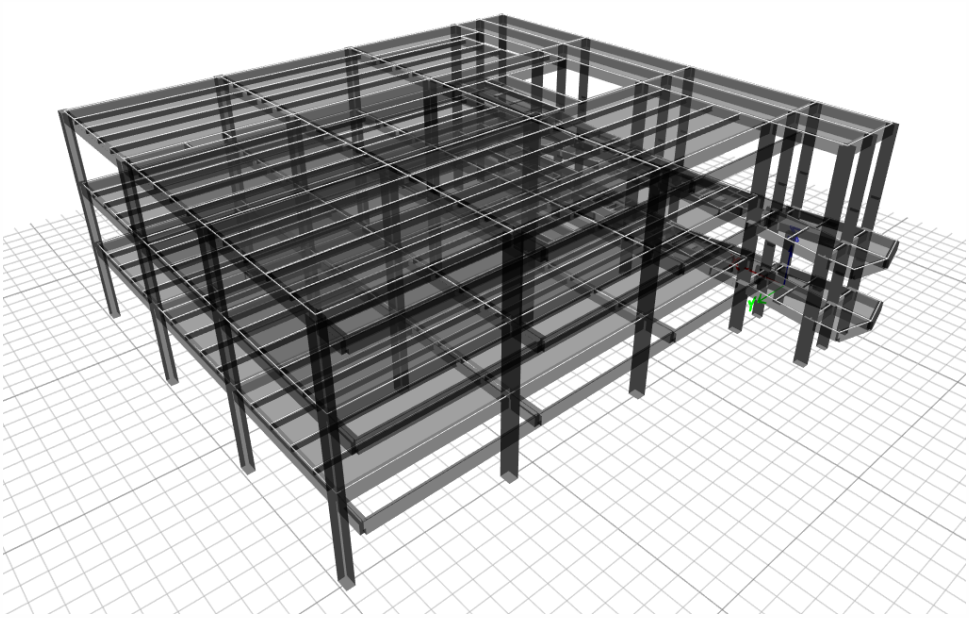
2401-BCA
ARQ. AMAURY ARROYO
CRA 38 # 62-02, BARRIO LA ESPERANZA
BARRANCABERMEJA, SANTANDER

DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIÓN DE TRIPLE ALTURA EN SISTEMA DE PÓRTICOS RESISTENTE A MOMENTO CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO); ENTREPISO EN STEEL DECK. BARRANCABERMEJA – SANTANDER



DISEÑADOR ESTRUCTURAL:
ING. RAFAEL MATIAS SENEGAL ALEMAN
TP. 08202-17545 ATL

REVISOR ESTRUCTURAL:
ING. KAREN LISBETH VIDAL CERVANTES
TP. 22202-324069 COR

MAYO DE 2024

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

BARRANCABERMEJA, MAYO DE 2024

Señores:
CURADURIA URBANA
Ciudad

Yo, ***RAFAEL MATIAS SENEGAL ALEMAN,*** ingeniero civil con Matrícula Profesional **08202-17545 ATL,** debidamente registrado en el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería y sus profesiones afines, presento el informe de reconocimiento estructural, elaborado de acuerdo con los requerimientos de la ***NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, LEY 400 DE 1997 (MODIFICA LEY 1229 DE 2008, DECRETO 926 DE 2010 Y*** **DECRETO 092 DE ENERO DE 2011**, para el proyecto **ESTUDIO Y DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA INSTITUCIONAL DEL COLEGIO 26 DE MARZO SEDE LA ESPERANZA** bajo la consultoría "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA INSTITUCIONAL DE EDUCACIÓN EN LAS SEDES EDUCATIVAS DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS OFICIALES DEL DISTRITO DE BARRANCABERMEJA" **, proyecto ubicado en la carrera CALLE 63A Y CALLE 60B CON CARRERA 38, barrio la Esperanza en el Distrito de Barrancabermeja – Santander.**

Declaro que asumo la responsabilidad por los perjuicios que causa de ellos puedan deducirse, exonerando a esta Curaduría Urbana de cualquier responsabilidad.

Por medio de la presente, certifico que para el proyecto objeto de reconocimiento se estudió el potencial efecto nocivo de la interacción con las edificaciones vecinas colindantes, en cumplimiento del numeral A.6.5.2.3 (g) de la **NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10**, tomando las medidas necesarias para el presente estudio.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por esta oficina no constituye una aprobación al Diseño Estructural, sino una verificación del cumplimiento de la **NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10**.

