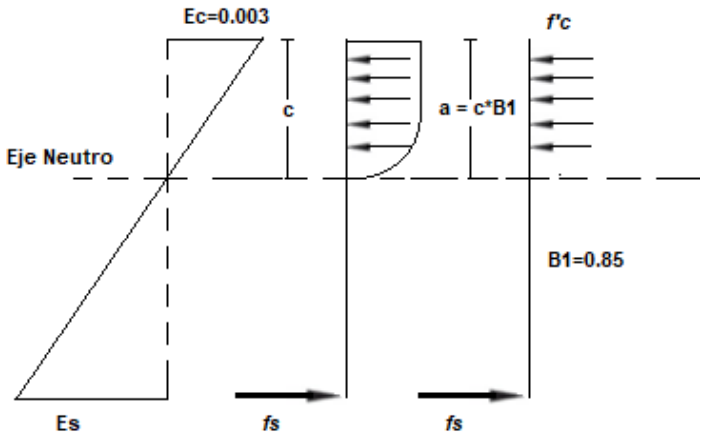
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

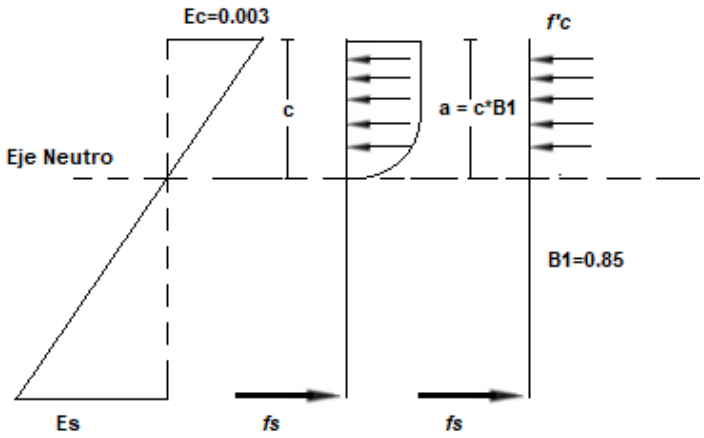
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	996,09	mm2
		As min =	208,33	mm2
		As min =	170,48	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
17(L-M)	45	37,248	10,336	142	144,2
M(17-20)	65	37,248	37,003	142	40,3
Ñ(22-24)	71	37,248	45,003	142	33,1
22(K-L)	40	37,248	3,670	142	406,3

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	6,25	Db (cm) =	1,59	
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95	
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35	
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70	
		No. Estribos	11	
		USE:	6,3	cm

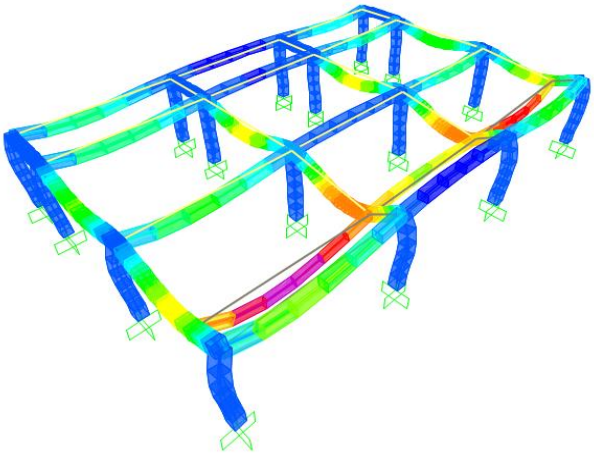
Zonas de No confinamiento (cm)

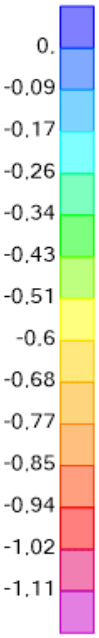
a) d/2 =	12,5	*USE:*	12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

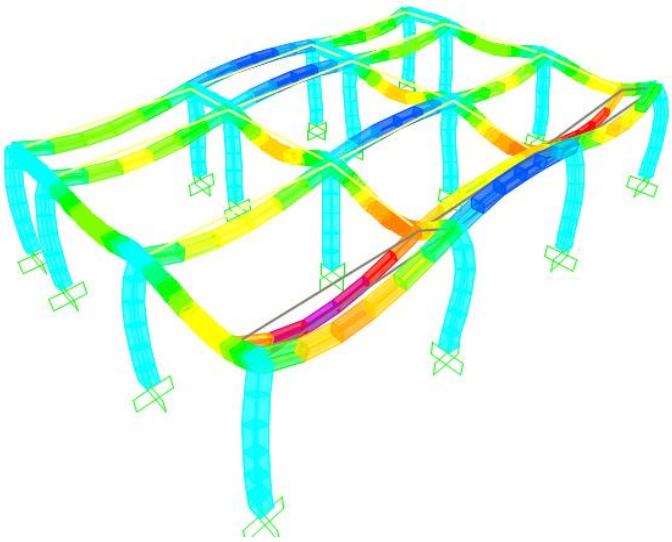
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 10mm

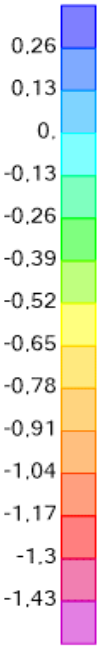




Deflexión Máxima = 1,1 mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 11mm



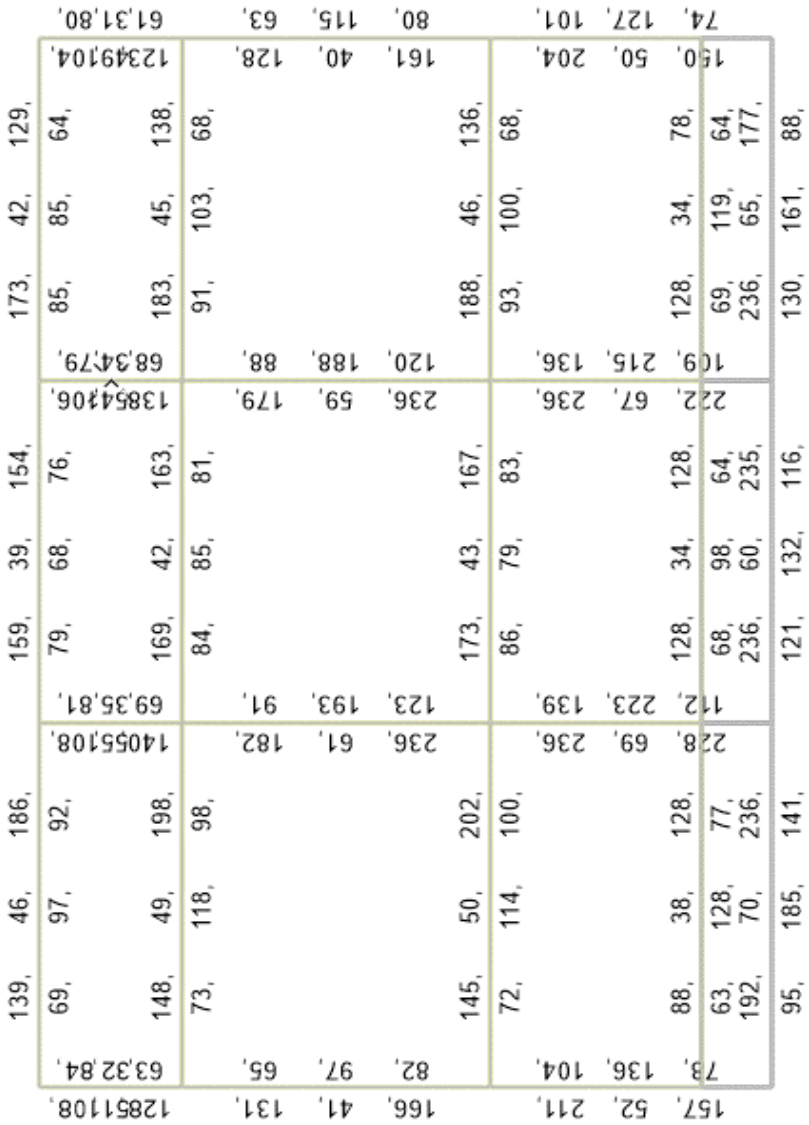


Deflexión Máxima = 1,50mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

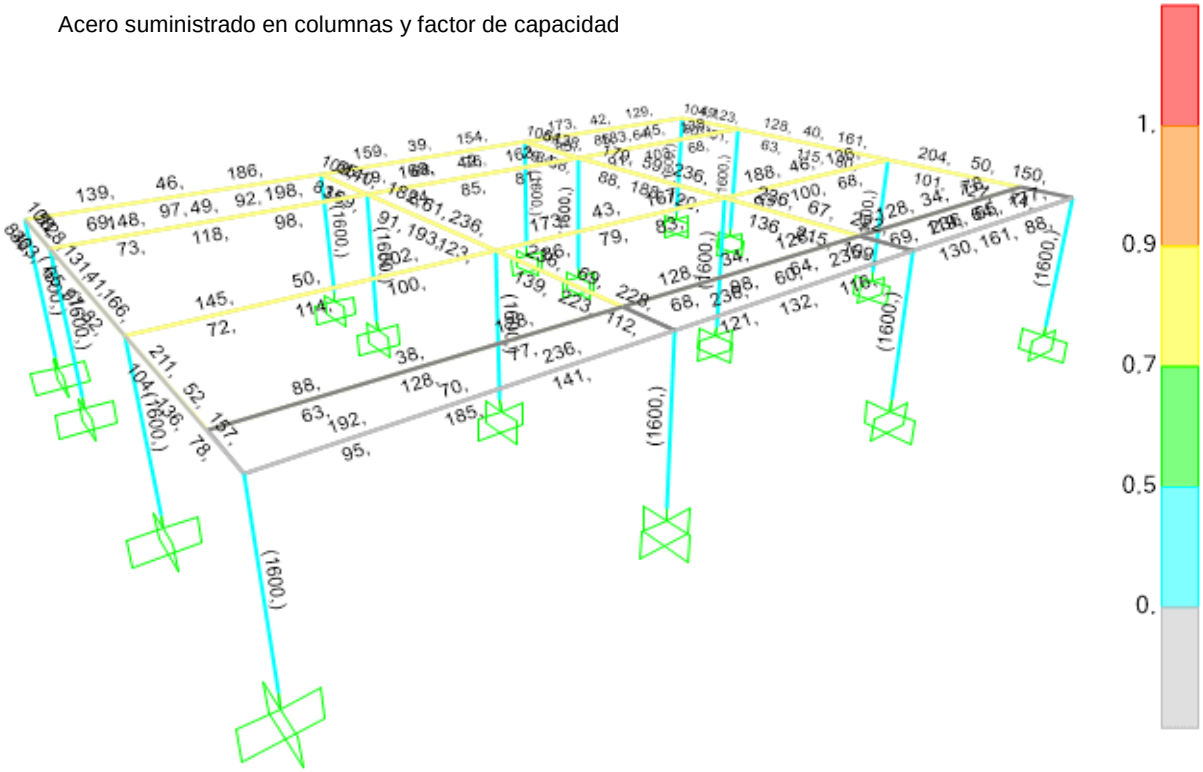


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

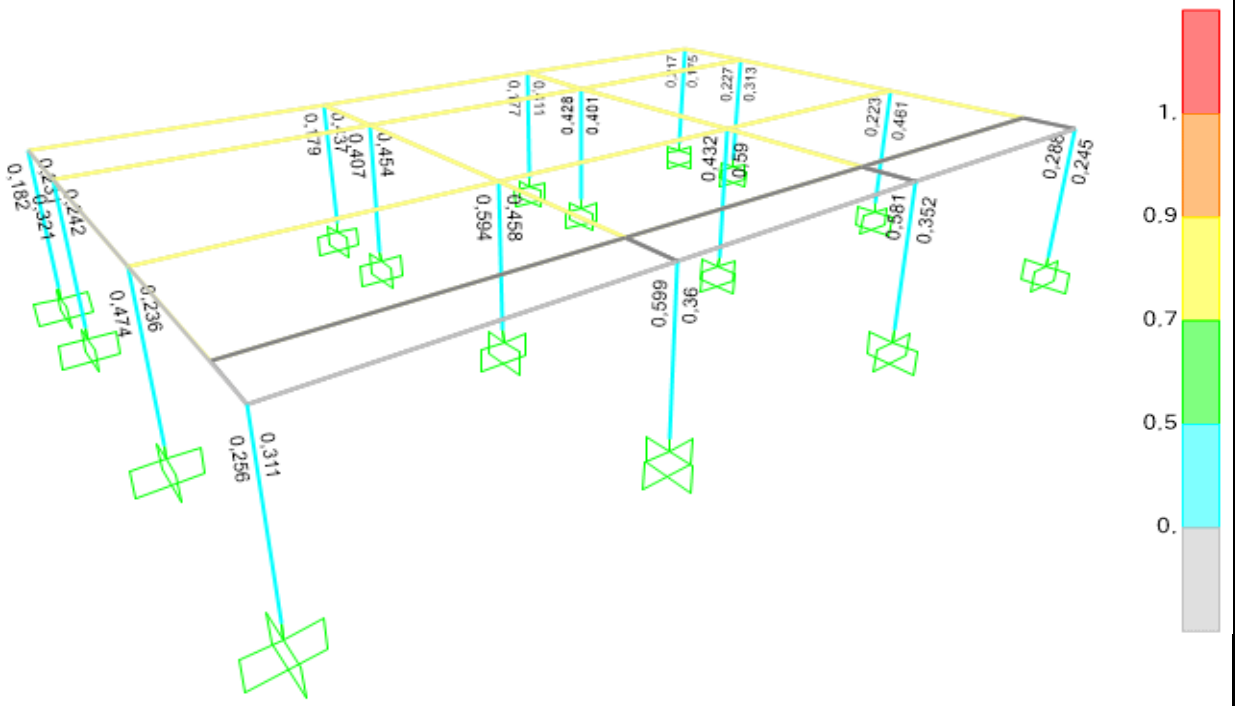


12. Acero Requerido en Columnas

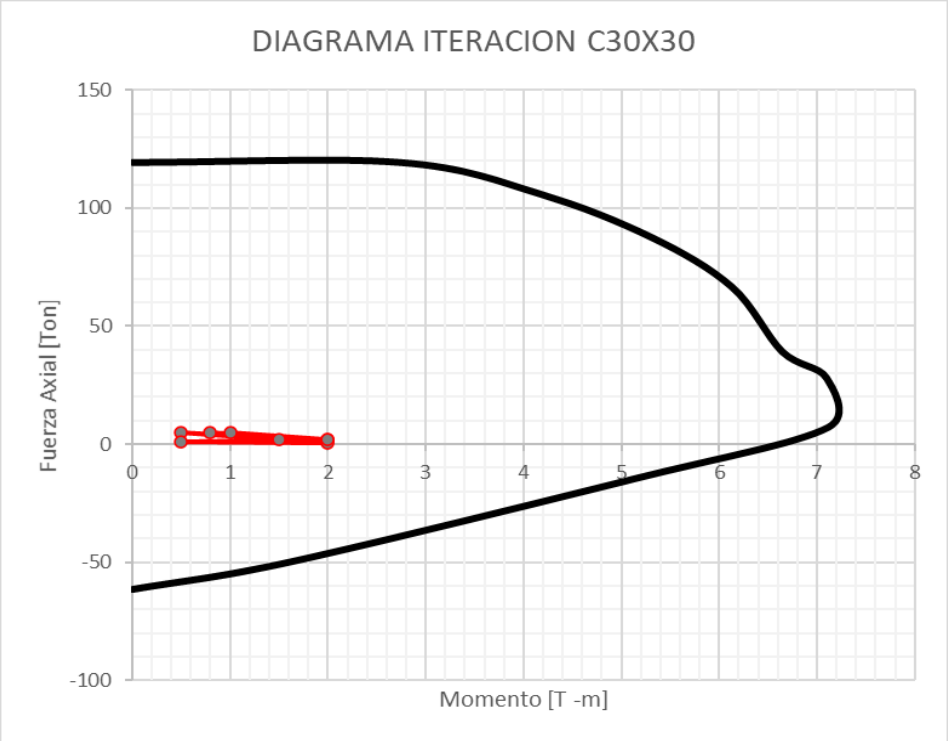
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,3	xi <		0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
L17	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
M22	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
24Ñ	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
M20	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
K22	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	15,8	7,5	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]		
Eje L	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600	mm2	1,78%
Eje M	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600	mm2	1,78%
Eje Ñ	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600	mm2	1,78%

13.1 Diseño de zapatas — Zapata central L-22

Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

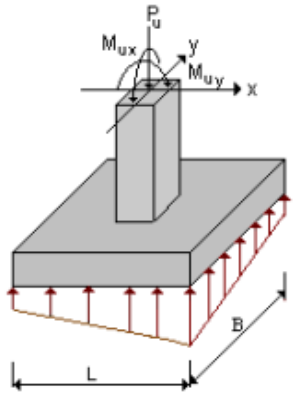
Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

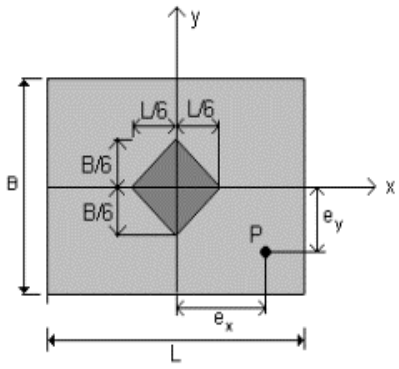
Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			
P =	70	ex =	0,036
Mx =	2,5	ey =	0,073
My =	5,1		

Condición critica	
L> 6 ex	L: 0,44 m
L> 0,440	L= 1,35 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 56,94 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,35 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central L-22

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	59	Kn
Carga viva =	11	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	88,4	Kn
Qu =	48,50	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	1,05	m
Use B	1,35	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,3	Bo (m) =	1,24	1. ΦVc (kn) =	695,5
bc2 (m) =	0,3	Vu (kn) =	69,8	2. ΦVc (kn) =	2537,7
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	450,0

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,205	Vu (Kn) =	13,4	4. ΦVc (kn) =	252,4

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,09	Pu (Kn) =	88,4	5. ΦVc (kn) =	1044,225

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	11,05	Aux1 =	52,3	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,000212	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	777,6

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 310 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 23,25 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 61,51

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 300 mm
b = 300 mm

ΦP = 1228,5

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	2,30	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1668	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	4,0854	3,064	2,81891	0,0076	79,6	2#3=142mm2

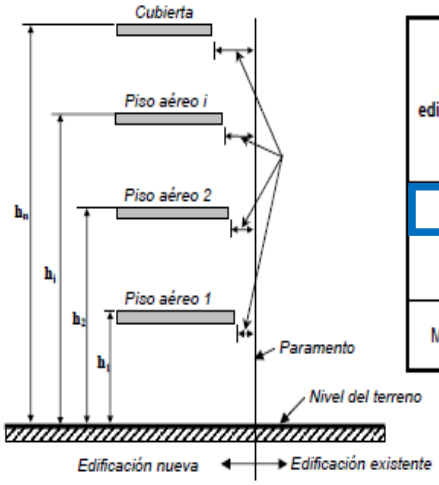
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	1	0,139915	0,923827	0,000298	1,21E-07	0,923827	0,000298
Mode	2	0,130639	0,00068	0,995984	0,000278	0,924507	0,996282
Mode	3	0,118062	0,075242	0,001183	3,322E-07	0,999749	0,997465
Mode	4	0,046101	1,077E-09	0,000592	0,038769	0,999749	0,998057
Mode	5	0,044258	9,702E-07	8,264E-06	0,000515	0,99975	0,998065
Mode	6	0,038834	2,507E-06	6,9E-05	0,003136	0,999752	0,998134
Mode	7	0,038297	2,97E-06	5,6E-05	0,002392	0,999755	0,99819

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9991	99,9755
MODAL	Acceleration	UY	99,9936	99,819
MODAL	Acceleration	UZ	17,1759	4,5089

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

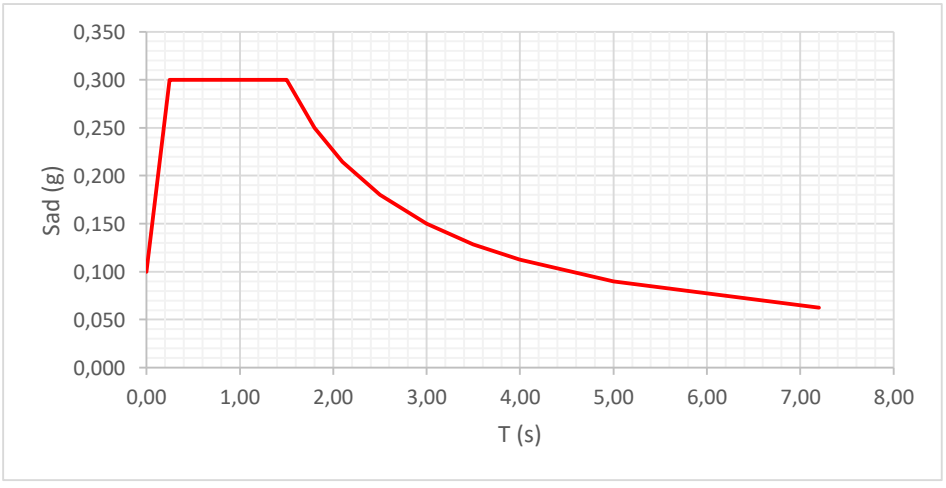
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

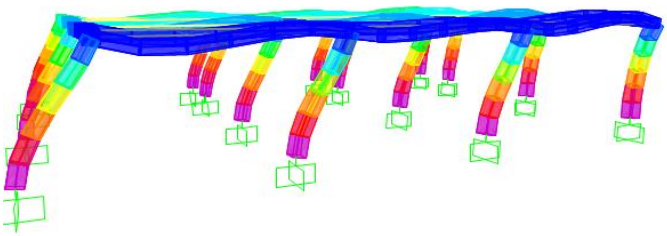
Sa, Aceleración espectral	0,3
Masa de la edificación (Ton)	48
Cortante Basal Estático (Ton)	14,4

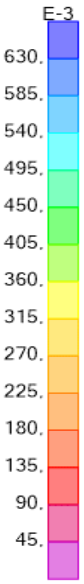
18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,00	1,00

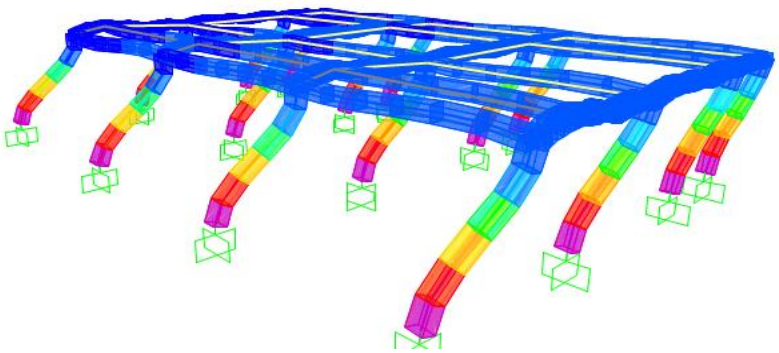
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	OK	OK
N+2,60	1,0	1,0	OK	OK

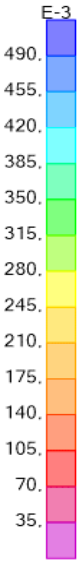
Desplazamiento horizontal en dirección X





Desplazamiento horizontal en dirección Y





18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,15 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
14,4	14,4	10,8	9,5	0,75	0,66

El cortante dinámico es > 0.8 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto NO se requiere ajuste de resultados

El periodo dinámico es menor que Cu Ta, por lo tanto se no requiere rigidizar sin embargo ambos periodos se encuentran en el valle del espectro donde la aceleración espectral es la mas alta

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 1,200	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 1,364	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	2,0	2,4

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	2,0	2,4	**OK**	**OK**

Mocoa, Marzo - 2025

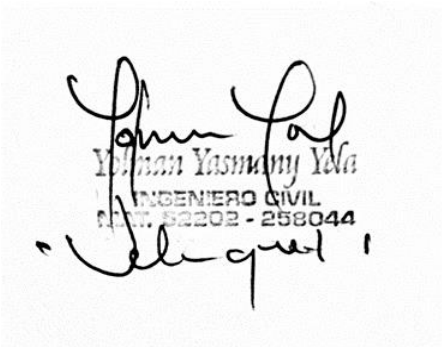
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

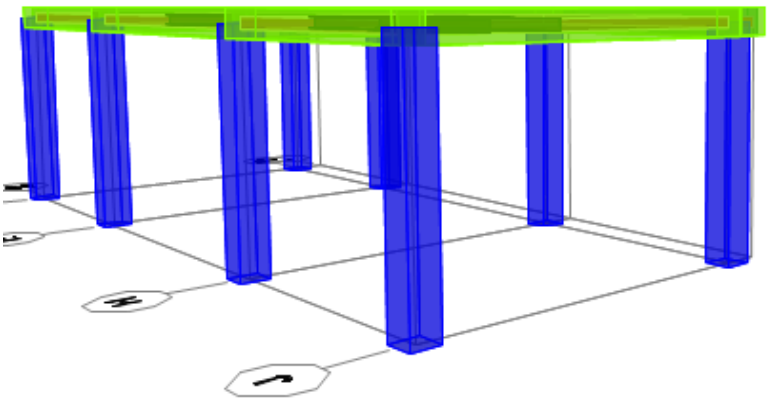
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

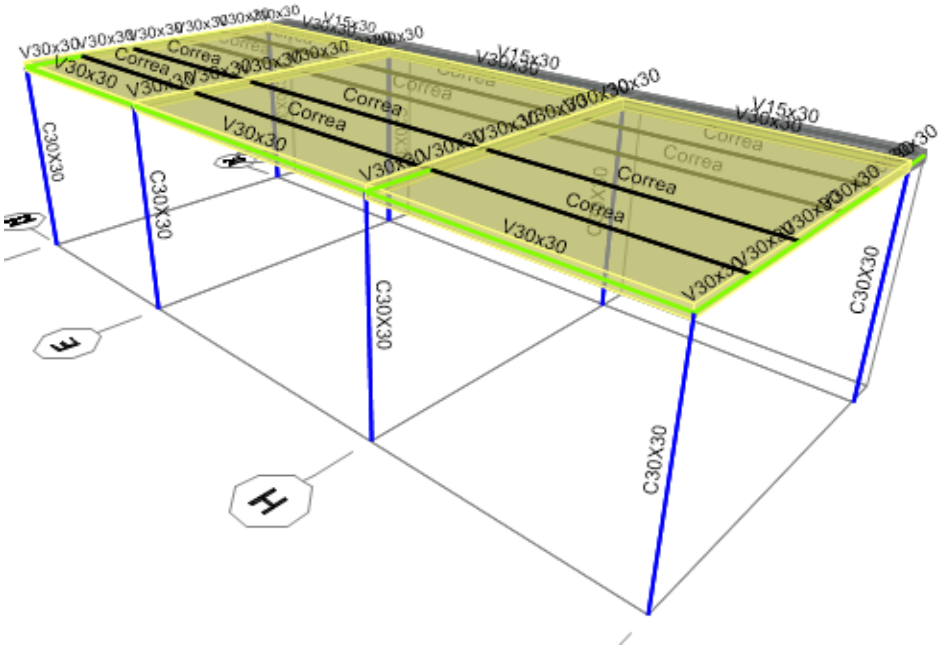


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

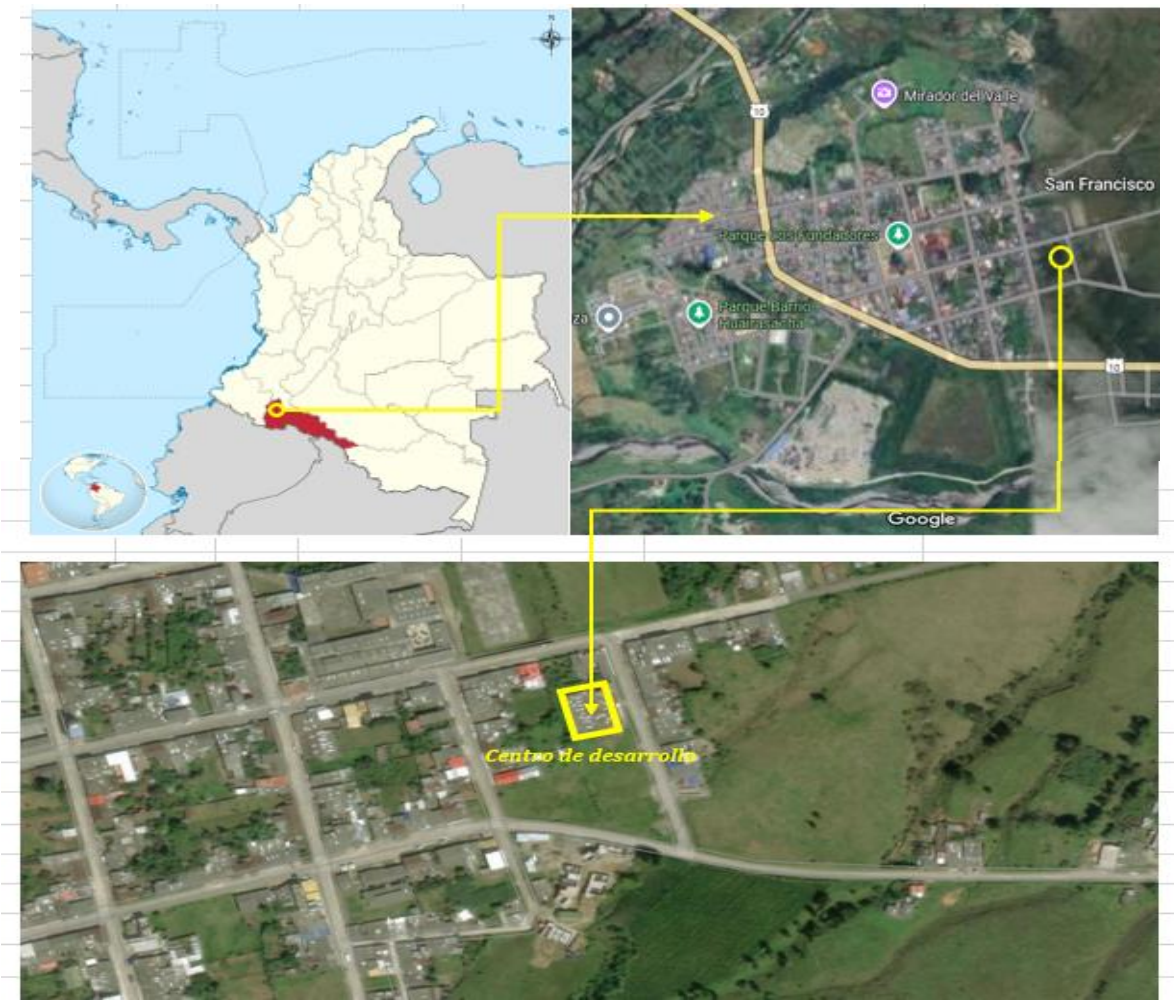


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 9,21

Ancho = 3,9

Relación L/A = 2,5<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

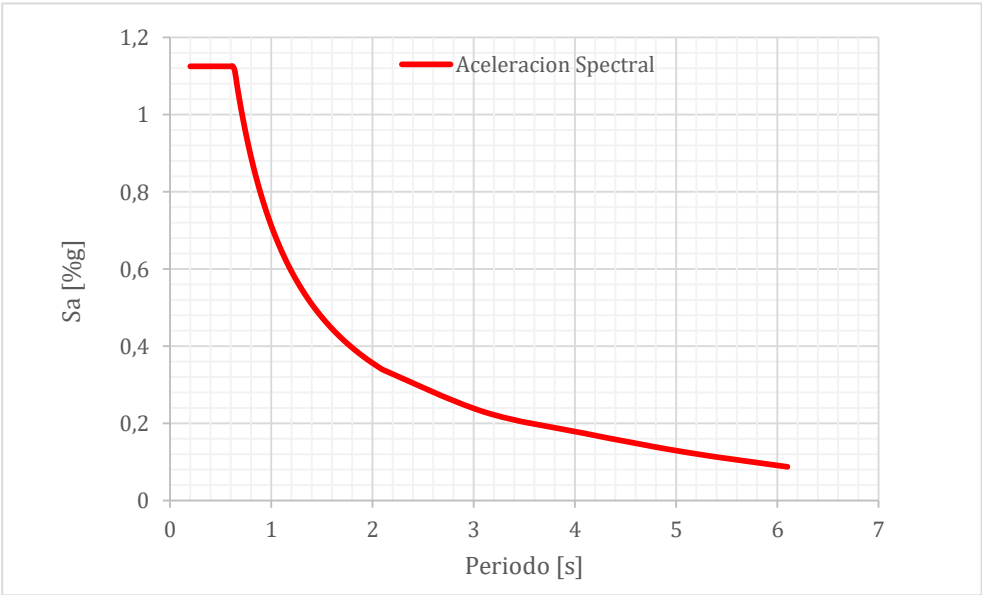
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

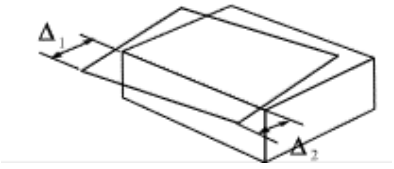
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

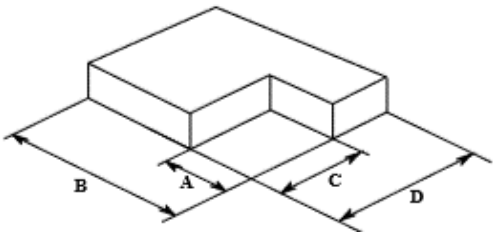
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



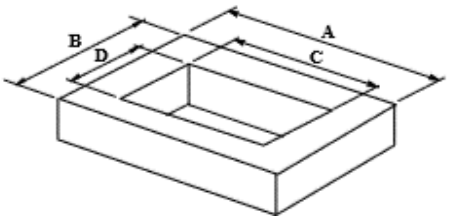
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

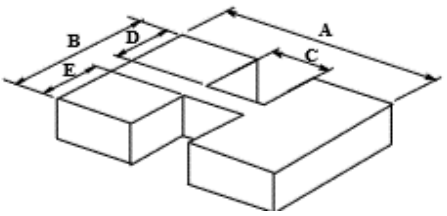
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



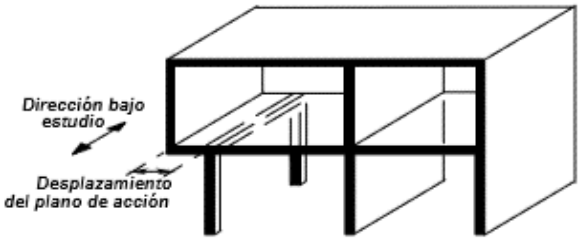
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 No aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

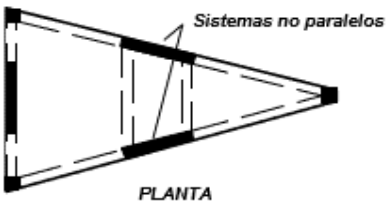


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1



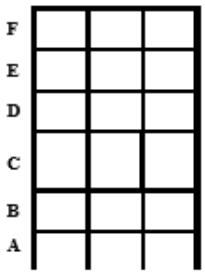
Clasificación de la estructura en planta como Regular

Φp = 1

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

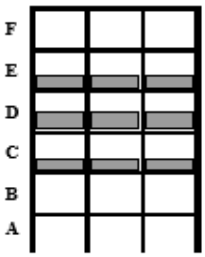


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



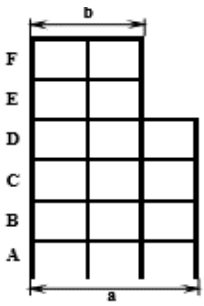
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

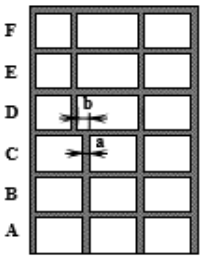
b = 0

Tipo 3A No aplica



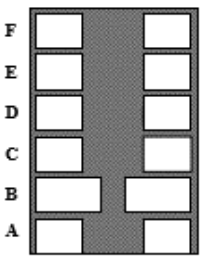
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Regular

$\Phi a = 1$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0{,}75$

Factor de disipación de energía R = 5,25

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

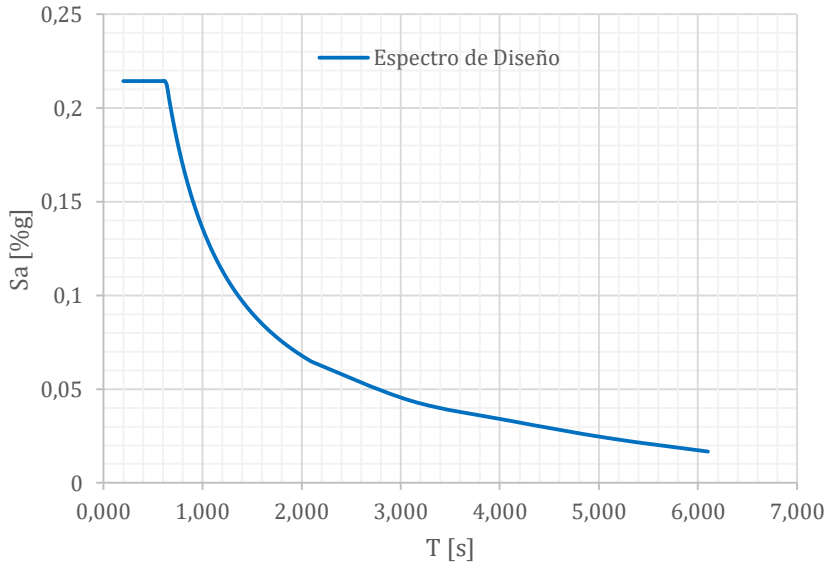
To: 0,03

Tc: 0,12

TL: 0,87

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,214
0,3	0,214
0,4	0,214
0,6	0,214
0,8	0,170
1	0,136
1,1	0,123
1,5	0,090
1,6	0,085
1,9	0,071
2,1	0,065
2,4	0,057



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Muros		
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):		
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00	100
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50	250
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Pañetado en ambas caras	1.80 2.50 3.10 3.80 4.40	180 250 310 380 440
Sin pañetar	1.30 2.00 2.60 3.30 3.90	130 200 260 330 390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin relleno	1.40 1.45 1.90 2.25 2.60	140 145 190 225 260
Relleno cada 1.2 m	1.70 2.25 2.70 3.15	170 225 270 315
Relleno cada 1.0 m	1.80 2.30 2.80 3.30	180 230 280 330
Relleno cada 0.8 m	1.80 2.40 3.00 3.45	180 240 300 345
Relleno cada 0.6 m	2.00 2.60 3.20 3.75	200 260 320 375
Relleno cada 0.4 m	2.20 2.90 3.60 4.30	220 290 360 430
Todas las celdas llenas	3.00 4.00 5.00 6.10	300 400 500 610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin pañetar	1.90 2.90 3.80 4.70 5.50	190 290 380 470 550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin pañetar	2.00 3.10 4.20 5.30 6.40	200 310 420 530 640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

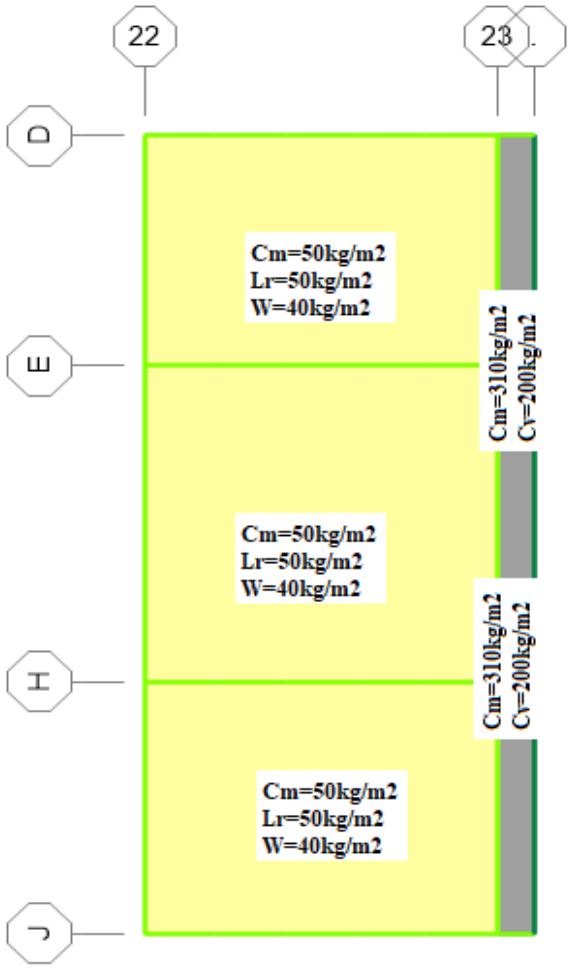
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6	
Periodo Fundamental:	0,11	A.4.2-3
Cu<1.2:	1,16	Cu no puede ser menor que 1.2
TaCu	0,133	

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	13,90
Cortante Basal Estático (Ton)	15,64

8. Cortante Basal

Td = 0,100 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
15,64	15,64	15,3	14,7	0,98	0,94

El cortante dinámico es > 80% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto NO se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,82	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,85	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	4	3

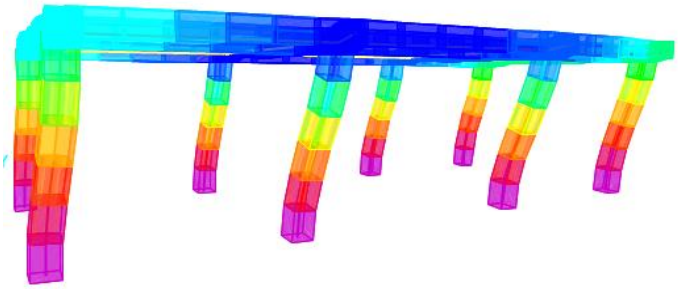
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	4	3	OK	OK

R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

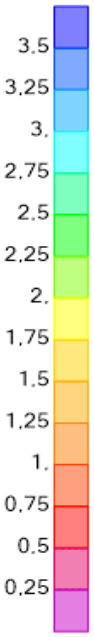
Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

10. Chequeo de Derivas [mm]

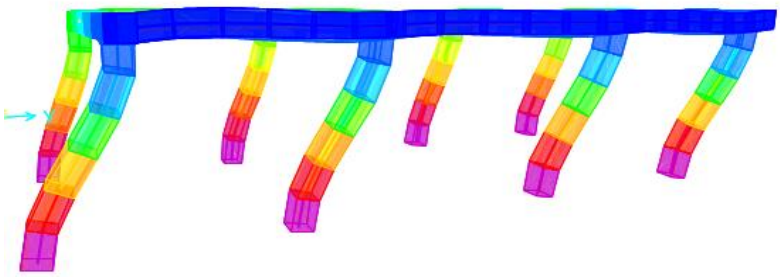
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]

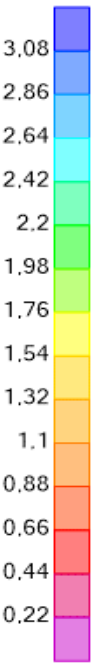


Indicador [mm]



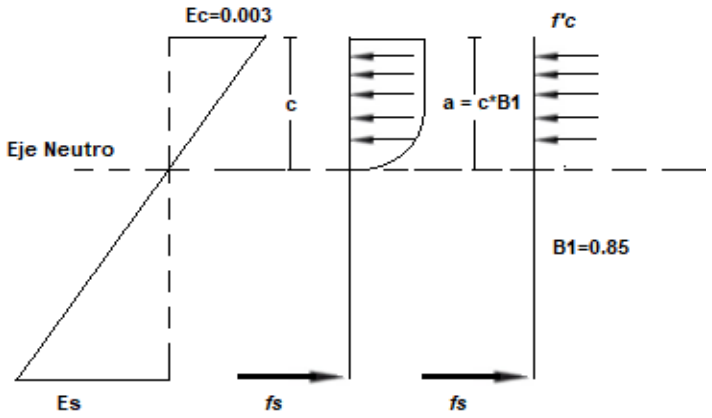
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

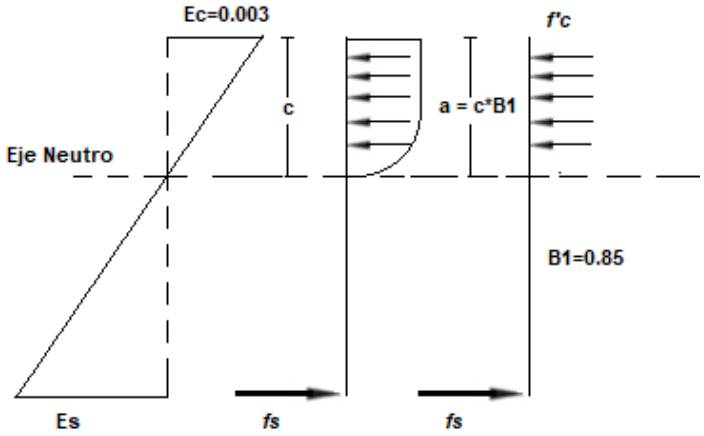
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

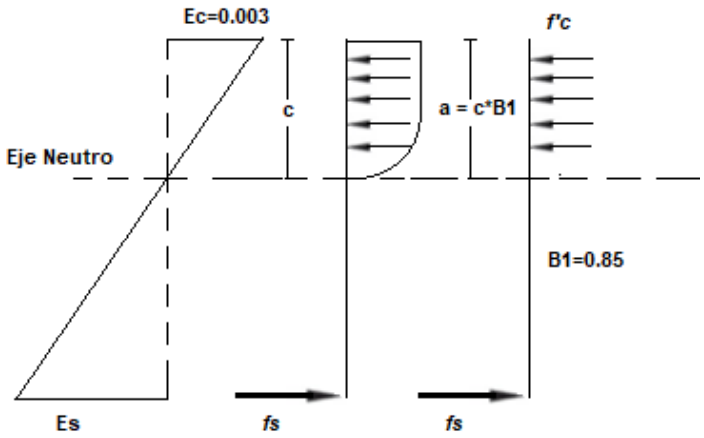
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

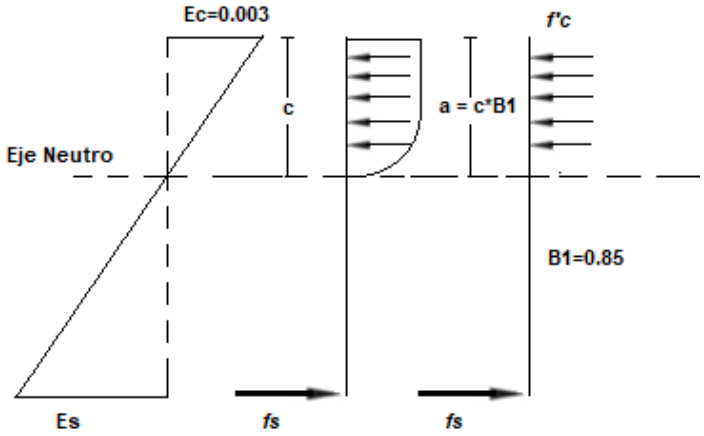
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	996,09	mm2
		As min =	208,33	mm2
		As min =	170,48	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
J(22-23)	39	37,248	2,336	142	638,2
23(H-E)	55	37,248	23,670	142	63,0
D(22-23)	40	37,248	3,670	142	406,3
22J-H)	55	37,248	23,670	142	63,0