Atentamente,



ING. RAFEL MATIAS SENEGAL ALEMAN
C.C. 13.887.165 de Barrancabermeja
M.P. 08202-17545 ATL
Tel. 3102245151

TABLA DE CONTENIDO

1. NORMA, OBJETIVO Y ALCANCE 6
NORMA APLICABLE 6
OBJETIVO 6
ALCANCE 6
2. CONSIDERACIONES Y ESPECIFICACIONES 7
SISTEMA ESTRUCTURAL: 7
ANALISIS SISMICO: 7
METODO DE ANÁLISIS: 7
DATOS DE DISEÑO: 7
ESTUDIO GEOTECNICO Y CIMENTACIONES: 7
NOTAS: 7
3. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS 8
3.1 PRE-DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL 8
3.2 CHEQUEO DE DEFLEXIONES 9
3.3 DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES EN MODELO ESTRUCTURAL 10
3.3.1. Materiales 10
3.3.2. Elementos tipo frame pórtico en concreto y acero 11
3.3.3. Elementos tipo Shell 12
4. CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA 17
4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO 17
4.2 PESO DE LA EDIFICACIÓN 17
4.3 ESPECTRO DE ACELERACIÓN 18
4.4 DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA POR NIVEL 18
4.4.1. Fuerza sísmica en X 19
4.4.2. Fuerza sísmica en Y 20
5. CÁLCULO DE DERIVAS 21
5.1 VERIFICACIÓN DE DERIVAS 21
6. UMBRAL DE DAÑO 23
7. CHEQUEO DE IRREGULARIDADES 24
7.1 VERIFICACIÓN DE AUSENCIA DE REDUNDANCIA 24
7.1.1. Verificación de ausencia de redundancia eje X 24
7.1.2. Verificación de ausencia de redundancia eje Y 24
7.2 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA 25

7.2.1. Irregularidad torsional 25
7.2.2. Retrocesos en las esquinas 27
7.2.3. Irregularidad del diafragma 27
7.2.4. Irregularidad por desplazamientos del plano de acción de elementos verticales 28
7.2.5. Irregularidad por sistemas no paralelos 28
7.3 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN ALTURA 29
7.3.1. Irregularidad de piso flexible 29
7.3.2. Irregularidad de distribución de masa 30
7.3.3. Irregularidad geométrica 30
7.3.4. Irregularidad por desplazamientos dentro del plano de acción 31
7.3.5. Irregularidad por piso débil 31
8. CARGAS DE DISEÑO 32
8.1 CARGAS PARA ENTREPISO EN ZONAS EDUCATIVAS. 32
8.2 EFECTOS DE ACELERACIONES VERTICALES 39
8.3 CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTA POR MAMPOSTERÍA 41
8.4 AVALÚO DE CARGAS DE CUBIERTA 41
8.4.1. Análisis de viento 41
9. FUERZA SÍSMICA REDUCIDA DE DISEÑO Y COMBINADA DE CARGA 45
9.1 COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA 45
9.2 COMBINACIONES DE CARGA 46
10. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 46
10.1 REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO 50
10.1.1. Refuerzo transversal mínimo en columna 50
10.2 CHEQUEO DE CORTANTE 52
10.3 CHEQUEO POR TORSIÓN 60
10.4 CHEQUEO DE COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL 63
11. DISEÑO DE ENTREPISO 63
12. DISEÑO DE ESCALERA 64
13. DISEÑO DE LOSA MACIZA – RAMPA 70
14. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 75
14.1 DISEÑO DE ZAPATA 77
14.1.1. Diseño de zapata céntrica 77
14.1.2. Diseño de zapata combinada 84
14.2 DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN 86
15. DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES 89

16. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA CONTRA EL FUEGO 95
17. ANEXOS 99
Anexo 1: Entre piso en SteelDeck 99
Anexo 2: Cubierta en placa 108
Anexo 3: Perfiles IPE-270 117
Anexo 4: Perfiles IPE-120 120

1. NORMA, OBJETIVO Y ALCANCE

NORMA APLICABLE

Ley 400 de 1997, por medio de la cual se adoptó el reglamento sobre construcción sismo resistente; Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, mediante la cual se expide el "REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NSR-10"; actualizado por los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 945 de 5 de junio de 2017. TITULO A.10

OBJETIVO

√ Establecer las cargas y solicitudes predominantes a la que estará sometida la estructura por el uso y por el diseño arquitectónico.

√ Definir y establecer las dimensiones y refuerzo mínimo requerido de los elementos estructurales según los requerimientos de la NSR-10 título C, capítulos C.8 y C.21 para el cálculo de edificios con capacidad especial de disipación de energía.

√ Dimensionar la cimentación según las cargas del proyecto, las combinaciones establecidas en el capítulo B.2.3 del título B de la NSR-10, siguiendo las recomendaciones establecidas en el estudio de suelos realizado.

ALCANCE

El presente proyecto tiene como alcance el diseño estructural de una edificación de tres niveles, en sistema de pórtico resistente a momentos con disipación de energía moderada DMO, con entrepiso en MetalDeck, según los requisitos mínimos sismo-resistentes de la norma aplicable vigente, "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente NSR-10" actualizado por los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 945 de 5 de junio de 2017.

2. CONSIDERACIONES Y ESPECIFICACIONES

SISTEMA ESTRUCTURAL:

Sistema de pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía moderada (DMO).

ANALISIS SISMICO:

- **Ubicación:** Santander – Barrancabermeja. (Calle 63a, calle 60b, cra 38, Barrio la Esperanza)
- **Tipos de Suelo:** Suelo tipo D
- **Uso de tipo III:** Estructura de ocupación especial (1.25)
- **Coeficiente de disipación de energía Ro:** R0=5.0

METODO DE ANÁLISIS:

- La estructura del proyecto se analizó por el método elástico de la rigidez con enfoque matricial, el cual considera que los materiales cumplen la ley de Hooke y las incógnitas son los desplazamientos.

DATOS DE DISEÑO:

- Peso unitario del concreto reforzado = 24 kN/m3.
- Las cargas contemplan peso propio (PP).

ESTUDIO GEOTECNICO Y CIMENTACIONES:

- **Cimentación:** Zapatas aisladas desplantadas a 1.50 m de profundidad, y serán enlazadas mediante vigas de cimentación; capacidad admisible del suelo a N-1.00 es 200 kN/m2
- La profundidad de cimentación y la capacidad portante del suelo deben ser supervisadas en obra por el ingeniero de suelos.

NOTAS:

- Verificar cotas y niveles en planos arquitectónicos y en obra.
- Todas las medidas están dadas en metros a menos que se indique lo contrario.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO REFORZADO:

• CONCRETO:	f'c=24.5 Mpa [3500psi]; Para todos los elementos estructurales
• ACERO DE REFERZO:	fy=420 Mpa [60000psi]; Para todas las barras corrugadas
• MALLA ELECTROSOLDADA:	fy=420 Mpa [60000psi]; Para todas las mallas

NOTAS:

1. La resistencia a la compresión del concreto, a los 28 dias, f'c=24.5Mpa (245 kgf/cm2 = 3500 psi), y debe obtenerse del promedio de dos cilindros estándar ensayados a los 28 dias.
2. El tamaño máximo del agregado grueso: 1" (2.5cm); la máxima relación agua / cemento de la dosificación de la mezcla: 0.45; la dosificación de la mezcla debe hacerse por peso y debe ser realizada por un laboratorio especializado utilizando los mismos materiales que van a usar en la obra.
3. El asentamiento máximo (Slump) es de 10cm o 4", pero no debe ser menor de 2.5cm (1").
4. Los ganchos de los estribos deben intercalarse, de manera que no queden siempre en el mismo extremo.

Ilustración 1: Especificaciones de materiales. Fuente: Propia.

3. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS

3.1 PRE-DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Teniendo en cuenta la configuración de la edificación, con un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, se procede a pre dimensionar los elementos tales como vigas y columnas.

Se pre dimensionan las vigas siguiendo las recomendaciones dadas en la tabla C.9.5 de la NSR-10, donde se dan las siguientes reglas básicas para determinar la altura mínima, para evitar deflexiones elásticas inmediatas y grandes deformaciones elastoplásticas a largo plazo.

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, **h**			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que **NO** soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Ilustración 2: Alturas mínimas de vigas no prees-forzadas. Fuente: NSR - 10.

Resultado de dimensionamiento de vigas:

TIPO DE APOYO	LUZ LIBRE	ESP.
Simplemente apoyados H=L/16	0.00	0.00
Con un extremo continuo H=L/18.5	8.30	0.45
Ambos extremos continuos H=L/21	8.50	0.40
En voladizo H=L/8	2.30	0.29
H de diseño=	0.45	
H Real [m]=	**0.50**	

3.2 CHEQUEO DE DEFLEXIONES

CHEQUEO DE DEFLEXIONES

Propiedades	
fy [MPa]	420.00
Es	200000
Deformación unitaria min. del acero (Єt)	0.002
fc [Mpa]	24.50
Ec [N/mm2] o [Mpa]	21525
Deformación unitaria max. del concreto (Єc)	0.003
Razon modulas [n]	9.29
Lambda (peso del concreto λ) [-] <C.2.1>	1
β1 (No puede ser menor a 0.65)	0.85
Densidad del concreto [KN/m3]	24.00

ACERO DE REFUERZO	
Acero suministrado con la combinación envolvente (As_env) [mm]	1136