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

		Db (cm) =	1,59		
		Dbe (cm) =	0,95		
a) d/4 =	6,25	B colu (cm)	35		
b) 8Db =	12,72	L confin (cm)	70		
c) 24Dbe =	22,8	No. Estribos	11		
d) 30 cm =	30	*USE:*	6,3		cm

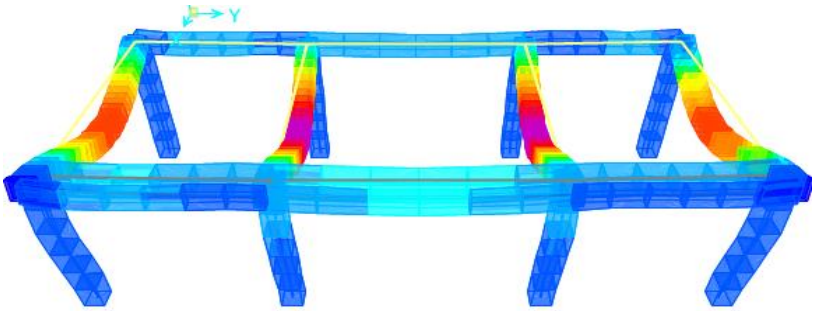
Zonas de No confinamiento (cm)

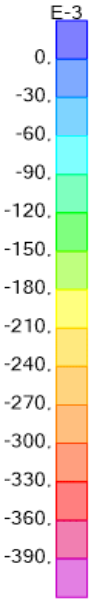
a) d/2 =	12,5	*USE:*		12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

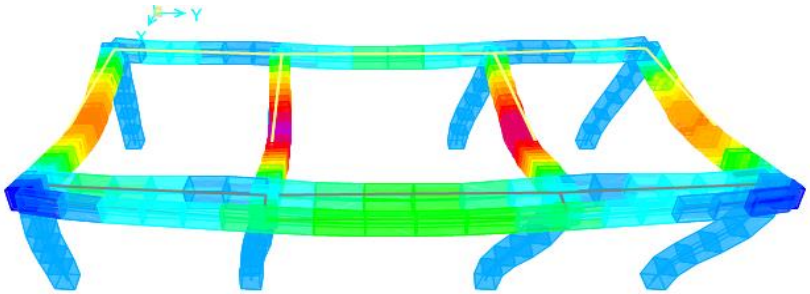
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 8mm

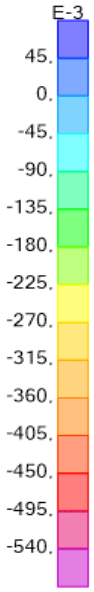




Deflexión Máxima = 0,4mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 11mm



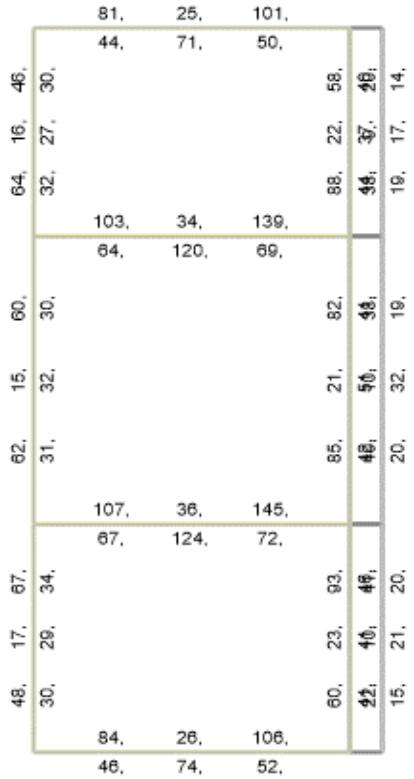


Deflexión Máxima = 0,50mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

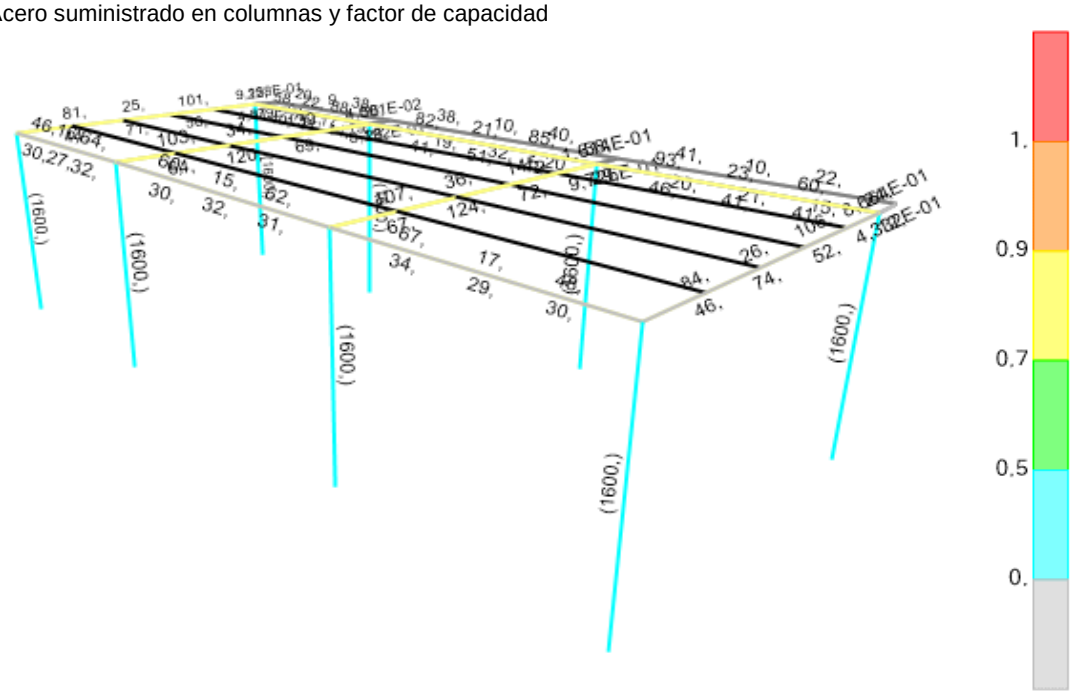


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

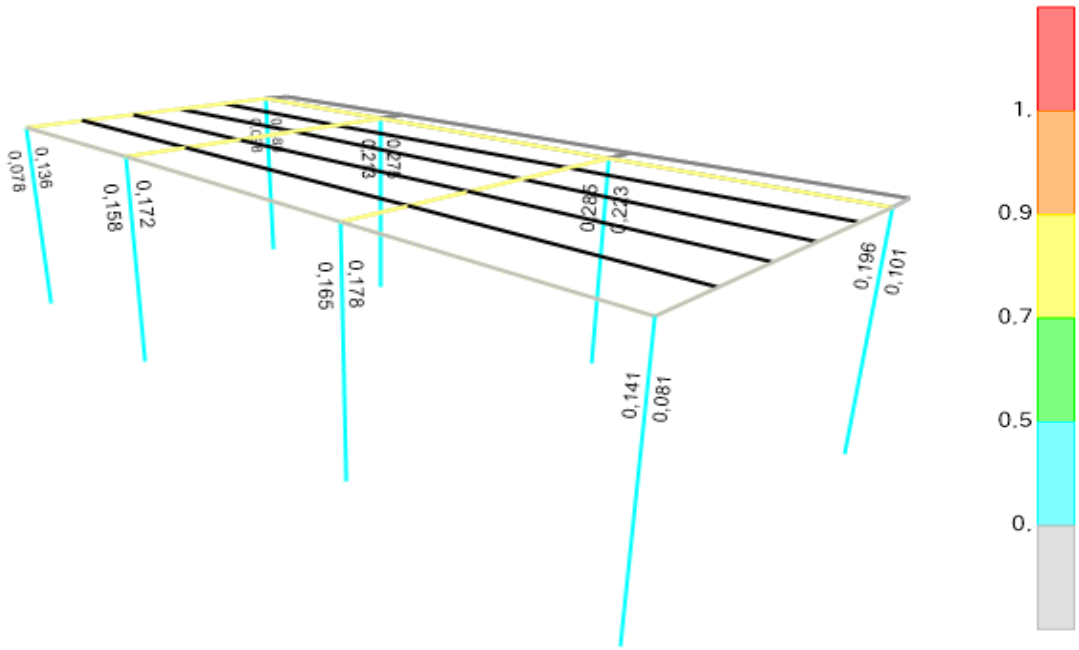


12. Acero Requerido en Columnas

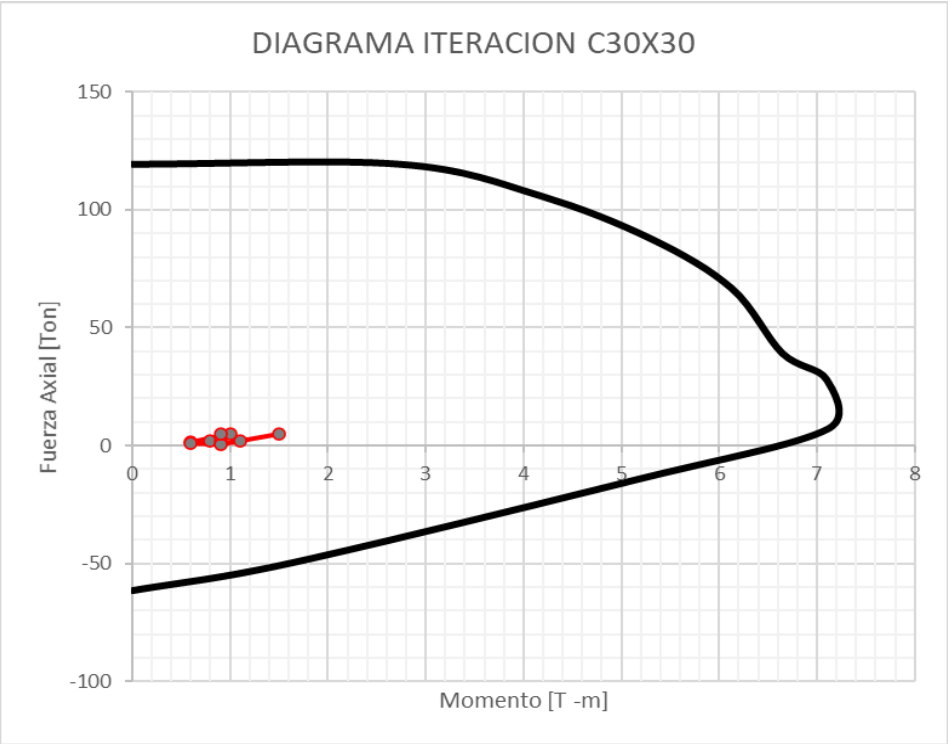
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,3	xi <		0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
J22	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
D23	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
E22	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
H22	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
H23	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	15,8	7,5	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]
Eje 22	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600 mm2 1,78%
Eje 23	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600 mm2 1,78%

13.1 Diseño de zapatas — Zapata central J-22

Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

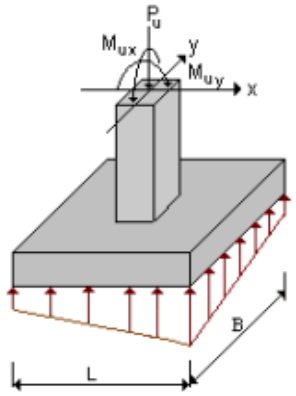
Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

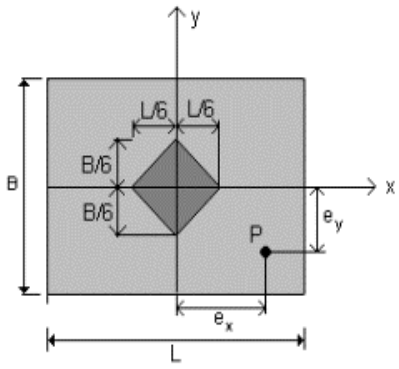
Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			
P =	45	ex =	0,049
Mx =	2,2	ey =	0,096
My =	4,3		

Condición critica	
L> 6 ex	L: 0,57 m
L> 0,570	L= 1,35 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 40,54 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,35 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central J-22

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	34	Kn
Carga viva =	11	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	58,4	Kn
Qu =	32,04	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	0,97	m
Use B	1,35	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — **Ok**

bc1 (m) =	0,3	Bo (m) =	1,24	1. ΦVc (kn) =	695,5
bc2 (m) =	0,3	Vu (kn) =	46,1	2. ΦVc (kn) =	2537,7
α =	25	**Controla el menor ---------->**		3. ΦVc (kn) =	450,0

Chequeo por cortante unidireccional — **Ok**

x (m) =	0,205	Vu (Kn) =	8,9	4. ΦVc (kn) =	252,4

Chequeo por aplastamiento — **Ok**

A1 (m2) =	0,09	Pu (Kn) =	58,4	5. ΦVc (kn) =	1044,225

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	7,3	Aux1 =	52,3	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0001399	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	777,6

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 210 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 15,75 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 41,67

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 300 mm
b = 300 mm

ΦP = 1228,5

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	2,30	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1668	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	4,0854	3,064	2,81891	0,0076	79,6	2#3=142mm2

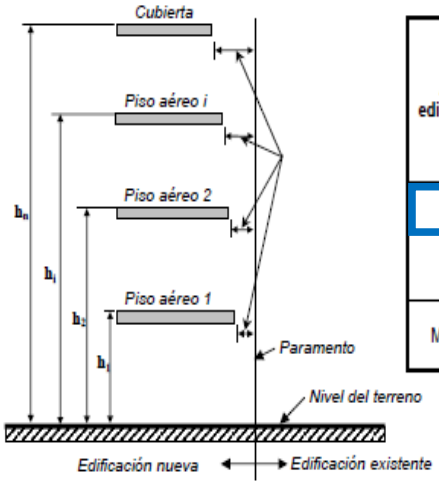
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

StepType Text	StepNum	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	1	0,108112	0,979776	0,000145	0,00022	0,979776	0,000145
Mode	2	0,100731	0,000499	0,874433	1,765E-07	0,980275	0,874578
Mode	3	0,09292	0,000857	0,101507	1,08E-07	0,981132	0,976085
Mode	4	0,068891	0,000239	0,02202	1,241E-08	0,981371	0,998105
Mode	5	0,063054	0,014645	0,00039	3,746E-07	0,996016	0,998495
Mode	6	0,053381	0,000381	0,000545	5,096E-10	0,996397	0,999039
Mode	7	0,03107	5,4E-05	2,89E-10	0,176304	0,99645	0,999039

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9956	99,645
MODAL	Acceleration	UY	99,9955	99,9039
MODAL	Acceleration	UZ	57,8678	17,6526

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

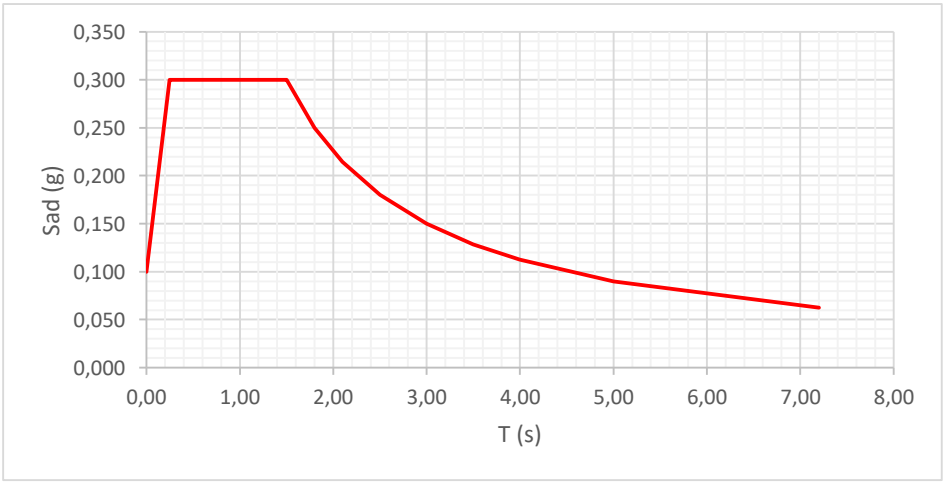
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

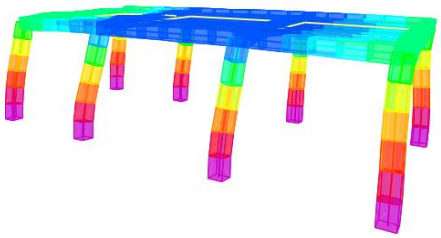
Sa, Aceleración espectral	0,3
Masa de la edificación (Ton)	13,9
Cortante Basal Estático (Ton)	4,17

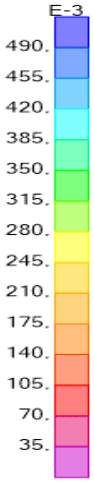
18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,00	1,00

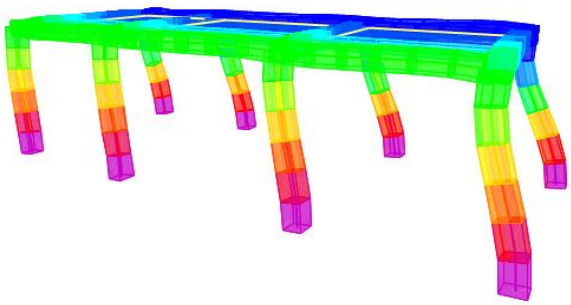
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	OK	OK
N+2,60	1,0	1,0	OK	OK

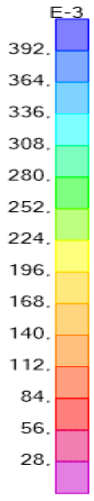
Desplazamiento horizontal en dirección X





Desplazamiento horizontal en dirección Y





18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,11 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
4,17	4,17	2	1,91	0,48	0,46

El cortante dinámico es< 0.8 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto se requiere ajuste de resultados

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 1,668	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 1,747	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,1	1,2

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	1,1	1,2	**OK**	**OK**

Mocoa, Marzo - 2025

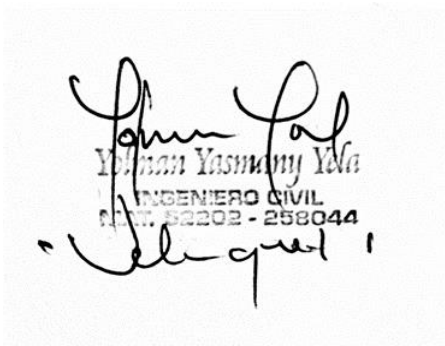
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

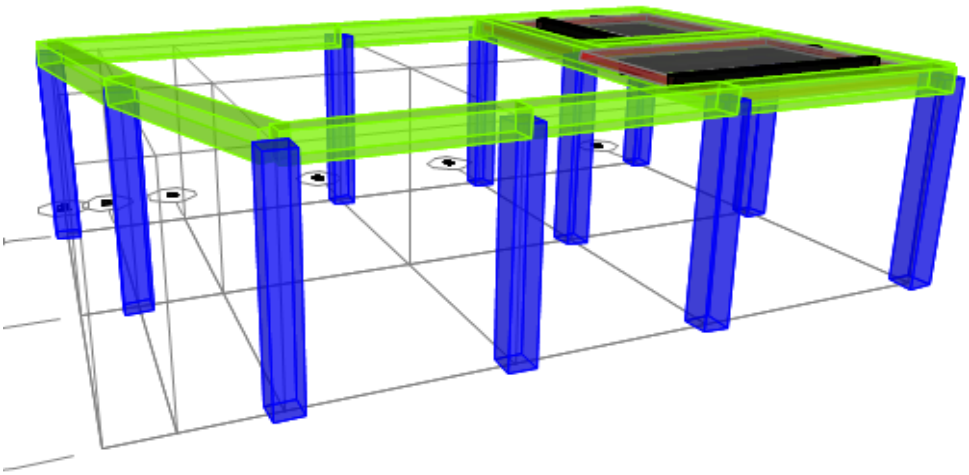
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

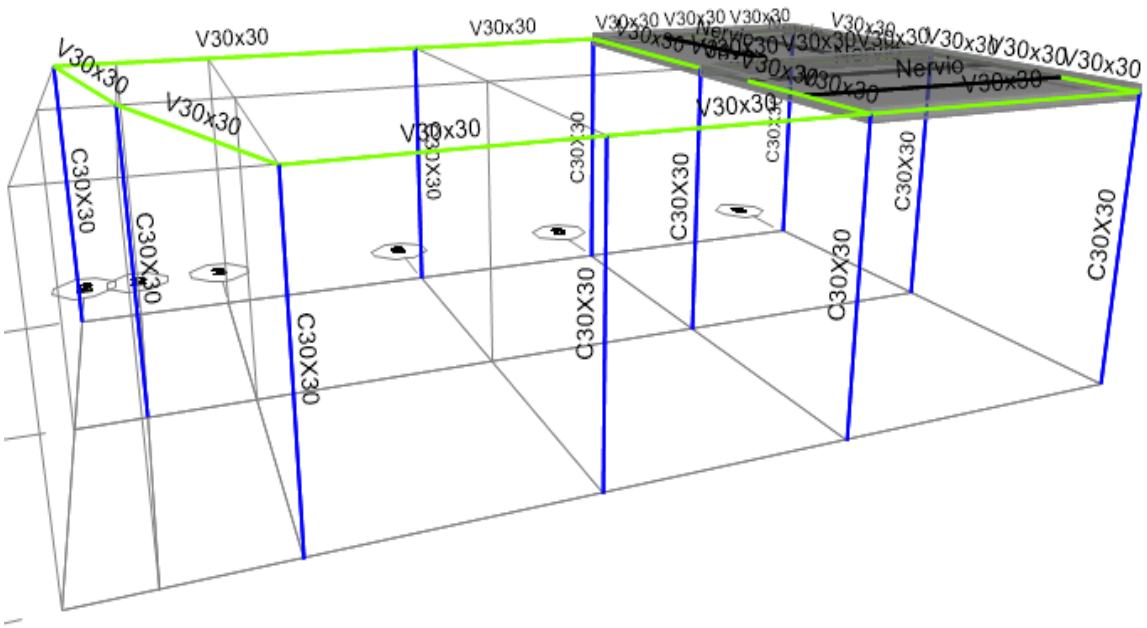


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

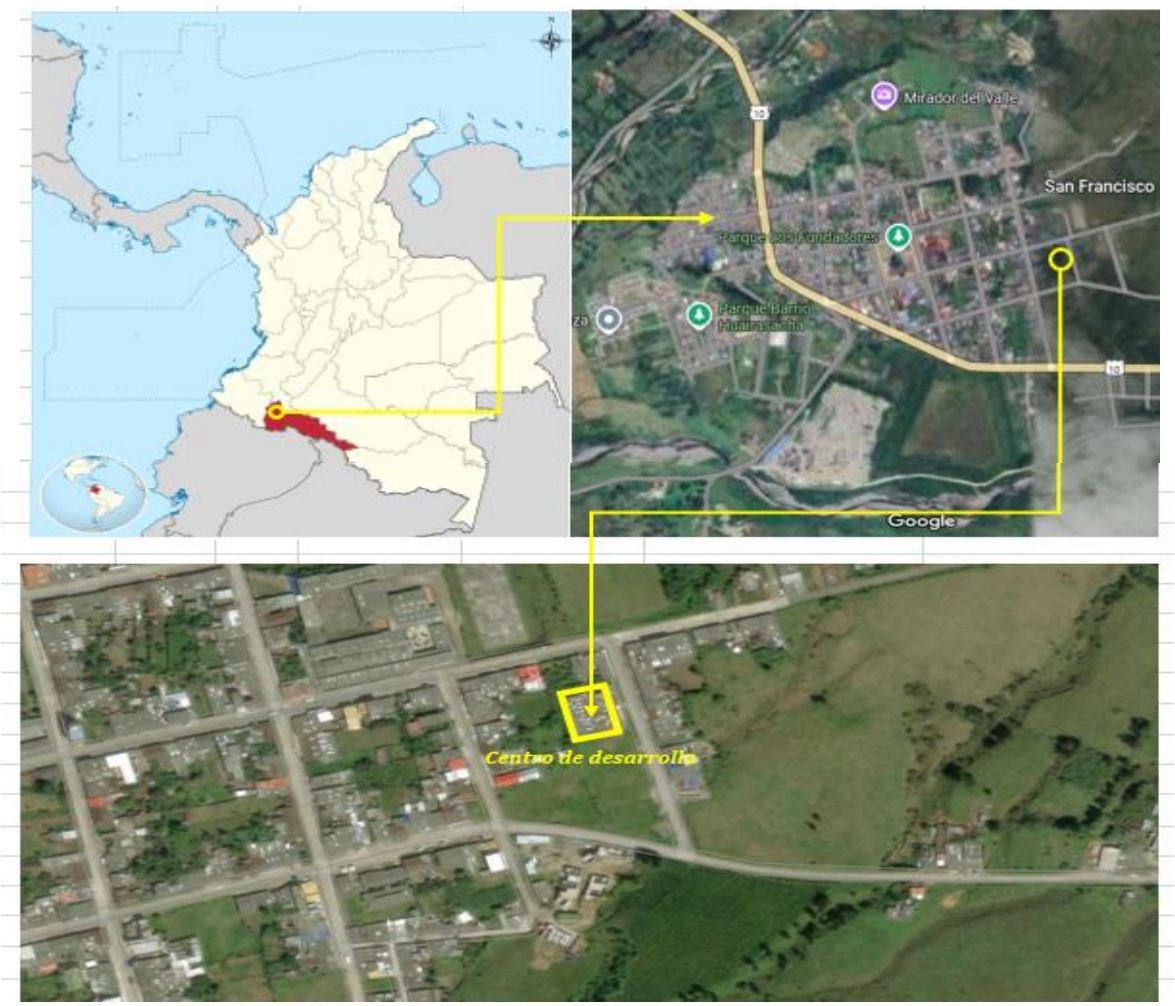


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 9

Ancho = 5,3

Relación L/A = 1,7<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

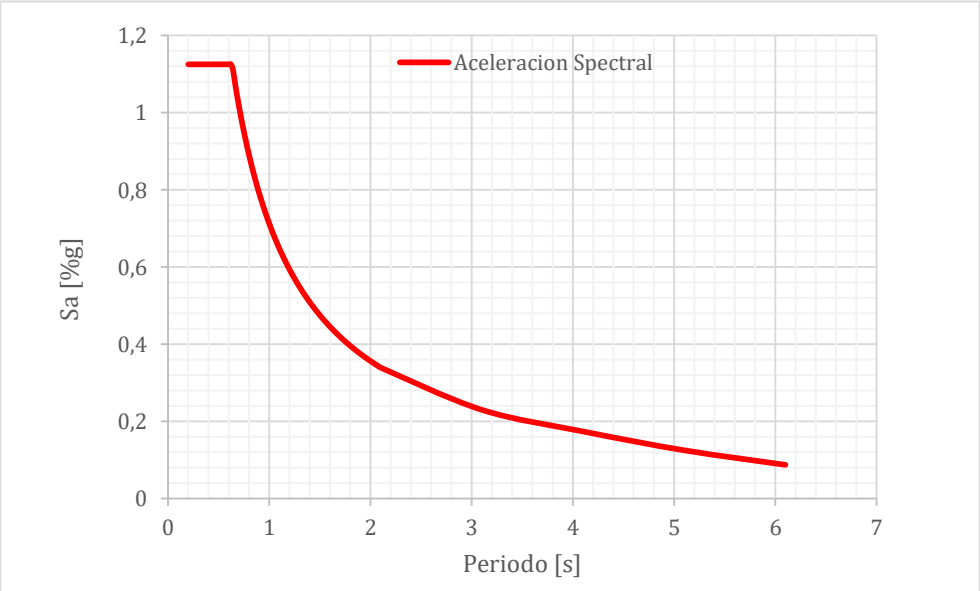
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

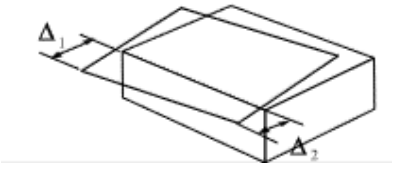
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

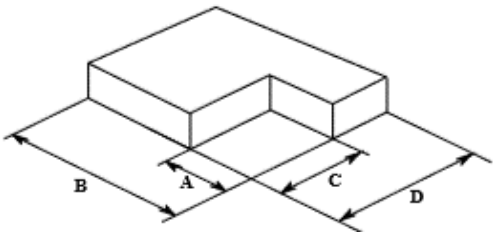
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



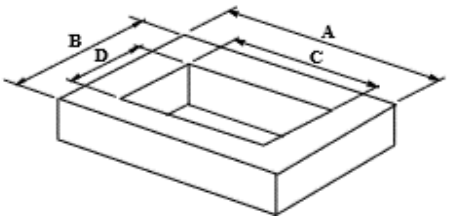
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

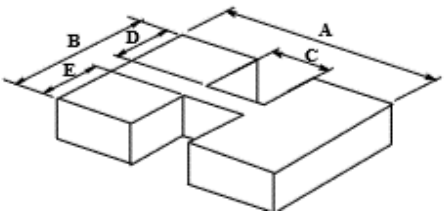
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



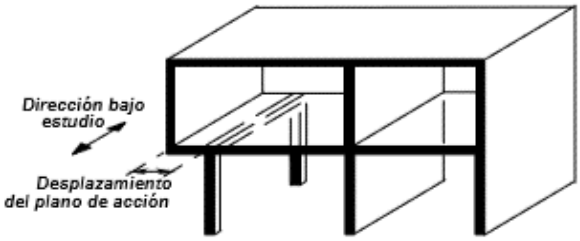
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 No aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

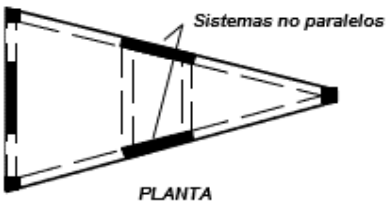


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p Si Aplica

Φp = 0,9



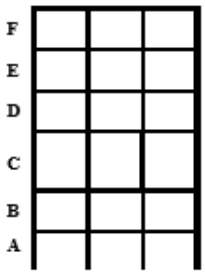
Clasificación de la estructura en planta como Irregular

Φp = 0,9

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

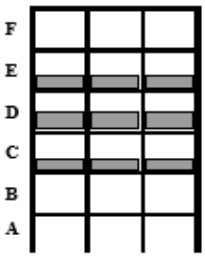


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



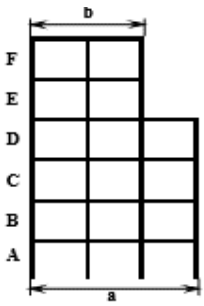
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

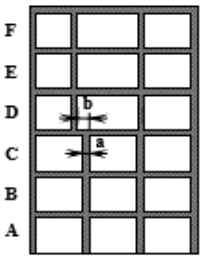
b = 0

Tipo 3A No aplica



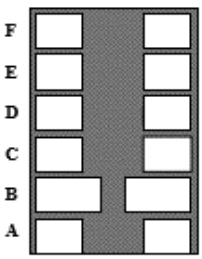
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Irregular

$\Phi a = 0,9$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0,75$

Factor de disipación de energía R = 4,725

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso	III
Coeficiente de Importancia	1,25

Periodos

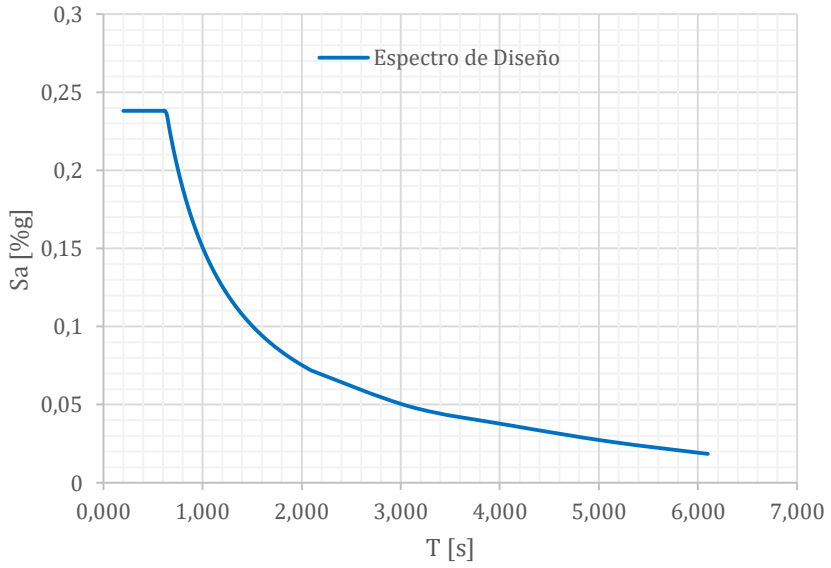
To: 0,03

Tc: 0,13

TL: 0,97

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,238
0,3	0,238
0,4	0,238
0,6	0,238
0,8	0,188
1	0,151
1,1	0,137
1,5	0,101
1,6	0,094
1,9	0,079
2,1	0,072
2,4	0,063



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

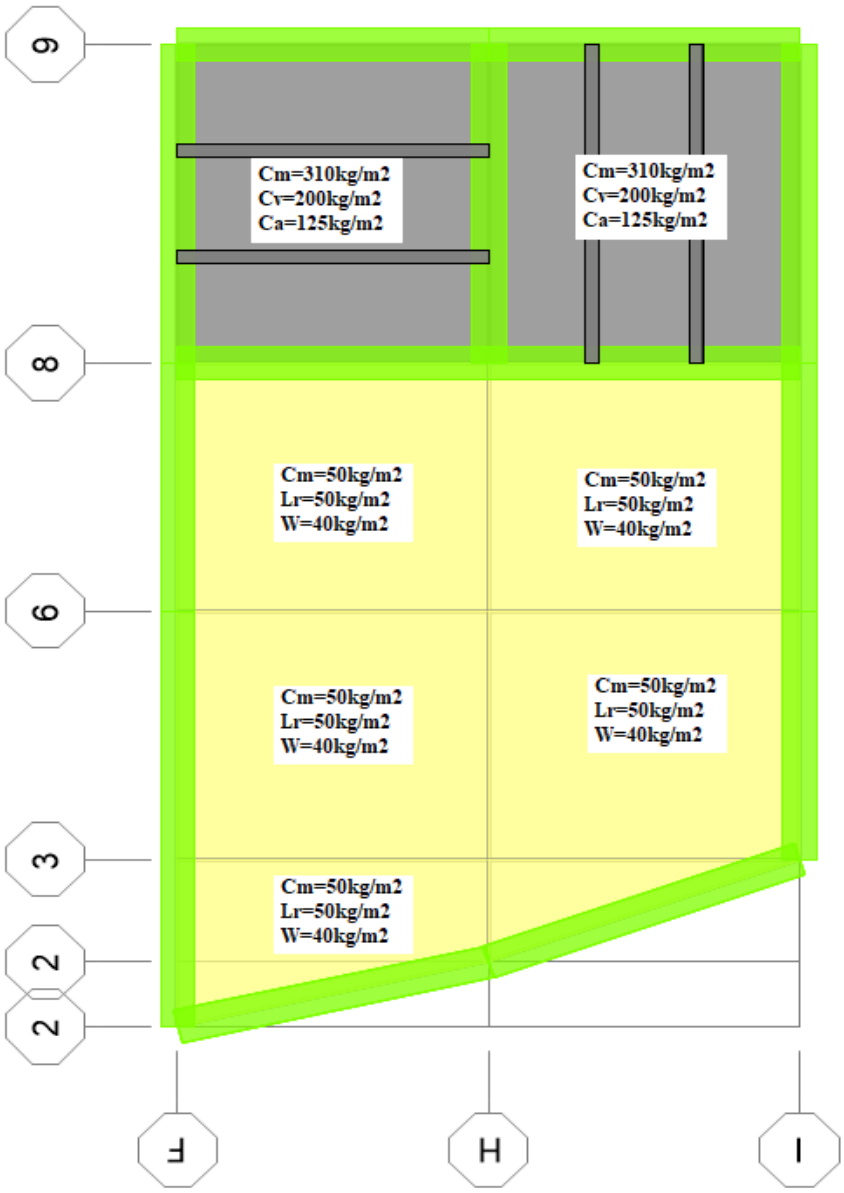
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,6	
Periodo Fundamental:	0,11	A.4.2-3
Cu<1.2:	1,16	Cu no puede ser menor que 1.2
TaCu	0,133	

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	22,10
Cortante Basal Estático (Ton)	24,86

8. Cortante Basal

Td = 0,110 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
24,86	24,86	24,17	22,5	0,97	0,90

El cortante dinámico es > 90% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,93	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,99	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	4	5

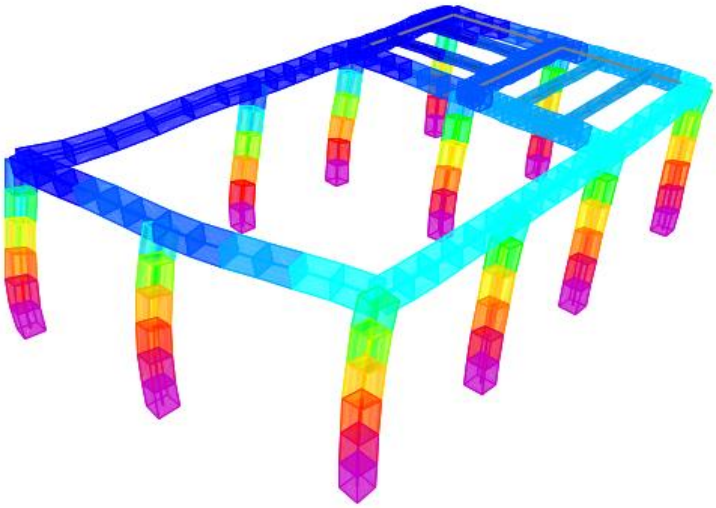
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	4	5	OK	OK

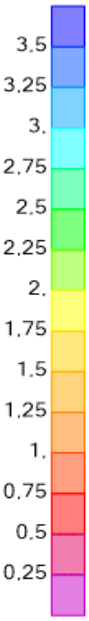
R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

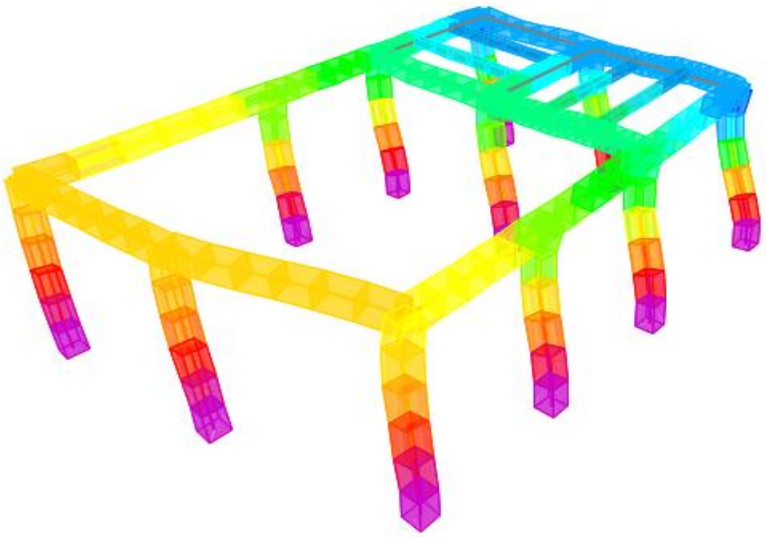
10. Chequeo de Derivas [mm]

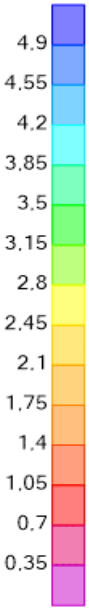
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]





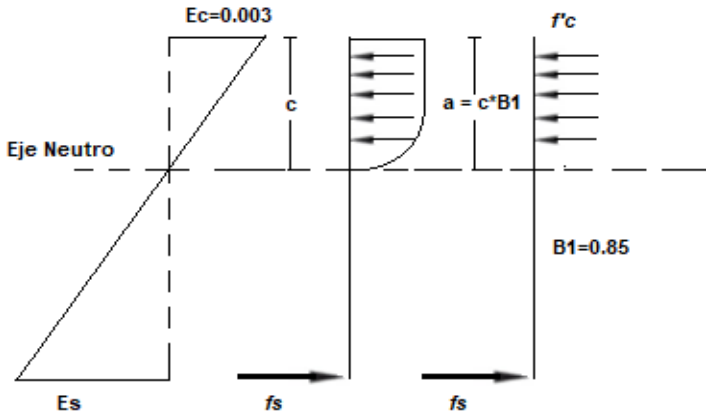
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

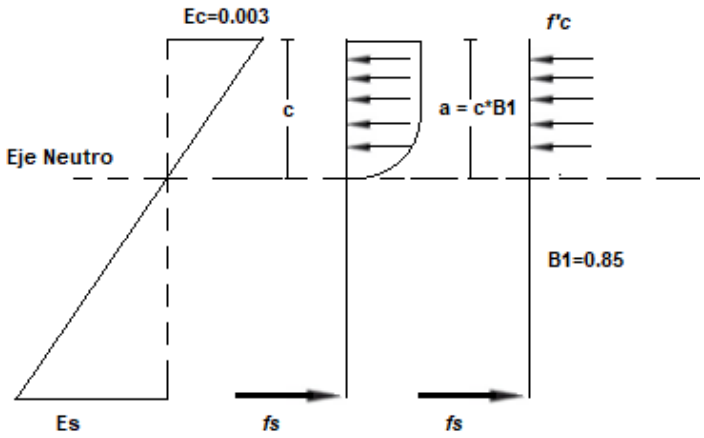
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

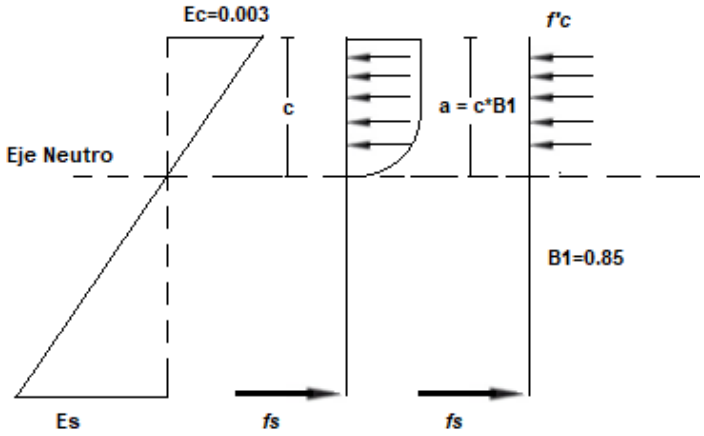
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

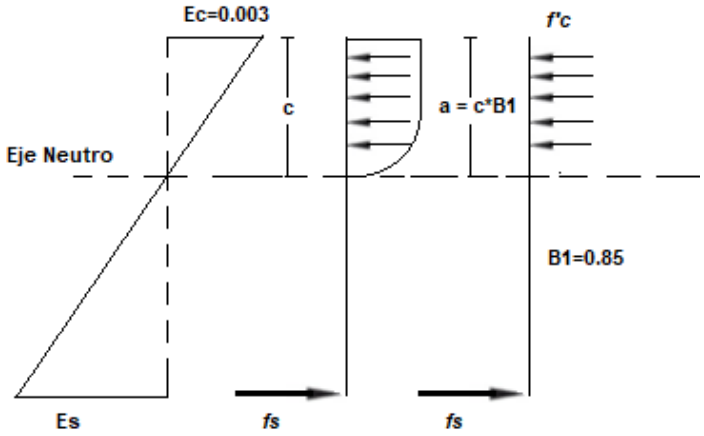
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	996,09	mm2
		As min =	208,33	mm2
		As min =	170,48	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
8(F-G)	41	37,248	5,003	142	298,0
9(H-I)	44	37,248	9,003	142	165,6
F(2-6)	83	37,248	61,003	142	24,4
I(3-6)	49	37,248	15,670	142	95,2

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	6,25	Db (cm) =	1,59	
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95	
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35	
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70	
		No. Estribos	11	
		USE:	6,3	cm

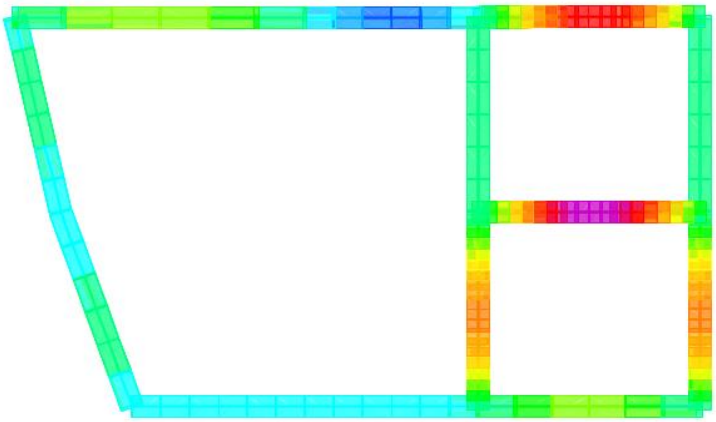
Zonas de No confinamiento (cm)

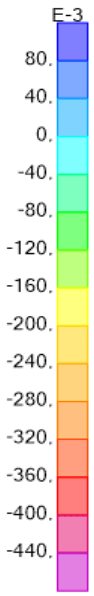
a) d/2 =	12,5	*USE:*	12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

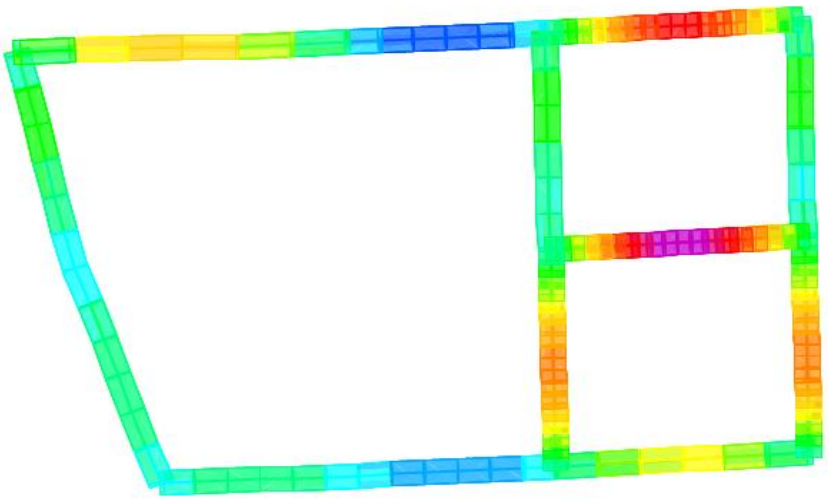
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 7mm