Dimensiones de viga	
Ancho [m]	0.35
Alto [m]	0.5
Recubrimiento [m]	0.04
d [m]	0.46
Carga SM por Steel Deck y concreto [KN/m2]	1.9
Carga SM Aplicada Tabla B.3.4.3-1 [KN/m2]	6.3
Carga viva Aplicada en area [KN/m2]	5.0
Carga muerta (D) [N/m]	17256
Carga viva (L) [N/m]	8000
Carga de servicio (D+0.5L) [N/m]	21256
Longitud Aferente [m]	1.6
Luz viga (L) [m]	8.3
Inercia de la sección (Ig) [mm4]	3.65E+09
Modulo de ruptura del concreto (f'r) [MPa]	3.46
Distancia del eje centroidal de la sección a su fibra extrema a tensión (yt) [mm]	250
Momento de agretamiento (Magr) [N*m]	**50528.67**

* Se calculará el eje neutro y La inercia de la sección agrietada (Iagr) asumiendo el acero positivo suministrado y la sección trabajando simplemente reforzada

Eje Neutro [mm]	139.12
Ecuación cuadratica [Ver Mc corman pag. 47) = 0	0
Iagr [mm4]	1.40E+09
M+ D [N*m]	55977.7
Ie_D [mm4]	3.05E+09
δ_D [mm]	16.2317
M+ D+0.5L [N*m]	60346.4
Ie_D+0.5L [mm4]	2.72E+09
δ_D+0.5L [mm]	18.2212
δ_0.5L [mm]	1.9896
ξ∞	2

La ecuación tiene en cuenta el acero negativo suministrado

As' [mm2]	1420
ρ'	0.0088
λ∞	1.04

δ_LT [mm]	18.97
δmax Entrepiso ((D+0.5*L)/240) [mm]	34.58

3.3 DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES EN MODELO ESTRUCTURAL

3.3.1. *Materiales*

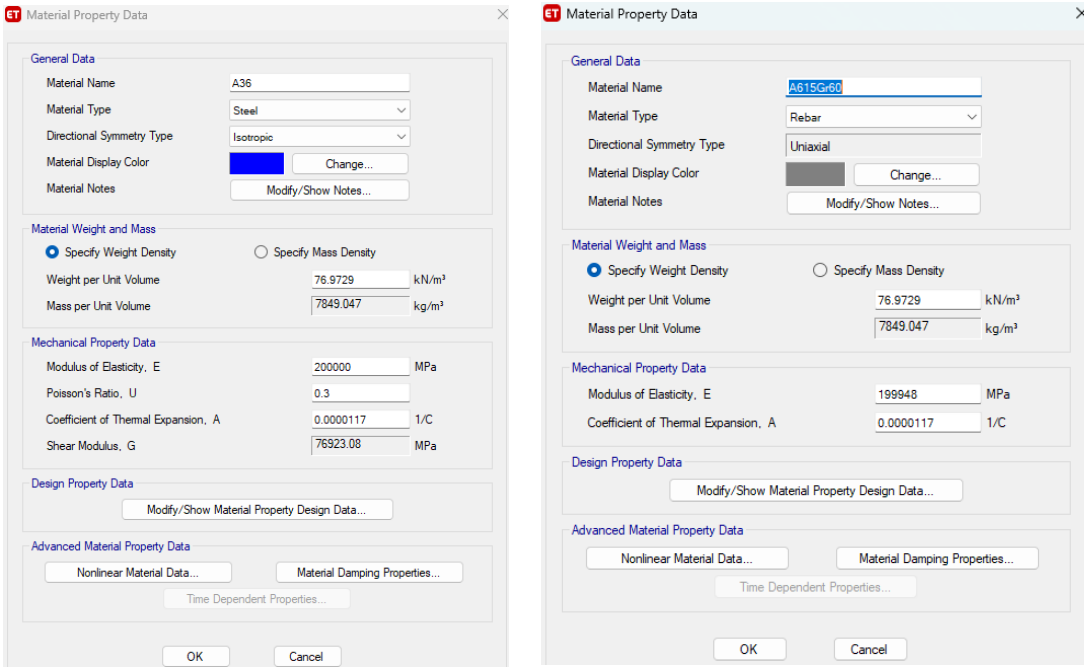


Ilustración 3: Definición de materiales. Acero estructural (izquierda) y acero de refuerzo (derecha). Fuente: ETABS.

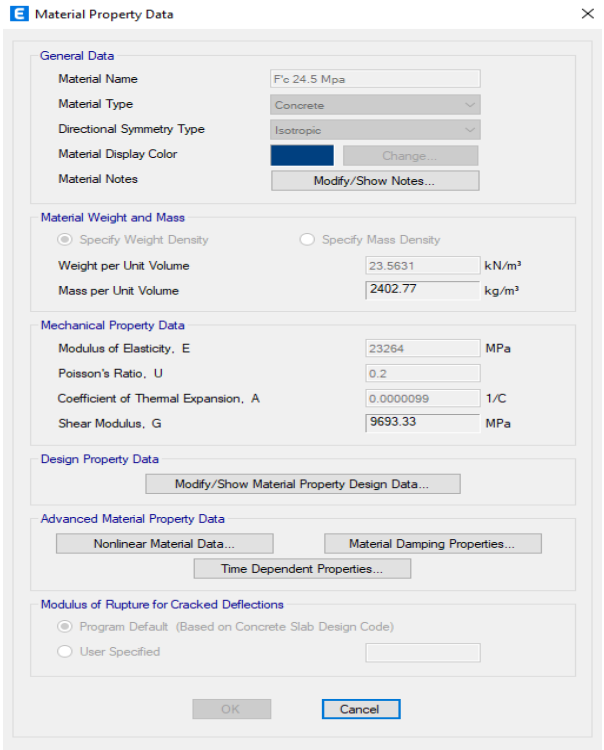


Ilustración 4: Definición de materiales. Concreto 3500 PSI. Fuente: ETABS.

3.3.2. *Elementos tipo frame pórtico en concreto y acero*



Ilustración 5: Definición de elementos pórtico en concreto. Fuente: ETABS.

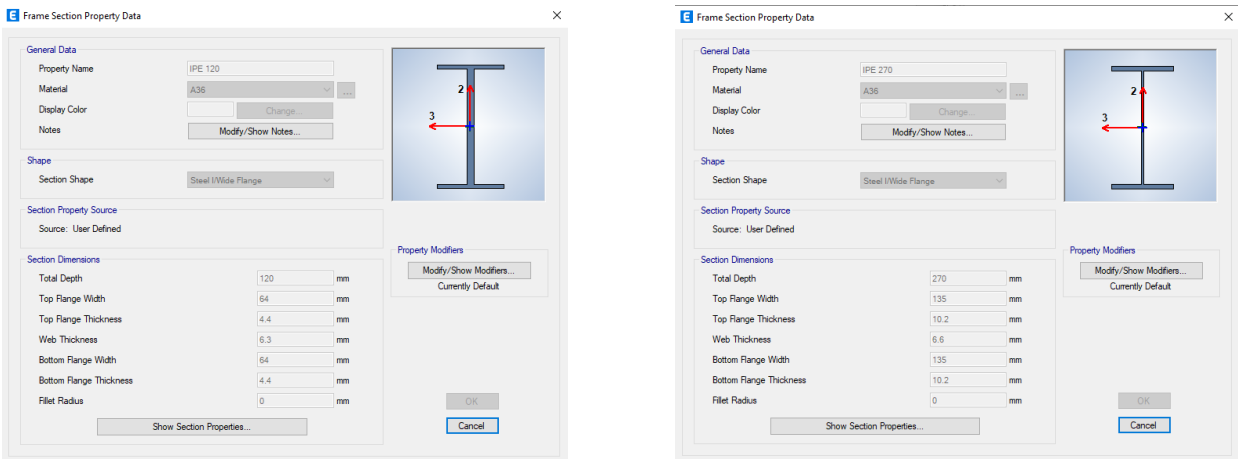


Ilustración 6: Definición de elementos estructurales metálicos. Fuente: ETABS.

3.3.3. Elementos tipo Shell

DATOS DE ENTRADA DE AREAS					
Nombre	**Tipo**	**Tipo de objeto**	**Material**	**Espesor [m]**	**Área [m2]**
SD 2” C 22 E10	Shell	Steel Deck	Concreto 24.5 Mpa y Acero formato en frío	0.10	1128.43
SD 2” C 22 E11	Shell	Steel Deck	Concreto 24.5 Mpa y Acero formato en frío	0.11	638.58
LM-10	Shell	Piso	Concreto 24.5 Mpa	0.10	737.78