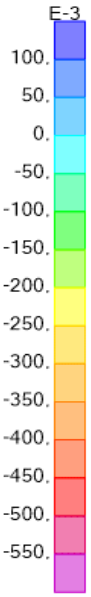




Deflexión Máxima = 0,4mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 10mm



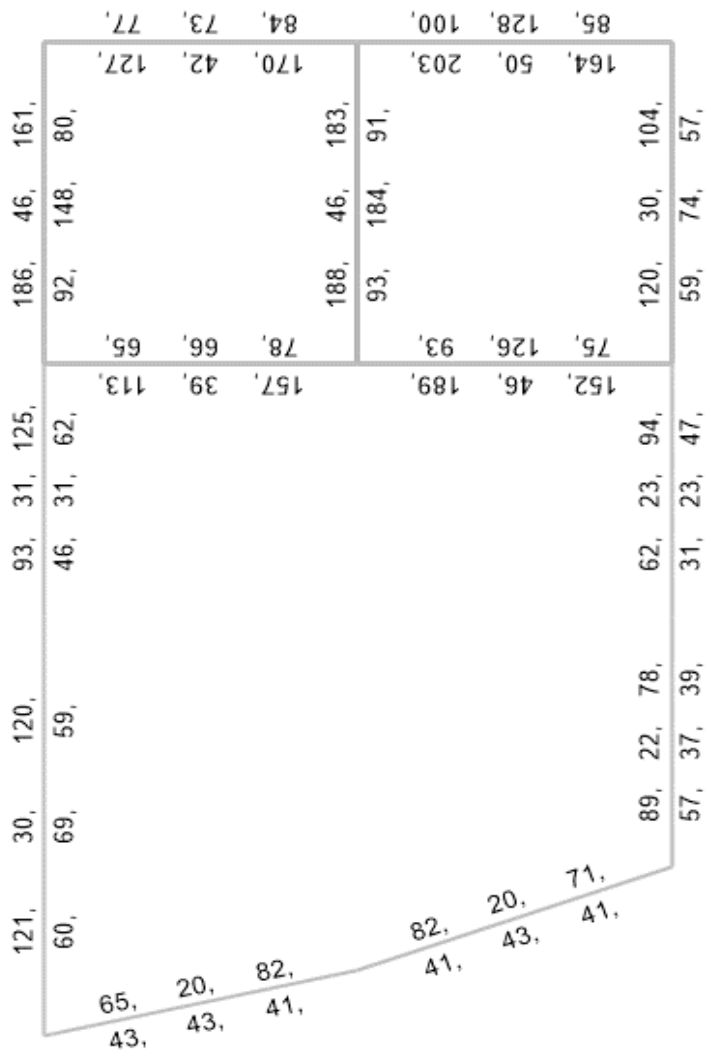


Deflexión Máxima = 0,55mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

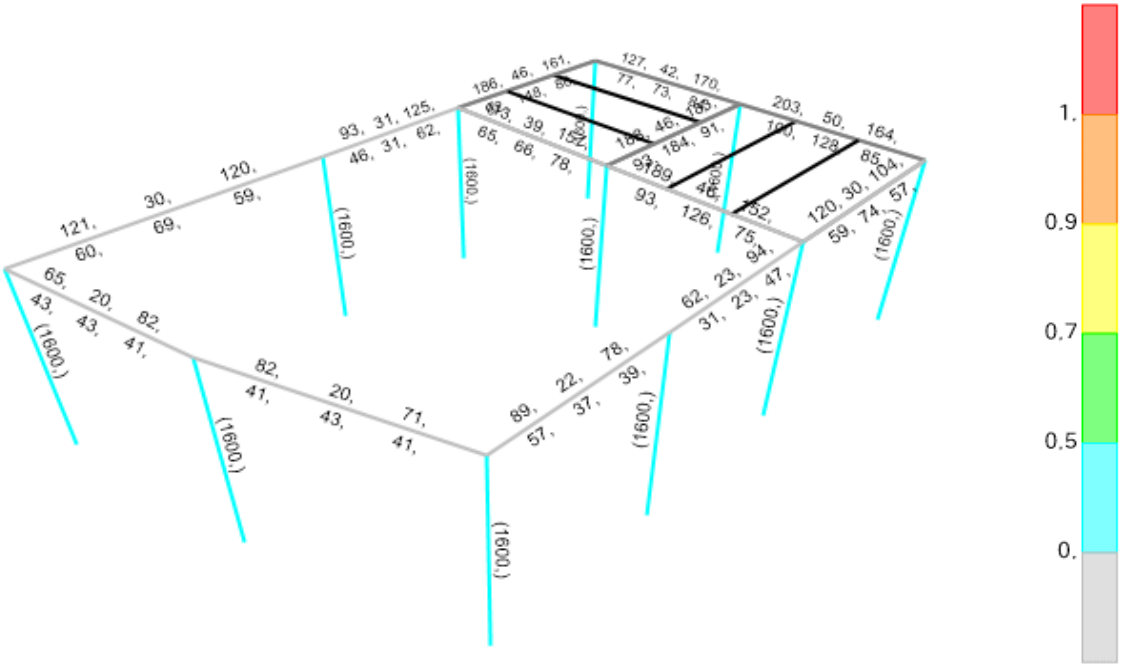


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

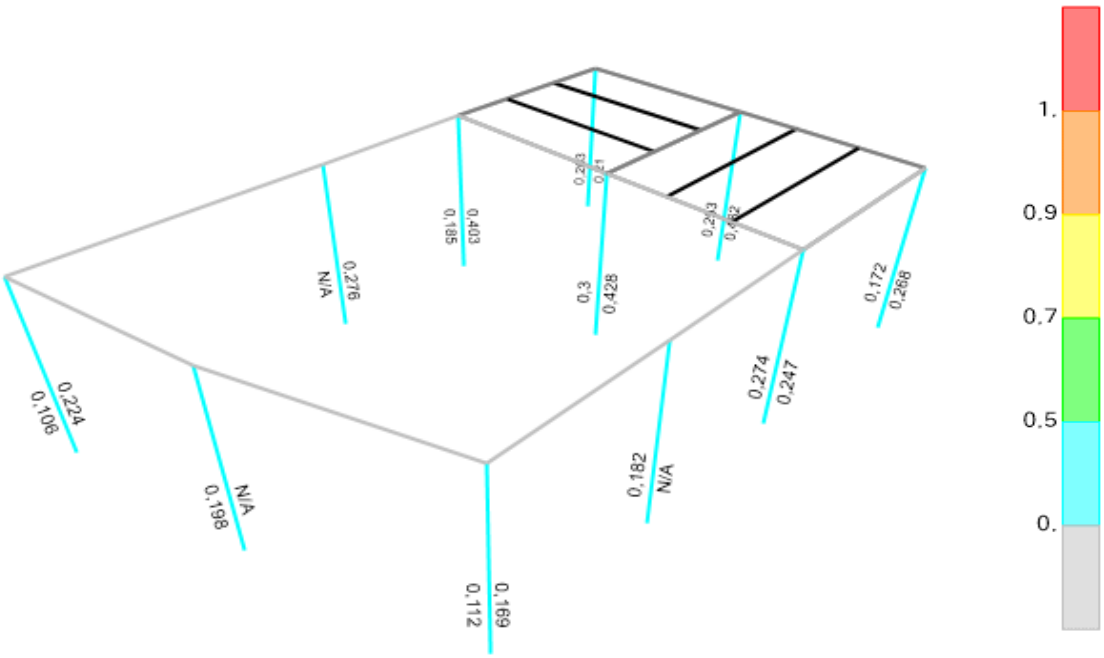


12. Acero Requerido en Columnas

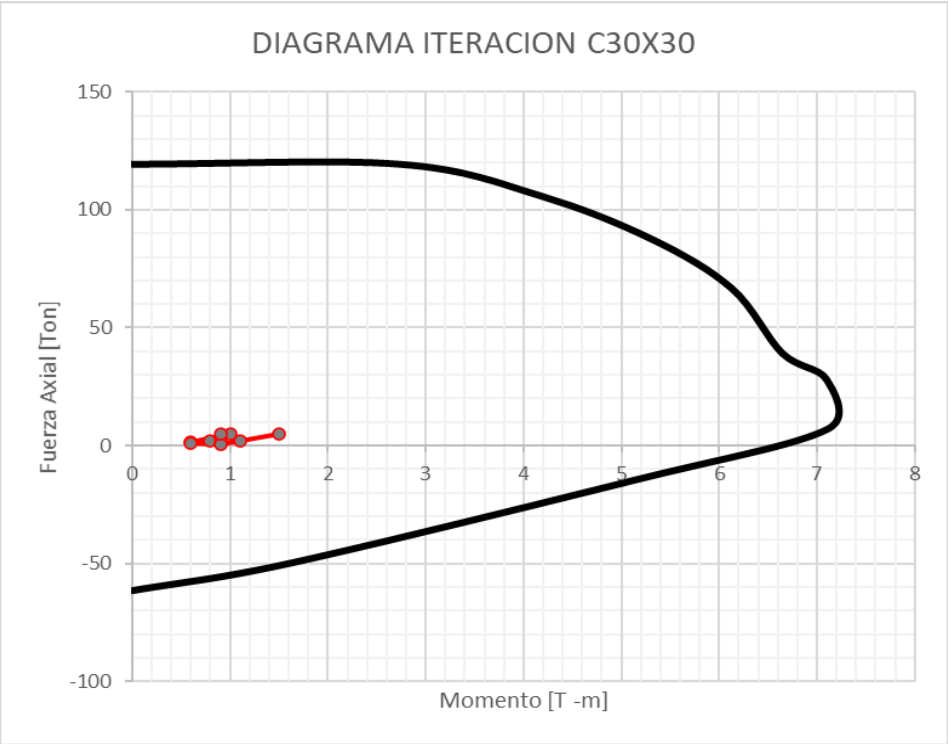
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,3		xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
2F	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
8I	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
9G	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
6F	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*
H2	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,50*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	15,8	7,5	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]		
Eje F	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600	mm2	1,78%
Eje I	30X30cm	900 mm2	3600 mm2	1600	mm2	1,78%

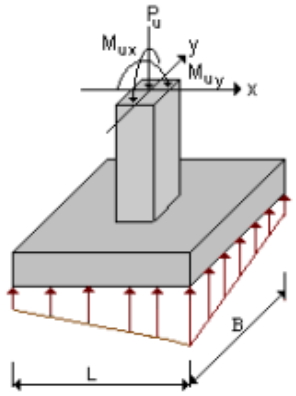
13.1 Diseño de zapatas — Zapata central J-22

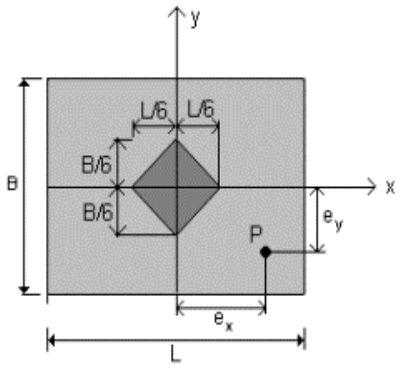
Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

Materiales			Geotécnica		
Concreto:	21	Mpa	E. Admisible	172	Kn/m2
Acero:	420	Mpa	P. Desplante	2,00	m
			D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]				Condición critica	
P =	55	ex =	0,053		
Mx =	2,9	ey =	0,093	L> 6 ex	L: 0,56 m
My =	5,1			L> 0,560	L= 1,35 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 49,69 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,35 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central J-22

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	37	Kn
Carga viva =	18	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	73,2	Kn
Qu =	40,16	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	1,00	m
Use B	1,35	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,3	Bo (m) =	1,24	1. ΦVc (kn) =	695,5
bc2 (m) =	0,3	Vu (kn) =	57,8	2. ΦVc (kn) =	2537,7
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	450,0

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,205	Vu (Kn) =	11,1	4. ΦVc (kn) =	252,4

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,09	Pu (Kn) =	73,2	5. ΦVc (kn) =	1044,225

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	9,15	Aux1 =	52,3	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0001755	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	777,6

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 371 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 27,825 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 73,61

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 300 mm
b = 300 mm

ΦP = 1228,5

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	2,30	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1668	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	4,0854	3,064	2,81891	0,0076	79,6	2#3=142mm2

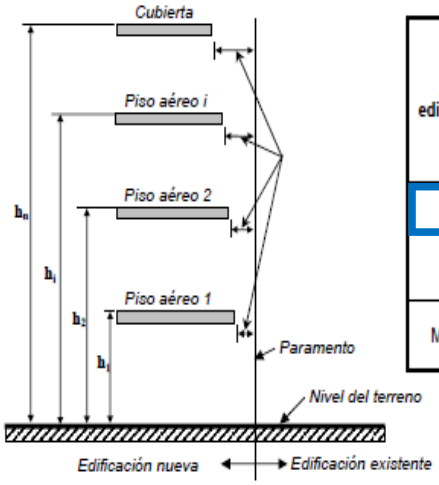
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

StepType Text	StepNum	Period Sec			JY	UZ	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	1	0,118863	..	...		0...	0,001416	0,881879
Mode	2	0,110462	..	...		2...	0,963037	0,882803
Mode	3	0,091545	..	...		1...	0,999428	0,999355
Mode	4	0,031717	..	...		0...	0,999468	0,999365
Mode	5	0,029437	..	...		0...	0,99962	0,999365
Mode	6	0,026601	..	...		0...	0,999621	0,999747
Mode	7	0,025826	..	...		0...	0,999623	0,999777

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9996	99,9623
MODAL	Acceleration	UY	99,9998	99,9777
MODAL	Acceleration	UZ	89,6924	40,2925

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

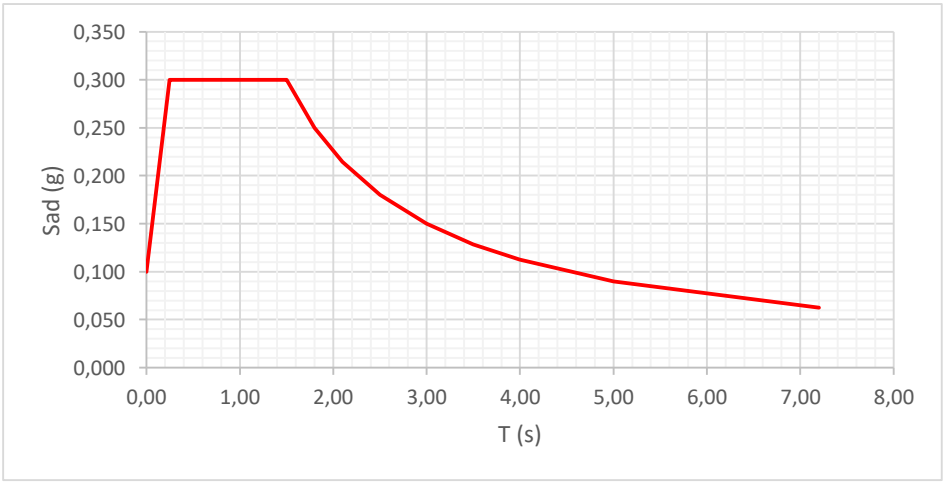
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

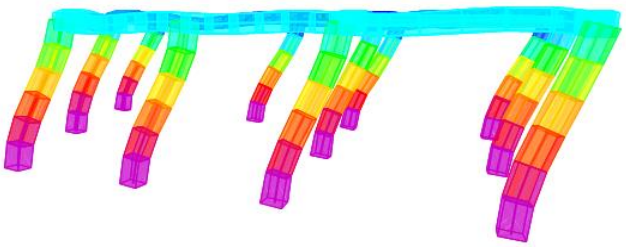
Sa, Aceleración espectral	0,15
Masa de la edificación (Ton)	22,3
Cortante Basal Estático (Ton)	3,345

18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

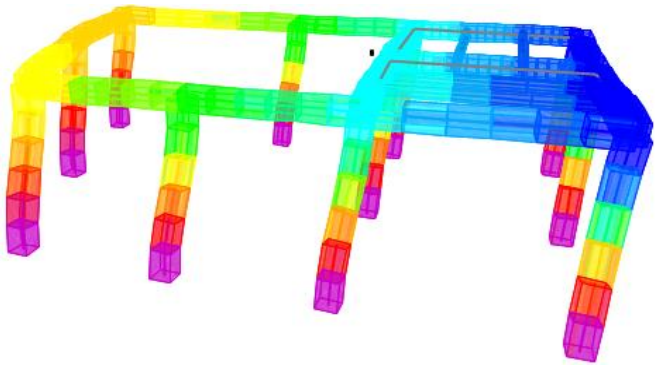
Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	0,50	0,70

Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	OK	OK
N+2,60	0,5	0,7	OK	OK

Desplazamiento horizontal en dirección X



Desplazamiento horizontal en dirección Y



18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,11 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
3,345	3,345	3,2	3,1	0,96	0,93

El cortante dinámico es > 0.9 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto NO se requiere ajuste de resultados

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,941	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,971	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	0,5	0,7

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	0,5	0,7	**OK**	**OK**

Mocoa, Marzo - 2025

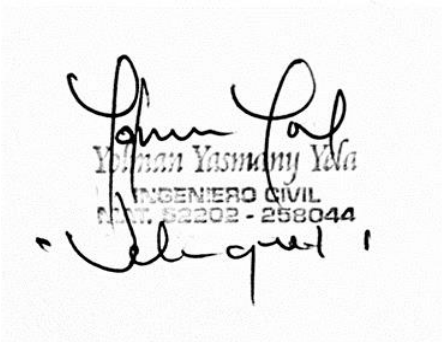
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

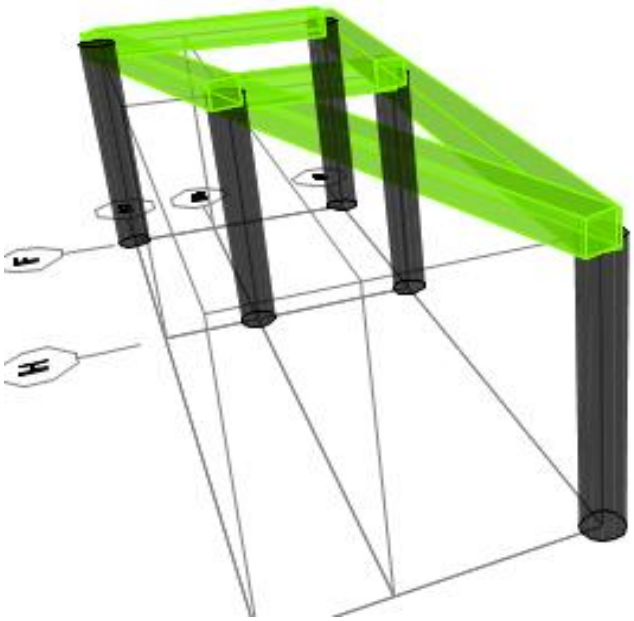
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

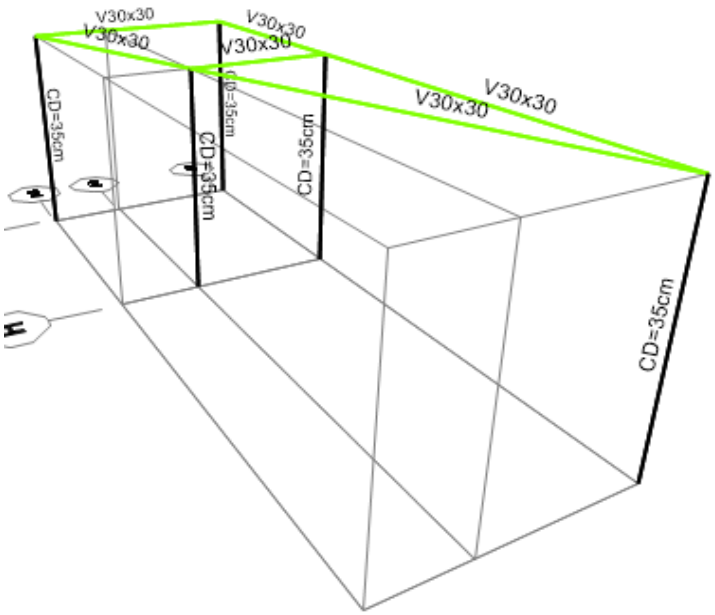


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

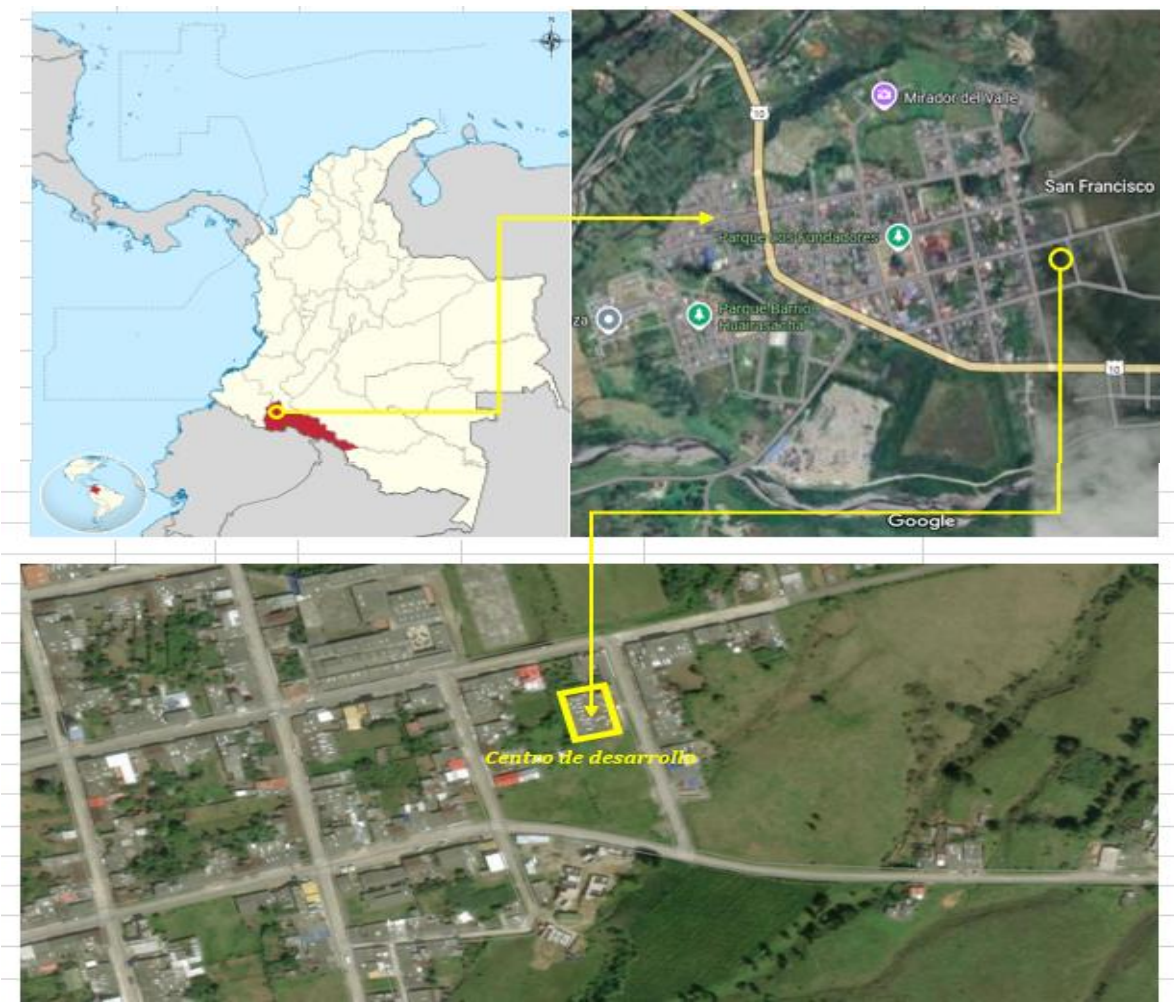


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 7,3

Ancho = 2,5

Relación L/A = 2,90<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

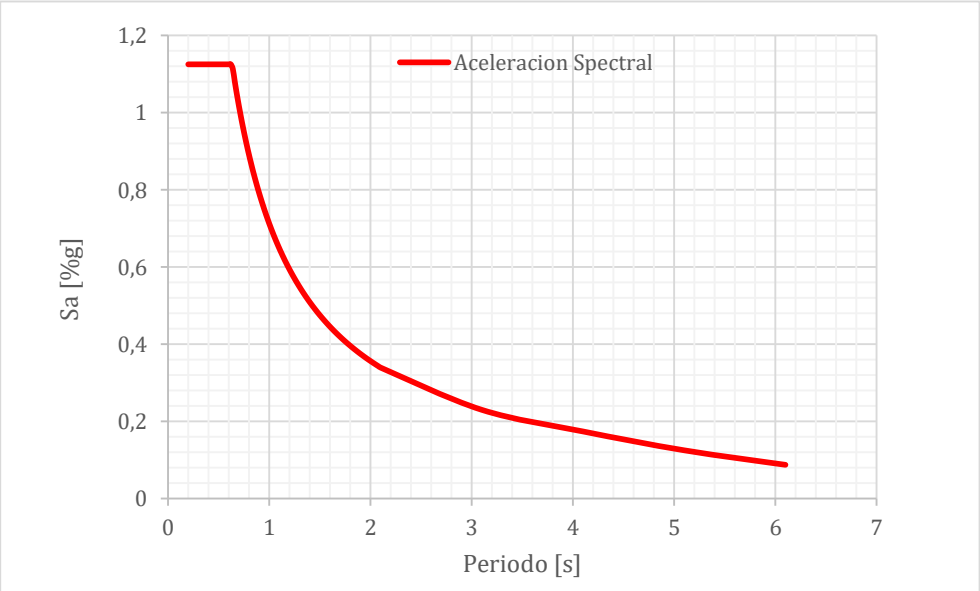
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

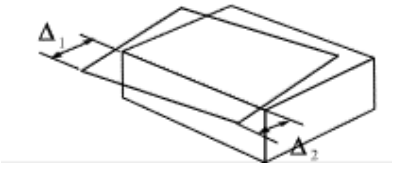
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

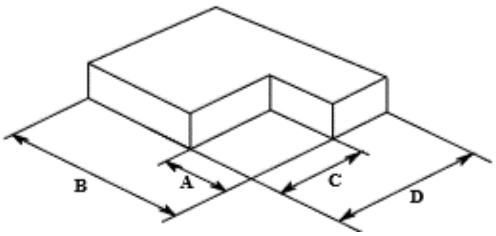
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



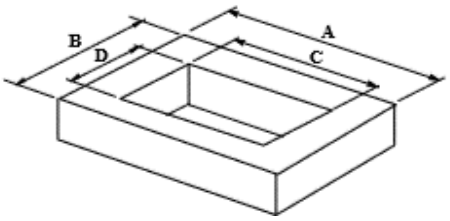
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

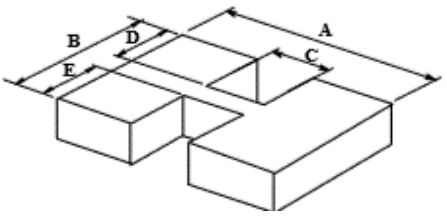
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



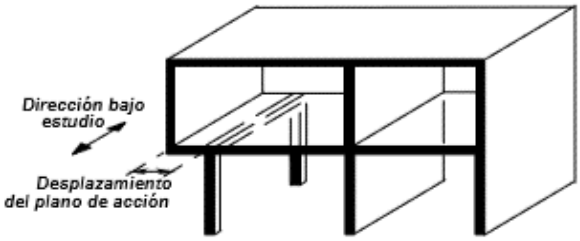
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 No aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

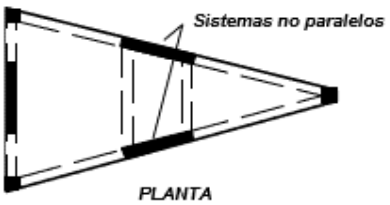


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p Si Aplica

Φp = 0,9



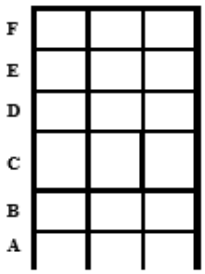
Clasificación de la estructura en planta como Irregular

Φp = 0,9

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

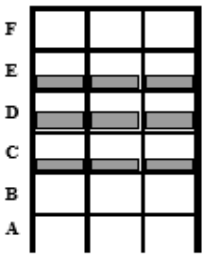


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



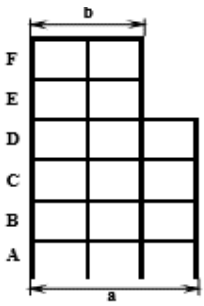
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

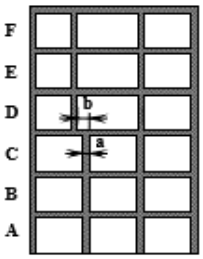
b = 0

Tipo 3A No aplica



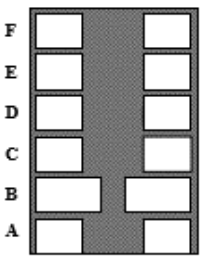
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Irregular

$\Phi a = 0,9$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0,75$

Factor de disipación de energía R = 4,725

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

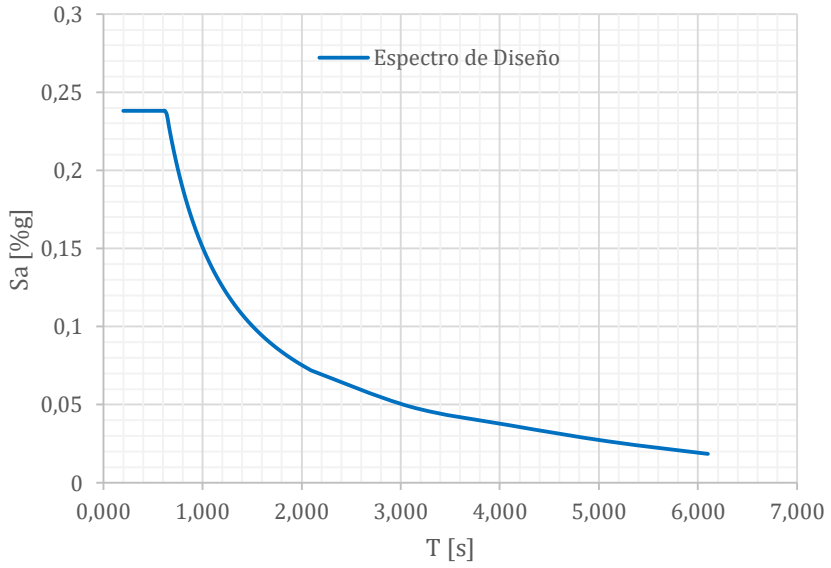
To: 0,03

Tc: 0,13

TL: 0,97

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,238
0,3	0,238
0,4	0,238
0,6	0,238
0,8	0,188
1	0,151
1,1	0,137
1,5	0,101
1,6	0,094
1,9	0,079
2,1	0,072
2,4	0,063



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

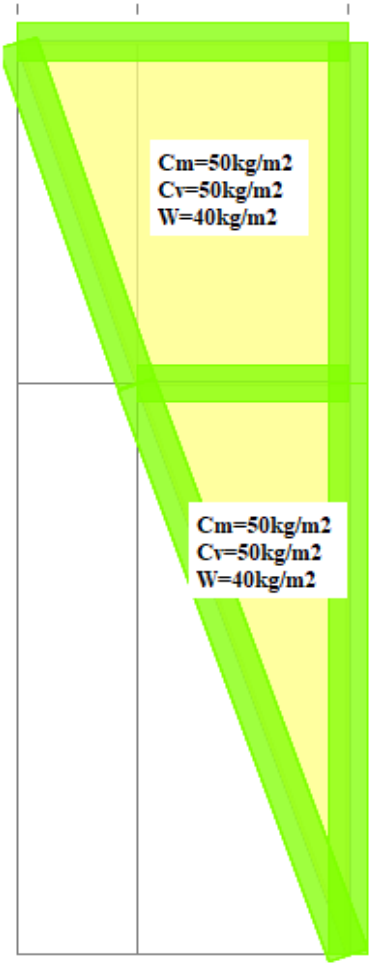
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2



5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,11
Cu<1.2:	1,16
TaCu	0,133

A.4.2-3

Cu no puede ser menor que 1.2

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	7,90
Cortante Basal Estático (Ton)	8,89

8. Cortante Basal

Td = 0,110 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
8,89	8,89	6,56	8,8	0,74	0,99

El cortante dinámico < 90% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 1,22	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,91	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	5	3

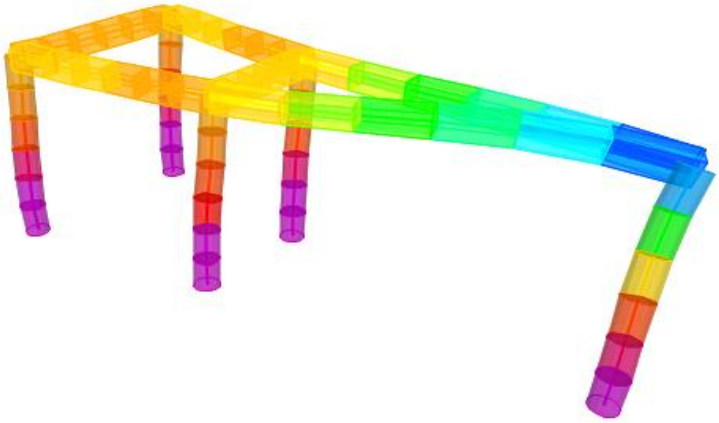
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	5	3	OK	OK

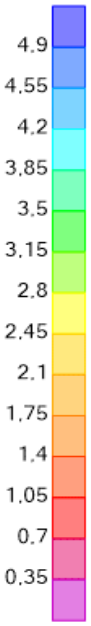
R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

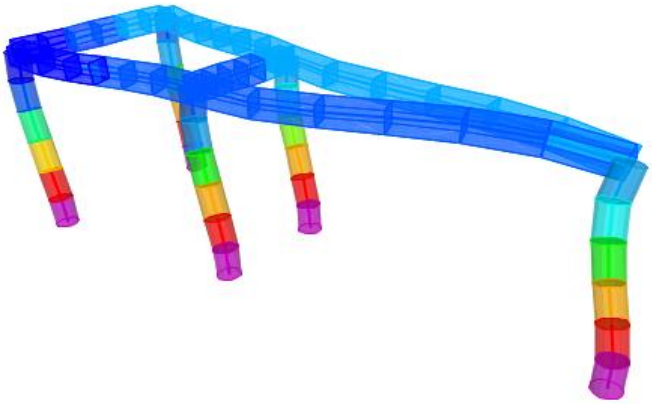
10. Chequeo de Derivas [mm]

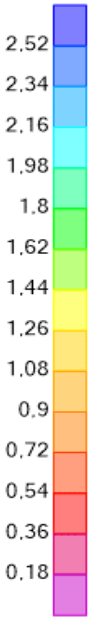
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]





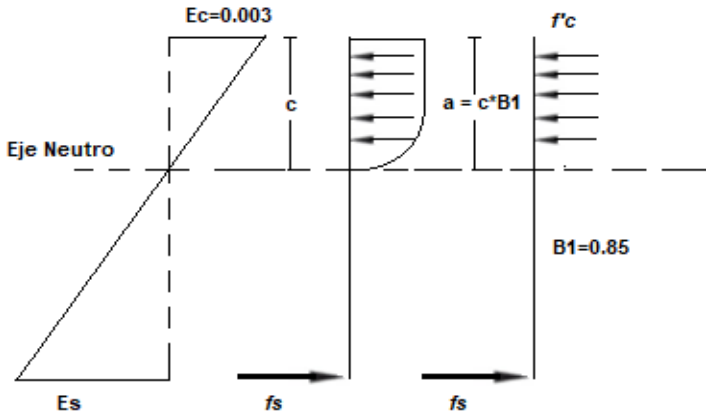
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

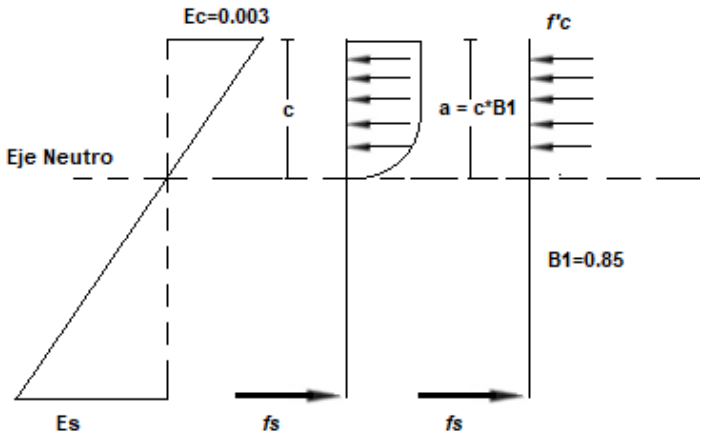
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

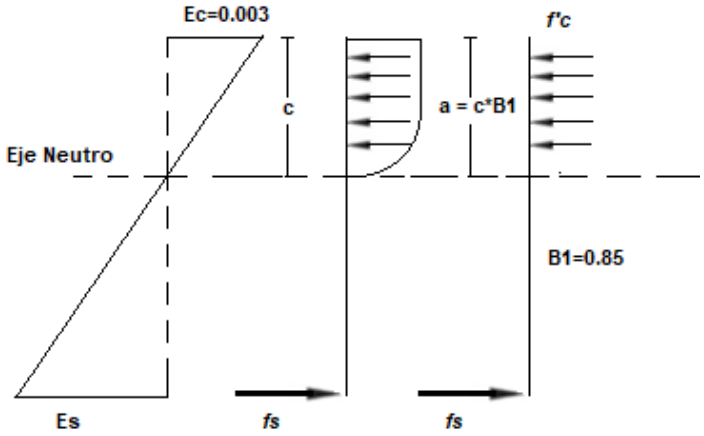
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

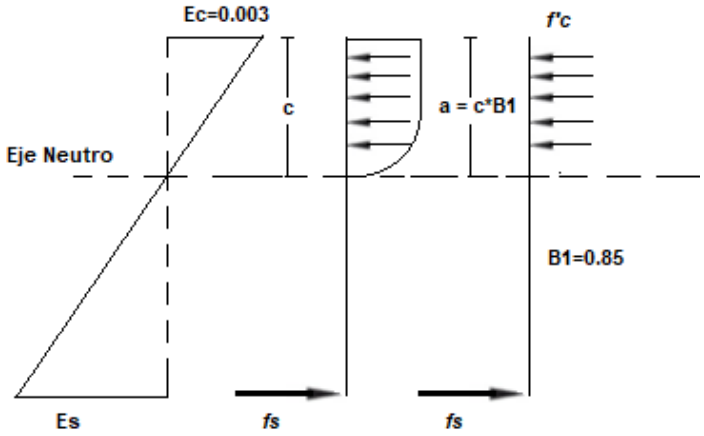
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	996,09	mm2
		As min =	208,33	mm2
		As min =	170,48	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
N(4-6)	39	37,248	2,336	142	638,2
6(N-O)	40	37,248	3,670	142	406,3
6(O-Q)	43	37,248	7,670	142	194,4

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	6,25	Db (cm) =	1,59	
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95	
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35	
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70	
		No. Estribos	11	
		USE:	6,3	cm

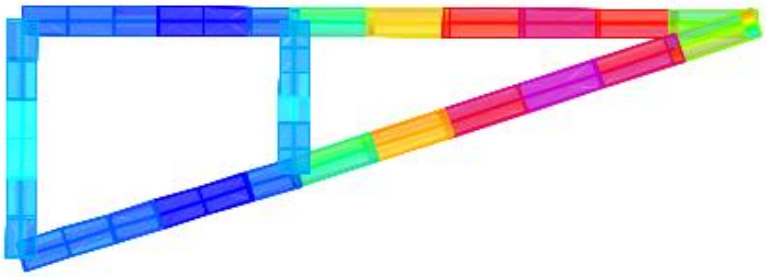
Zonas de No confinamiento (cm)

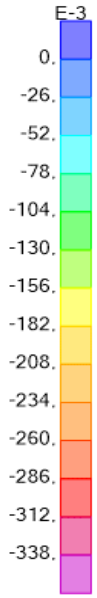
a) d/2 =	12,5	*USE:*	12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

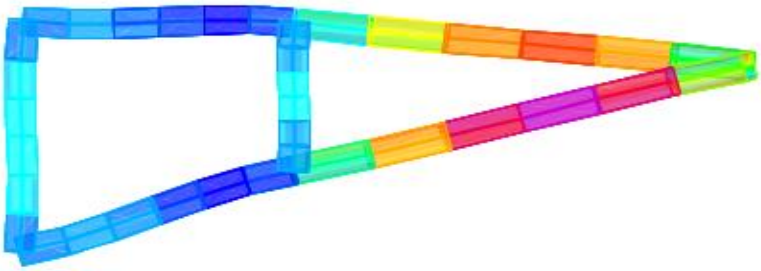
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 7mm

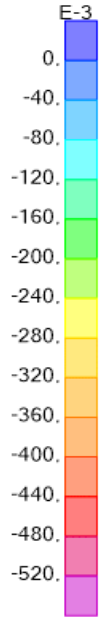




Deflexión Máxima = 0,3mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 10mm



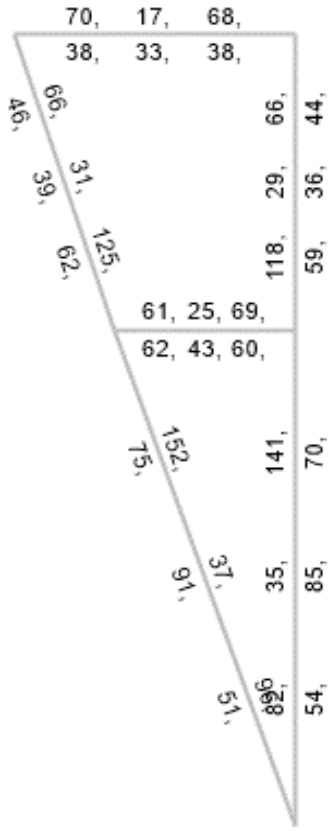


Deflexión Máxima = 0,5mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

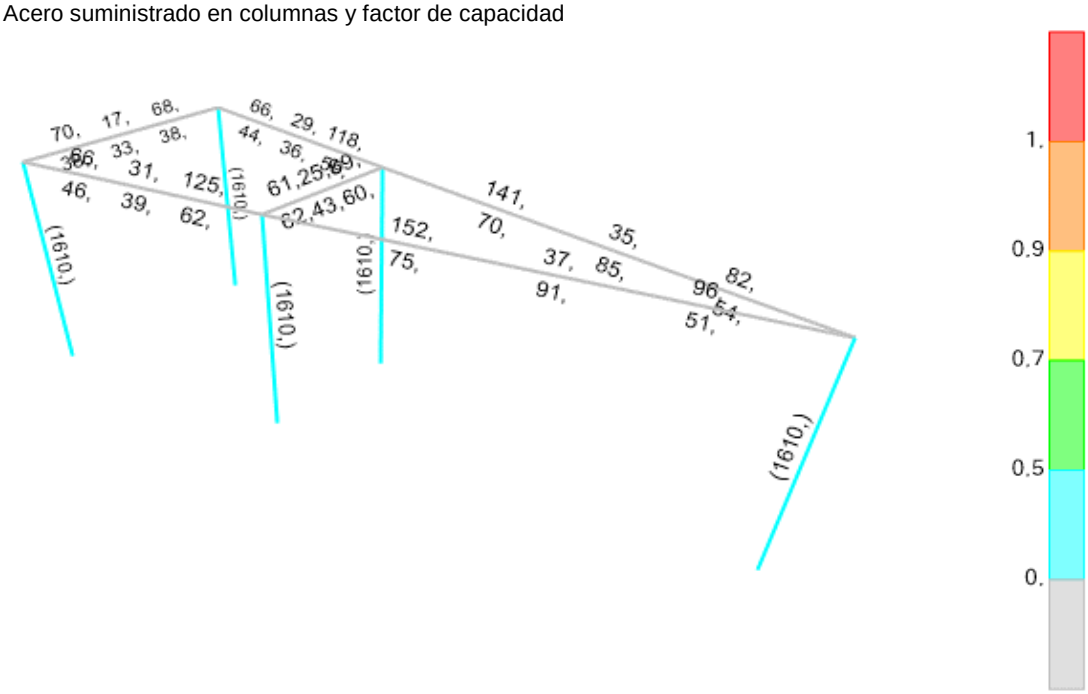


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

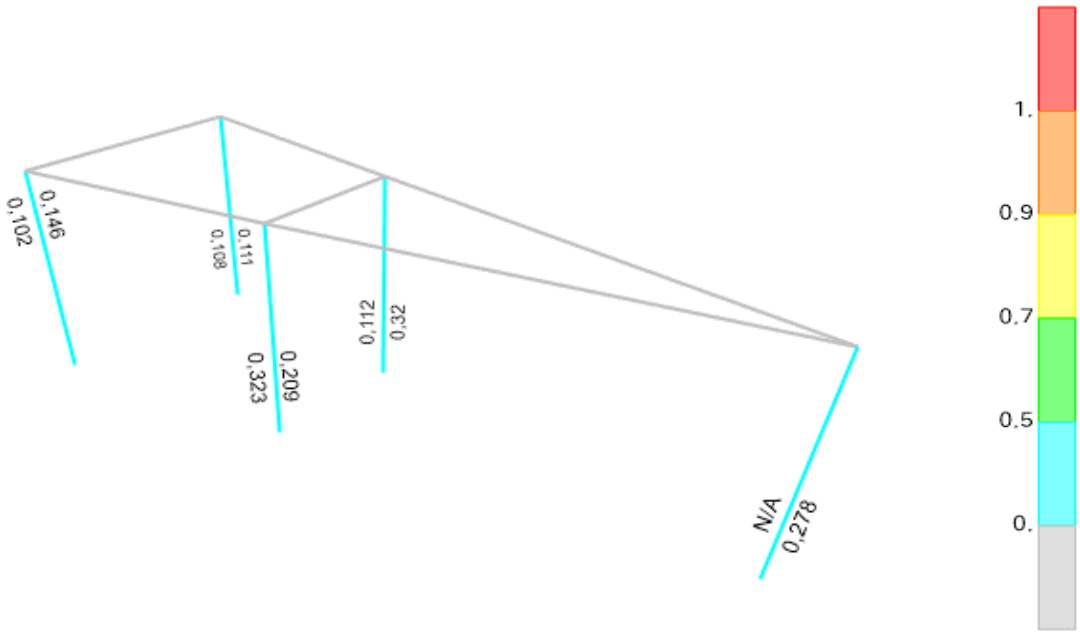


12. Acero Requerido en Columnas

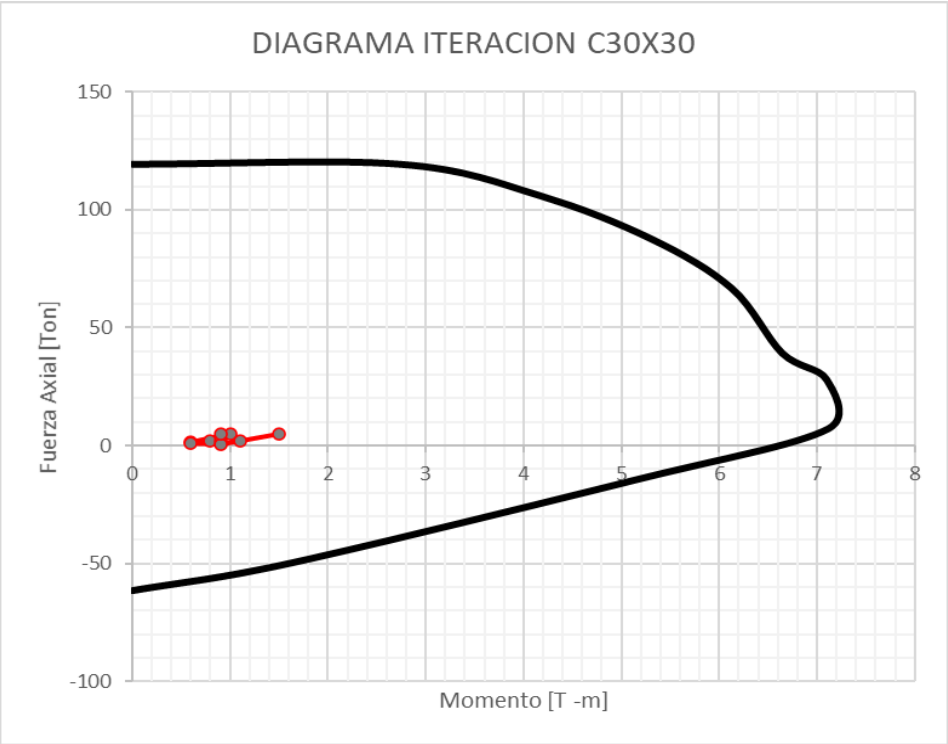
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,35		xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
N4	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
Q6	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
O4	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
N6	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	13,5	8,75	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]		
Eje N	D=35cm	962mm2	3848 mm2	1600	mm2	1,66%
Eje Q	D=35cm	962 mm2	3848 mm2	1600	mm2	1,66%