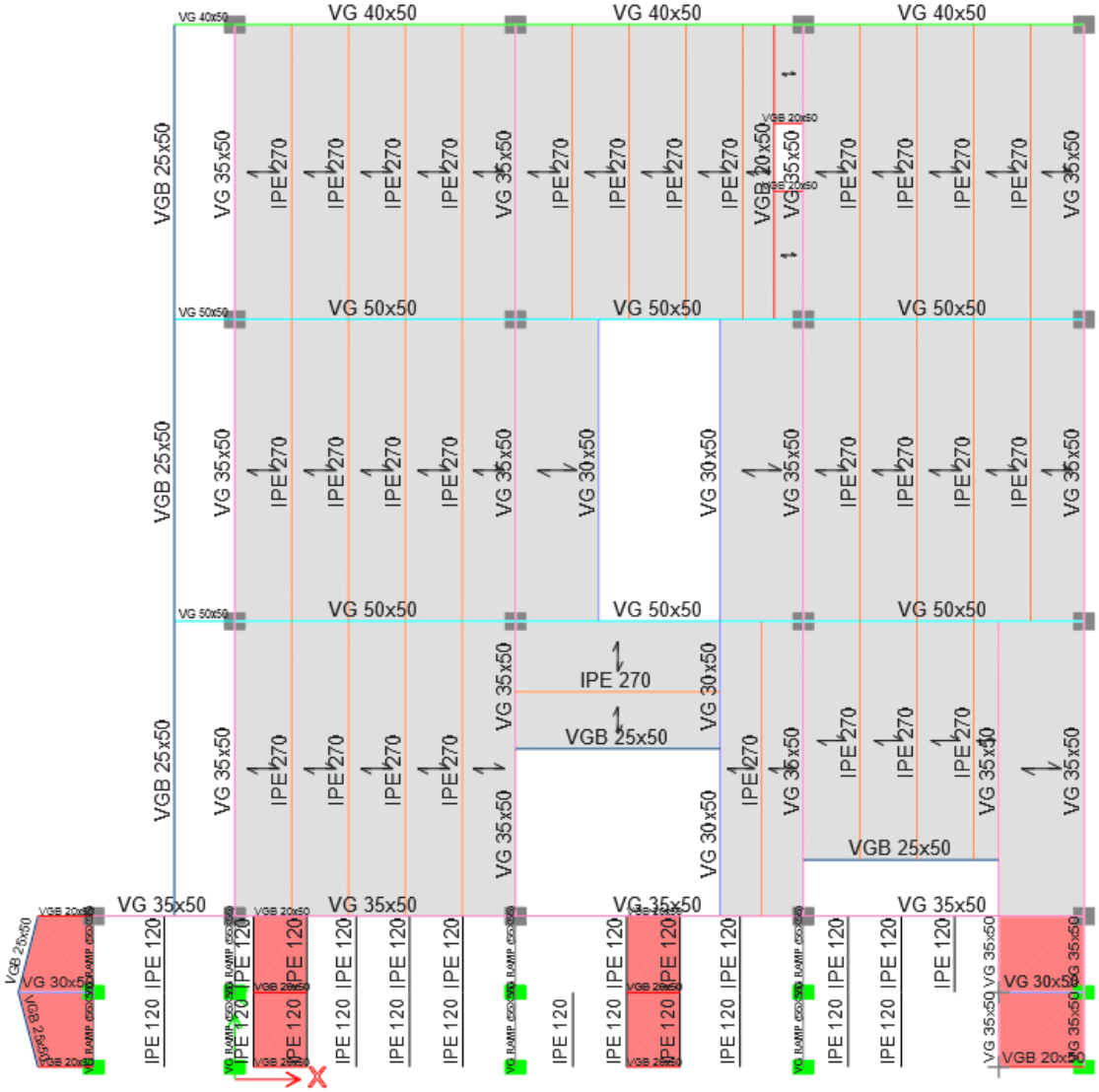


Ilustración 7: Asignación de frames en el segundo piso. Fuente: ETABS.

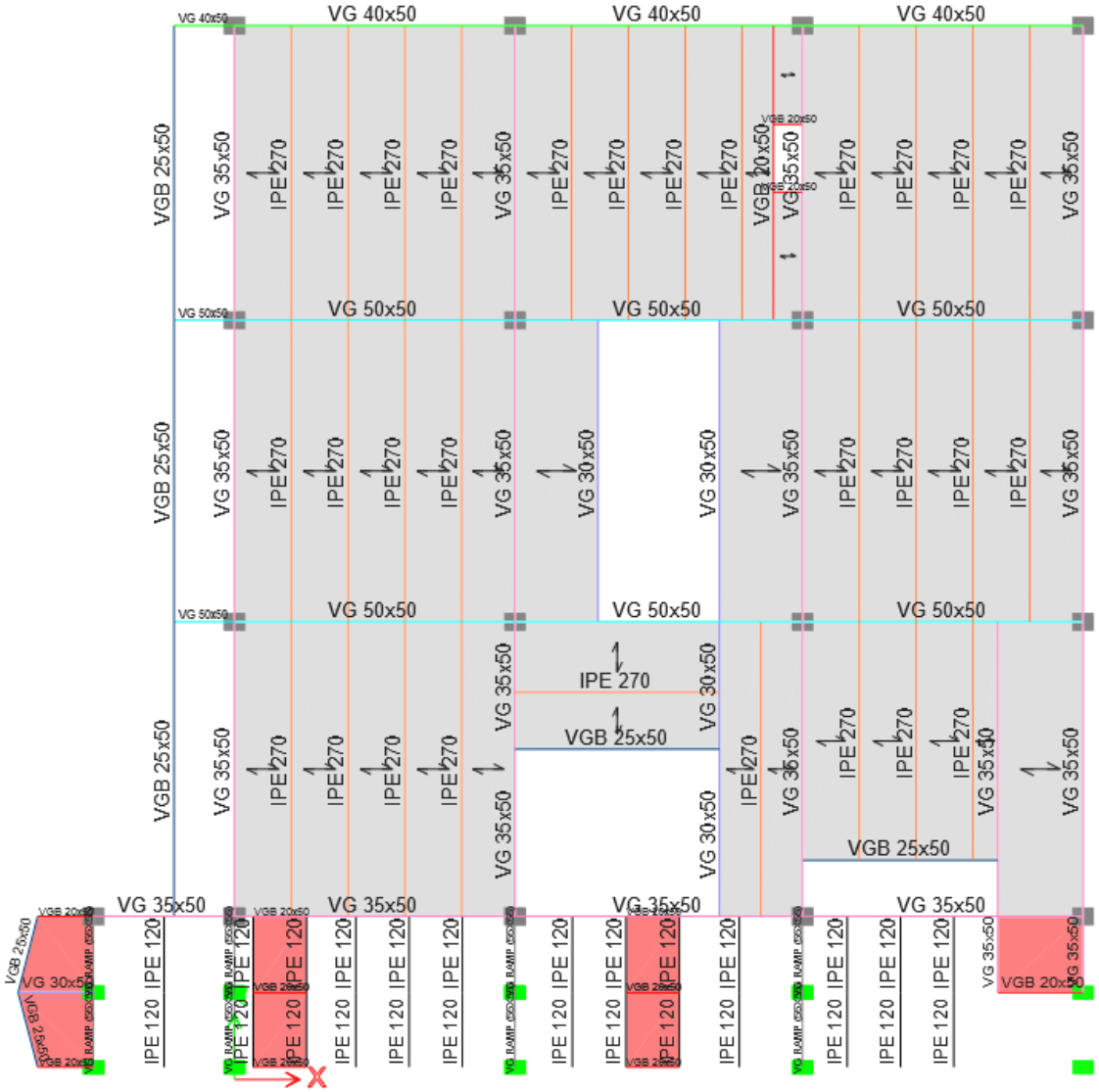


Ilustración 8: Asignación de frames en el tercer piso. Fuente: ETABS.