13.1 Diseño de zapatas — Zapata central N-4

Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

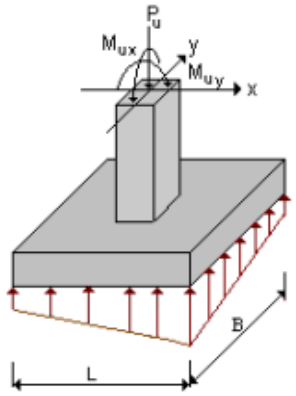
Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

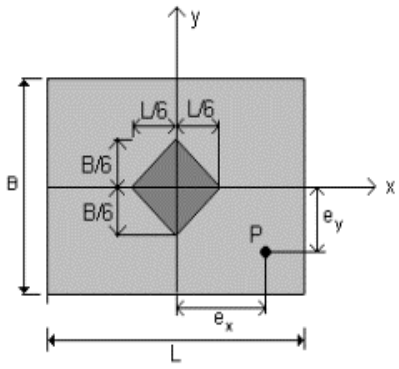
Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			
P =	36	ex =	0,050
Mx =	1,8	ey =	0,119
My =	4,3		

Condición critica	
L> 6 ex	L: 0,72 m
L> 0,720	L= 1,35 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 34,63 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,35 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central N-4

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	25	Kn
Carga viva =	11	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	47,6	Kn
Qu =	26,12	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	0,94	m
Use B	1,35	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,35	Bo (m) =	1,34	1. ΦVc (kn) =	751,6
bc2 (m) =	0,35	Vu (kn) =	35,9	2. ΦVc (kn) =	2556,0
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	486,3

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,18	Vu (Kn) =	6,3	4. ΦVc (kn) =	252,4

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,1225	Pu (Kn) =	47,6	5. ΦVc (kn) =	1421,30625

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	5,95	Aux1 =	52,3	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,000114	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	777,6

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 220 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 16,5 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 43,65

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 300 mm
b = 300 mm

ΦP = 1228,5

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	2,30	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1668	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	4,0854	3,064	2,81891	0,0076	79,6	2#3=142mm2

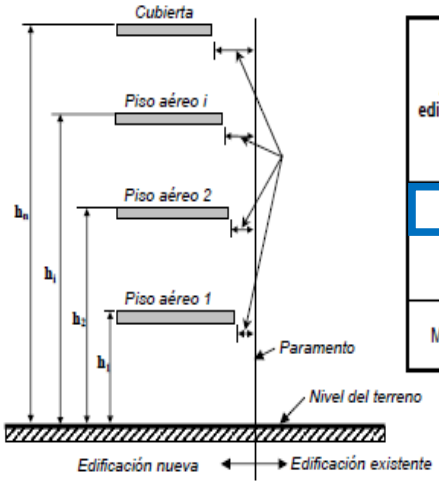
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	0,118645	0,49	0,01552	1,894E-08	0,49	0,01552
MODAL	Mode	2	0,093037	0,0006189	0,98	9,837E-07	0,49	0,99
MODAL	Mode	3	0,084309	0,51	0,007655	1,68E-09	1	1
MODAL	Mode	4	0,009669	9,568E-09	4,621E-06	0,29	1	1
MODAL	Mode	5	0,009547	1,533E-05	6,922E-06	0,36	1	1
MODAL	Mode	6	0,009296	8,433E-05	5,283E-11	0,06263	1	1
MODAL	Mode	7	0,007698	5,559E-06	6,378E-06	0,22	1	1

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99,9987
MODAL	Acceleration	UY	100	99,9996
MODAL	Acceleration	UZ	94,7795	92,5851

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

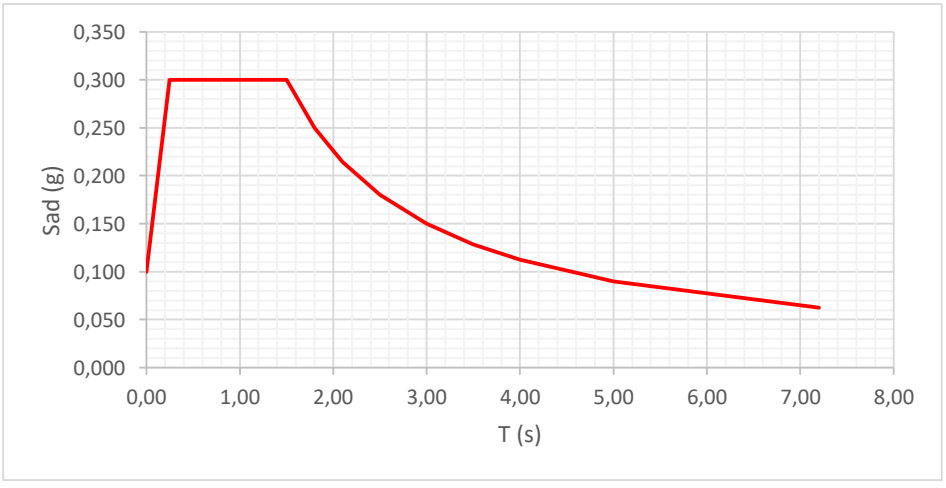
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

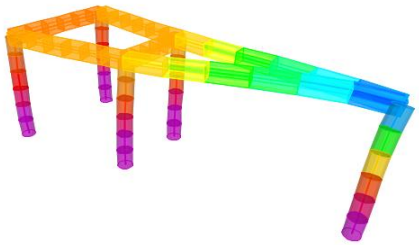
Sa, Aceleración espectral	0,16
Masa de la edificación (Ton)	7,9
Cortante Basal Estático (Ton)	1,264

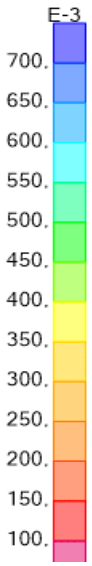
18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	0,70	0,31

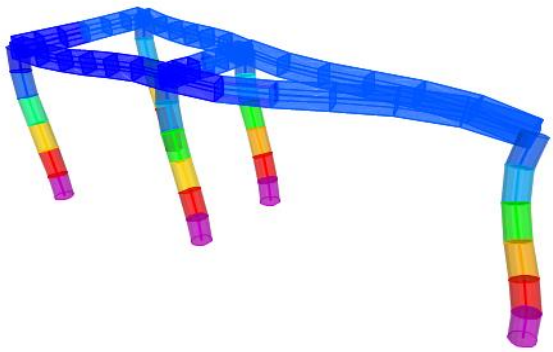
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	OK	OK
N+2,60	0,7	0,3	OK	OK

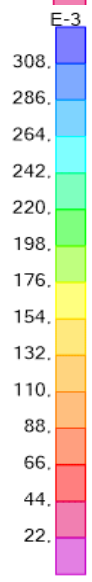
Desplazamiento horizontal en dirección X





Desplazamiento horizontal en dirección Y





18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,11 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
1,264	1,264	0,85	1,2	0,67	0,95

El cortante dinámico es > 0.9 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto NO se requiere ajuste de resultados

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 1,338	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,948	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	1,1	0,9

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	1,1	0,9	**OK**	**OK**

Mocoa, Marzo - 2025

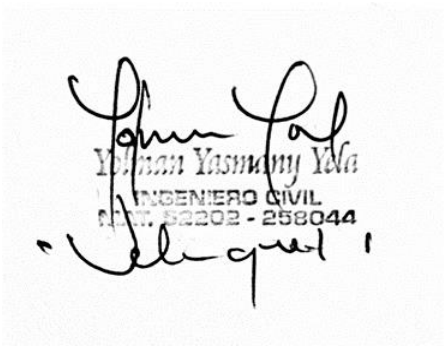
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

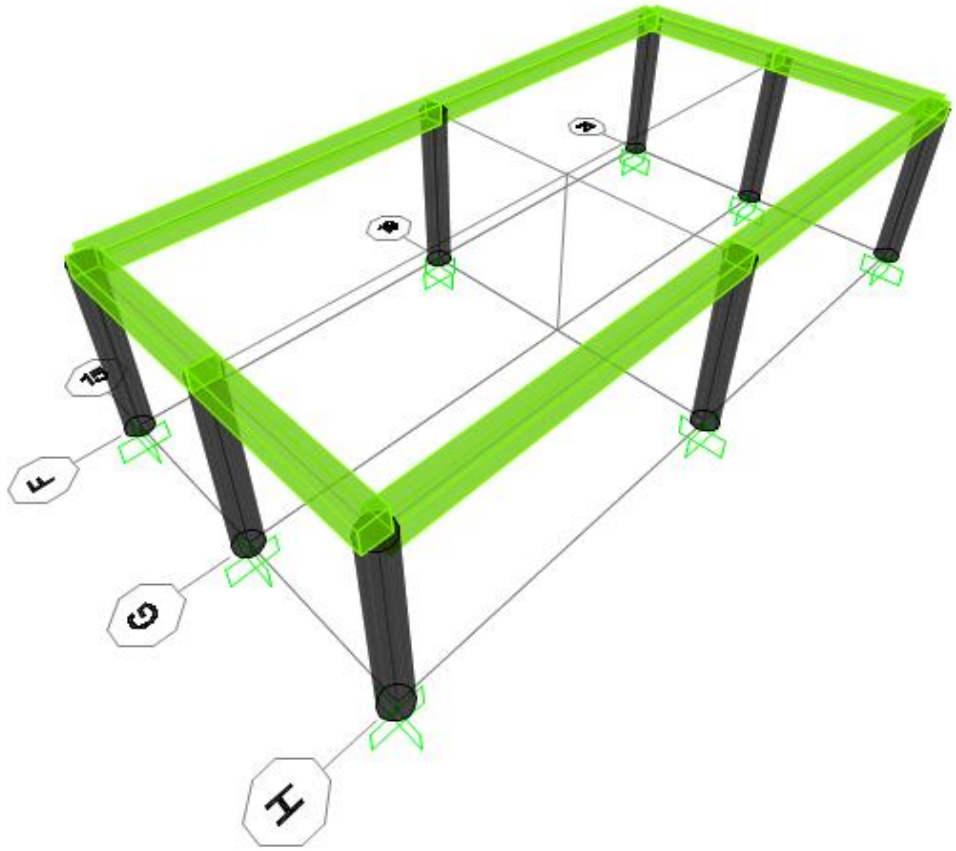
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

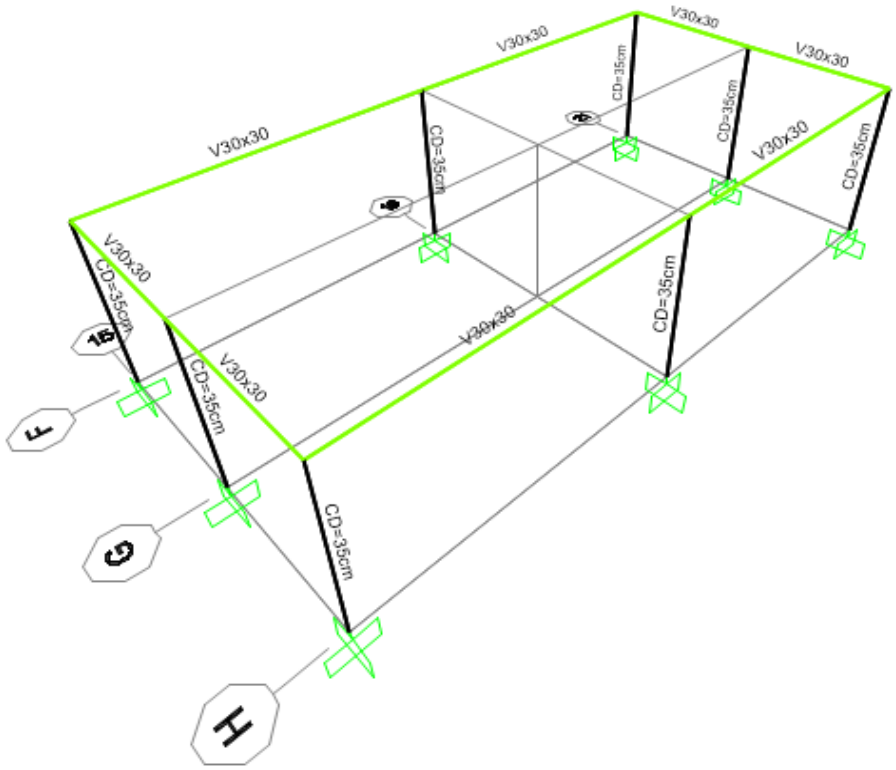


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

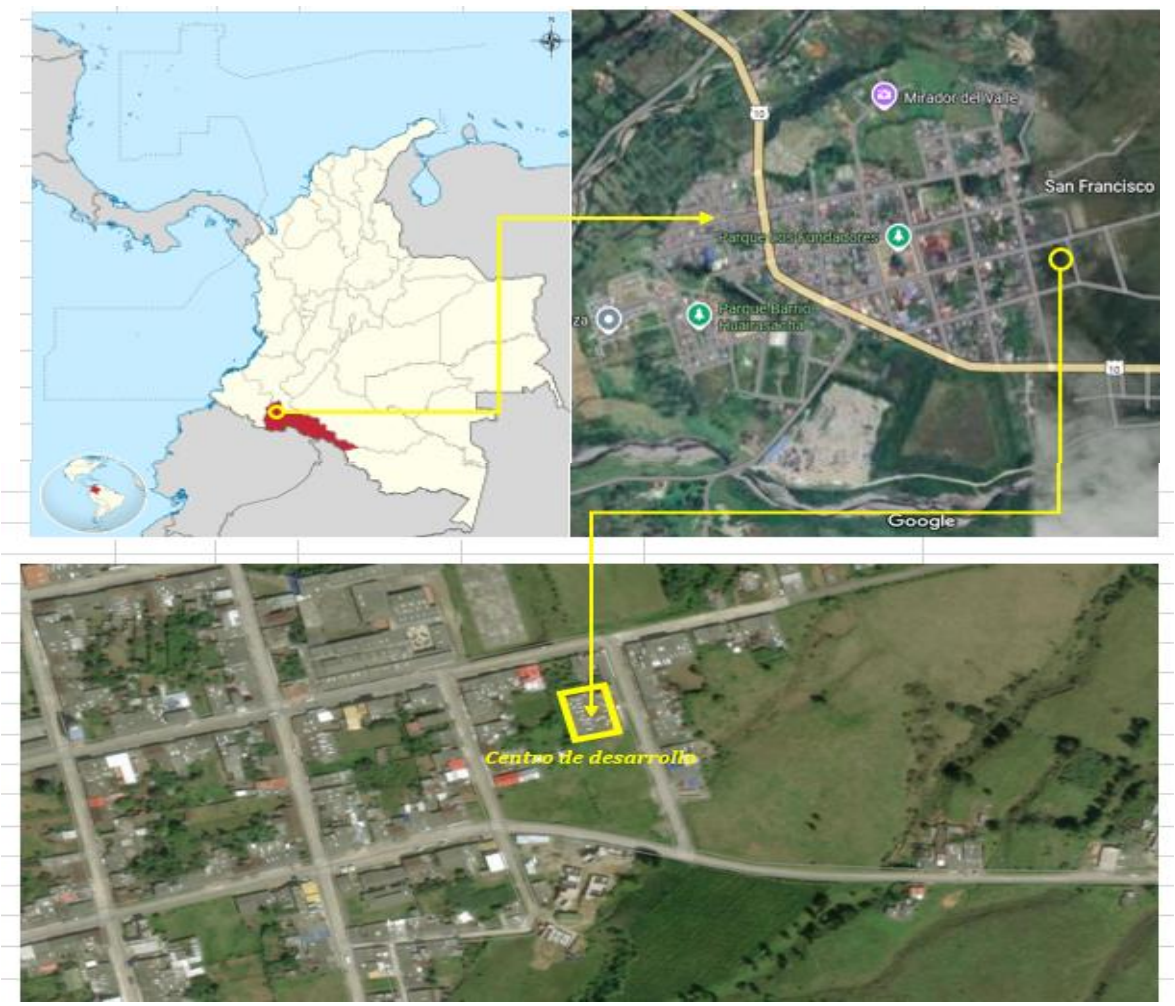


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 10

Ancho = 5

Relación L/A = 2,30<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

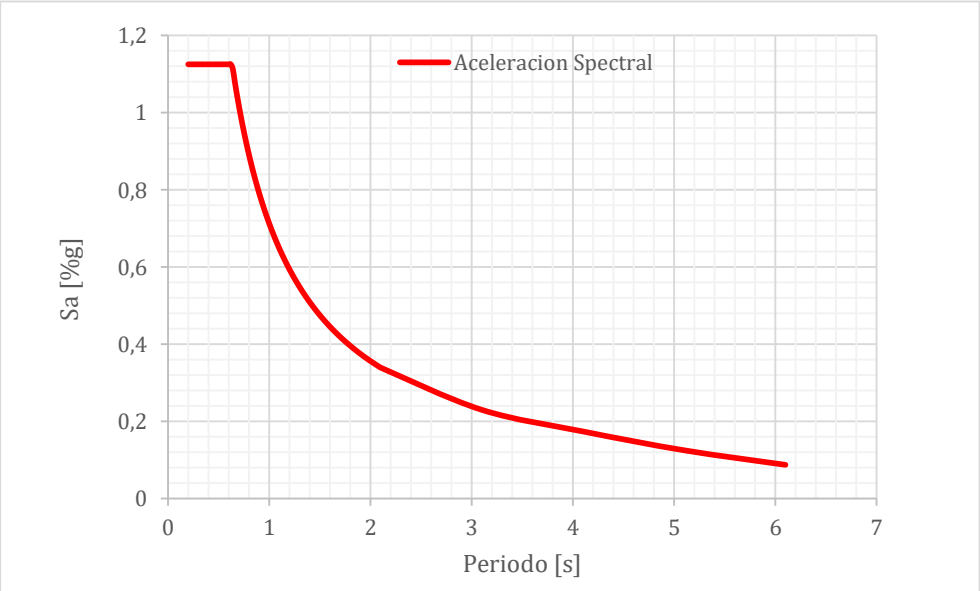
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

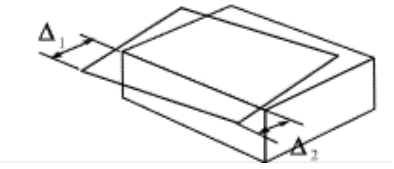
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

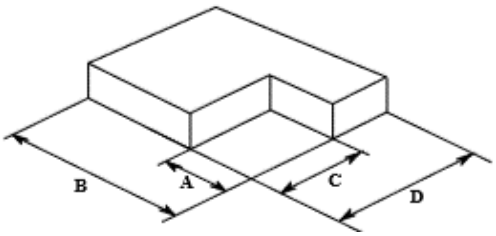
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



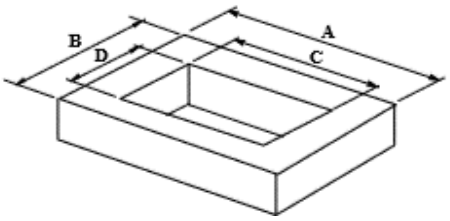
Tipo 2P No aplica

Φp = 1

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

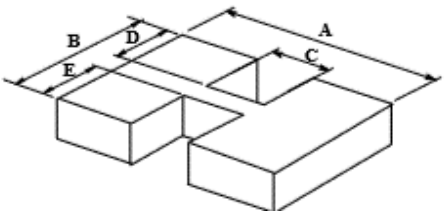
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



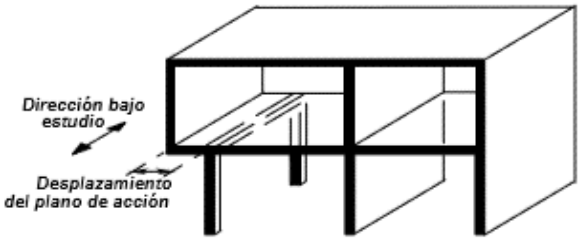
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 Si aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

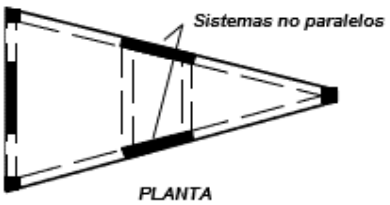


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1



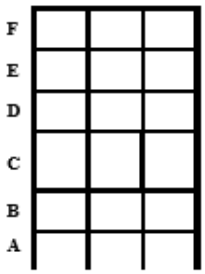
Clasificación de la estructura en planta como Irregular

Φp = 0,9

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

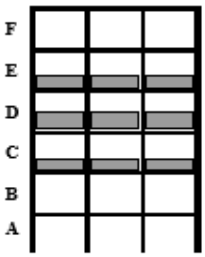


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



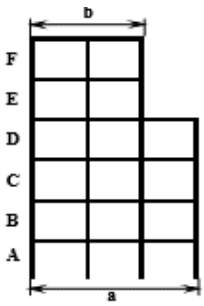
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

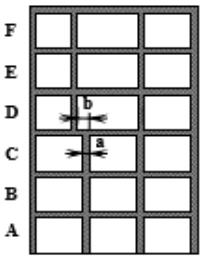
b = 0

Tipo 3A No aplica



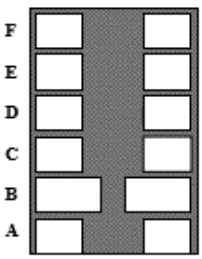
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Irregular

$\Phi a = 0,9$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0,75$

Factor de disipación de energía R = 4,725

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

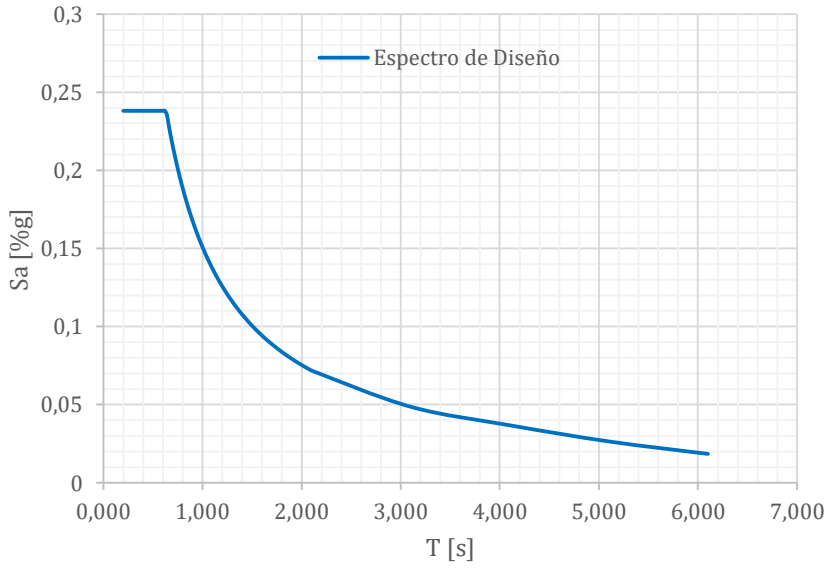
To: 0,03

Tc: 0,13

TL: 0,97

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,238
0,3	0,238
0,4	0,238
0,6	0,238
0,8	0,188
1	0,151
1,1	0,137
1,5	0,101
1,6	0,094
1,9	0,079
2,1	0,072
2,4	0,063



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m^2) m^2 de área en planta*	*Carga (kgf/m^2) m^2 de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Muros		
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):		
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00	100
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50	250
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Pañetado en ambas caras	1.80 2.50 3.10 3.80 4.40	180 250 310 380 440
Sin pañetar	1.30 2.00 2.60 3.30 3.90	130 200 260 330 390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin relleno	1.40 1.45 1.90 2.25 2.60	140 145 190 225 260
Relleno cada 1.2 m	1.70 2.25 2.70 3.15	170 225 270 315
Relleno cada 1.0 m	1.80 2.30 2.80 3.30	180 230 280 330
Relleno cada 0.8 m	1.80 2.40 3.00 3.45	180 240 300 345
Relleno cada 0.6 m	2.00 2.60 3.20 3.75	200 260 320 375
Relleno cada 0.4 m	2.20 2.90 3.60 4.30	220 290 360 430
Todas las celdas llenas	3.00 4.00 5.00 6.10	300 400 500 610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin pañetar	1.90 2.90 3.80 4.70 5.50	190 290 380 470 550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin pañetar	2.00 3.10 4.20 5.30 6.40	200 310 420 530 640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores	kg/m2	50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

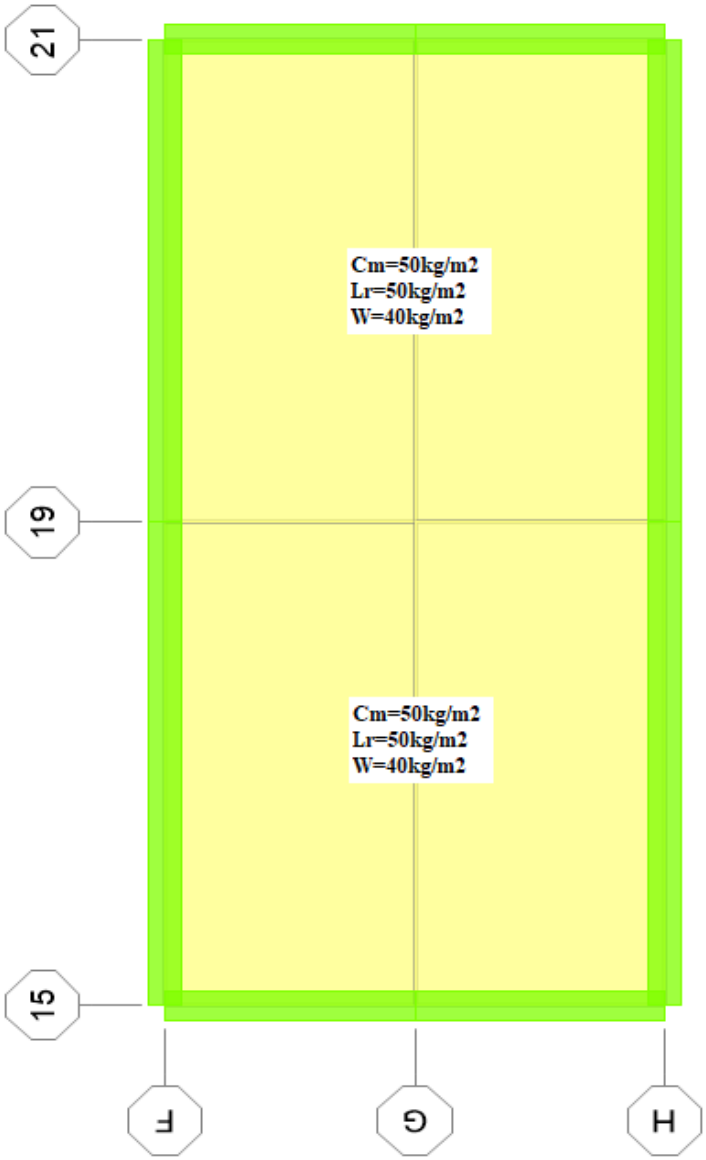
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2



Nota: Se anexo las reacciones de la cubierta en las columnas

5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia
B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,11
Cu<1.2:	1,16
TaCu	0,133

A.4.2-3

Cu no puede ser menor que 1.2

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	12,00
Cortante Basal Estático (Ton)	13,50

8. Cortante Basal

Td = 0,100 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
13,50	13,50	12,5	12,5	0,93	0,93

El cortante dinámico > 90% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto
NO se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,97	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,97	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 2,60	2,60	26	3	3

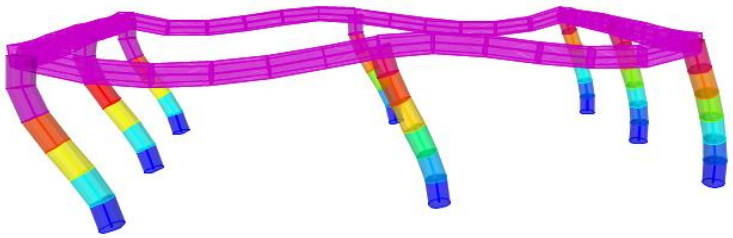
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 2,60	3	3	OK	OK

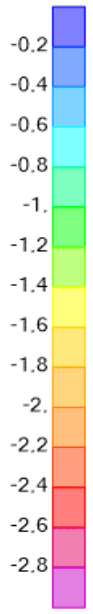
R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

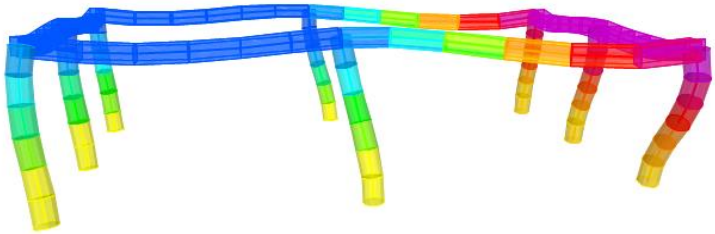
10. Chequeo de Derivas [mm]

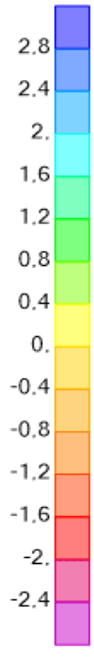
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]





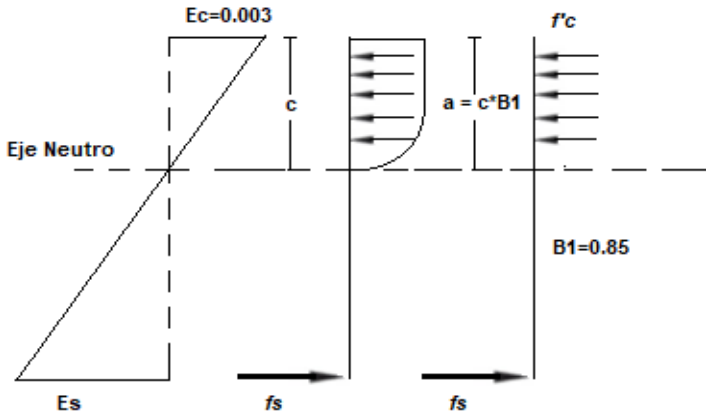
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

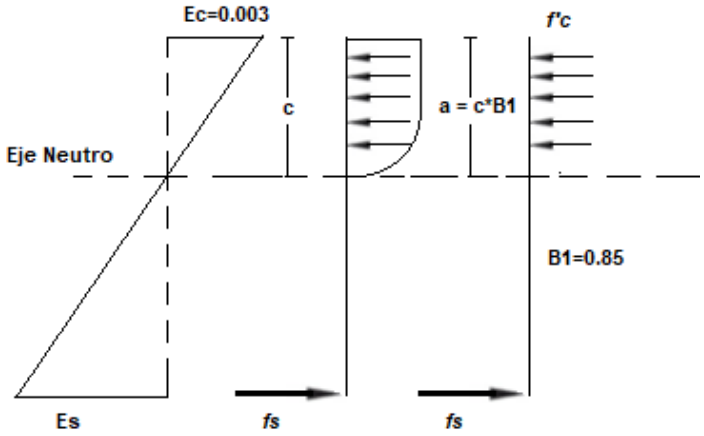
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

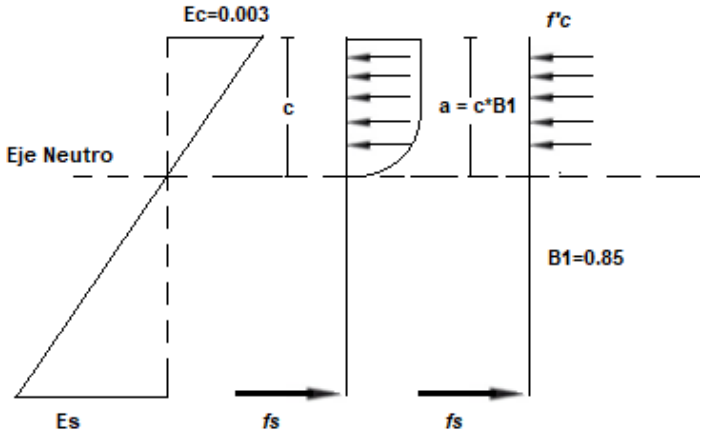
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

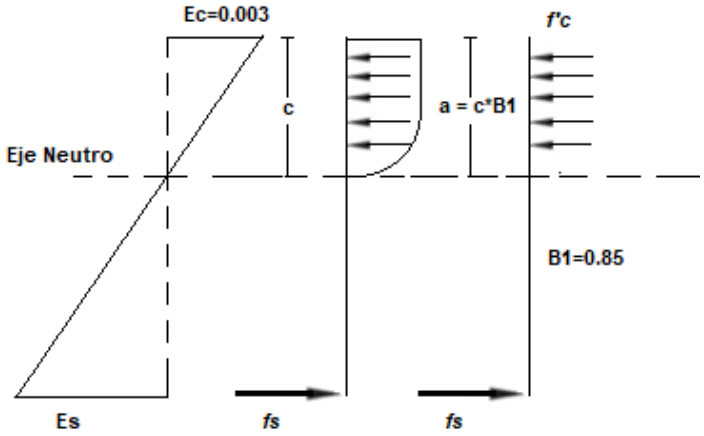
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	996,09	mm2
		As min =	208,33	mm2
		As min =	170,48	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
F(15-19)	40	37,248	3,670	142	406,3
F(19-21)	42	37,248	6,336	142	235,3
H15-19)	42	37,248	6,336	142	235,3
15(F-G)	51	37,248	18,336	142	81,3

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	6,25	Db (cm) =	1,59	
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95	
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35	
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70	
		No. Estribos	11	
		USE:	6,3	cm

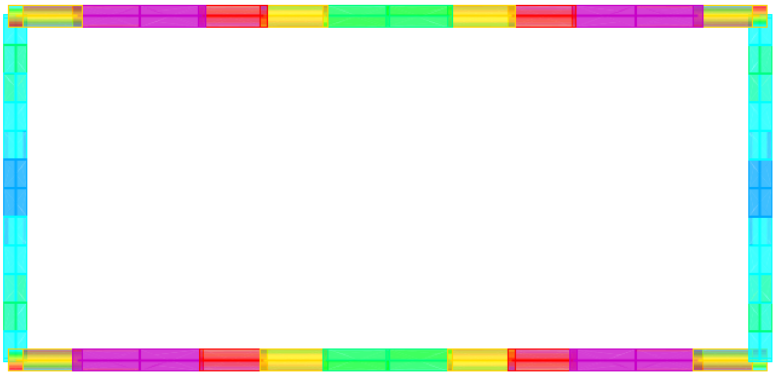
Zonas de No confinamiento (cm)

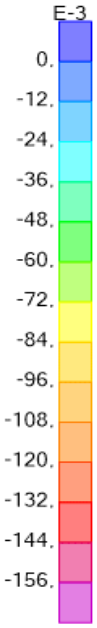
a) d/2 =	12,5	*USE:*	12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

Indicador [mm]

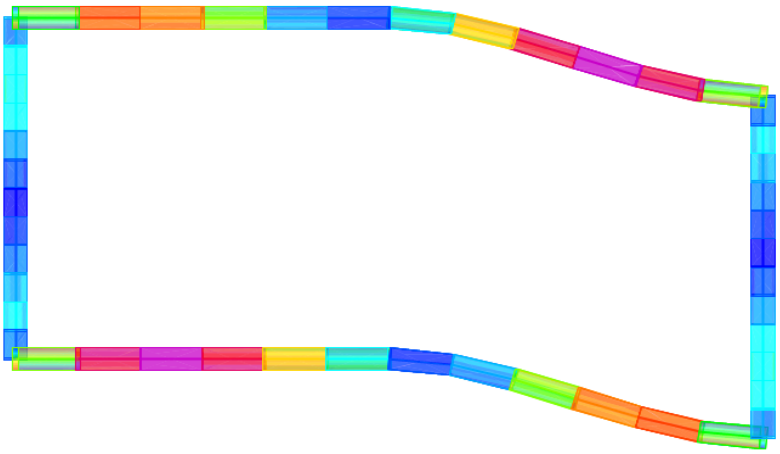
Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 10mm

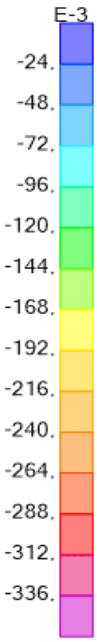




Deflexión Máxima = 0,2mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 12mm



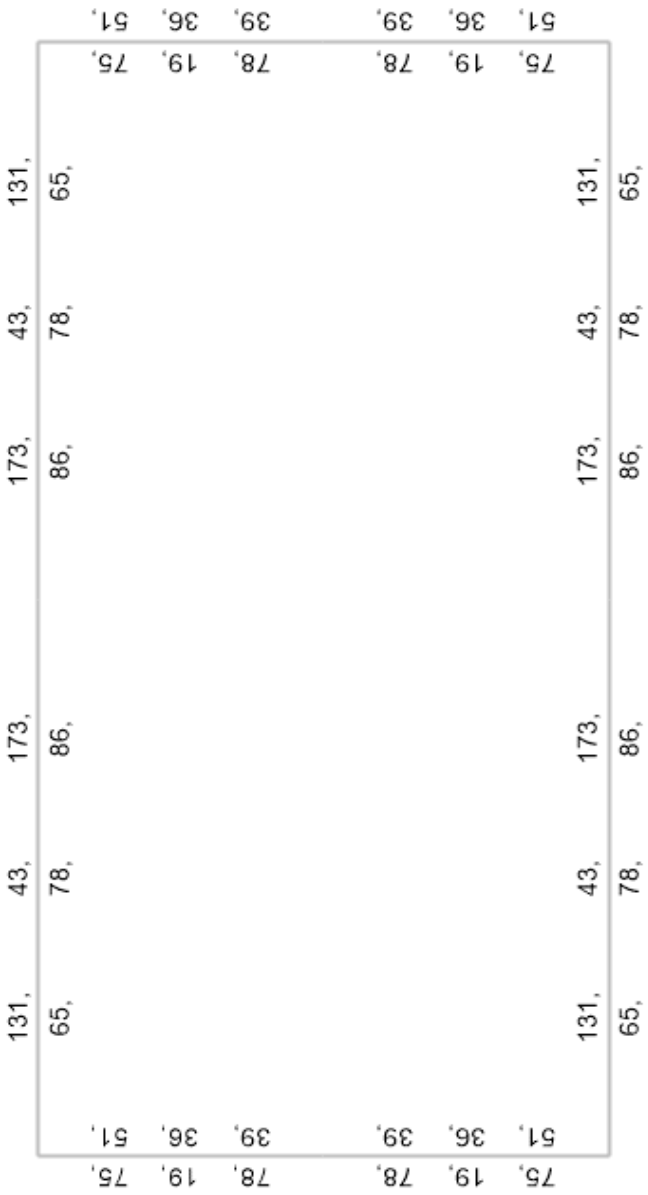


Deflexión Máxima = 0,34mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 2,60

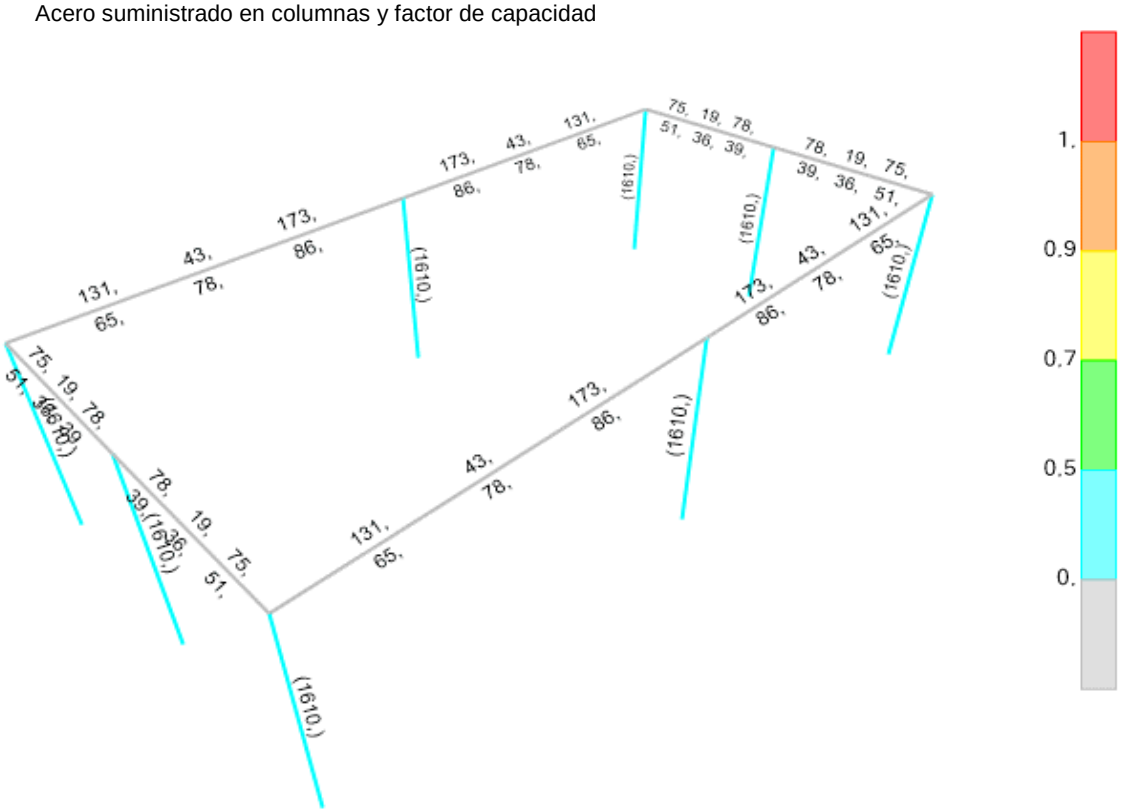


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

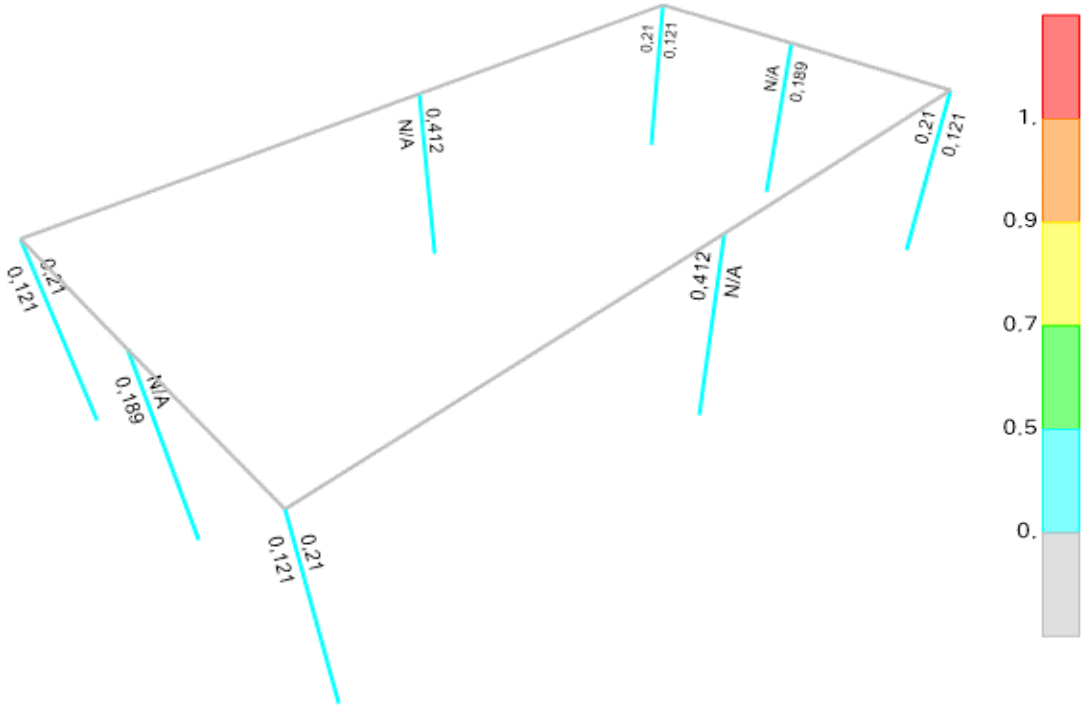


12. Acero Requerido en Columnas

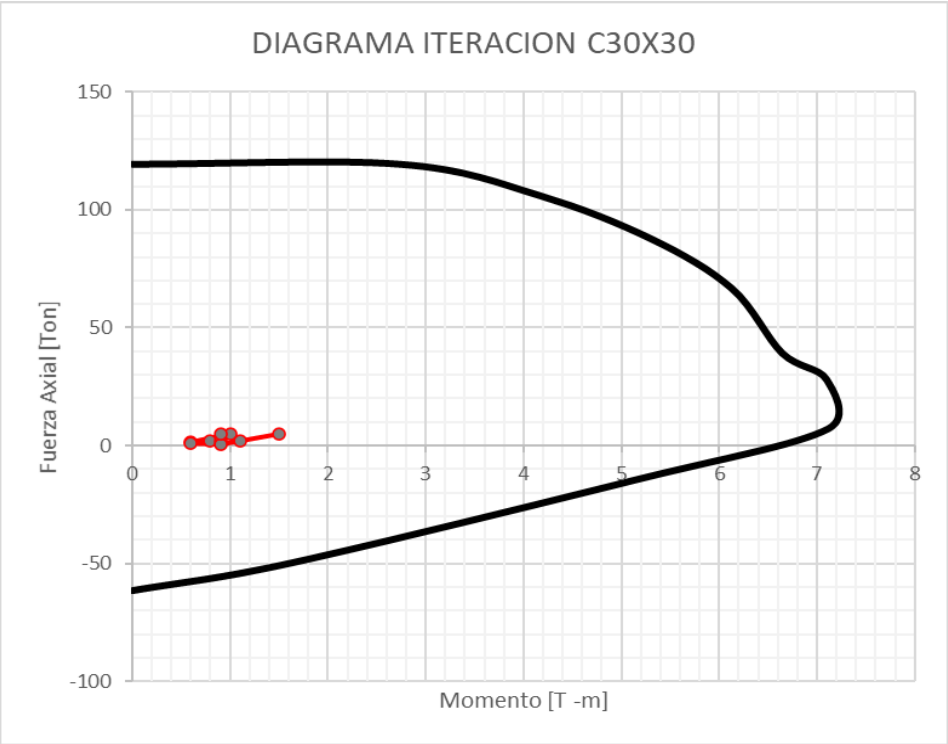
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	2,60	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,43	Lo seleccionado >		0,50	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,35		xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
F15	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
G21	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
G15	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*
F19	35	35	1225	729	0,0	213	7,7	13,5	*7,70*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	13,5	8,75	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]		
Eje F´	D=35cm	962mm2	3848 mm2	1600	mm2	1,66%
Eje H'	D=35cm	962 mm2	3848 mm2	1600	mm2	1,66%

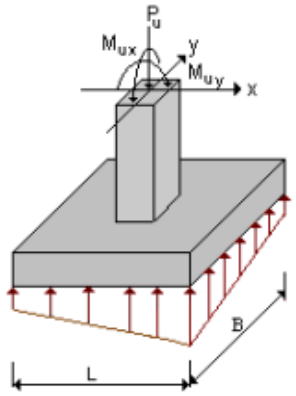
13.1 Diseño de zapatas — Zapata central 19-H'

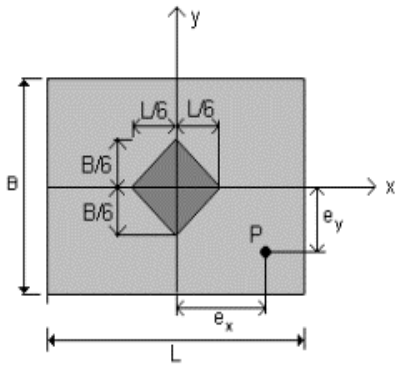
Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

Materiales			Geotécnica		
Concreto:	21	Mpa	E. Admisible	172	Kn/m2
Acero:	420	Mpa	P. Desplante	2,00	m
			D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			Condición critica	
P =	64	ex = 0,017		
Mx =	1,1	ey = 0,088	L> 6 ex	L: 0,53 m
My =	5,6		L> 0,530	L= 1,35 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 51,46 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,35 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central 19-H'

Materiales

Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica

E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio

Carga M =	45	Kn
Carga viva =	19	Kn

Cargas de Diseño

Pu =	84,4	Kn
Qu =	46,31	Kn/m2

Predimensionamiento

B mínima	1,03	m
Use B	1,35	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — Ok

bc1 (m) =	0,35	Bo (m) =	1,34	1. ΦVc (kn) =	751,6
bc2 (m) =	0,35	Vu (kn) =	63,6	2. ΦVc (kn) =	2556,0
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	486,3

Chequeo por cortante unidireccional — Ok

x (m) =	0,18	Vu (Kn) =	11,3	4. ΦVc (kn) =	252,4

Chequeo por aplastamiento — Ok

A1 (m2) =	0,1225	Pu (Kn) =	84,4	5. ΦVc (kn) =	1421,30625

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	10,55	Aux1 =	52,3	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0002024	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) =	777,6

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 293 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 21,975 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 58,13

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 300 mm
b = 300 mm

ΦP = 1228,5

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	2,60	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	2,30	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	1668	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	4,0854	3,064	2,81891	0,0076	79,6	2#3=142mm2

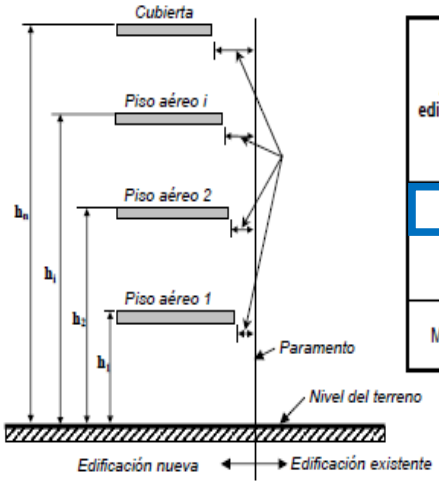
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	1	0,103255	0,999997	0	0	0,999997	0
Mode	2	0,095749	0	0,999975	0	0,999997	0,999975
Mode	3	0,084876	0	0	0	0,999997	0,999975
Mode	4	0,00972	0	0	0,325708	0,999997	0,999975
Mode	5	0,00972	0	3,112E-09	3,761E-18	0,999997	0,999975
Mode	6	0,008592	0	0	0	0,999997	0,999975
Mode	7	0,008589	0	2,5E-05	0	0,999997	1

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99,9997
MODAL	Acceleration	UY	100	100
MODAL	Acceleration	UZ	39,9243	32,5708

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

El presente contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso III, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

Alcance A.12.1.2

Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso III, tal como lo define A.2.5.1.2

Procedimiento de verificación A.12.1.4

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — de acuerdo con lo establecido en A.12.2.
Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.
Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.
Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos III y IV

Espectro elástico de Umbral de Daño

Localización

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parámetros locales

Tipo de Suelo: D

Ad: 0,1

Fv: 2,4

S: 3

Sa: 0,3

Grupo de Uso III

Coeficiente de importancia 1,25

Periodos

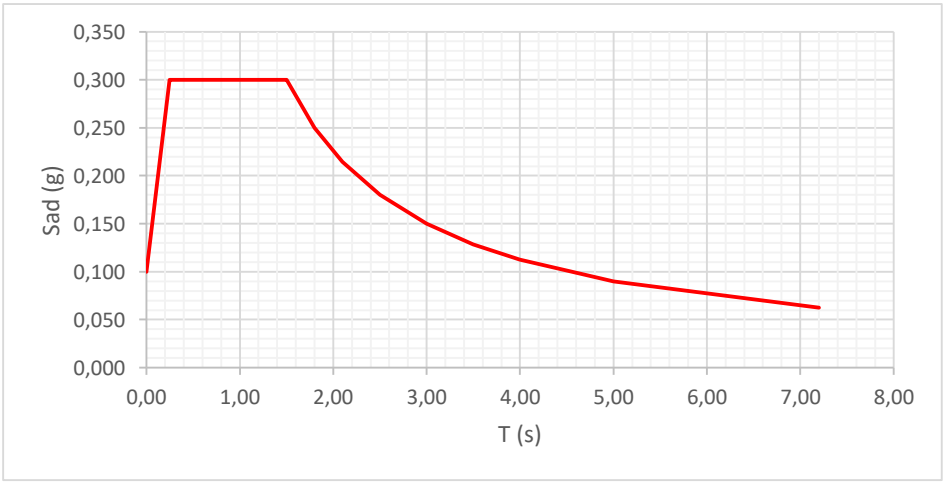
Tcd 1,50

Tld 7,20

Aceleración como fracción de g

T	Sad
0,00	0,100
0,25	0,300
1,50	0,300
1,50	0,300
1,80	0,250
2,10	0,214
2,50	0,180
3,00	0,150
3,50	0,129
4,00	0,113
5,00	0,090
7,20	0,063

Espectro de aceleraciones horizontales elástico de umbral de daño



18.1. Método de la fuerza Horizontal equivalente Umbral de Daño

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas
α:	0,9	

Altura de la edificación:	2,6
Periodo Fundamental:	0,111
Cu<1.2:	1,180
TaCu	0,133

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0
(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T
(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

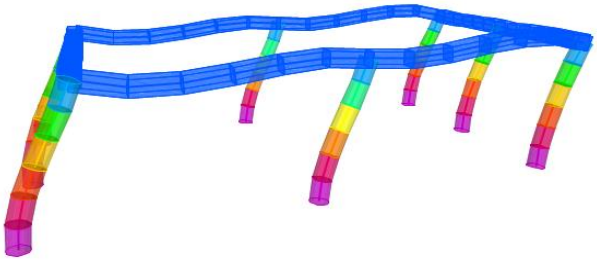
Sa, Aceleración espectral	0,15
Masa de la edificación (Ton)	12
Cortante Basal Estático (Ton)	1,8

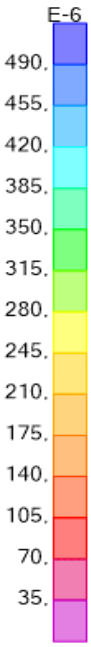
18.2. Chequeo de Derivas [mm] Umbral de Daño

Piso	Altura [mm]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+0,00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	0,49	0,39

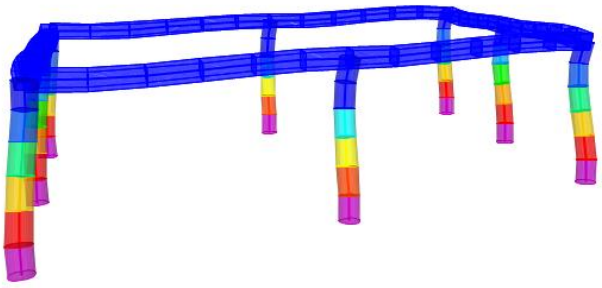
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+0,00	0	0	OK	OK
N+2,60	0,5	0,4	OK	OK

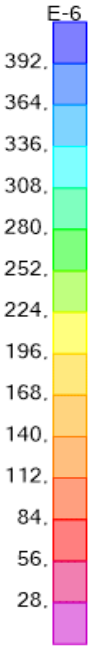
Desplazamiento horizontal en dirección X





Desplazamiento horizontal en dirección Y





18.3. Ajuste del Cortante dinámico

Td = 0,1 Td = Periodo dinámico

Td < CuTa = 0,133

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
1,8	1,8	2,11	2,1	1,17	1,17

El cortante dinámico es > 0.9 del cortante estático en la dirección Y y X por lo tanto NO se requiere ajuste de resultados

18.4. Ajuste de Resultados Umbral de Daño

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,768	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,771	Factor modificador

Chequeo de Derivas con Ajuste de resultados

Piso	Altura	Δ. Máxima	ΔX (mm)	ΔY (mm)
N+00	0	0	0	0
N+2,60	2600	10,4	0,49	0,39

Piso	ΔRx	ΔRy	Estado X	Estado Y
N+00	0	0	**OK**	**OK**
N+2,60	0,5	0,4	**OK**	**OK**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, CERCHA	Memoria de calculo
GISYE	Elaboración: Marzo de 2025 Contacto: yolman17yela@hotmail.com
Propietario: ICBF- REGIONAL PUTUMAYO	Localización: San Francisco, Putumayo **Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela**

Mocoa, Marzo - 2025

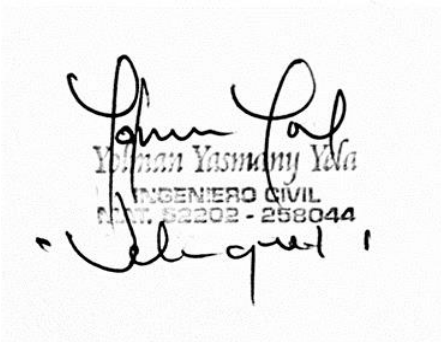
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

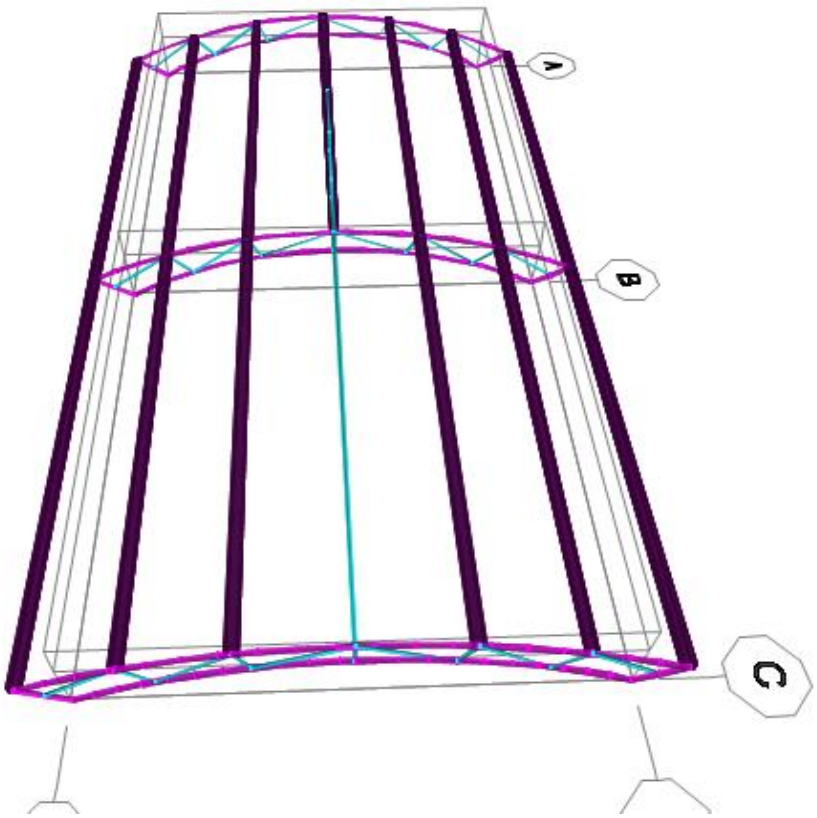
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

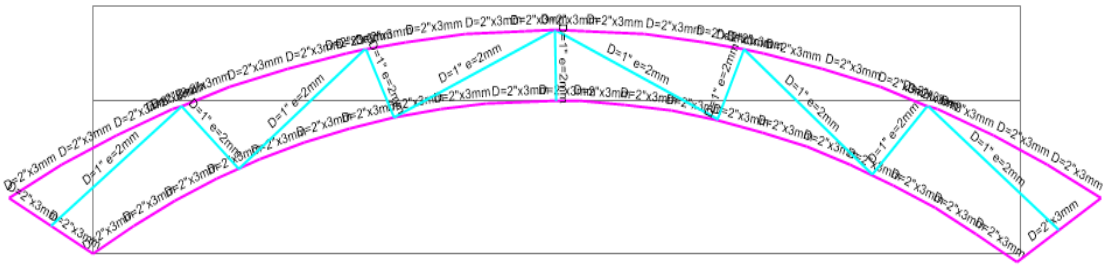


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

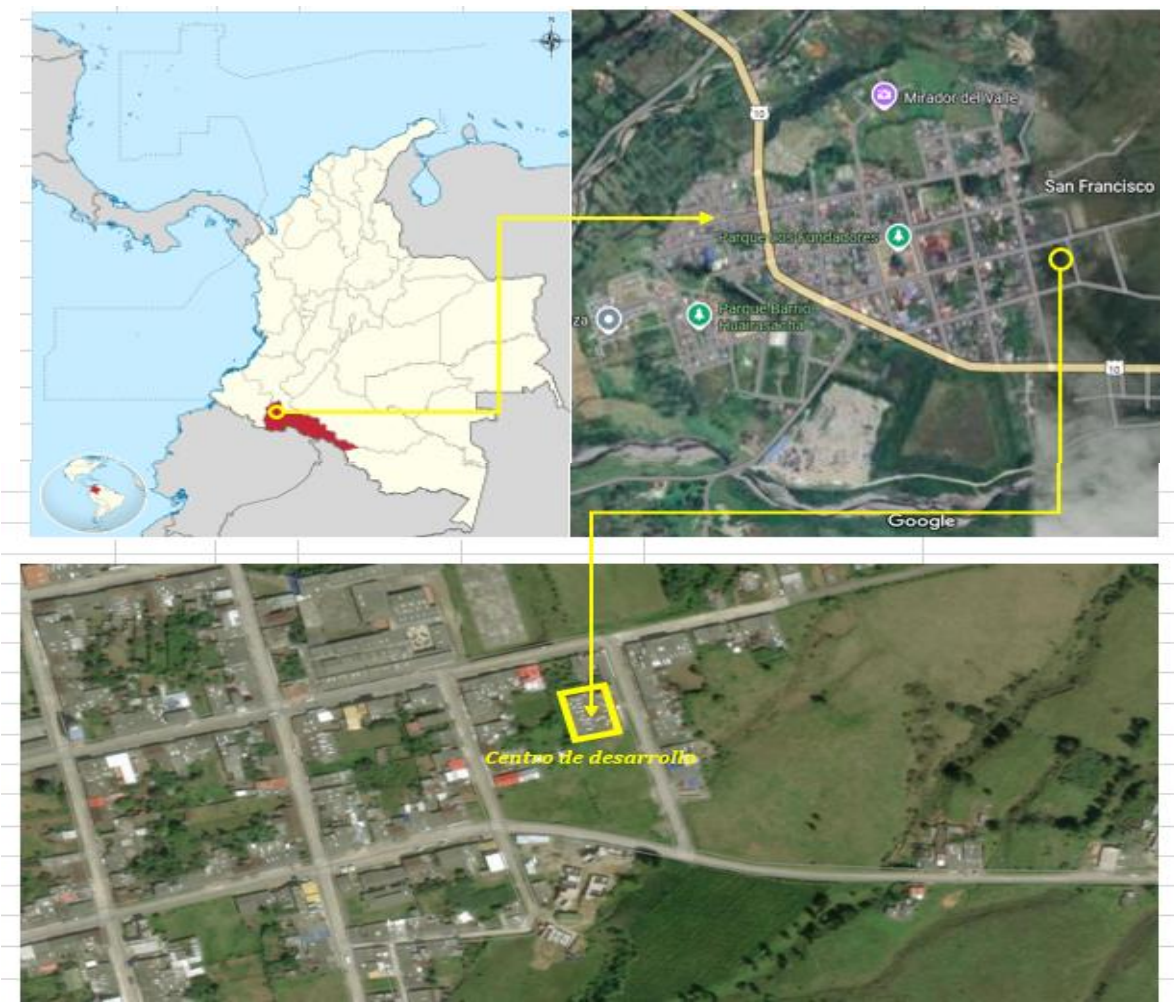


Imagen tomada de Google

1. Especificaciones de Materiales
2. Distribución de tejas y ubicación de correas
3. Evaluación de cargas
4. Evaluación de cargas verticales
5. Combinaciones de Cargas
6. Esquema general de capacidad de la estructura
7. Deformacion vertical
8. Diseño de Placa base

1. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500 C

3.6 Perfiles de cercha

Fy = 345Mpa ASTM A 500 gr C

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

2. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%

Separación máxima de correas 1.0m

Traslapo mínimo 25cm

Instale la teja con la etiqueta hacia arriba

No debe caminar sobre las tejas

Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica

Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas

Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

3. Evaluación de cargas

3.1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

3.2 Cargas de viento (W)

B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

Tabla B.6.5-4 Factor de Direccionalidad del Viento, [Kd]

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento, K_d *
Edificios	
Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento	0.85
Componentes y Recubrimientos	0.85
Cubiertas Abovedadas	0.85
Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Avisos Sólidos	0.85
Avisos Abiertos y Estructura Rectangular	0.85
Torres en Celosía	
Triangular, Cuadrada y Rectangular	0.85
Todas las otras secciones transversales	0.95

Kd = 0,85

B.6.5.8 - Factor Efecto de Rafaga [G]

B.6.5.8.1 - Estructuras Rígidas - Para estructuras rígidas como se definen en la sección B.6.2, el factor de efecto ráfaga se tomará como 0.85

G = 0,85

Figura B.6.5-2 Coeficientes de presión interna, [Gcpi]

1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies internas, respectivamente.
2. se deberían considerar dos casos para determinar los requerimientos de la carga crítica para la condición apropiada: (i) Un valor positivo de GCpi aplicado sobre todas las superficies internas. (ii) Un valor negativo de GCpi aplicado sobre todas las superficies internas

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

Figura B.6.5-2 Coeficientes de presión interna, [Gcpi]

Clasificación del Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55
Edificios Cerrados	0.18 -0.18

Figura B.6.5-5 Coeficientes de presión externo, [Cp]

Condiciones	Relación Altura/Luz, r	C_p		
		Cuarto a Barlovento	Medio Central	Cuarto a Sotavento
Cubierta sobre estructura elevada	0 < r < 0.2	-0.9	-0.7 - r	-0.5
	0.2 ≤ r< 0.3*	1.5r -0.3	-0.7 - r	-0.5
	0.3 ≤ r< 0.6	2.75r-0.7	-0.7 - r	-0.5
Cubierta con el arranque desde nivel del piso	0<r ≤0.6	1.4r	-0.7 - r	-0.5

r = 0,37

Cuarto a Barlovento Cp = 0,52

Medio Central Cp = -1,07

Cuarto a Sotavento = -0,5

B.6.5.10 - Presion por Velocidad - La presión por velocidad, qz, evaluada a la altura z se calculará con la siguiente expresión

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ en } (N/m^2);\ V \text{ en m/s}$$

qz = 0,613 Kz Kzt Kd V^2 I [N/m2]; V en m/s

qz = 311 N/m2

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

B.6.5.12 - Fuerzas de Viento de Diseño para estructuras abiertas

B.6.5.12.1 - General

B.6.5.12.1.1 - Convención de Signos - Las presiones positivas actúan hacia la superficie en estudio y las presiones negativas actúan hacia afuera de la superficie en estudio.

B.6.5.12.1.2 - Condición de Carga Crítica - Los valores de presiones internas y externas se combinarán en forma algebraica para determinar el caso de carga mas crítico.

B.6.5.12.1.3 - Áreas Aferentes Mayores de 65 m2 - Los elementos de revestimiento y componentes que tengan un área aferente mayor a 65 m2 se podrán diseñar usando las especificaciones de los SPRFV.

B.6.5.12.2.2 - Edificios Bajos - Alternativamente, las presiones de viento de diseño para el SPRFV en edificios bajos se determinarán mediante la ecuación:

$$P = qh\ G\ Cn \text{ en } [N/m2]$$

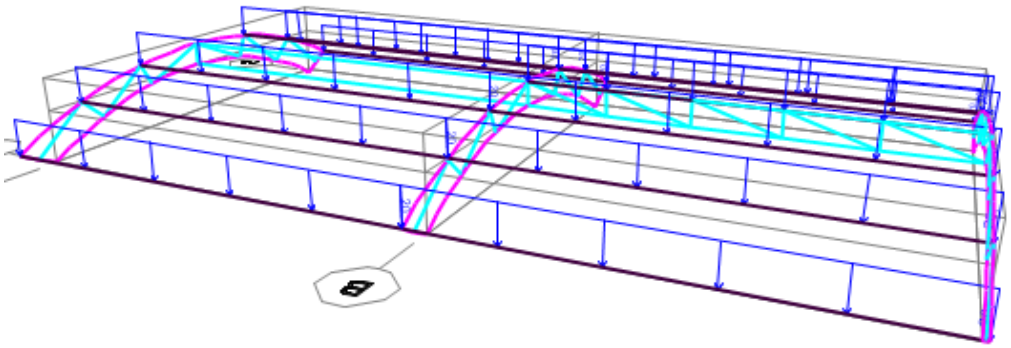
P = - 29,6 [kg/m2]	Medio Central
P = 24,2 [kg/m2]	Cuarto a Sotavento

Nota: se opta por elegir el valor máxima de presión de viento, para este caso el metodo simplificado

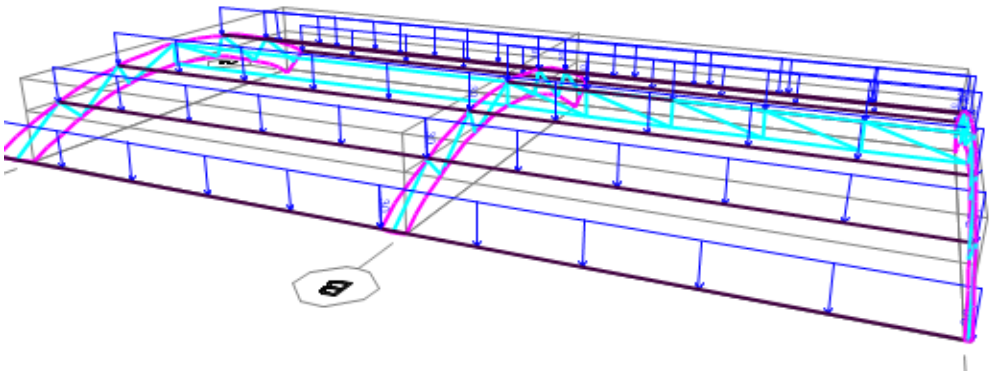
4. Evaluación de cargas verticales

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2

carga muerta y viva



carga de viento



5. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el metodo de resistencia

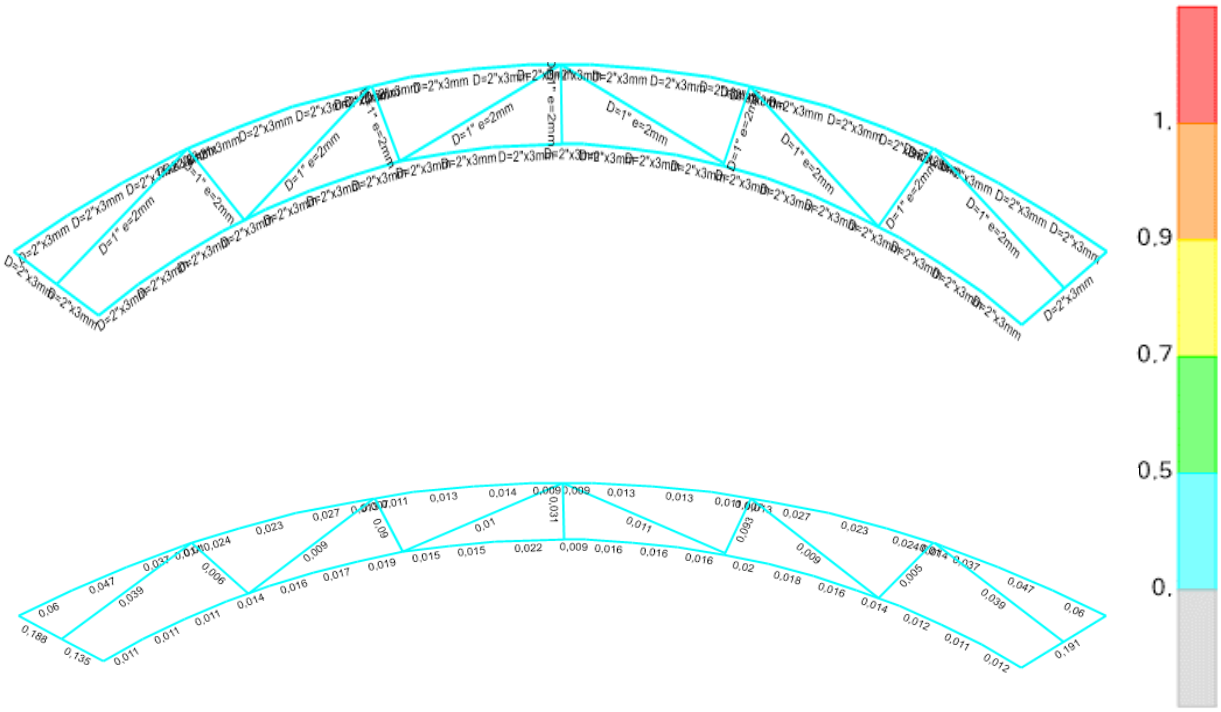
B.2.4.2 Combinaciones basicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)

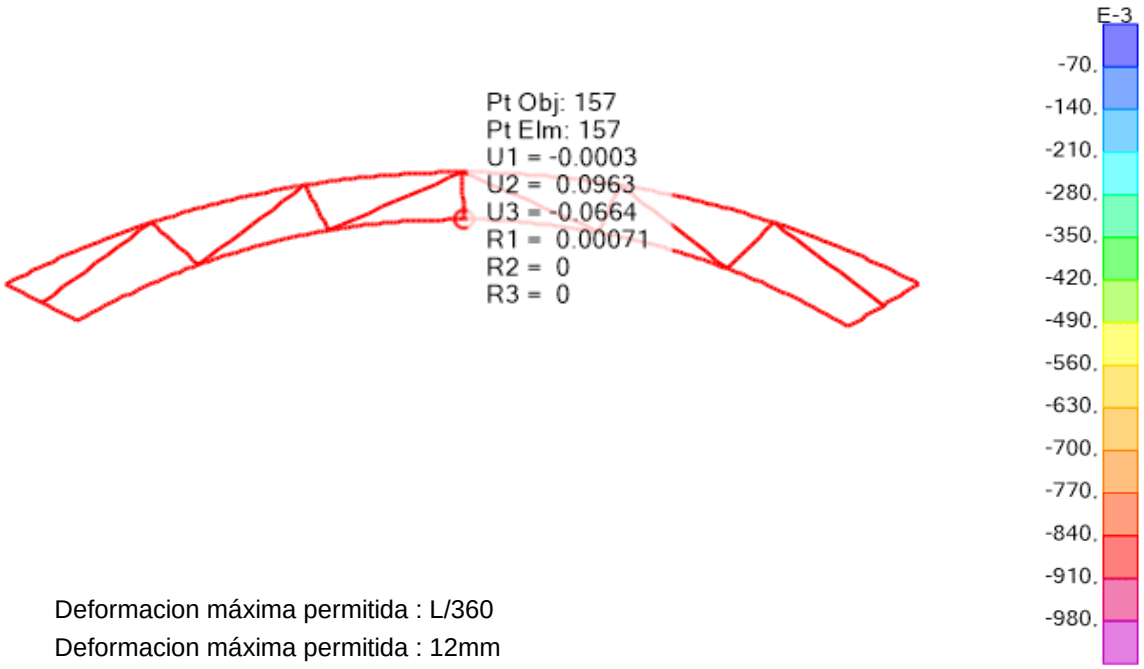
6. Esquema general de capacidad de la estructura

Indice de Sobreresistencia



7. Deformacion vertical

Indicador [mm]



Deformacion máxima permitida : L/360

Deformacion máxima permitida : 12mm

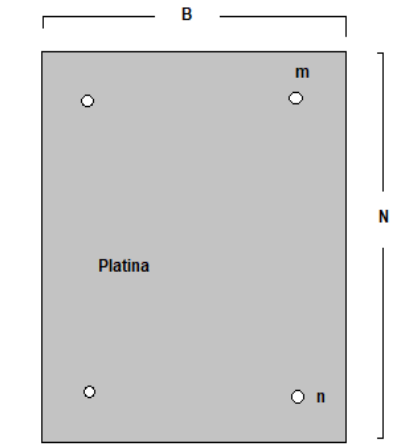
Deformacion máxima calculada : 1mm

Deformacion máxima calculada < Deformacion máxima permitida

8. Diseño de Placa base

Propiedades Estructurales del acero

Fy (kips)	Fu (Kips)	E
50	65	29000
F'c	[ksi]	3
Pu	[kips]	3,8
d	[in]	15
m	[in]	1,5
B	[in]	6
n	[in]	1,5
N	[in]	15
qu	[kips/in2]	0,042
Wu	[kips/in]	0,253
Mux	[kips-in]	0,285
T	[in]	0,065



Chequeo Eje Y

Wu		0,6333
Mux		0,713
T [in]		0,06

Espesor de platina seleccionado

T	3/8"	

Por construccion

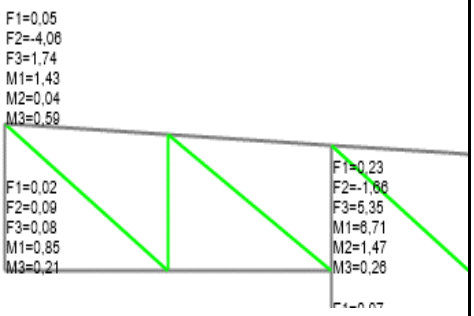
N> d+2 in	[in]	15
B > d+2 in	[in]	6

USE

12x12x3/8"

Dimensiones en pulgadas, ver planos estructural

Reacciones



Mocoa, Marzo - 2025

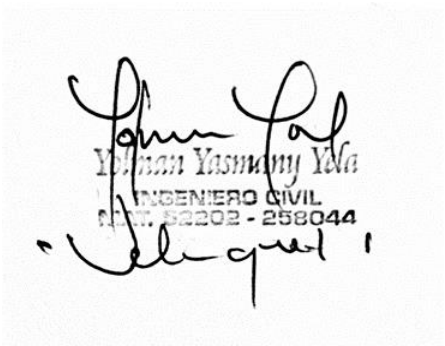
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

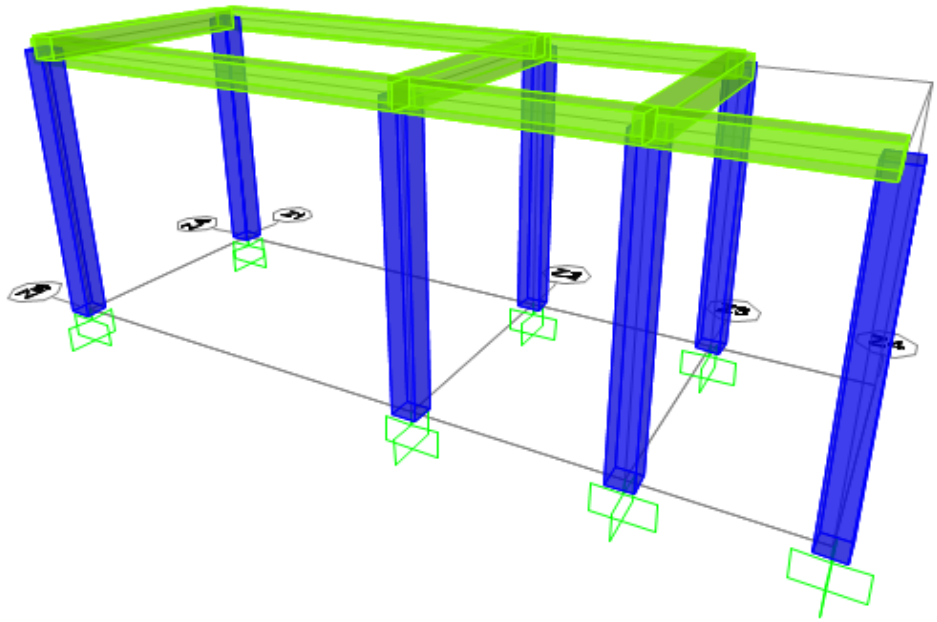
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

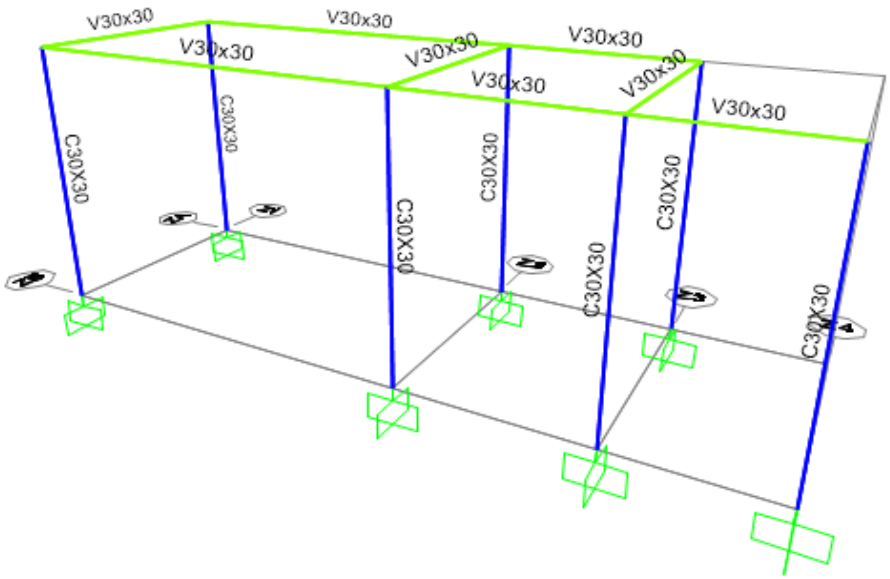


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

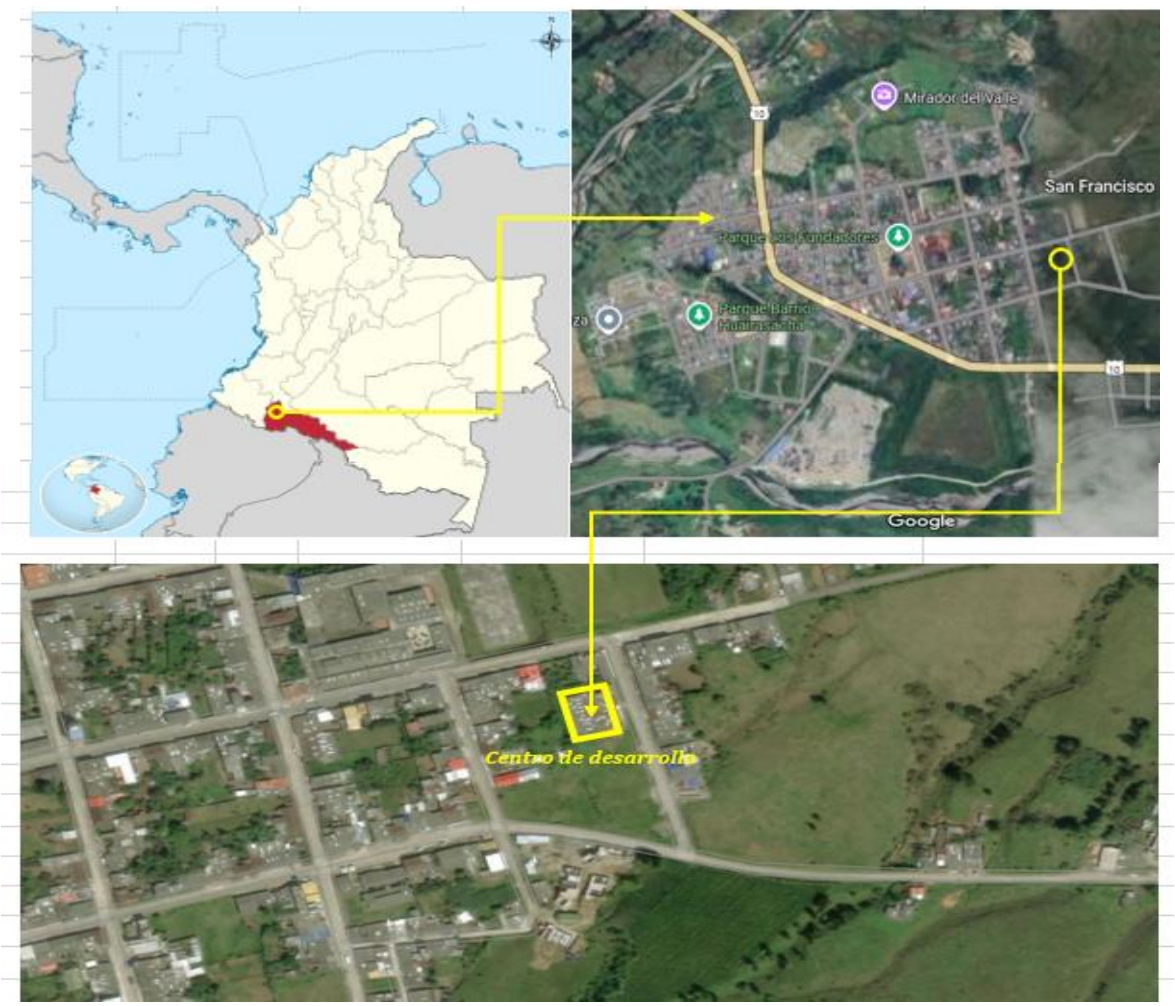


Imagen tomada de Google

1. Sistema Estructural
2. Especificaciones Geotécnicas
3. Especificaciones de materiales
4. Especificaciones de Diseño
4.1 Espectro Elástico de Aceleración de Diseño
4.2 Factor de Capacidad de disipación de energía
5. Evaluación de Cargas
5.1 Cargas Muertas, Vivas y de Viento
6. Combinaciones de carga
7. Método de la Fuerza horizontal equivalente
8. Chequeo de derivas
9. Ajuste del Periodo dinámico
10. Chequeo de cortantes
11. Diseño de vigas
12. Diseño de Columnas
13. Diseño de Cimentaciones
13.1 Diseño de Zapatas periférica
13.2 Diseño de zapatas esquineras
14. Diseño de vigas de cimentación
15. Diseño de elementos no estructurales
16. Revisión de separación de estructuras
17. Separación mínima de estructuras
18. Requisitos especiales para edificaciones indispensables

1. Sistema Estructural

Se reconocen 4 tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en la sección A.3.2.1. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Para este proyecto se utilizaron pórticos con capacidad de disipación de energía especial (DES), el sistema esta compuesto por columnas, vigas de arriostramiento y vigas cargueras sin diagonales, resistente a momentos capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales impuestas por el normal funcionamiento del edificio. Estas son las cargas vivas, muertas, Viento, Nieve empuje de Suelos y las cargas de el sismo característico de diseño. Además todos los cálculos se realizaron con un programa de diseño estructural que emplea elementos finitos

1.1 Supuesto del diafragma

Las placas de la estructura fueron modeladas como membranas, que tienen la capacidad de repartir las cargas por aferencia hacia los elementos estructurales, este tipo de diafragma no aporta ninguna rigidez a la estructura, se asume como rígida porque al considerar las dimensiones de la construcción esta cumple con los requerimiento del ASCE sección 12.3.1.3

Largo = 8,1

Ancho = 3,12

Relación L/A = 2,60<3 se asume el diafragma como rígido

1.2 Cubierta

La cubierta fue diseñada para resistir las cargas muerta y viva, presión y succión debido al viento, son elementos que no tiene la capacidad de resistir momento

2. Especificaciones Geotécnicas

2.1 Profesional Responsable

Yolman Yasmany Yela Especialista en Geotecnia

2.2 Tipo de suelo "D"

2.3 Esfuerzo Admisible 17,2 Ton/m2,

2.4 Profundidad de desplante 2,0m

3. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500

3.6 Lamina para placas

Lamina colaborante de Metaldeck Cal 20 x 2"

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

4.1 Espectro elástico de aceleración

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

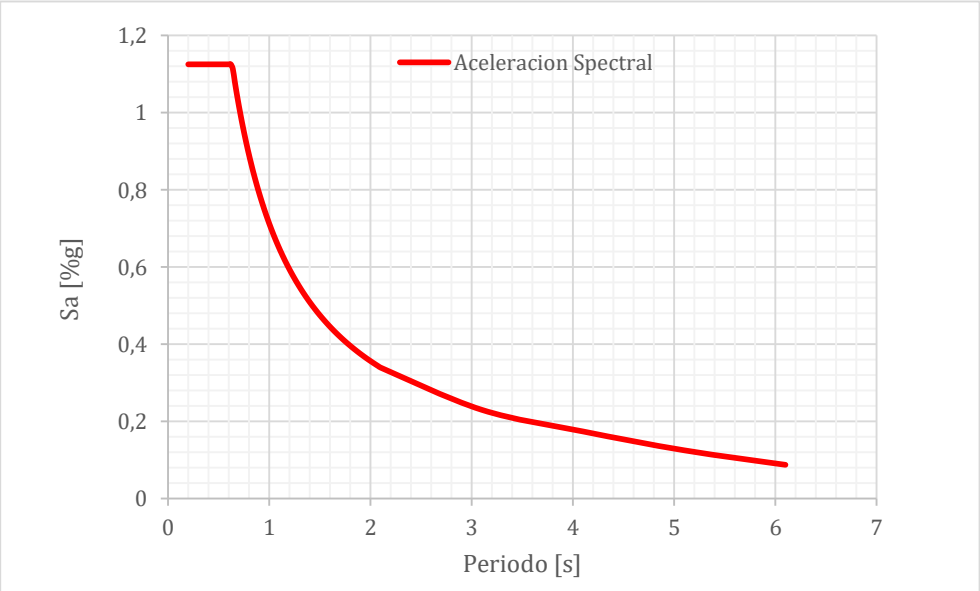
To: 0,13

Tc: 0,63

TL: 4,56

Aceleracion como fraccion de g

T	Sa
0,2	1,125
0,3	1,125
0,4	1,125
0,6	1,125
0,8	0,891
1	0,713
1,1	0,648
1,5	0,475
1,6	0,445
1,9	0,375
2,1	0,339
2,4	0,297



4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Ro = 7

A.3.3.3 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Irregularidad en Planta Φp

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$

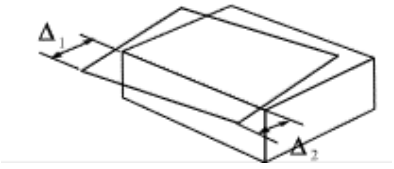
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$

Irregularidad Torsional

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \qquad \Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1a No Aplica

Tipo 2a No aplica



Irregularidad Retroceso en las esquinas

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

A = 0

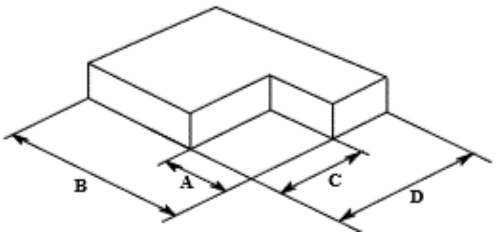
B = 0

C = 0

D = 0

0,15 B = 0,0

0,15 D = 0,0



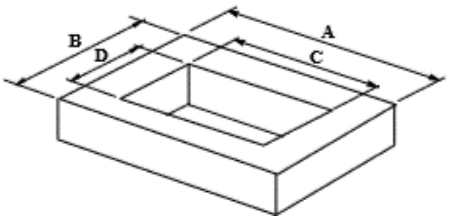
Tipo 2P Aplica

Φp = 0,9

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad del Diafragma

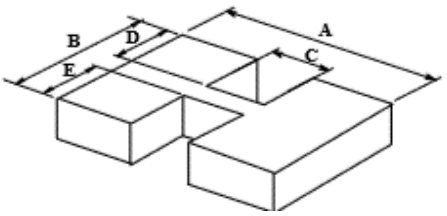
1) $C \times D > 0.5\,A \times B$



A = 0
B = 0
C = 0
D = 0

Tipo 3p1 No aplica

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



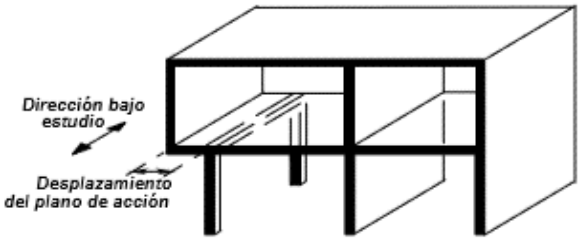
A = 0
B = 0
C = 0
D = 0
E = 0
0,0 > 0

Tipo 3p1 Si aplica

Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción

Tipo 4P No aplica

Φp = 1

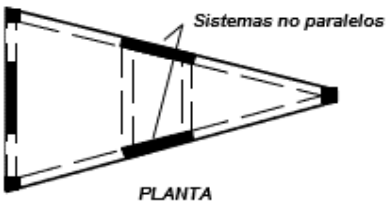


4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Irregularidad de Sistemas no paralelos

Tipo 5p No Aplica

Φp = 1



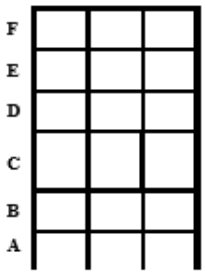
Clasificación de la estructura en planta como Irregular

Φp = 0,9

Irregularidad en Altura Φa

Piso Flexible

Tipo 1aA No aplica

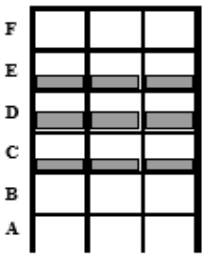


Piso Flexible Extremo

Tipo 1bA No aplica

Distribución de masas

Tipo 2aA No aplica



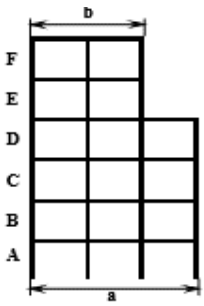
4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Geometría

a > 1.3b
a = 0

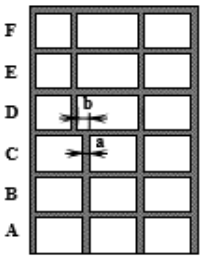
b = 0

Tipo 3A No aplica



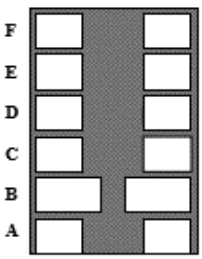
Desplazamiento dentro de los planos de acción

Tipo 3A No aplica



Piso débil

Tipo 5A No aplica



Piso débil Extremo

Tipo 5A No aplica

4.2 Factor de capacidad de disipación de energía

Clasificación de la estructura en planta como Irregular

$\Phi a = 0,9$

Clasificación de la estructura en Altura como Regular

$\Phi a = 1$

A.3.3.8 Ausencia de redundancia

$\Phi a = 0,75$

Factor de disipación de energía R = 4,725

4.1 Espectro elástico de aceleración de Diseño

Localizacion

Departamento: Putumayo

Ciudad: San Francisco

Parametros Locales

Tipo de Suelo: D

Aa: 0,3

Av: 0,25

Fa: 1,2

Fv: 1,9

Grupo de Uso: III

Coeficiente de Importancia: 1,25

Periodos

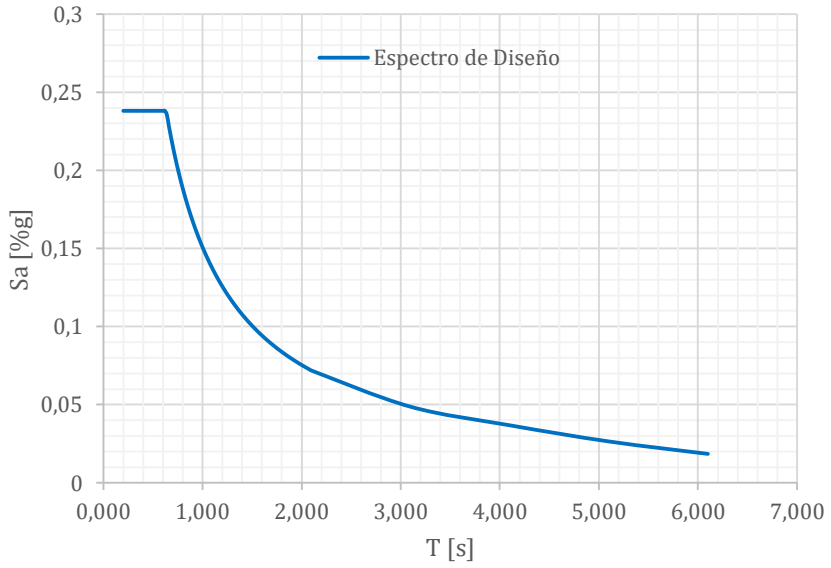
To: 0,03

Tc: 0,13

TL: 0,97

Aceleracion como fraccion de g

T	0
0,2	0,238
0,3	0,238
0,4	0,238
0,6	0,238
0,8	0,188
1	0,151
1,1	0,137
1,5	0,101
1,6	0,094
1,9	0,079
2,1	0,072
2,4	0,063



5. Evaluación de cargas

B.3.1 Carga Muerta Mínimas

Descripción	Unidad	Valor
Placa metaldeck e=10cm	kg/m2	180
Cielo Raso, Tabla B.3.4.1-1	kg/m2	10

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Relleno de Piso, Tabla B.3.4.1-2	kg/m2	15

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

5. Evaluación de cargas

Pisos, Tabla Tabla B.3.4.1-3	kg/m2	80

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Descripción	Unidad	Valor
Instalaciones Eléctricas	kg/m2	5
Instalaciones Sanitarias	kg/m2	15
Instalaciones Hidráulicas	kg/m2	5
Total carga Muerta Horizontal	**kg/m2**	**310**

Total carga muerta Horizontal **kg/m2** **310**

5. Evaluación de cargas

Muro de farol No.6 e=12cm, h=1	kg/m2	124

Componente	*Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*					*Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Peso del ladrillo Farol No.6	Kg/m2	72
Revoque e=1cm por cara	Kg/m2	47
Acabado del muro	Kg/m2	5
Total carga muerta por m2 de muro	Kg/m3	124
Total carga Muerta Vertical de muros	**kg/m**	**124**

5. Evaluación de cargas

B.4.1 Cargas Vivas, Estructura Institucional, Tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200

B.4.2 Cargas sobre cubiertas

Cubiertas inclinadas con pendientes de 15º o menos con imposibilidad de verse sometida a cargar superiores kg/m2 50

5. 1. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%
Separación máxima de correas 1.0m
Traslapo mínimo 25cm
Instale la teja con la etiqueta hacia arriba
No debe caminar sobre las tejas
Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica
Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas
Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

5.1.1. Evaluación de cargas

5.1.1-1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

5.1.1-2 Cargas de viento (W)

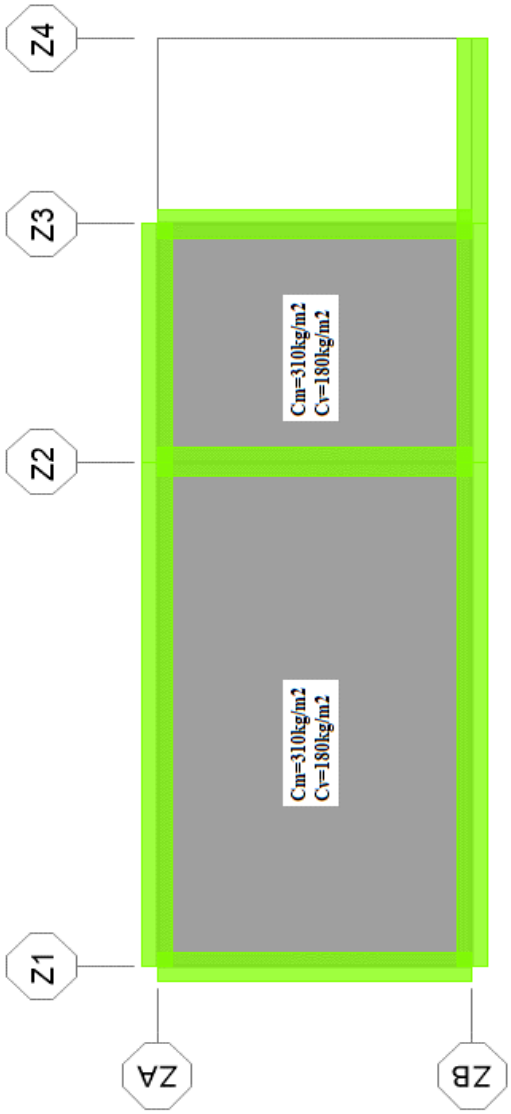
B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

5. Evaluación de cargas horizontales por niveles

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 3,80m en Kg/m2



Nota: Se anexo las reacciones de la cubierta en las columnas

5.2. Evaluación de cargas verticales

Carga muerta vertical debido a muros en mampostería para los pórticos que sobre el se soportan

cm = 124



El valor indicado, se calculo para un muro de 1m de alto y ancho.

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.1 Combinaciones básicas para chequeo de derivas

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Sx + 0.3Sy
3. 1.2CM + 1.0CV + Sx - 0.3Sy
4. 1.2CM + 1.0CV - Sx - 0.3Sy
5. 1.2CM + 1.0CV - Sx + 0.3Sy
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx + Sy
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx + Sy
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Sx - Sy
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Sx - Sy
10. 0.9CM + Sx - 0.3Sy
11. 0.9CM - Sx +0.3Sy
12. 0.9CM + Sy -0.3Sx
13. 0.9CM - Sy - 0.3Sx
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Sx: Resultado del Sismo en X
Sy: Resultado del Sismo en Y
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el método de resistencia

B.2.4.2 Combinaciones básicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM
15. 1.2CM+0.5Lr
16. 1.2CM + 1.6Lr + 0.5W
17. 1.2CM + 0.5Lr + 1W
18. 0.9CM+ 1W

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

6. Combinaciones de Cargas

B.2.3 Combinaciones de cargas usando el método de esfuerzos de trabajo

B.2.3.1 Combinaciones básicas para Diseño de cimentaciones

1. CM + F
2. CM + H + F + CV + T
3. CM + H + (Lr o G o Le)
4. CM + H + F + 0,75 (CV + T) + 0.75 (Lr o G o Le)
5. CM + F + H + W
6. CM + F + H + 0.7Ex
7. CM + F + H + 0.7Ey
8. CM + F + H + 0.75W + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
9. CM + F + H + 0.75 (0.70Ex) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
10. CM + F + H + 0.75 (0.70Ey) + 0.75CV + 0.75 (Lr o G o Le)
11. 0.6CM + W + H
12. 0.6CM + 0.70 Ex + H
13. 0.6CM + 0.70 Ey + H

CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)
Lr : Carga viva en cubierta
W: Carga de viento
F: Carga del peso y presión de los fluidos
G: Carga debido al granizo
Le: Carga debido al empozamiento de agua
H: Carga debido al empuje lateral de suelos

7. Método de la fuerza Horizontal equivalente

A.4.2 Periodo Fundamental de la Edificación

Ct:	0,047	Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado
α:	0,9	que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas

Altura de la edificación:	3,8
Periodo Fundamental:	0,16
Cu<1.2:	1,16
TaCu	0,188

A.4.2-3

Cu no puede ser menor que 1.2

A.4.3 Para Fuerza Sísmica

(a) Para Ta menor o igual a 0.5 segundos k=1.0

(b) Para Ta entre 0.5 y 2.5 segundos k=0.75+0.5T

(c) Para Ta mayor a 2.5 segundos k=2

Ta > 0.5 Use k= 1,000

Sa, Aceleración espectral	1,125
Masa de la edificación (Ton)	12,20
Cortante Basal Estático (Ton)	13,73

8. Cortante Basal

Td = 0,180 Td = Periodo dinámico, con análisis modal

Td < CuTa = 0,188

10. Chequeo de Cortantes

Cortante EX [Ton]	Cortante EY [Ton]	Cortante DX [Ton]	Cortante DY [Ton]	C estático/ C Dinámico Eje x	C estático/C Dinámico Eje y
13,73	13,73	13,5	13,4	0,98	0,98

El cortante dinámico > 90% del cortante estático en la dirección Y y X, por lo tanto
NO se requiere ajuste de los resultados

9. Ajuste de Resultados

A.5.4.4 Cuando el valor del cortante dinámico en la base obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de estudio, sea menor que el 80% en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares del cortante sísmico en la base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente, todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos deben multiplicarse por el factor modificatorio. Según A.5.4.4

Factor Modificatorio

Dirección X	Fmx = 0,92	Factor modificador
Dirección Y	Fmy = 0,92	Factor modificador

A consideración del diseñador no se realizan ajustes de los resultados cuando el valor es inferior a 1

10. Chequeo de Derivas [mm]

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso pi h

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010 \ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005 \ h_{pi}\right)$

Piso	Altura [m]	Δ. Max [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]
N+ 0,00	0	0	0	0
N+ 3,80	3,80	38	8	10

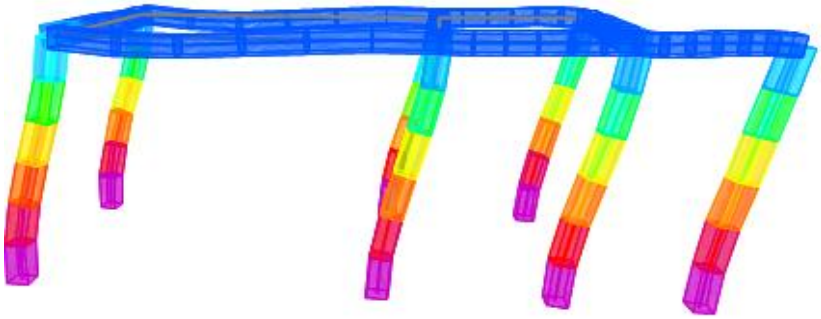
Piso	ΔRx [mm]	ΔRy [mm]	Estado X	Estado Y
N+ 0,00	0	0	OK	OK
N+ 3,80	8	10	OK	OK

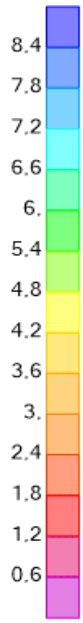
R = Desplazamiento relativo en la dirección de estudio

Δ = Desplazamiento total en el punto de análisis en la dirección de estudio

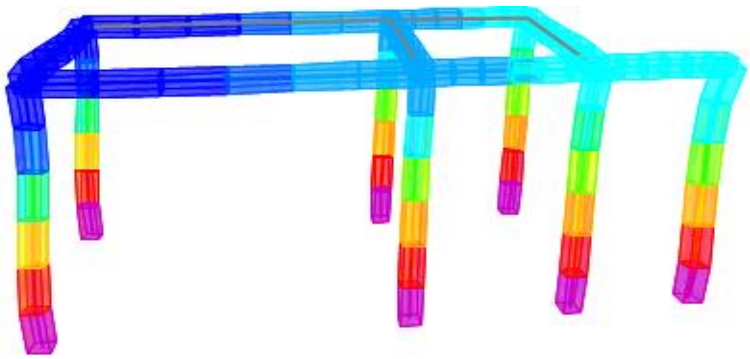
10. Chequeo de Derivas [mm]

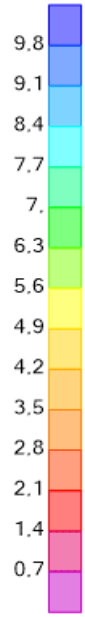
Esquema general de desplazamientos en dirección X [mm]





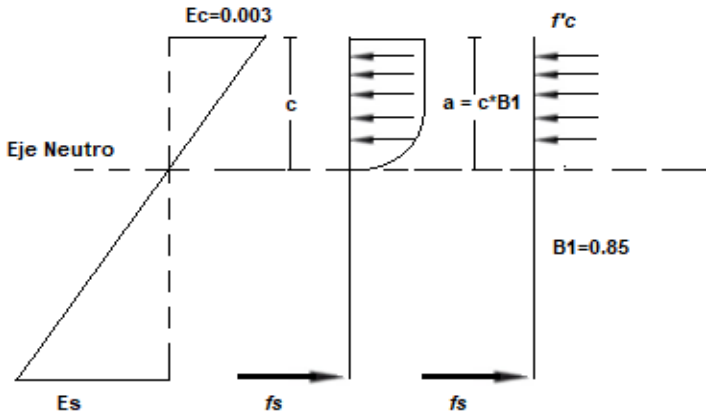
Esquema general de desplazamientos en dirección Y [mm]





11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 30x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

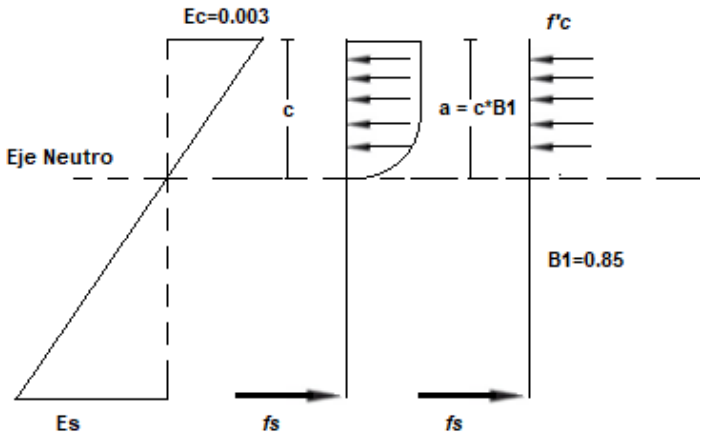
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	300	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	1195,31	mm2
		As min =	250,00	mm2
		As min =	204,58	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 15x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

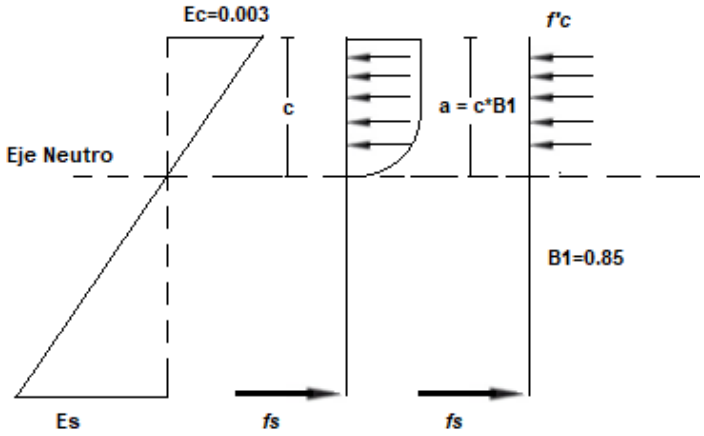
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	150	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	597,66	mm2
		As min =	125,00	mm2
		As min =	102,29	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 20x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

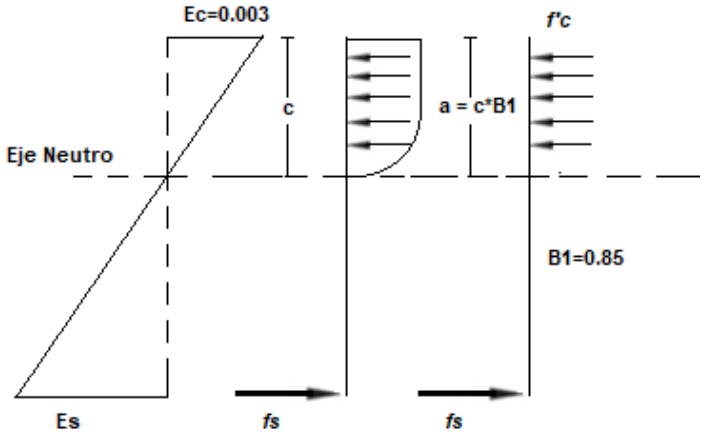
F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	200	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	796,88	mm2
		As min =	166,67	mm2
		As min =	136,39	mm2

11. Diseño de Vigas, acero requerido a flexión Vigas de 25x30 cm

El diseño de vigas se hace siguiendo las consideraciones del bloque de Whitney, en las cuales primero fluirá el acero a flexión y por el ultimo el concreto, este comportamiento es predominante y se debe cumplir en elementos sometidos a tracción y flexión



Para las vigas, el acero suministrado no debe exceder 0.75 de la cuantía balanceada

F'c =	21	Mpa	εu =	0,003
Fy =	420	Mpa	εy =	0,0021

Como lo establece C.10.3 Principios y requisitos generales, el diseño de las secciones transversales sometidas a flexión o cargas axiales no debe exceder el 75% de la cuantía balanceada. C10.3.5 NSR - 10

Sección		Cuantía balanceada		
B (mm) =	250	ρb =	0,02125	
H (mm) =	300	As Max =	996,09	mm2
		As min =	208,33	mm2
		As min =	170,48	mm2

11.1 Diseño de Vigas, acero requerido a cortante

Materiales

F'c =	21	Mpa	bw =	300	**mm**
Fy =	420	Mpa	d =	250	**mm**

El diseño a cortante se hace siguiendo las recomendaciones del titulo C11. Cortante y Torción, las secciones C.11.2.1.1 y C.14 además de las recomendaciones de C.21.5 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Vigas del primer Piso

Eje	Vu (kn)	ϕVc (kn)	Vs (kn)	Área de la barra de refuerzo (mm2)	Separación (cm)
ZA(Z1-Z2)	55	37,248	23,670	142	63,0
ZB(Z3-Z4)	41	37,248	5,003	142	298,0
Z2(ZA-ZB)	42	37,248	6,336	142	235,3
Z3(ZB-ZA)	48	37,248	14,336	142	104,0

C.21.5.3.2 Separación máxima de estribos

Zonas de confinamiento (cm)

a) d/4 =	6,25	Db (cm) =	1,59	
b) 8Db =	12,72	Dbe (cm) =	0,95	
c) 24Dbe =	22,8	B colu (cm)	35	
d) 30 cm =	30	L confin (cm)	70	
		No. Estribos	11	
		USE:	6,3	cm

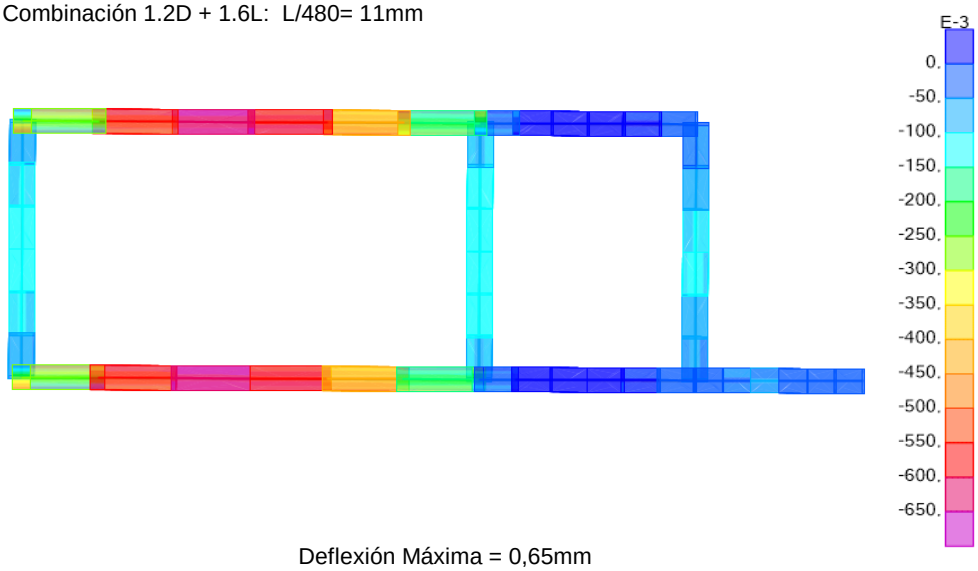
Zonas de No confinamiento (cm)

a) d/2 =	12,5	*USE:*	12,5	cm

11.2 Esquema general de deflexiones en vigas [mm]

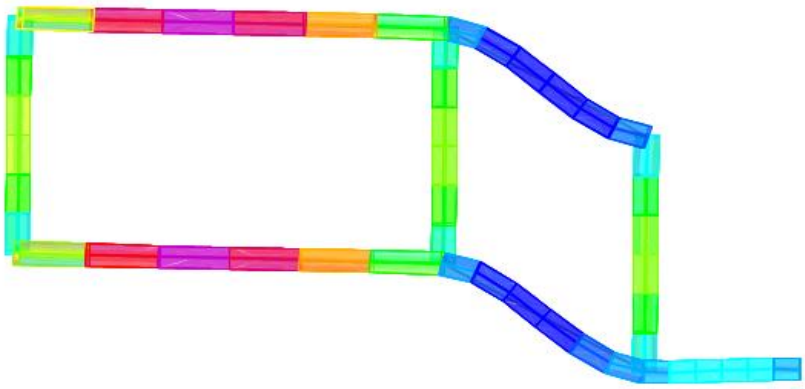
Indicador [mm]

Combinación 1.2D + 1.6L: L/480= 11mm



Deflexión Máxima = 0,65mm

Combinación Envolvente de diseño: L/360= 15mm

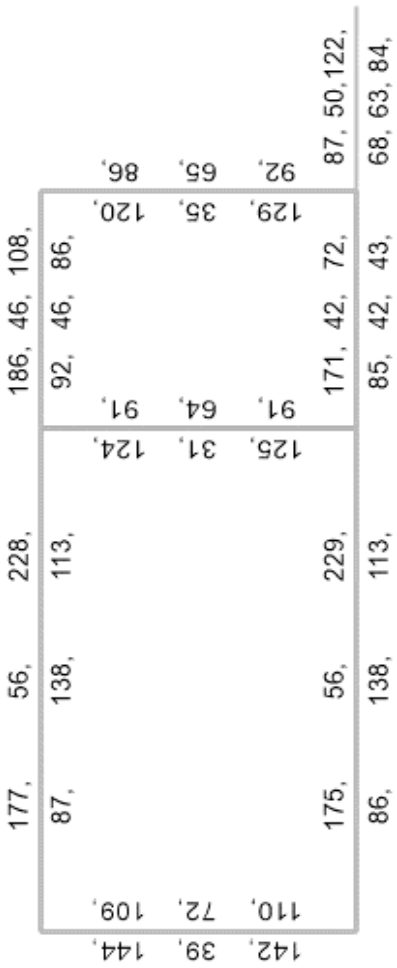


Deflexión Máxima = 0,844mm

11.3 Acero requerido a flexión en vigas

Indicador [mm2]

Envolvente de diseño, Nivel N+ 3,80

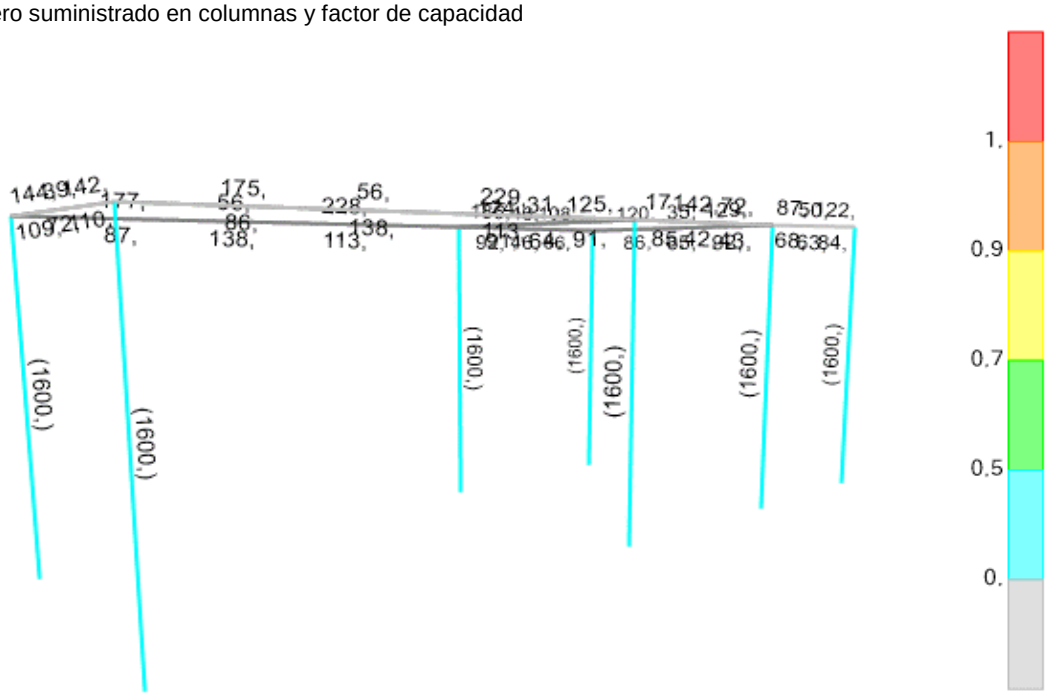


12. Acero Requerido en Columnas

12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Acero suministrado en columnas y factor de capacidad

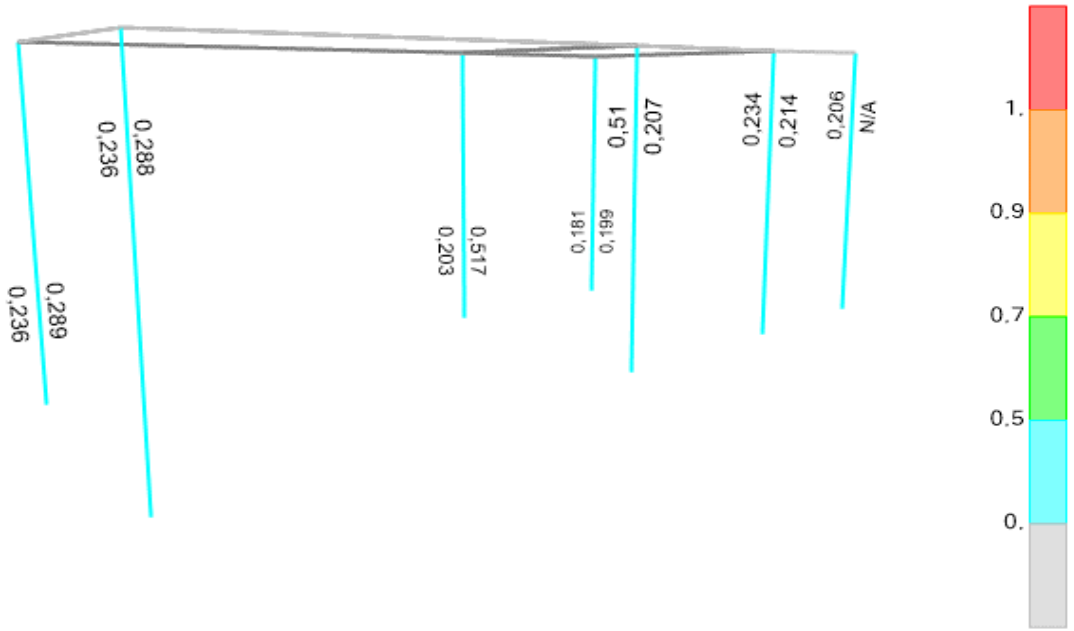


12. Acero Requerido en Columnas

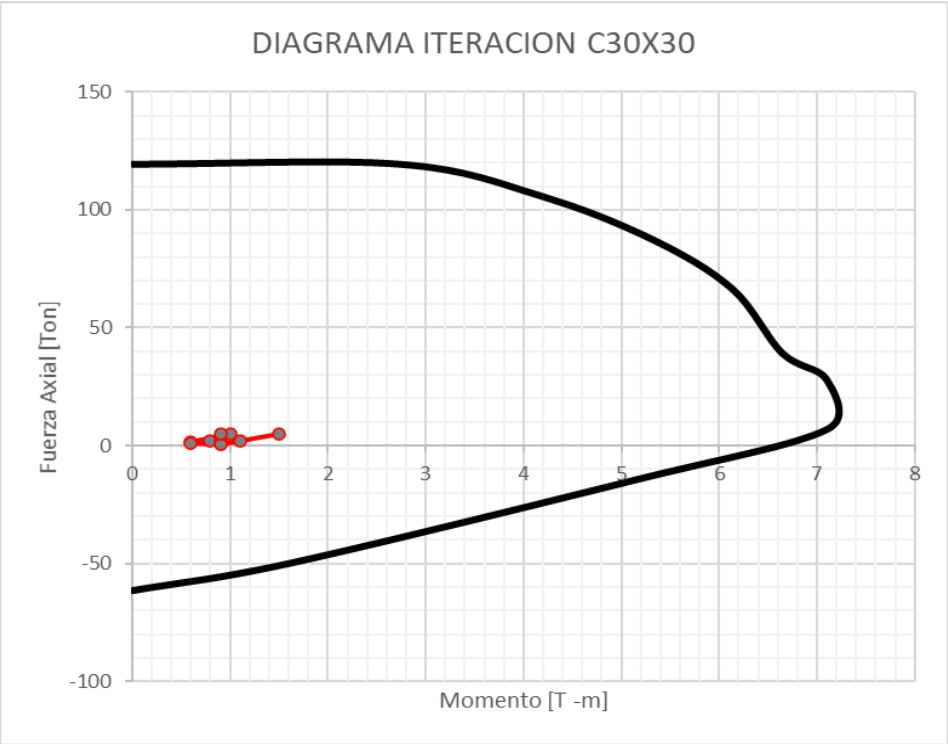
12.1 Columnas

Factor de Sobre resistencia

Factor de correlación de 6/5 con respecto a la capacidad de la viga



12.2 Diagramas de Iteración de Columnas



Se observa que la demanda generada por el sismo mas las combinaciones de diseño (carga muerta, viva y sismo) en ningún caso superan los limites de la capacidad de la columna señalados con color negro en el diagrama de iteración. Se realizo el chequeo con la columna de mayor demanda convirtiéndose en la mas desfavorable

12.3 Diseño de cortante en Columnas

Fc =	21	Mpa		Lo confinada		Lcu =	3,80	[m]	
Fy =	420	Mpa	L1	0,63	Lo seleccionado >		0,63	[m]	C.21.6.4
Recubrimiento mínimo 4cm			L2	0,3		xi <	0,35	[m]	C.21.6.4
			L3	0,5	No. 5	dbmin	1,59	[cm]	
					No. 6	dbmin	1,91	[cm]	

Columna [ ]	B [cm]	L [cm]	Ag [cm2]	Ach [ton]	Vc [ton]	Av [mm2]	s1 [cm]	s2 [cm]	C.21-7 C.21-8
ZA	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,70*
Z1	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,70*
Z3	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,70*
ZB	30	30	900	484	0,0	213	7,5	15,8	*7,70*

Zonas confinadas	C.21.6.4.3	s1 [cm]	s2 [cm]	s3 [cm]	s4 [cm]	s5 [cm]
Separación máxima en zonas confinadas		8	15,8	7,5	9,54	15

Zonas no confinadas	s1 [cm]	s2 [cm]	Use [cm]
Separación máximas en zonas no confinadas	15	9,54	9,54
Separación máximas en zonas no confinadas	15	11,46	11,46

Acero longitudinal C.10.9.2

El acero longitudinal debe estar comprendido entre el 1% y el 4% del área bruta

Columnas	Sección	Acero mínimo [mm2]	Acero máximo [mm2]	Instalado [mm]		
Eje ZA	D=30cm	900mm2	3600 mm2	1600	mm2	1,78%
Eje ZB	D=30cm	900 mm2	3600 mm2	1600	mm2	1,78%

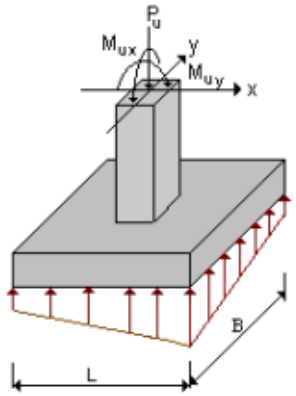
13.1 Diseño de zapatas — Zapata central Z2-ZB

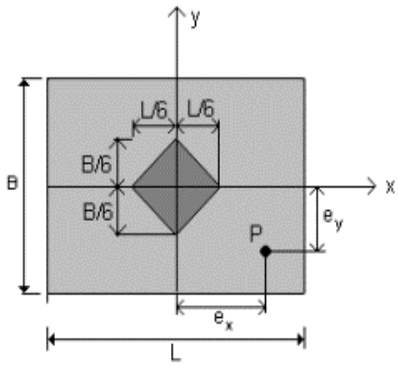
Diseño de zapata central critica, sometida a flexión biaxial

Materiales			Geotécnica		
Concreto:	21 Mpa		E. Admisible	172	Kn/m2
Acero:	420 Mpa		P. Desplante	2,00	m
			D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de diseño [kn, m]			Condición critica	
P =	50	ex = 0,042		
Mx =	2,1	ey = 0,098	L> 6 ex	L: 0,59 m
My =	4,9		L> 0,590	L= 1,35 m

Diagrama, flexión biaxial





Ecuación para determinar la presión en el punto P

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) < q_a$$

qa = Esfuerzo admisible

q = Esfuerzo máximo bajo la zapata

Despejando el área de la zapata, conociendo el esfuerzo admisible del suelo tenemos:

q = 44,51 < qa Chequea la capacidad del suelo

use L > 1,35 L = B

13.1 Diseño de zapatas

Zapata central Z2-ZB

Materiales		
Concreto:	21	Mpa
Acero:	420	Mpa

Geotécnica		
E. Admisible	172	Kn/m2
P. Desplante	2,00	m
D. Suelo	16,5	Kn/m3

Cargas de Servicio		
Carga M =	35	Kn
Carga viva =	15	Kn

Cargas de Diseño		
Pu =	66	Kn
Qu =	36,21	Kn/m2

Predimensionamiento		
B mínima	0,99	m
Use B	1,35	m
H, Supuesto	0,4	m
d	0,32	m
Bc	1,00	m

Chequeo por punzonamiento — **Ok**

bc1 (m) =	0,35	Bo (m) =	1,34	1. ΦVc (kn) =	751,6
bc2 (m) =	0,35	Vu (kn) =	49,7	2. ΦVc (kn) =	2556,0
α =	25	**Controla el menor ----------->**		3. ΦVc (kn) =	486,3

Chequeo por cortante unidireccional — **Ok**

x (m) =	0,18	Vu (Kn) =	8,8	4. ΦVc (kn) =	252,4

Chequeo por aplastamiento — **Ok**

A1 (m2) =	0,1225	Pu (Kn) =	66	5. ΦVc (kn) =	1421,30625

Diseño por flexión

Mu (Kn - m)	8,25	Aux1 =	52,3	1. Cuantía mínima	0,0018
Cuantía =	0,0001582	Aux2 =	11,8		

Use Acero en ambas direcciones

As (mm2) = 777,6

Longitud de desarrollo

23,38

requiere gancho

14. Vigas de Cimentación

A.3.6.4.2 Las vigas de cimentación deben diseñarse para resistir en tensión y comprensión una fuerza no menor a 0.25 Aa Pu veces la mayor carga axial de las columnas que interconectan

Pu = 253 Kn
Aa = 0,3

Carga de Diseño a Tensión y compresión

P = 18,975 Kn

Diseño a Tensión

As (mm2) = 50,20

Diseño a Compresión

F'c = 21 Mpa
h = 350 mm
b = 300 mm

ΦP = 1433,25

ΦP > P Estado ----------> **Ok**

15. Diseño de Elementos no estructurales

Características de la estructura

Tipo de edificación: de Atención a la Comunidad

Numero de pisos :	1		
Altura por piso:	3,80	Fa =	1,2
Altura total:	3,50	Aa =	0,3
		Sa =	1,125
Coeficiente de importancia :	1,25	As =	0,45
Altura equivalente:	2,63		

A.9.4.1 Criterios de Diseño

Separarlos de la estructura : En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

A.9.2.3 Grado de desempeño

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Clasificación: *Superior*

Tabla A.9.5 -1 Tipos de elemento estructural	Tipo de anclaje	ap	Rp
Muros de fachada	Dúctil	1	6
Muros divisores de altura total	No dúctil	1	1,5

lo muros de fachada son, mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo

15. Diseño de Elementos no estructurales

Carga muerta mínimas de elementos no estructurales verticales - muros

Componente	***Carga (kN/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)***					***Carga (kgf/m^2) por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)***				
Muros										
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):										
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00					100				
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50					250				
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Pañetado en ambas caras	1.80	2.50	3.10	3.80	4.40	180	250	310	380	440
Sin pañetar	1.30	2.00	2.60	3.30	3.90	130	200	260	330	390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin relleno	1.40	1.45	1.90	2.25	2.60	140	145	190	225	260
Relleno cada 1.2 m		1.70	2.25	2.70	3.15		170	225	270	315
Relleno cada 1.0 m		1.80	2.30	2.80	3.30		180	230	280	330
Relleno cada 0.8 m		1.80	2.40	3.00	3.45		180	240	300	345
Relleno cada 0.6 m		2.00	2.60	3.20	3.75		200	260	320	375
Relleno cada 0.4 m		2.20	2.90	3.60	4.30		220	290	360	430
Todas las celdas llenas		3.00	4.00	5.00	6.10		300	400	500	610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	1.90	2.90	3.80	4.70	5.50	190	290	380	470	550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*					*Espesor del muro (en cm)*				
	100	*150*	*200*	*250*	*300*	*10*	*15*	*20*	*25*	*30*
Sin pañetar	2.00	3.10	4.20	5.30	6.40	200	310	420	530	640

Se opta por establecer el valor de la carga de superficie equivalente a 1m2 de mampostería de arcillas tanto de perforación vertical como de perforación horizontal igual a = 290 kg/m2

15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	3,50	m
Distancia entre soportes:	2,50	m
Mp (kg):	2538	m
Tipo soporte:	Columneta	
Base:	0,15	m
Alto:	0,1	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	6,2169	4,6627	6,52772	0,0235	246,2	2#4=250mm2

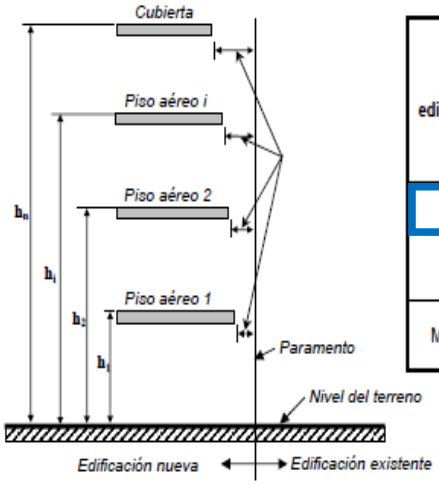
15. Diseño de Elementos no estructurales

Altura de la viga :	0,30	m
Altura del muro :	1,00	m
Distancia entre soportes:	0,60	m
Mp (kg):	174	m
Tipo soporte:	Ladrillo de perforación vertical	
Base:	0,4	m
Alto:	0,15	m
F'c :	17,5	Mpa
Fy :	420	Mpa

Nivel	hx	ax	Fp	Fp	Mu	Cuantía	As min	As sum
Cimentación	0	0,38	0,4263	0,3197	0,12789	0,00003	1,2	1#3=142mm2

16. Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.-1, así:



Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

La edificación requiere separación sísmica, al menos debe proyectarse10cm de separación entre las estructuras existentes y la nueva.

17. Participación modal de las masas

17.1 Tabla con los factores de participación modal de las masas

StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
1	0,181845	0,002917	0,959207	3,275E-08	0,002917	0,959207
2	0,17113	0,929179	0,010401	8,905E-07	0,932097	0,969608
3	0,162579	0,067892	0,030369	2,397E-07	0,999988	0,999978
4	0,013463	3,141E-06	3,761E-08	0,40916	0,999991	0,999978
5	0,013393	6,876E-08	9,712E-06	0,003269	0,999991	0,999988
6	0,011957	8,953E-07	1,159E-10	0,292881	0,999992	0,999988
7	0,011906	8,696E-11	6,651E-06	5,577E-06	0,999992	0,999994

17.2 Porcentaje de participación modal

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99,9992
MODAL	Acceleration	UY	100	99,9994
MODAL	Acceleration	UZ	79,4819	70,5317

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, CERCHA	Memoria de calculo
GISYE	Elaboración: Marzo de 2025 Contacto: yolman17yela@hotmail.com
Propietario: ICBF- REGIONAL PUTUMAYO	Localización: San Francisco, Putumayo **Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela**

Mocoa, Marzo - 2025

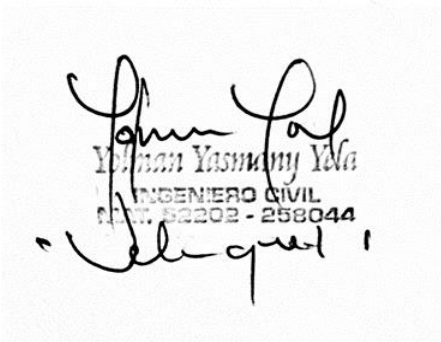
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

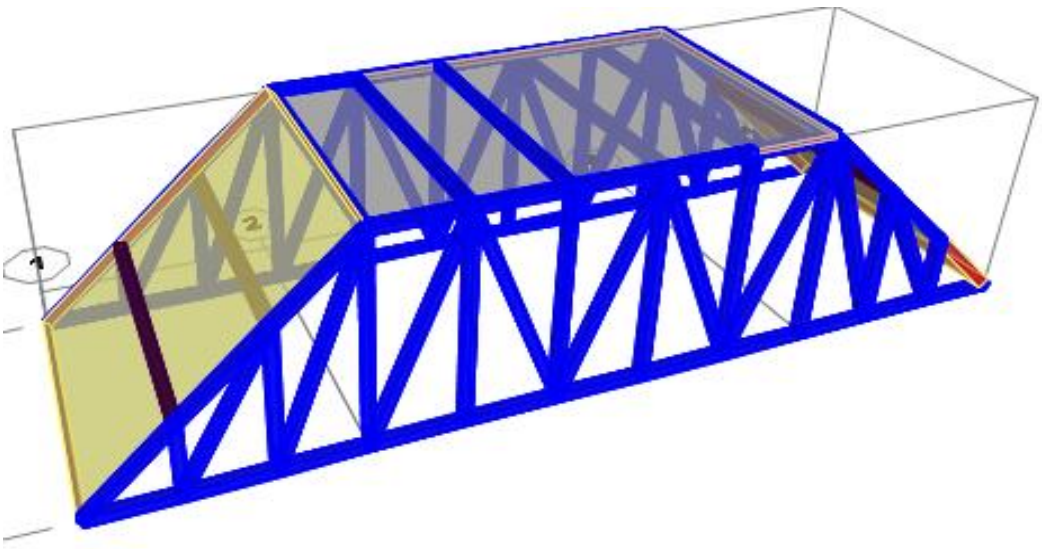
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

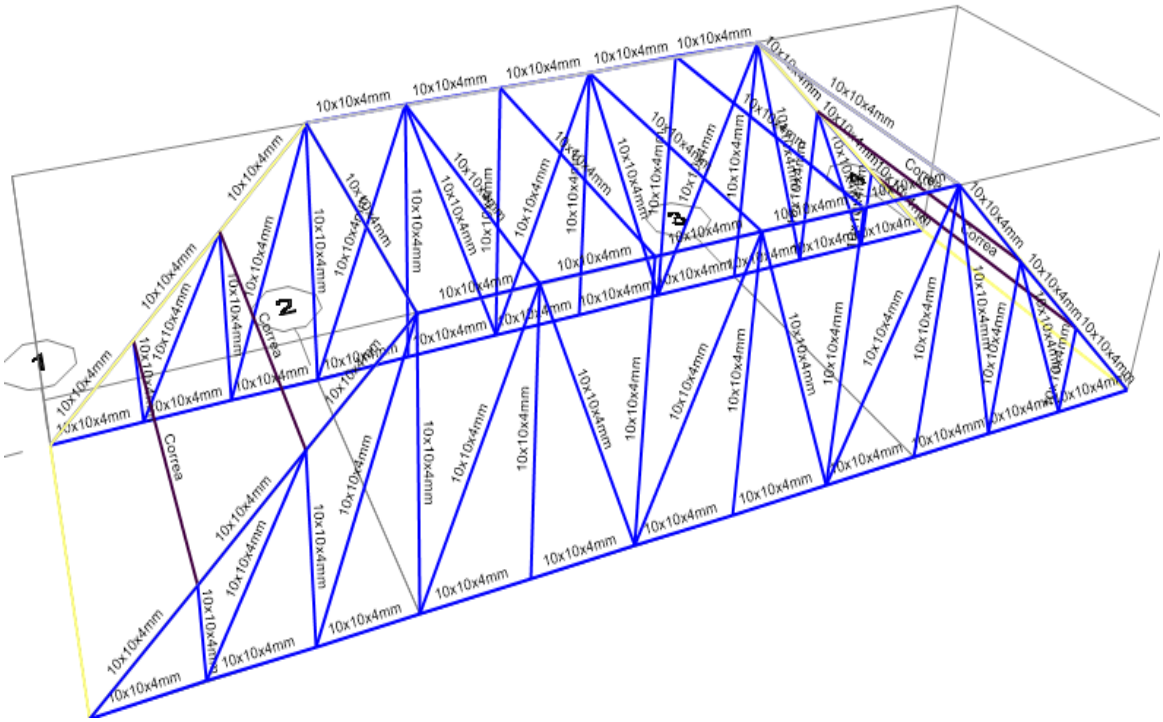


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

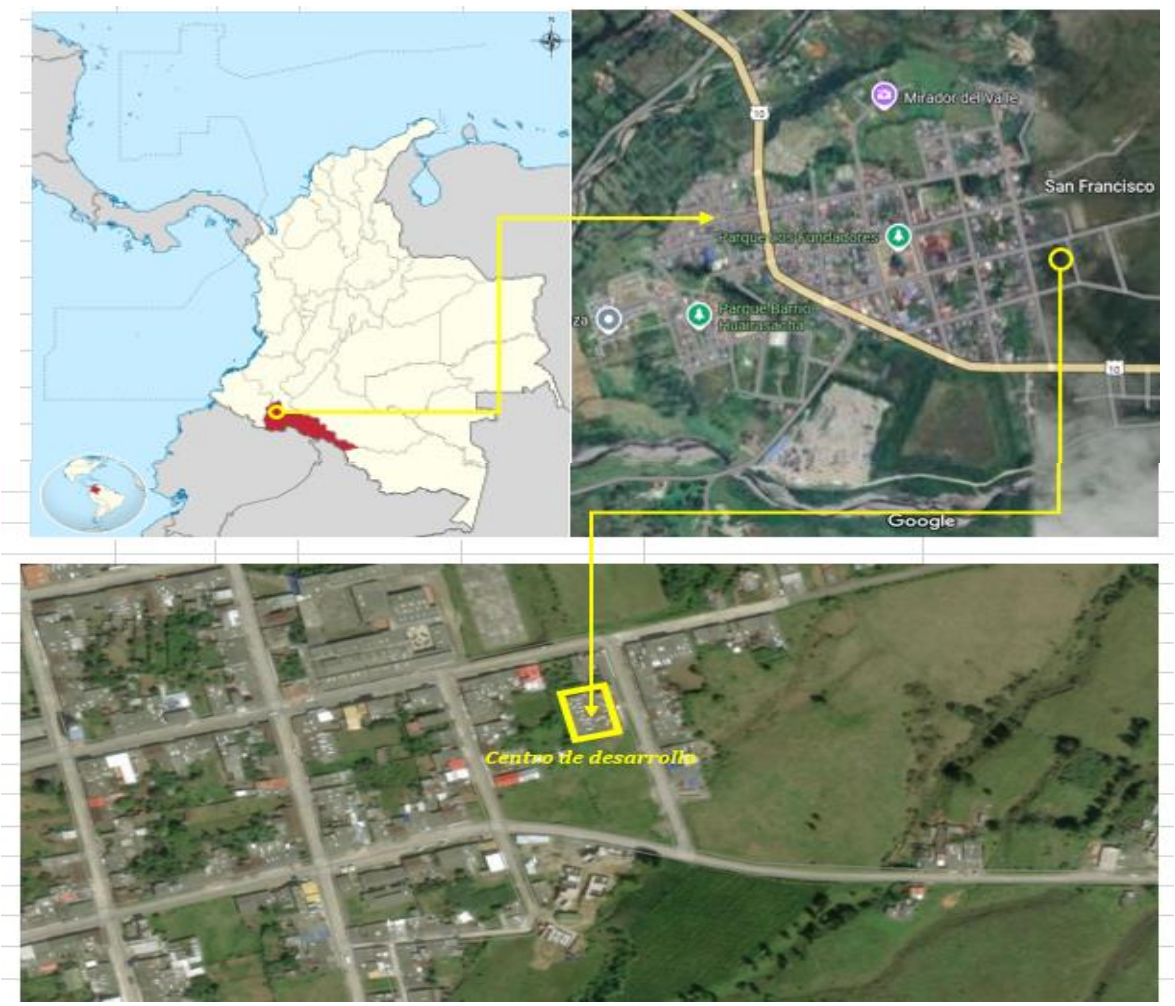


Imagen tomada de Google

1. Especificaciones de Materiales
2. Distribución de tejas y ubicación de correas
3. Evaluación de cargas
4. Evaluación de cargas verticales
5. Combinaciones de Cargas
6. Esquema general de capacidad de la estructura
7. Deformacion vertical
8. Diseño de Placa base

1. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500 C

3.6 Perfiles de cercha

Fy = 345Mpa ASTM A 500 gr C

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

2. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%

Separación máxima de correas 1.0m

Traslapo mínimo 25cm

Instale la teja con la etiqueta hacia arriba

No debe caminar sobre las tejas

Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica

Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas

Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

3. Evaluación de cargas

3.1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

3.2 Cargas de viento (W)

B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

Tabla B.6.5-4 Factor de Direccionalidad del Viento, [Kd]

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento, K_d *
Edificios	
Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento	0.85
Componentes y Recubrimientos	0.85
Cubiertas Abovedadas	0.85
Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Avisos Sólidos	0.85
Avisos Abiertos y Estructura Rectangular	0.85
Torres en Celosía	
Triangular, Cuadrada y Rectangular	0.85
Todas las otras secciones transversales	0.95

Kd = 0,85

B.6.5.8 - Factor Efecto de Rafaga [G]

B.6.5.8.1 - Estructuras Rígidas - Para estructuras rígidas como se definen en la sección B.6.2, el factor de efecto ráfaga se tomará como 0.85

G = 0,85

Figura B.6.5-2 Coeficientes de presión interna, [Gcpi]

1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies internas, respectivamente.
2. se deberían considerar dos casos para determinar los requerimientos de la carga crítica para la condición apropiada: (i) Un valor positivo de GCpi aplicado sobre todas las superficies internas. (ii) Un valor negativo de GCpi aplicado sobre todas las superficies internas

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

Figura B.6.5-2 Coeficientes de presión interna, [Gcpi]

Clasificación del Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55
Edificios Cerrados	0.18 -0.18

Figura B.6.5-5 Coeficientes de presión externo, [Cp]

Condiciones	Relación Altura/Luz, r	C_p		
		Cuarto a Barlovento	Medio Central	Cuarto a Sotavento
Cubierta sobre estructura elevada	0 < r < 0.2	-0.9	-0.7 - r	-0.5
	0.2 ≤ r< 0.3*	1.5r -0.3	-0.7 - r	-0.5
	0.3 ≤ r< 0.6	2.75r-0.7	-0.7 - r	-0.5
Cubierta con el arranque desde nivel del piso	0<r ≤0.6	1.4r	-0.7 - r	-0.5

r = 0,37

Cuarto a Barlovento Cp = 0,52

Medio Central Cp = -1,07

Cuarto a Sotavento = -0,5

B.6.5.10 - Presion por Velocidad - La presión por velocidad, qz, evaluada a la altura z se calculará con la siguiente expresión

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ en } (N/m^2);\ V \text{ en m/s}$$

qz = 0,613 Kz Kzt Kd V^2 I [N/m2]; V en m/s

qz = 311 N/m2

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

B.6.5.12 - Fuerzas de Viento de Diseño para estructuras abiertas

B.6.5.12.1 - General

B.6.5.12.1.1 - Convención de Signos - Las presiones positivas actúan hacia la superficie en estudio y las presiones negativas actúan hacia afuera de la superficie en estudio.

B.6.5.12.1.2 - Condición de Carga Crítica - Los valores de presiones internas y externas se combinarán en forma algebraica para determinar el caso de carga mas crítico.

B.6.5.12.1.3 - Áreas Aferentes Mayores de 65 m2 - Los elementos de revestimiento y componentes que tengan un área aferente mayor a 65 m2 se podrán diseñar usando las especificaciones de los SPRFV.

B.6.5.12.2.2 - Edificios Bajos - Alternativamente, las presiones de viento de diseño para el SPRFV en edificios bajos se determinarán mediante la ecuación:

$$P = qh\ G\ Cn \text{ en } [N/m2]$$

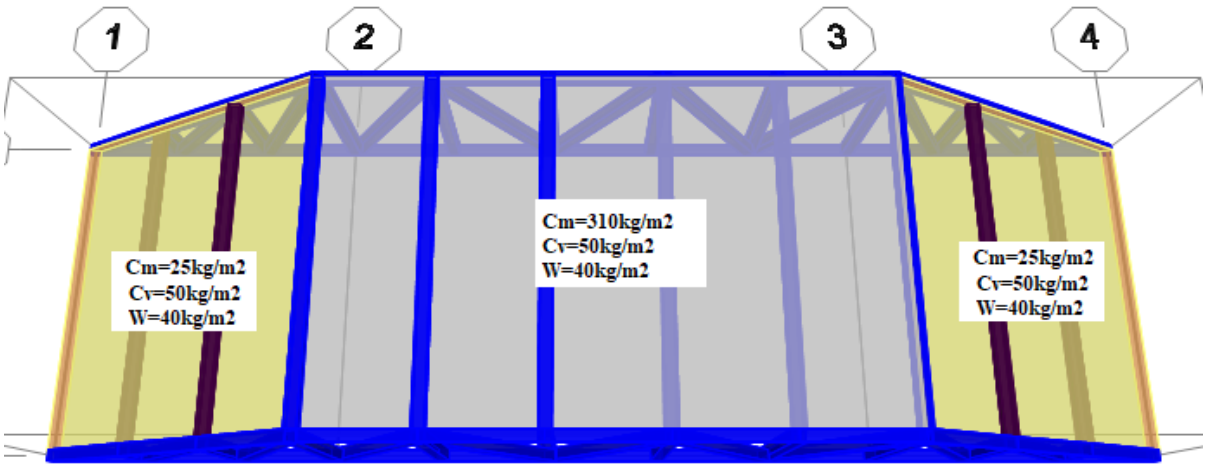
P = - 29,6 [kg/m2]	Medio Central
P = 24,2 [kg/m2]	Cuarto a Sotavento

Nota: se opta por elegir el valor máxima de presión de viento, para este caso el metodo simplificado

4. Evaluación de cargas verticales

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 5,40m en Kg/m2

carga muerta, viva y viento



5. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el metodo de resistencia

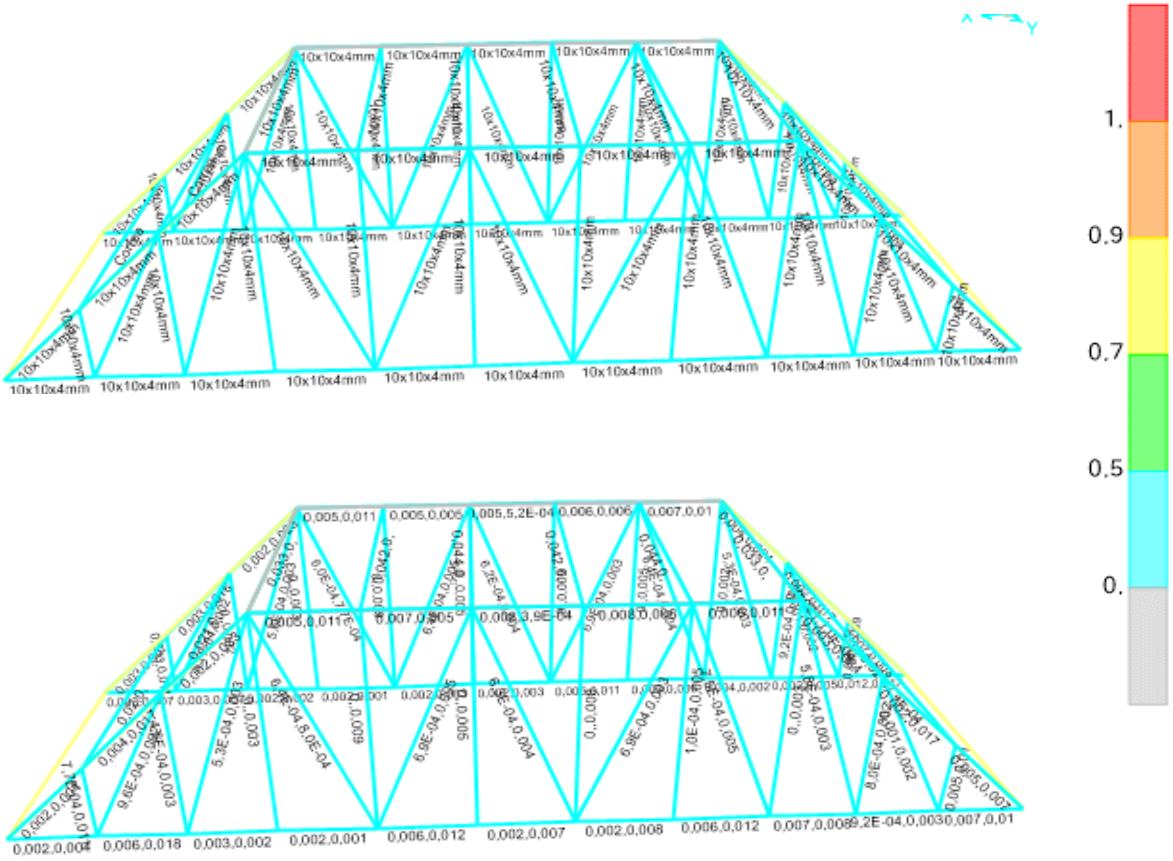
B.2.4.2 Combinaciones basicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM

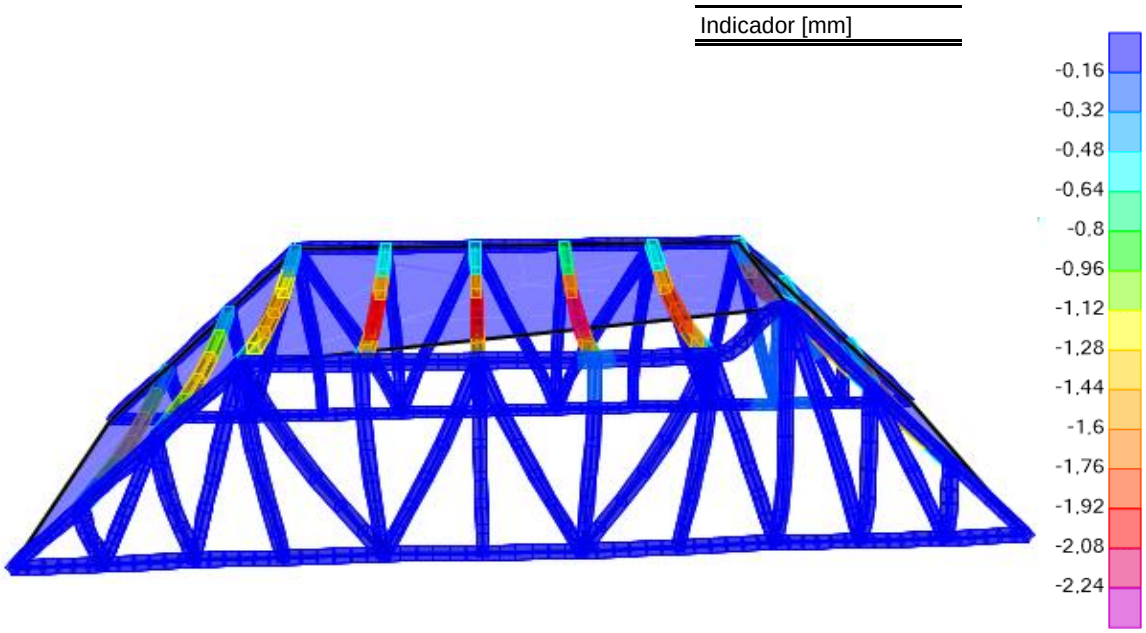
CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)

6. Esquema general de capacidad de la estructura

Indice de Sobreresistencia



7. Deformacion vertical



Deformacion máxima permitida : L/360

Deformacion máxima permitida : 7mm

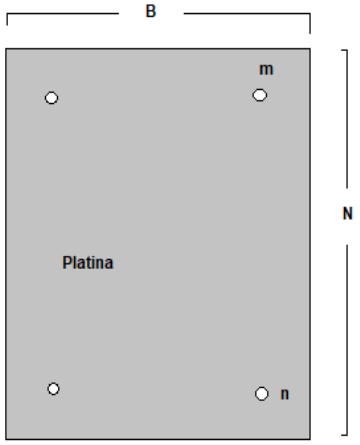
Deformacion máxima calculada : 3mm

Deformacion máxima calculada < Deformacion máxima permitida

8. Diseño de Placa base

Propiedades Estructurales del acero

Fy (kips)	Fu (Kips)	E
50	65	29000
F'c	[ksi]	3
Pu	[kips]	2,4
d	[in]	14
m	[in]	1,5
B	[in]	14
n	[in]	1,5
N	[in]	15
qu	[kips/in2]	0,011
Wu	[kips/in]	0,160
Mux	[kips-in]	0,18
T	[in]	0,034



Chequeo Eje Y

Wu		0,1714
Mux		0,193
T [in]		0,03

Espesor de platina seleccionado

T	3/8"	

Por construccion

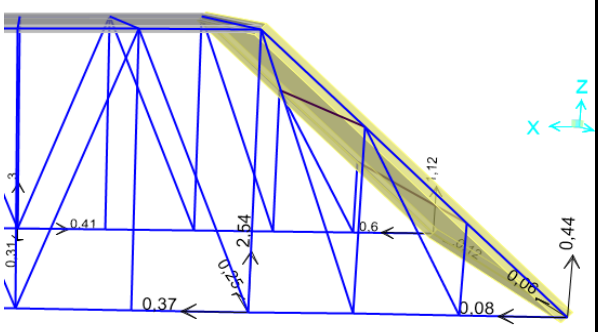
N> d+2 in	[in]	14
B > d+2 in	[in]	14

USE

14x14x3/8"

Dimensiones en pulgadas, ver planos estructural

Reacciones



DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, CERCHA	Memoria de calculo
GISYE	Elaboración: Marzo de 2025 Contacto: yolman17yela@hotmail.com
Propietario: ICBF- REGIONAL PUTUMAYO	Localización: San Francisco, Putumayo **Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela**

Mocoa, Marzo - 2025

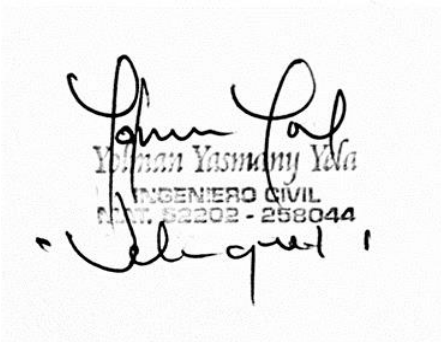
Señores: Planeación Municipal

Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de taludes

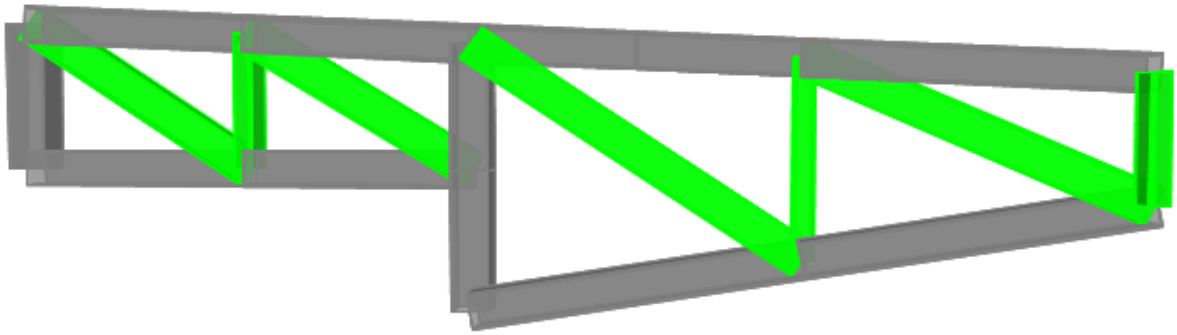
Magister en Ingeniería, Con Énfasis en Ingeniería Sísmica y Estructural

Mp: 52202-258044 NAÑ

Contacto: Yolman17yela@hotmail.com

Phone: 3192772745

Modelo Tridimensional

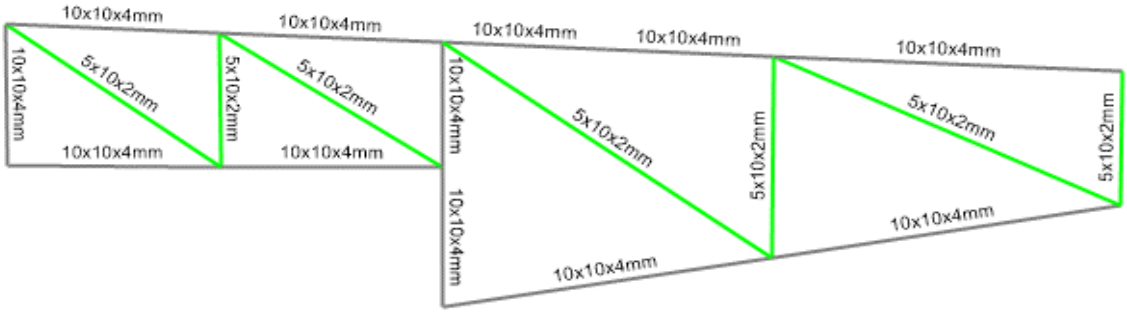


DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL

SAN FRANCISCO - PUTUMAYO

MARZO DE 2025

Modelo Tridimensional



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL
SAN FRANCISCO - PUTUMAYO
MARZO DE 2025

Este proyecto denominado construcción de Centro de desarrollo infantil de 1 nivel ubicado en la Ciudad de San Francisco en el Departamento del Putumayo, es una construcción clasificada dentro de las estructuras como de Atención a la comunidad, según lo indica la Norma NSR - 10, A.2.5.1.4. El coeficiente de importancia que modifica el espectro y con ellos las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que fue asignada la edificación es 1,25 tal cual lo establece la Norma NSR -10, Tabla A.2.5 -1

Ubicación de la Edificación

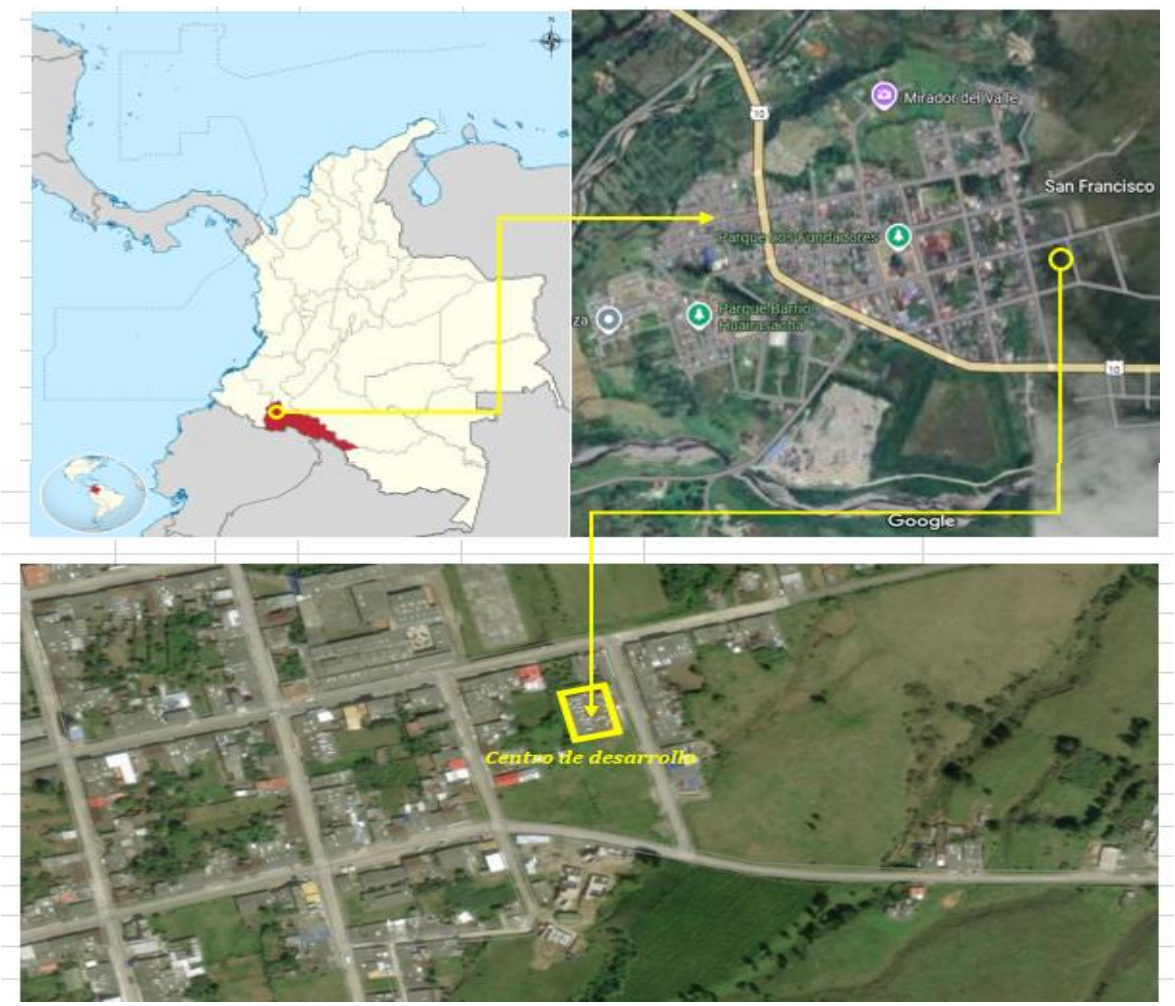


Imagen tomada de Google

1. Especificaciones de Materiales
2. Distribución de tejas y ubicación de correas
3. Evaluación de cargas
4. Evaluación de cargas verticales
5. Combinaciones de Cargas
6. Esquema general de capacidad de la estructura
7. Deformacion vertical
8. Diseño de Placa base

1. Especificaciones de Materiales

3.1 Columnas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa

3.2 Vigas Aéreas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.2 Nervios de acero

(ASTM A I 011) Ss, Grado 50

3.3 Vigas de cimentación

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.4 Zapatas

Concreto F'c= 21Mpa

Acero de refuerzo Fy= 420Mpa ASTM A 706

3.5 Correas para cubierta

PHR C Gr50 Fy = 345Mpa ASTM A 500 C

3.6 Perfiles de cercha

Fy = 345Mpa ASTM A 500 gr C

Para todos los concreto de 21 Mpa el modulo de elasticidad será

E = 21538,1 Mpa

modulo de elasticidad del acero

E = 200000 Mpa

Peso del concreto estructural

Wc = 2400 kg/m3

2. Distribución de tejas y ubicación de correas

La teja utilizada para el diseño de esta cubierta es la teja termoacústica, se siguieron todas las recomendaciones de diseño e instalación que se recomienda en la ficha técnica de la teja

1.1 Recomendaciones del fabricante

Pendiente mínima 60%

Separación máxima de correas 1.0m

Traslapo mínimo 25cm

Instale la teja con la etiqueta hacia arriba

No debe caminar sobre las tejas

Emplear algún material aislante cuando la teja se apoye sobre una correa metálica

Para almacenamiento horizontal poner 3 apoyos debajo de las tejas

Para almacenamiento vertical evitar pendientes mayores a 15º

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN

REFERENCIA	DIMENSIONES		ESPESOR PARED	PESO	ÁREA BRUTA	ÁREA EFECTIVA
	Ancho útil mm	Altura mm	e mm	Kg/m	Ab cm^2	Ae cm^2
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	305	38,0	0,45	1,42	1,77	1,77
Teja Standing Seam 305mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	305	38,0	0,60	1,89	2,39	2,39
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.45mm (Cal 26)	450	50,4	0,45	2,12	2,70	2,60
Teja Standing Seam 450mm x 2" e=0.60mm (Cal 24)	450	50,4	0,60	2,84	3,66	3,62
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.45mm (Cal 26)	500	38,0	0,45	2,12	2,68	2,68
Teja Standing Seam 500mm x 1.5" e=0.60mm (Cal 24)	500	38,0	0,60	2,84	3,63	3,63

3. Evaluación de cargas

3.1 Cargas Muertas

Elemento	Peso [kg/m2]
Teja Plástica de UPvc	4
Sobre peso por humedad 20%	0,8
Caballete fijo (Correa superior)	1
Peso de tornillos	2
Total carga Uniforme	7,8
Use:	50 kg/m2

3.2 Cargas de viento (W)

B.6.4.2.1.1 Presiones de viento mínimas de diseño

Los efectos de carga de las presiones de viento Ps de diseño no serán menores que 40kg/m2, los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre la superficie respectiva, estas cargas deben actuar sobre la proyección normal del área aferente para cada tipo de carga, horizontal y vertical.
La selección de la carga de viento mínima de diseño será aquella que genere mayor impacto sobre la estructura

W = 40 kg/m2

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

Tabla B.6.5-4 Factor de Direccionalidad del Viento, [Kd]

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento, K_d *
Edificios	
Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento	0.85
Componentes y Recubrimientos	0.85
Cubiertas Abovedadas	0.85
Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Avisos Sólidos	0.85
Avisos Abiertos y Estructura Rectangular	0.85
Torres en Celosía	
Triangular, Cuadrada y Rectangular	0.85
Todas las otras secciones transversales	0.95

Kd = 0,85

B.6.5.8 - Factor Efecto de Rafaga [G]

B.6.5.8.1 - Estructuras Rígidas - Para estructuras rígidas como se definen en la sección B.6.2, el factor de efecto ráfaga se tomará como 0.85

G = 0,85

Figura B.6.5-2 Coeficientes de presión interna, [Gcpi]

1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies internas, respectivamente.
2. se deberían considerar dos casos para determinar los requerimientos de la carga crítica para la condición apropiada: (i) Un valor positivo de GCpi aplicado sobre todas las superficies internas. (ii) Un valor negativo de GCpi aplicado sobre todas las superficies internas

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

Figura B.6.5-2 Coeficientes de presión interna, [Gcpi]

Clasificación del Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55
Edificios Cerrados	0.18 -0.18

Figura B.6.5-5 Coeficientes de presión externo, [Cp]

Condiciones	Relación Altura/Luz, r	C_p		
		Cuarto a Barlovento	Medio Central	Cuarto a Sotavento
Cubierta sobre estructura elevada	0 < r < 0.2	-0.9	-0.7 - r	-0.5
	0.2 ≤ r< 0.3*	1.5r -0.3	-0.7 - r	-0.5
	0.3 ≤ r< 0.6	2.75r-0.7	-0.7 - r	-0.5
Cubierta con el arranque desde nivel del piso	0<r ≤0.6	1.4r	-0.7 - r	-0.5

r = 0,37

Cuarto a Barlovento Cp = 0,52

Medio Central Cp = -1,07

Cuarto a Sotavento = -0,5

B.6.5.10 - Presion por Velocidad - La presión por velocidad, qz, evaluada a la altura z se calculará con la siguiente expresión

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ en } (N/m^2);\ V \text{ en m/s}$$

qz = 0,613 Kz Kzt Kd V^2 I [N/m2]; V en m/s

qz = 311 N/m2

3.3 Analisis de Viento, Metodo 2, Procedimiento Analitico

B.6.5.12 - Fuerzas de Viento de Diseño para estructuras abiertas

B.6.5.12.1 - General

B.6.5.12.1.1 - Convención de Signos - Las presiones positivas actúan hacia la superficie en estudio y las presiones negativas actúan hacia afuera de la superficie en estudio.

B.6.5.12.1.2 - Condición de Carga Crítica - Los valores de presiones internas y externas se combinarán en forma algebraica para determinar el caso de carga mas crítico.

B.6.5.12.1.3 - Áreas Aferentes Mayores de 65 m2 - Los elementos de revestimiento y componentes que tengan un área aferente mayor a 65 m2 se podrán diseñar usando las especificaciones de los SPRFV.

B.6.5.12.2.2 - Edificios Bajos - Alternativamente, las presiones de viento de diseño para el SPRFV en edificios bajos se determinarán mediante la ecuación:

$$P = qh\ G\ Cn \text{ en } [N/m2]$$

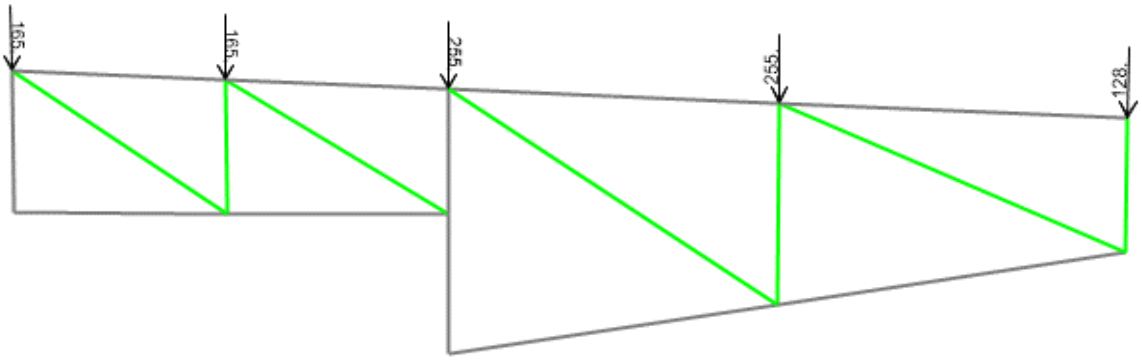
P = - 29,6 [kg/m2]	Medio Central
P = 24,2 [kg/m2]	Cuarto a Sotavento

Nota: se opta por elegir el valor máxima de presión de viento, para este caso el metodo simplificado

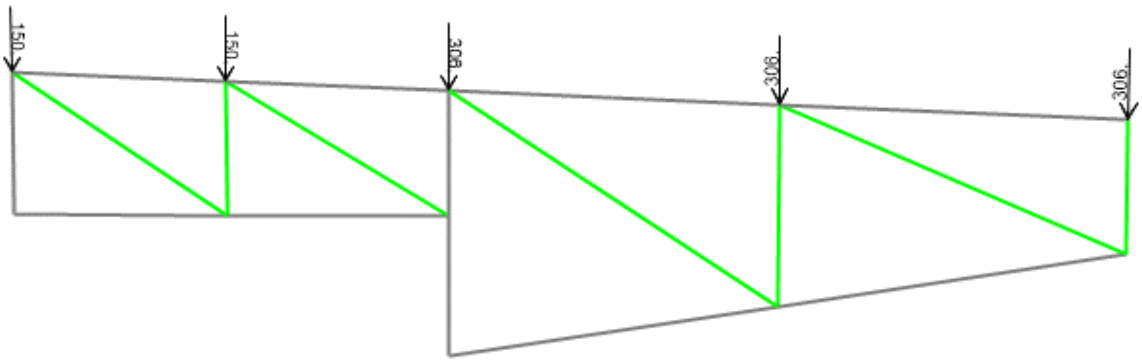
4. Evaluación de cargas verticales

Carga Muerta (m) y Viva (Lr) del piso N + 2,60m en Kg/m2

carga muerta y viva



carga de viento



5. Combinaciones de Cargas

B.2.4 Combinaciones de cargas usando el metodo de resistencia

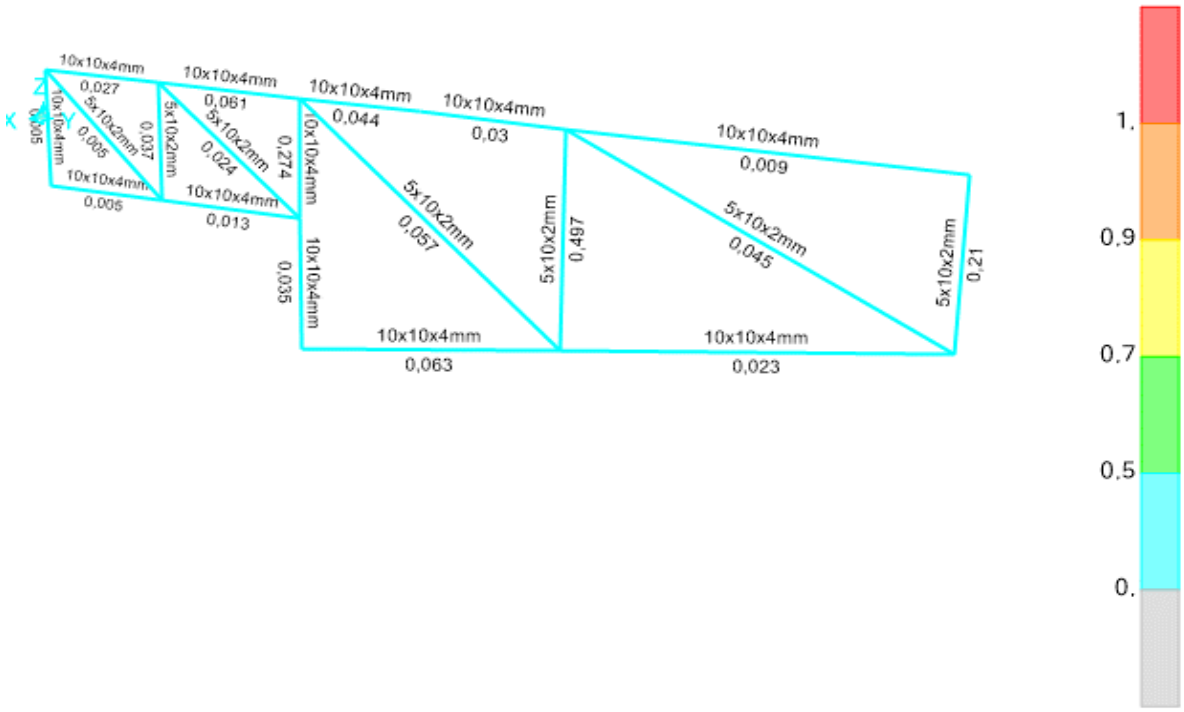
B.2.4.2 Combinaciones basicas para Diseño de elementos estructurales

1. 1.2CM + 1.6CV
2. 1.2CM + 1.0CV + Ex + 0.Ey
3. 1.2CM + 1.0CV + Ex - 0.3Ey
4. 1.2CM + 1.0CV - Ex - 0.3Ey
5. 1.2CM + 1.0CV - Ex + 0.3Ey
6. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex + Ey
7. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex + Ey
8. 1.2CM + 1.0CV - 0.3Ex - Ey
9. 1.2CM + 1.0CV + 0.3Ex - Ey
10. 0.9CM + Ex +0.3Ey
11. 0.9CM - Ex - 0.3Ey
12. 0.9CM + Ey - 0.3Ex
13. 0.9CM - Ey + 0.3Ex
14. 1.4CM

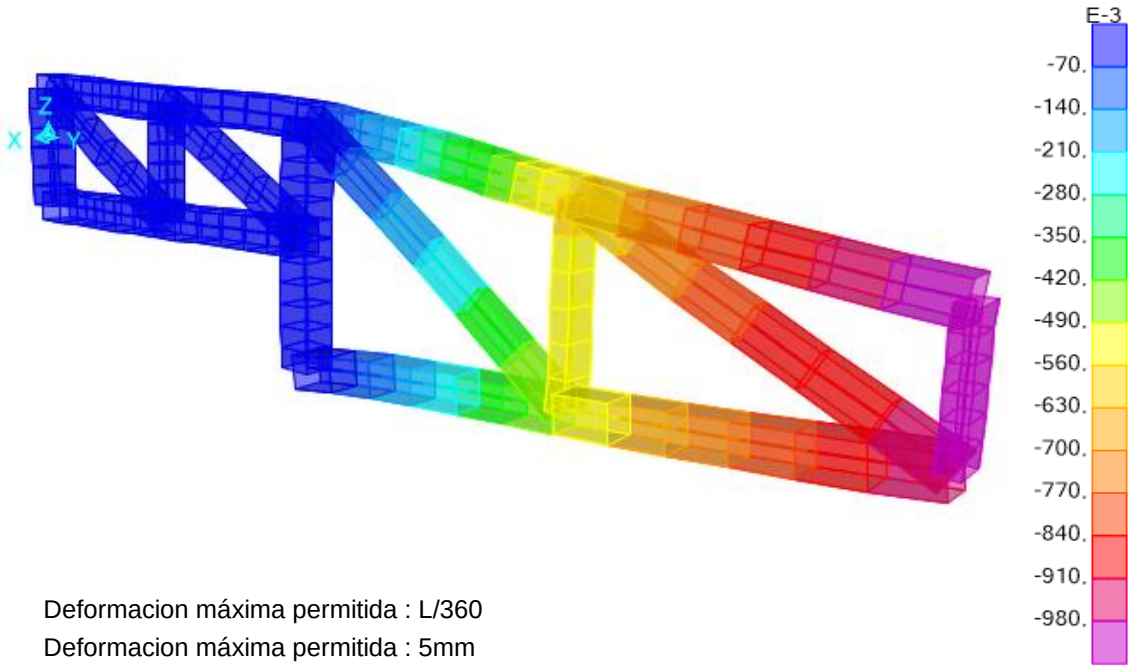
CM: Carga Muerta de servicio
CV: Carga Viva de servicio
Ex: Resultado del Sismo en X divididos Ro (Sx/R)
Ey: Resultado del Sismo en Y divididos Ro (Sy/R)

6. Esquema general de capacidad de la estructura

Indice de Sobreresistencia



7. Deformacion vertical

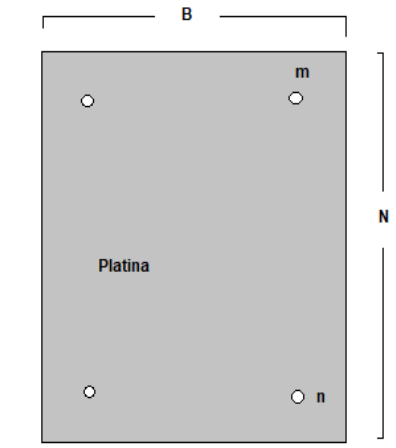


Deformacion máxima permitida : L/360
Deformacion máxima permitida : 5mm
Deformacion máxima calculada : 1mm
Deformacion máxima calculada < Deformacion máxima permitida

8. Diseño de Placa base

Propiedades Estructurales del acero

Fy (kips)	Fu (Kips)	E
50	65	29000
F'c	[ksi]	3
Pu	[kips]	5,9
d	[in]	15
m	[in]	1,5
B	[in]	6
n	[in]	1,5
N	[in]	15
qu	[kips/in2]	0,066
Wu	[kips/in]	0,393
Mux	[kips-in]	0,4425
T	[in]	0,081



Chequeo Eje Y

Wu		0,9833
Mux		1,106
T [in]		0,08

Espesor de platina seleccionado

T	3/8"	

Por construccion

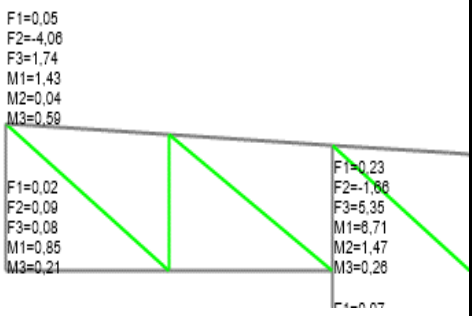
N> d+2 in	[in]	15
B > d+2 in	[in]	6

USE

15x6x3/8"

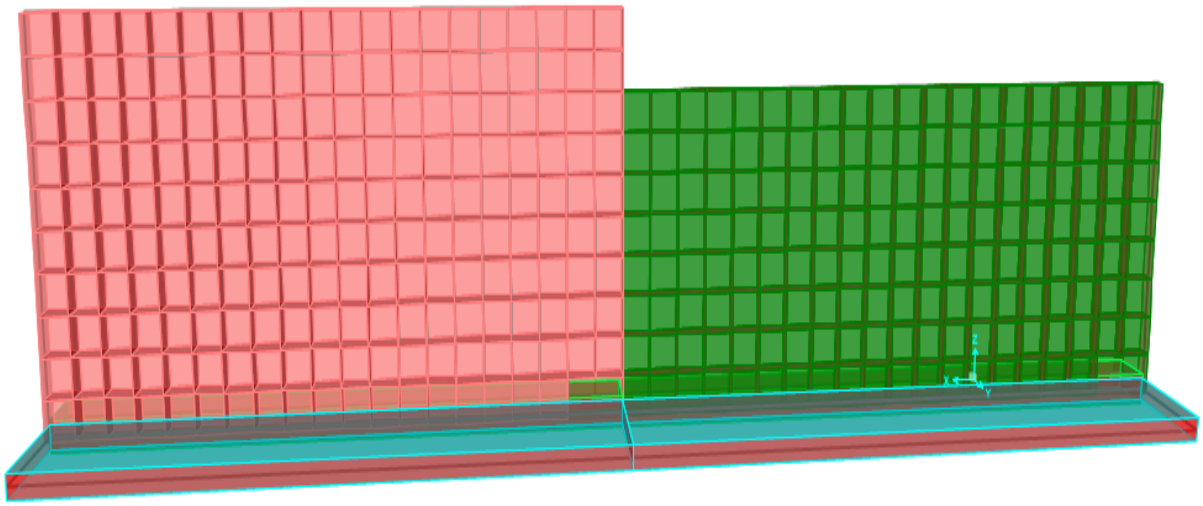
Dimensiones en pulgadas, ver planos estructural

Reacciones



DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCION, DEL CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL	Memoria de calculo
GISYE	Elaboración: Marzo de 2025 Contacto: yolman17yela@hotmail.com
Estructura: Muro de contención	Localización: San Francisco, Putumayo
	Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela

Diseño de Muro de Contención (3)



(1) Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10 - Titulo C. C.14

(2) Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10 - Titulo H. H.6

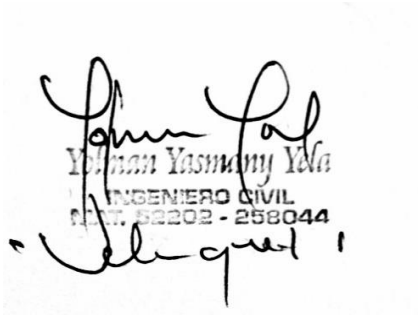
Mocoa, Marzo - 2025

Señores: Planeación Municipal
Alcaldía de San Francisco - Departamento del Putumayo

Asunto: Carta de responsabilidad estructural

Certifico que el diseño estructural del Centro de desarrollo Infantil, a construirse en el barrio Pablo Sexto de propiedad del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar en el municipio de San Francisco - Putumayo, fue diseñado siguiendo todos los requerimientos establecidos en las Normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sus actualizaciones y modificaciones. Que los resultados aparecen consignados tanto en la memoria de calculo como en los planos estructurales que forman parte de este proyecto. Se asume responsabilidad por los diseños siempre que sean respetados todas las especificaciones de materiales, secciones y refuerzo estipulados en los planos estructurales y memoria de calculo además que la construcción se realice bajo la supervisión de personal calificado.

Diseñador Responsable



Yolman Yasmany Yela Velasquez
Ingeniero Civil, Especialista en Geotecnia
Magister en Ingeniería Sísmica y Estructural
Mp: 52202-258044 NRÑ

DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCION, DEL CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL	Memoria de calculo
GISYE	Elaboración: Marzo de 2025 Contacto: yolman17yela@hotmail.com
Estructura: Muro de contención	Localización: San Francisco, Putumayo
	Elaboro: Ing. Esp. Magister. Y. Yela

1. Metodología de diseño
2. Especificaciones Geotécnicas y recomendaciones de cimentación
3. Especificaciones de diseño
4. Predimensionamiento

4.1 Geometría

5. Fuerzas Estabilizantes / Cargar para el muro en voladizo con zapatas
6. Fuerzas desestabilizantes
7. Chequeo de factores de seguridad
13. Chequeo de capacidad portante
14. Chequeo de requerimientos mínimo de acero estructural
15. Conclusiones y Recomendaciones

1. Metodología de diseño

El diseño estructural de Muros de contención de concreto reforzado fabricados en situ, deben cumplir con las especificaciones conforme a los artículos aplicables de las presentes especificaciones de las normas Colombianas para el año 2024. Se deberán aplicar las cargas y combinaciones de carga especificadas para el tipo de estructura y la capacidad ultima de la estructura debe ser superior a los esfuerzos solicitados por las cargas de empuje.

1.1 Salvedades

Con respecto al régimen de responsabilidades civiles y teniendo encuentra la importancia del insumo entregado, se asume como cierta toda la información suministrada por la entidad contrate tanto del diseño vial como la informacion topografica.

2. Especificaciones Geotécnicas y recomendaciones de cimentación

2.1 Empresa Responsable:

2.2 Profesionales Responsables:

Yolman Yela , MP: 52202-258044

Ing. Civil / Especialista en geotecnia

2.3 Tipo de suelo

Suelo Tipo D

Capacidad portante del suelo : 17,2Ton/m2

Profundidad de desplante: 2,0m

Angulo de fricción interno del material: 25°

Peso especifico de diseño: 1650 kg/m3

2. Especificaciones Geotécnicas y recomendaciones de cimentación

2.4 Análisis de resultados

Después de revisada la información del informe geotécnico realizado por el Ingeniero Yolman Yela, se establecen las siguientes especificaciones de chequeo y diseño para los muros de contención.

- Con respecto a la capacidad portante del suelo:

El informe geotécnico establece que a partir de 1.5m de profundidad y para cualquier largo y ancho de zapata la capacidad máxima del suelo es de 16,6 ton/m2

- Con respecto a la profundidad de desplante:

El informe geotécnico establece que para garantizar la capacidad portante, las estructuras deben cimentarse a 1,5m de profundidad

- Con respecto a los parámetros de diseño para estructuras de contención:

El informe geotécnico muestra los resultados de los ensayos y el resumen de la información necesaria para el diseño de muros de contención

Peso especifico seco promedio del suelo:	1.65 ton/m3
Angulo de fricción interna del suelo:	25°

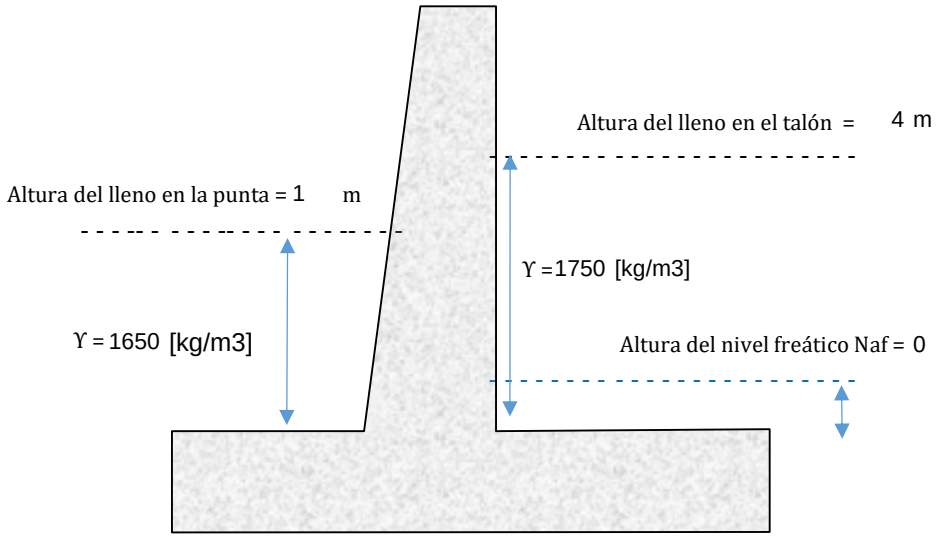
- Con respecto a las especificaciones de los materiales de lleno:

Peso especifico seco promedio del material de lleno:	1.65 ton/m3

3. Especificaciones de diseño

Diseño de Muros en Voladizo con Teoría de Rankie

Resistencia a la compresión del concreto	[Mpa]	21
Resistencia a la fluencia del acero	[Mpa]	420
Ancho aferente del muro	[m]	1
Altura del muro	[m]	4
Peso especifico del relleno	[kg/m3]	1750
Angulo de fricción interno del material	[º]	25
Peso especifico del material en caso de derrumbe	[kg/m3]	1590
Peso especifico del agua	[kg/m3]	1000
Peso especifico del suelo natural	[kg/m3]	1650
Angulo de inclinación del terreno	[º]	0
Pendiente de contra flecha	[1/m]	0%
Nivel de aguas máximo	[m]	0
Altura del relleno en la punta	[m]	1
Altura del relleno en el talón	[m]	4



4. Predimensionamiento

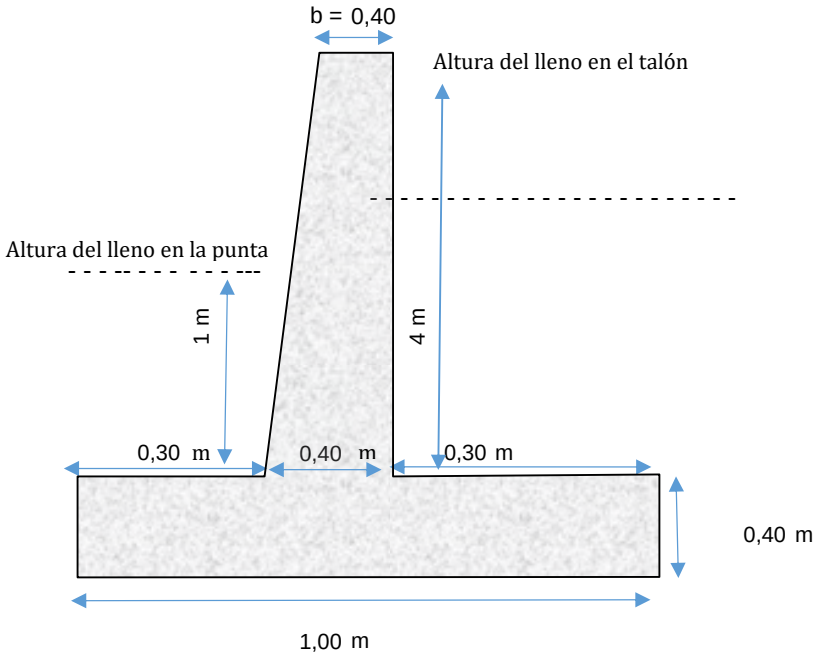
4.1 Geometría

Espesor del muro o vástago	[m]	0,40
longitud del talón	[m]	0,30
longitud de la punta	[m]	0,30
Longitud total de la zapata	[m]	1,00
Espesor de la zapata	[m]	0,40
Espesor de la base superior	[m]	0,40

Algunos autores consideran el espesor del vástago, como el valor entre el 5 y el 9% de la altura del muro

Algunos autores consideran el espesor de la zapata como el 9% de la altura de la altura total del muro

Se considera que la longitud total de la zapata esta comprendida entre el 50 y 70% de la altura de la altura total del muro



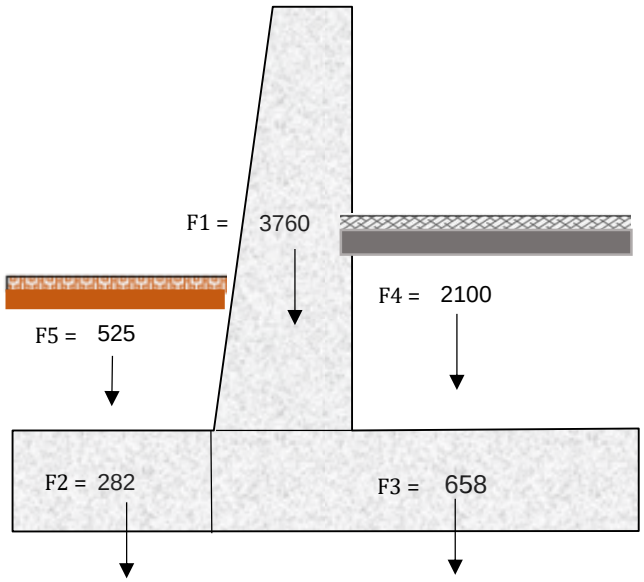
5. Fuerzas Estabilizantes / Cargar para el muro en voladizo con zapatas

5.1 Cargas Muertas

El análisis de carga se considera diferente para cada tipo de muro, para este caso tenemos

	Fuerza	Unidad	Fuerza	Brazo	Momento
F1	Peso del vástago	[kg]	3760	0,50	1880,0
F2	Peso Punta	[kg]	282	0,15	42,3
F3	Peso del talón	[kg]	658	0,85	559,3
F4	Peso del relleno en el T	[kg]	2100	0,85	1785,0
F5	Peso del relleno en la P	[kg]	525	0,15	78,8
	Total	[kg]	7325		4345

El brazo se medirá desde la puntera, tomando las distancias desde la mitad de la altura de la zapata



YOLMAN YELA
Consultores integrales

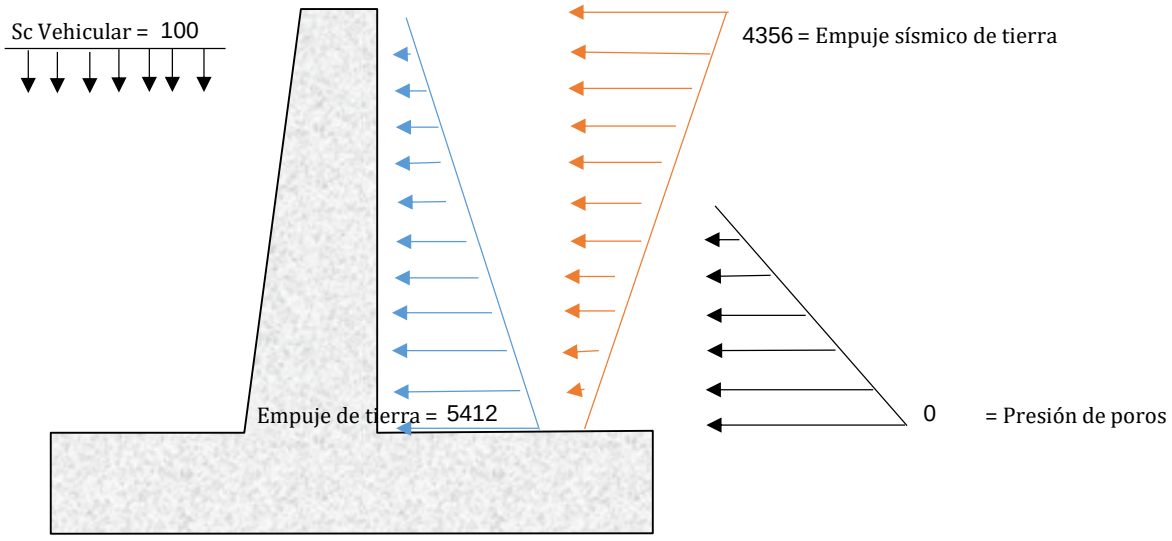
6. Fuerzas desestabilizantes

6.1 Factores de Empuje

Ka =	0,41	Factor de Empuje Activo horizontal
Kp =	2,43	Factor de Empuje pasivo
Ks	0,33	Coeficiente sísmico horizontal
Aa	0,3	Aceleración Horizontal pico efectiva
I	1	Coeficiente de importancia

	Fuerza	Unidad	Fuerza	Brazo	Momento
F7	Empuje de Tierra activo	[kg]	5412	1,33	7216
F8	Empuje sísmico Tierra	[kg]	4356	2,52	10977
F9	Presión de poros	[kg]	0	0,00	0
F10	Sobrecarga vehicular	[kg]	100	0	0
	Sumatoria total	[kg]	9868		18193

El brazo se medirá desde la puntera, tomando las distancias desde la mitad de la altura de la zapata



7. Chequeo de factores de seguridad

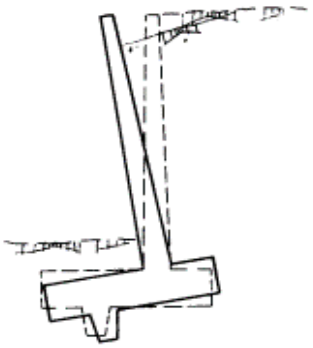
Volcamiento

Momentos Estabilizante	4345	kg
Momentos Desestabili	18193	kg

Fs = 0,2

Fs = 10,0

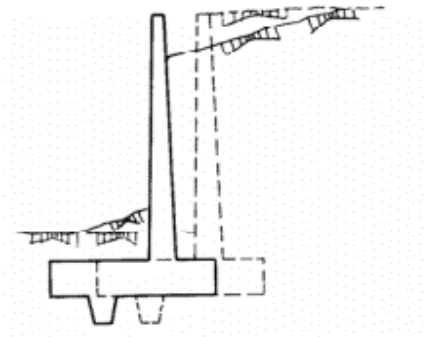
No existe posibilidad de volcamiento porque el muro esta apuntaladalo de un muro frontal, ver plano



Excentricidad

e<B/6, la excentricidad se mide con respecto al centroide

e =	2,390
B =	1,000
e/B =	2,390



Deslizamiento

Fuerza Horizontal actuante	9868
Fuerza friccionante	7325

Fs = 0,74

Fs = 10,00

No existe posibilidad de deslizamiento porque el muro esta apuntaladalo de un muro frontal, ver plano

7. Chequeo de factores de seguridad

Con respecto a lo exigido por la tabla H.6.9-1 del titulo H de la norma NSR-10 se tienen los siguientes factores de seguridad indirectos.

7.1 Chequeo de factores de seguridad sin nivel freático

Tabla H.6.9-1

Condición	Construcción	Estático	Seudo / Estático
Volcamiento	>3	>3	>2
Excentricidad (e/B)	< 1/6	< 1/6	< 1/4
Deslizamiento	1,6	1,6	1,05

Condición de seguridad de la estructura existente

Estructura Existente	Construcción	Estático	Seudo / Estático
Volcamiento	10	10	2,01
Excentricidad (e/B)	0,066	0,065	0,21
Deslizamiento	10	10	2,24

Porcentaje de seguridad de capacidad / demanda

% Seguridad	Construcción	Estático	Seudo / Estático	Nota
Volcamiento	333%	333%	101%	**Satisfactorio**
Excentricidad (e/B)	252%	255%	118%	**Satisfactorio**
Deslizamiento	625%	625%	213%	**Satisfactorio**

8. Combinación de diseño

Por tratarse de un muro de contención cuya finalidad es resistir las cargar propias mas las solicitaciones de empuje del terreno natural y el nivel máximo de agua esperado en el sitio, se suponen los siguientes escenarios probables para determinar las posibles combinaciones de carga.

1. cargas muertas de empuje de tierra + solicitaciones sísmicas
2. cargas muertas de empuje de tierra + nivel máximo de agua
3. cargas muertas de empuje de tierra + Westergar + solicitaciones sísmicas
4. cargas muertas de empuje de tierra + presión de flujo en caso de avalancha si existiera

los factores de amplificación serán :

1.) 1.4 D
2.) 1.2D + 1.6 Agua
2.) 1.2D + 1.6Agua + 0.5 Empuje de tierras
3.) 1.4D + 0.5 M-O +0.5Wester
3.) 1.4D + 1 Empuje de tierra

El muro se diseñara como un elemento Shell think, con doble capa de acero, longitudinal y transversal.

9. Asignación de cargas de diseño

Tabla 1. Valores de carga para cada tramo de análisis

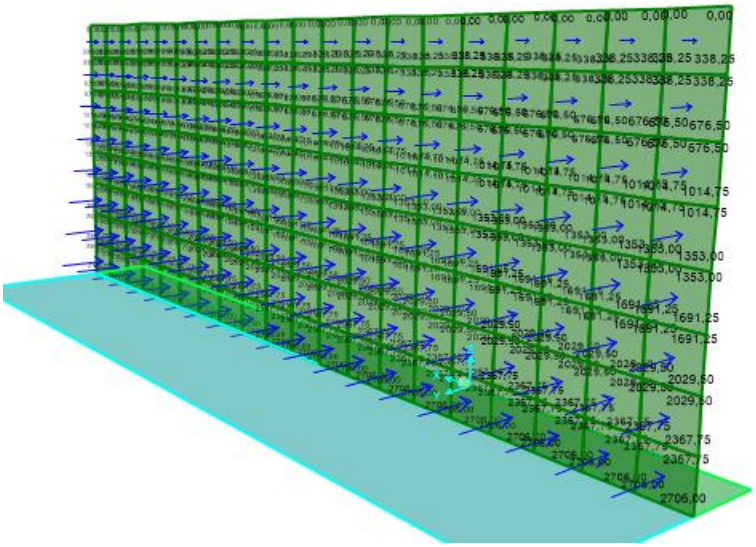
Tramo	Altura [m]	Emp tierra [kg/m]	Emp agua [kg/m]	Emp Sísmico [kg/m]	Empuje sísmico del agua [kg/m]
Tipo 1	4,00	2706	1000	2178,0	660
Tipo 2	3,00	2030	1000	1633,5	660

No se encontró nivel freático en el informe geotécnico, sin embargo es necesario la interpretación de los regímenes de lluvia en el sector, por lo tanto al muro de contención se le agrega la carga de presión de poros solo para fines de cuantía de acero

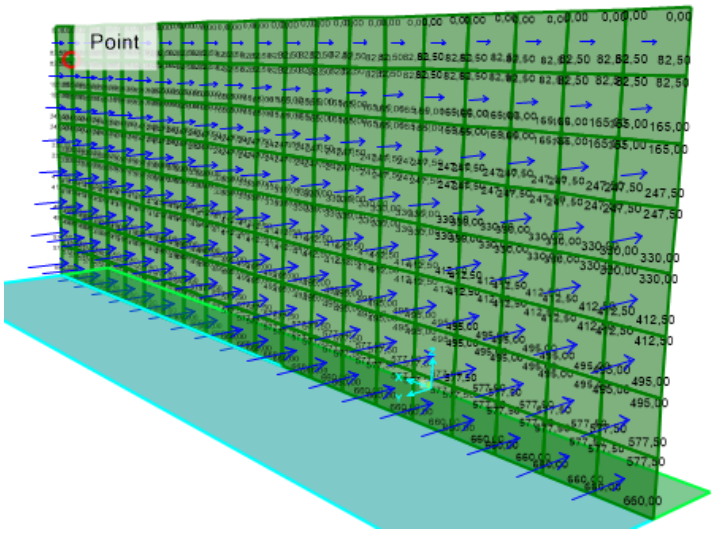
9. Asignación de cargas de diseño

Empuje de tierra en kg/m

Indicador en Kg/m2



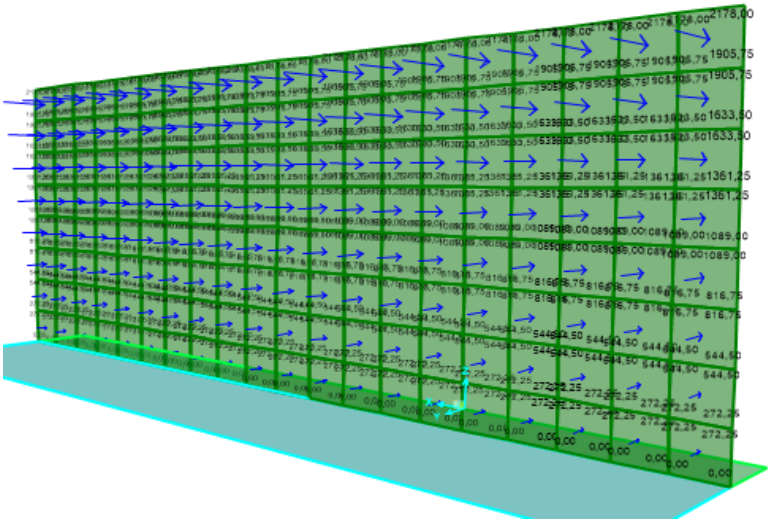
Empuje de agua en kg/m



9. Asignación de cargas de diseño

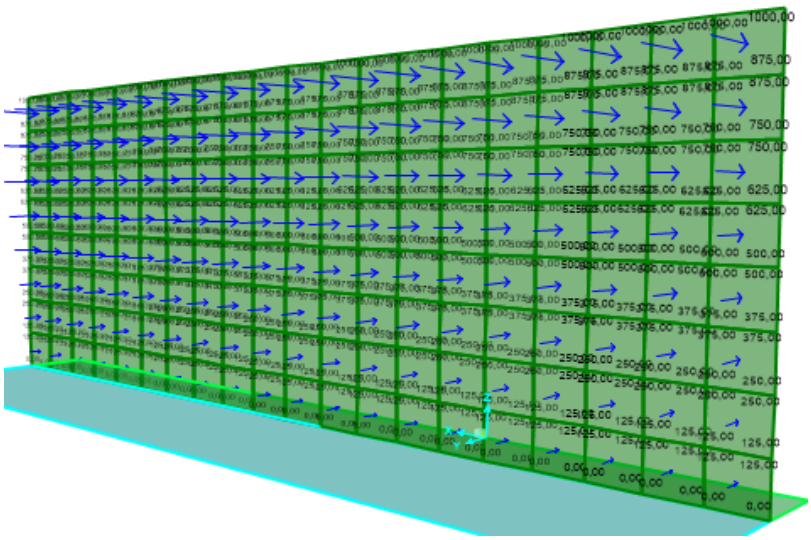
Empuje de tierra Sísmico en kg/m

Indicador en Kg/m2



Empuje de agua Sísmico en kg/m

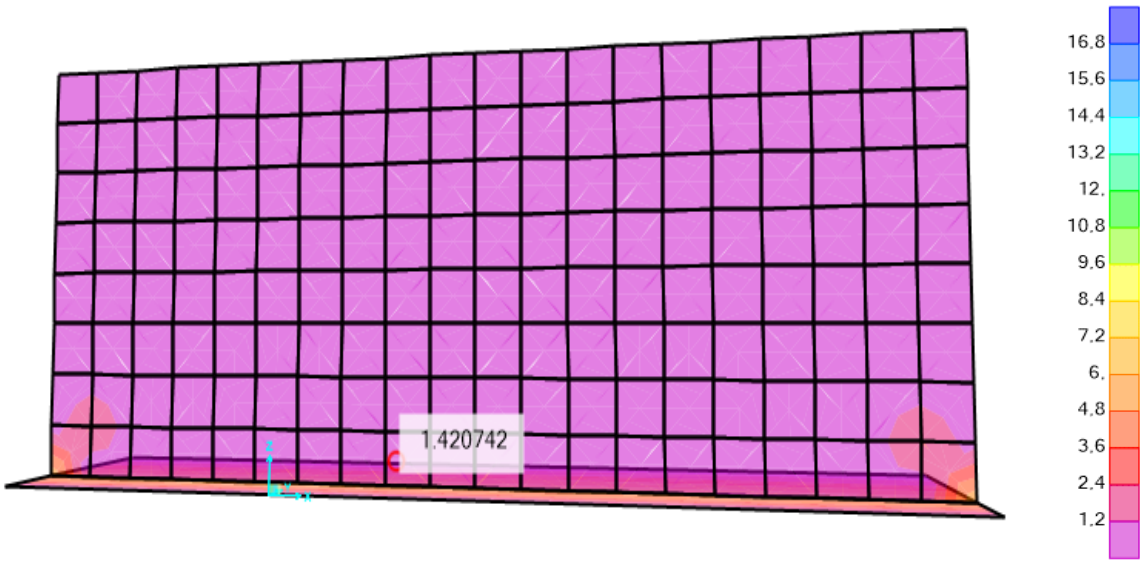
Indicador en Kg/m2



10. Modelamiento tridimensional y aceros requeridos

Dada la geometría del muro se opto por modelar el muro completo, algunas fuerzas y cargas de empuje podrían generar momentos que no se tendrían en cuenta si no se modelo la estructura general.

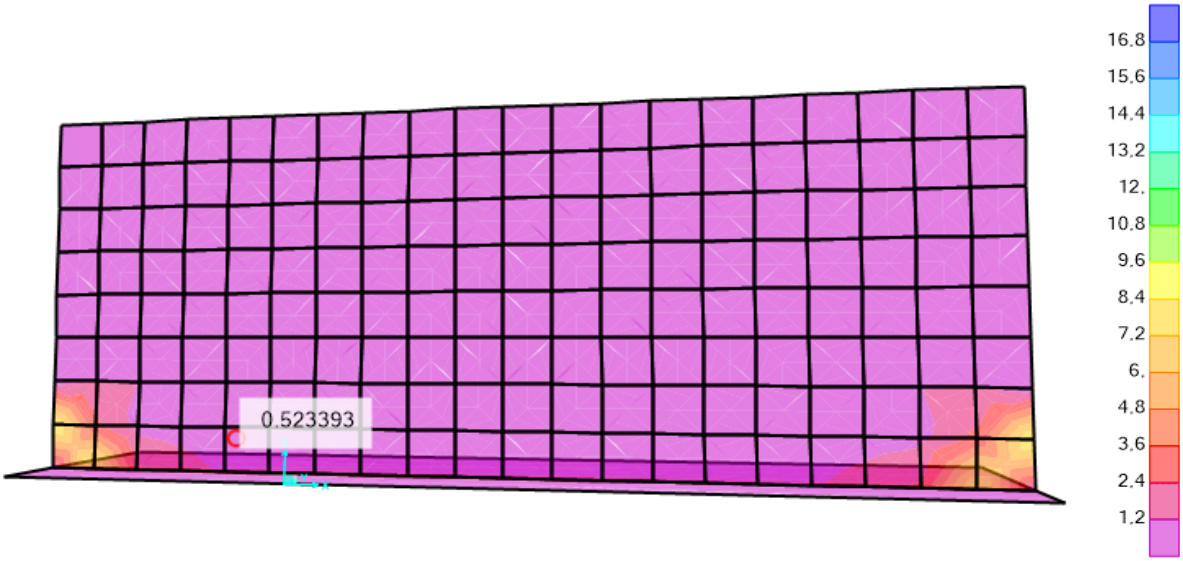
Acero longitudinal requerido según la envolvente de diseño



Se presentan los valores máximos de acero que se debe suministrar en el muro, la interpretación de los resultados indica que en promedio se deben instalar 1,42 mm2/mm, que traduce en 1420 mm2 de acero por cada metro longitudinal de muro, equivalente a 8#5@12cm, los resultados y análisis finales se presentan en los planos estructurales

Acero transversal requerido según la envolvente de diseño

Indicador mm2/mm

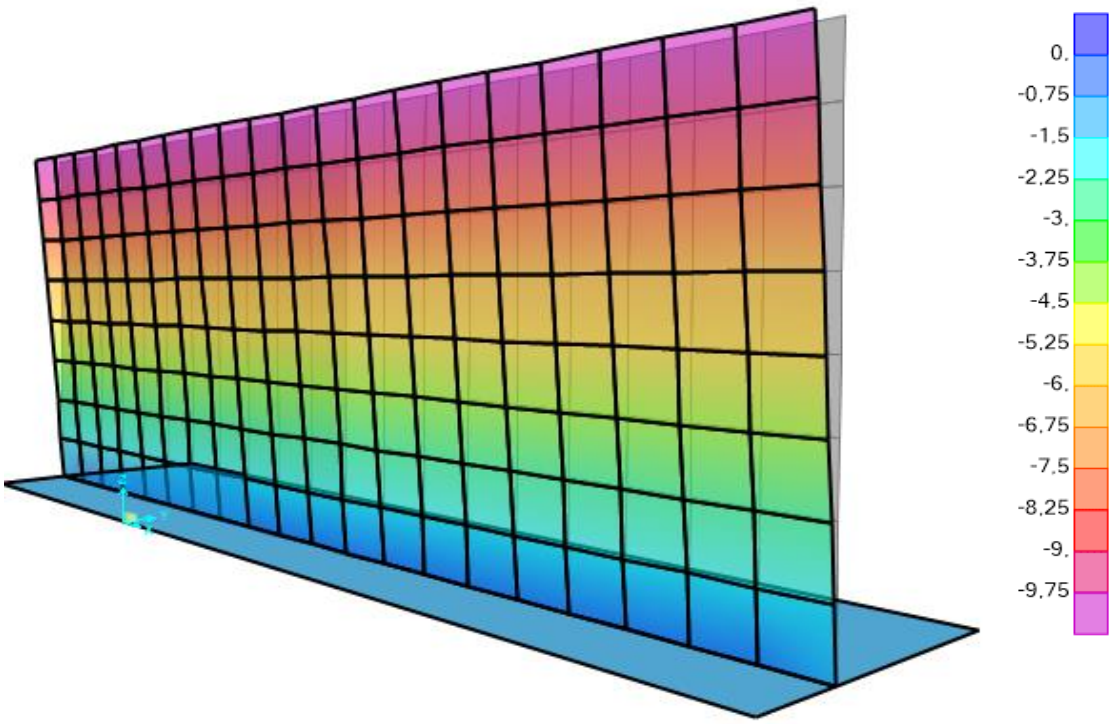


Se presentan los valores máximos de acero que se debe suministrar en el muro, la interpretación de los resultados indica que en promedio se deben instalar 0,52 mm2/mm, que traduce en 520mm2 de acero por cada metro longitudinal de muro, equivalente a 6#4@15cm, los resultados y análisis finales se presentan en los planos estructurales

11. Desplazamientos laterales

Para garantizar que la presión activa del suelo sobre el muro y la teoría de Rankie, el muro se debe desplazar al menos 0,001H, para movilizar la masa de suelo y pasar del reposo al estado activo del suelo.

Desplazamiento del muro



Se presentan los valores máximos del desplazamiento lateral del muro debido a la envolvente de diseño en términos generales el muro se desplaza como mínimo 5mm con respecto a la vertical y teniendo en cuenta que el desplazamiento mínimo para garantizar el estado activo del suelo es de 0.001H equivalente a 4mm, sé puede concluir que se garantiza el estado activo del suelo detrás del muro de contención

12. Chequeo estructural

12.1 Chequeos para muros de H = 4 m

Chequeo por flexión

$$\rho_b = 0.85 * f'c * \frac{B}{fy} * \frac{600372}{600732 + f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0{,}75 * p_b$$

$$B = 0.85$$

$$d = \sqrt{\frac{M\max}{\phi R_u\, b}}$$

$$R_U = \rho_{max}\, fy \left(1 - 0{,}59 * \rho\max^* \frac{fy}{fc}\right)$$

Cuantía balanceada = 0,036

F'c = 21 Mpa, Fy = 420 Mpa

Cuantía máxima = 0,027

Mu = 64 kn -m

Verificación de espesor mínimo de muro (d)

Ru = 7,7 Mpa

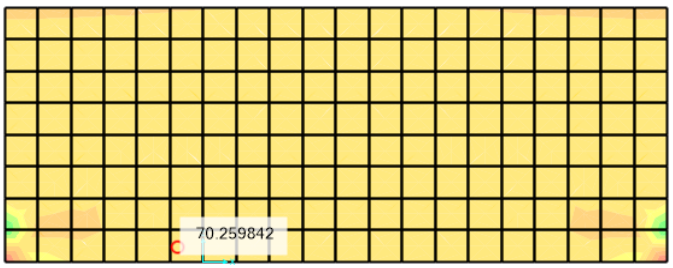
d mínimo =	0,24	m
d suministrado	0,32	m
Estado =	Satisfactorio	

Chequeo por cortante

$$Vc = 0{,}75 * 0{,}53\sqrt{fc}$$

Vu =	74	kn
Vc =	1820	kn
Vc >>> Vu		
Estado =	Satisfactorio	

Diagrama de momento máximo de diseño [Kn-m]



13. Chequeo de capacidad portante

Para determinar el factor de seguridad por perdida de la capacidad portante del suelo, es necesario determinar la carga máxima que la estructura le entrega al suelo y las dimensiones de la cimentación.

Peso de la estructura mas el lleno (P) :	7,33	ton
Largo de la zapata B :	1,00	m
Ancho aferente :	1,00	m
Esfuerzo entregado al suelo (P/B):	7,325	ton/m2
Capacidad portante del suelo (Máx.):	17,2	ton/m2
Factor de seguridad Fs:	235%	**Satisfactorio**

14. Chequeo de requerimientos mínimo de acero estructural

Con respecto a la cantidad de acero de refuerzo mínimo que debe instalarse en ambas direcciones para los muros de contención, la Norma NSR-10 capitulo C sección C.14.3.4 establece:

El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de C.14.3.2 y C.14.3.3, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante, de cuerdo con C.11.9.8 y C.11.9.9.

La cuantía mínima para refuerzo vertical ρv , es:			0,0015
La cuantía mínima para refuerzo horizontal ρt, es:			0,0020
b =	1000	mm	Ancho aferente
d =	325	mm	Espesor del muro

Acero mínimo que se debe instalar en el muro de contención

Refuerzo vertical =	510	mm2xm
Refuerzo horizontal =	604,5	mm2xm

Acero instalado en los muros de contención

Refuerzo vertical =	1600	mm2xm
Refuerzo horizontal =	725	mm2xm

Cuantía vertical :	314%	**Satisfactorio**
Cuantía horizontal:	120%	**Satisfactorio**

15. Conclusiones y Recomendaciones

Con respecto al uso de materiales y al control de calidad se recomienda y concluye:

Control de Calidad de los Materiales

Deben realizarse ensayos sobre muestras representativas de los materiales de construcción cumpliendo las sigueintes normas:

ACERO DE REFUERZO

- El refuerzo corrugado debe cumplir la Norma NTC 2289
- La malla electrosoldada debe cumplir la norma NTC 2310

CONCRETO

Los agregados para concreto deben cumplir la norma NTC 174
La elaboracion y curado del concreto debe cumplir la norma NTC 550
El ensayo de resistencia a la compresión de cilindro deben cumplir la norma NTC 673
El concreto premezclado debe cumplir la norma NTC 3318 o NTC 4027

15. Conclusiones y Recomendaciones

Con respecto a los procesos constructivos se recomienda y concluye:

1. Durante el proceso constructivo el propietario de la edificación. el constructor o el interventor deberán informar oportunamente al ingeniero de suelos o geotecnista. para verificar: los parámetros utilizados referentes a la calidad de suelo. la ubicación de la profundidad del estrato resistente. el tipo de cimentación y para ajustar las recomendaciones referentes a las fundaciones.
2. Se deberá informar oportunamente al ingeniero calculista. para realizar los ajustes necesarios por modificaciones en condiciones del subsuelo.
3. El sistema de cimentación esta conformado por un entramado de vigas de fundación dispuestas en direcciones principales y bajo cada muro no estructural..
4. Durante el proceso de excavación. se debe proteger la superficie para evitar alterar las condiciones de humedad de las excavaciones, para lo cual se recomienda el uso de una cubierta plástica en época de lluvias y aplicación de una lechada en los cortes de la excavaciones.
5. Una vez alcanzado el estrato resistente, se debe proceder a aplicar sobre el fondo un salado en mortero 1:6 para evitar alterar las condiciones del subsuelo.
6. Durante el proceso de armado de las vigas de fundación, se debe tener especial cuidado para dejar en su punto exacto las barras de refuerzo de las columnas.
7. Cualquier modificación en especificaciones, detalle de refuerzo, y de mas condiciones del diseño estructural será responsabilidad de quien la ordene y la ejecute.
8. La longitud de la varilla no incluye la longitud del gancho.
9. Donde se especifique gancho y no se especifique medida se utilizara gancho estándar.
10. En todos los extremos o remates finales del refuerzo longitudinal, de vigas, de pedestales, dovelas de muros y en general, de todos los elementos de la estructura deben de llevar gancho.
11. No se permite soldar el refuerzo.
12. Se debe colocar estribos de figuración o constructivos cuando se indiquen y sean requeridos en obra.
13. Todas las medidas están en metros y a menos que se indique otra unidad.
14. Durante la ejecución del proyecto se debe garantizar la participación directa de un profesional en el área de estructuras, que revise el proceso constructivo se encuentren acorde con la concepción de los diseños y realize las recomendación para cumplir con el mismo.
15. La cimentación debe estar aprobada por el ingeniero geotecnista.
16. Todas las platinas y ángulos que hagan parte de la estructura metálica de entrepiso deben poseer anticorrosivo tipo epoxipoliamida de 50 micrones y pintura de acabado de 50 micrones.

Memorias de Cálculo

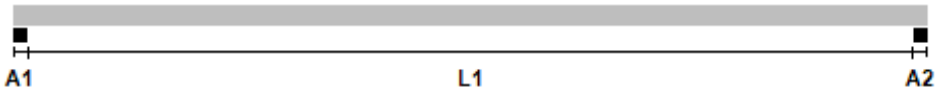
Proyecto: Centro de Desarrollo Infantil / San Francisco
Ingeniero_ Y. Yela / abril/ 2025

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE CORREAS

PHR Cajón 203 x 67 x 19 (1.50 mm)
con Fy = 35.15 Kgf/mm² cada 1.70 m sin arriostramiento interior.

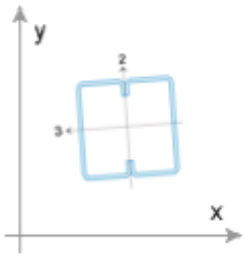
SECCION LONGITUDINAL

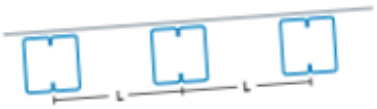


L1	6.00 m
A1	0.10 m
A2	0.10 m

CONFIGURACION	
TIPO DE CARGA	DISTRIBUIDA
Carga muerta	50.00 Kgf/m²
Peso propio correa	8.45 Kgf/m
Carga viva	50.00 Kgf/m²
Carga granizo	0.00 Kgf/m²
Viento compresión (Perpendicular)	60.00 Kgf/m²
Viento succión (Perpendicular)	60.00 Kgf/m²
Pendiente sección transversal	4.004° = 7.0000%

SECCION TRANSVERSAL





L = 1.70 m

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION				
	Apoyos		Interiores	
Ejes locales	3	2	3	2
Resistente (Kgf.m)	1904.0419	810.5460	1904.0419	810.5460
Calculado (Kgf.m)	1.1875E-04	9.3750E-06	1388.5555	80.5904

REPORTE CORTANTE		
Ejes locales	2	3
Resistente (Kgf)	3379.0315	6492.1445
Calculado (Kgf)	908.6624	52.7379

REPORTE DEFLEXION		
Deflexiones máximas	Instantanea	Permanente
Admisible (m)	0.0226	0.0000
Calculado (m)	0.0111	0.0000

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

COMBINACIONES DE CARGA					
No	Muerta	Viva	Granizo	Viento compresión	Viento succión
1	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000
3	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	0.0000
4	1.2000	1.6000	0.0000	0.5000	0.0000
5	1.2000	0.0000	1.6000	0.5000	0.0000
6	1.2000	1.6000	0.0000	0.0000	0.5000
7	1.2000	0.0000	1.6000	0.0000	0.5000
8	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	1.0000
9	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	1.0000
10	1.2000	0.5000	0.0000	1.0000	0.0000
11	1.2000	0.0000	0.5000	1.0000	0.0000
12	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
13	0.9000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000

REACCIONES - EJES GLOBALES (Kgf-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

APOYO 1		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	-7.9936E-07	285.0213
Viva de Cub.	4.0697E-07	259.2500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	-21.7229	310.3407
Viento Succion	21.7229	-310.3407
Comb. 1	-6.4727E-07	399.0298
Comb. 2	3.1740E-07	471.6505
Comb. 3	-1.9029E-06	342.0255
Comb. 4	-10.8615	911.9958
Comb. 5	-10.8615	497.1959
Comb. 6	-10.8615	911.9958
Comb. 7	-10.8615	497.1959
Comb. 8	-21.7229	781.9912
Comb. 9	-21.7229	652.3662
Comb. 10	-21.7229	781.9912
Comb. 11	-21.7229	652.3662
Comb. 12	-21.7229	566.8598
Comb. 13	-21.7229	566.8598

APOYO 2		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	-7.9936E-07	285.0213
Viva de Cub.	4.0697E-07	259.2500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	-21.7229	310.3407
Viento Succion	21.7229	-310.3407
Comb. 1	-6.4727E-07	399.0298
Comb. 2	3.1740E-07	471.6505
Comb. 3	-1.9029E-06	342.0255
Comb. 4	-10.8615	911.9958
Comb. 5	-10.8615	497.1959
Comb. 6	-10.8615	911.9958
Comb. 7	-10.8615	497.1959
Comb. 8	-21.7229	781.9912
Comb. 9	-21.7229	652.3662
Comb. 10	-21.7229	781.9912
Comb. 11	-21.7229	652.3662
Comb. 12	-21.7229	566.8598
Comb. 13	-21.7229	566.8598

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Kgf-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

APOYO 1				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	19.9019	284.3256	0.0000	-3.1250E-05
Viva de Cub.	18.1024	258.6172	5.8594E-06	-3.1250E-05
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	311.1000	0.0000	-6.2500E-05
Viento Succion	0.0000	311.1000	0.0000	-6.2500E-05
Comb. 1	27.8627	398.0558	0.0000	-4.3750E-05
Comb. 2	32.9335	470.4993	2.9297E-06	-5.3125E-05
Comb. 3	23.8823	341.1907	0.0000	-3.7500E-05
Comb. 4	52.8462	910.5283	9.3750E-06	-1.1875E-04
Comb. 5	23.8823	496.7407	0.0000	-6.8750E-05
Comb. 6	52.8462	910.5283	9.3750E-06	-1.1875E-04
Comb. 7	23.8823	496.7407	0.0000	-6.8750E-05
Comb. 8	32.9335	781.5994	2.9297E-06	-1.1563E-04
Comb. 9	23.8823	652.2907	0.0000	-1.0000E-04
Comb. 10	32.9335	781.5994	2.9297E-06	-1.1563E-04
Comb. 11	23.8823	652.2907	0.0000	-1.0000E-04
Comb. 12	17.9117	566.9930	0.0000	-9.0625E-05
Comb. 13	17.9117	566.9930	0.0000	-9.0625E-05

APOYO 2				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	19.9019	284.3256	0.0000	-3.1250E-05
Viva de Cub.	18.1024	258.6172	5.8594E-06	-3.1250E-05
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	311.1000	0.0000	-6.2500E-05
Viento Succion	0.0000	311.1000	0.0000	-6.2500E-05
Comb. 1	27.8627	398.0558	0.0000	-4.3750E-05
Comb. 2	32.9335	470.4993	2.9297E-06	-5.3125E-05
Comb. 3	23.8823	341.1907	0.0000	-3.7500E-05
Comb. 4	52.8462	910.5283	9.3750E-06	-1.1875E-04
Comb. 5	23.8823	496.7407	0.0000	-6.8750E-05
Comb. 6	52.8462	910.5283	9.3750E-06	-1.1875E-04
Comb. 7	23.8823	496.7407	0.0000	-6.8750E-05
Comb. 8	32.9335	781.5994	2.9297E-06	-1.1563E-04
Comb. 9	23.8823	652.2907	0.0000	-1.0000E-04
Comb. 10	32.9335	781.5994	2.9297E-06	-1.1563E-04
Comb. 11	23.8823	652.2907	0.0000	-1.0000E-04
Comb. 12	17.9117	566.9930	0.0000	-9.0625E-05
Comb. 13	17.9117	566.9930	0.0000	-9.0625E-05

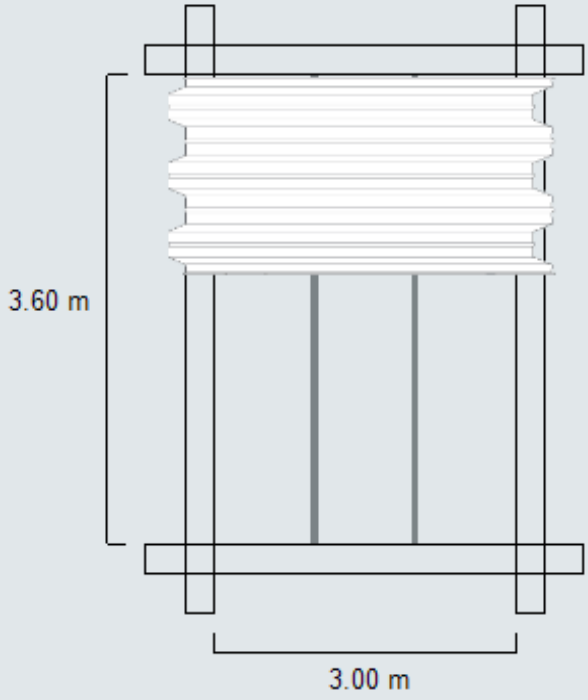
Memorias de Cálculo

Proyecto: Centro de Desarrollo Infantil
Ingeniero: Y. Yela
Marzo de 2025

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE VIGUETAS

2 Viguetas a 1.00 m Perfil PHR 203 x 67 x 19 (1.50 mm)
Cajón con Fy = 35.15 Kgf/mm².



MD 2 Calibre: 22. Esp: 0.75 mm.



As = ρ x h x b

82.5 mm² = 0.00075 x 110 mm x 1000 mm

CONFIGURACION	
Carga Muerta	320.00 Kgf/m²
Peso propio placa con Metaldeck	205.43 Kgf/m²
Peso propio de Perfiles	8.45 Kgf/m²
Carga Muerta Total	533.88 Kgf/m²
Carga Viva	200.00 Kgf/m²
Reacción carga Muerta por Viga	960.98 Kgf
Reacción carga Viva por Viga	360.00 Kgf
Apoyos	Monoliticos o a tope

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION	
Resistente (Kgf.m)	1904.0419
Calculado (Kgf.m)	1556.2539

REPORTE CORTANTE	
Resistente (Kgf)	3379.0315
Calculado (Kgf)	2007.4023