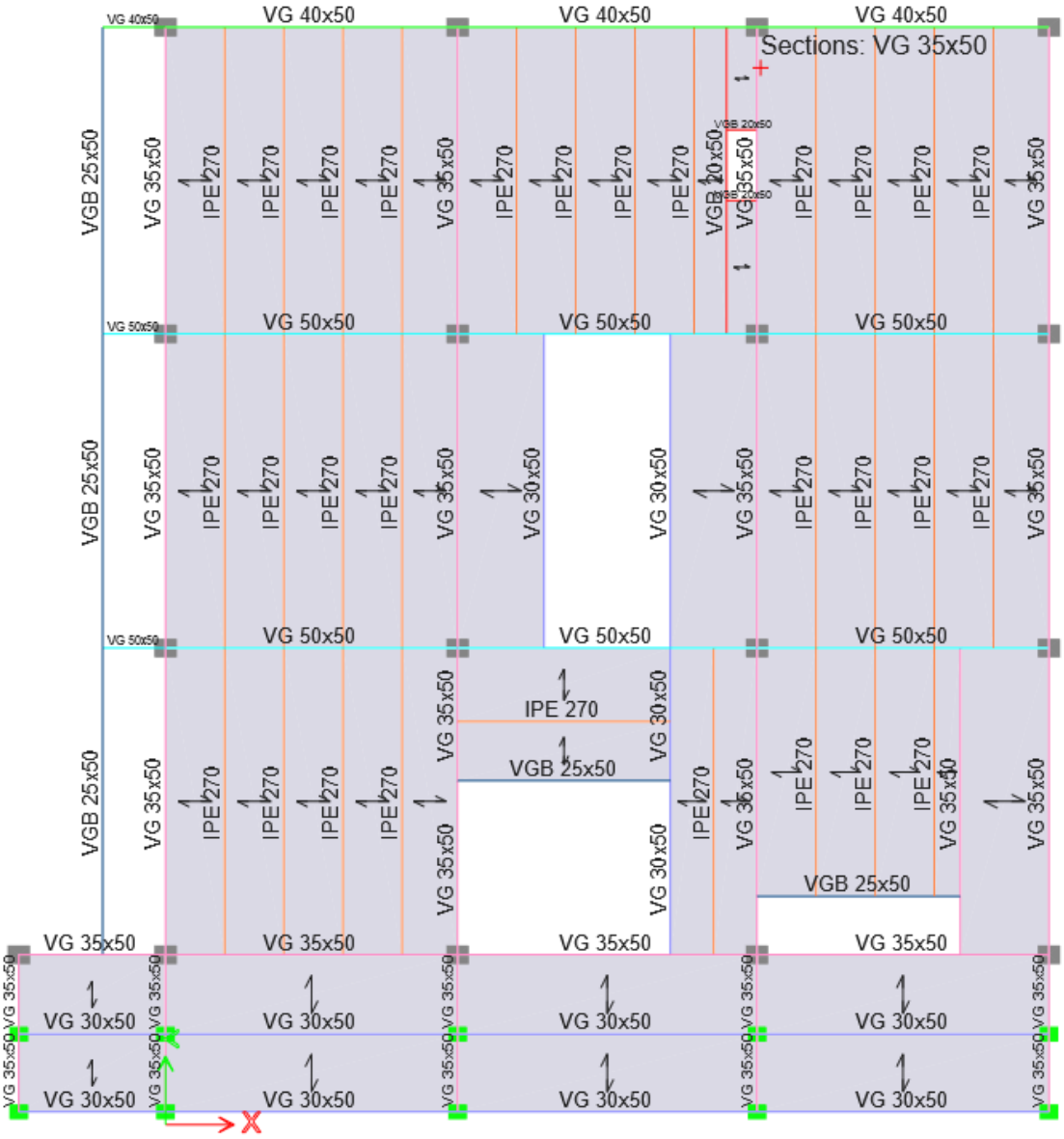
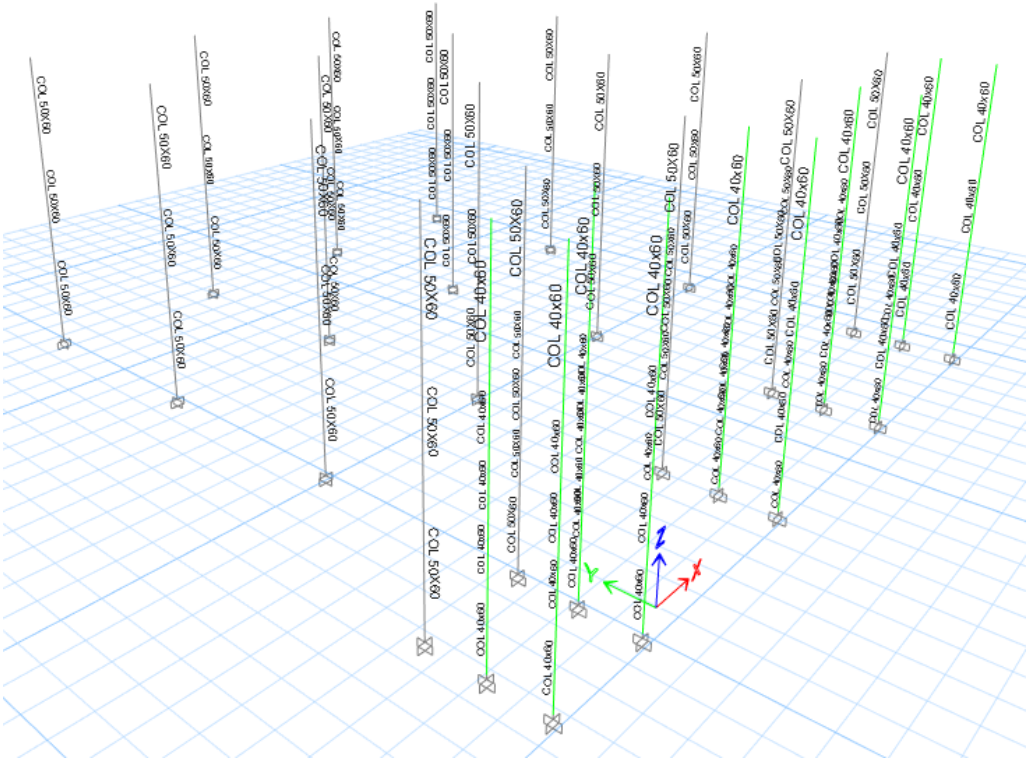


Ilustración 9: Asignación de frames en cubierta. Fuente: ETABS.


COL 50X60
COL 40x60
COL 40x80
COL 40x60
COL 40x60
COL 40x60

4. CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA

4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

CALCULO DEL CORTANTE SISMICO MAXIMO, EN LA BASE

Sistema Estructural:	Pórticos resistente a momentos de concreto reforzado que resiste la totalidad de las fuerzas sismicas	C_t	α	h
		0.047	0.9	11.15
Periodo fundamental aprox:	**$Ta = Ct*h^{\alpha}$**	**0.41 seg**		
Perfil suelo:	Suelo D	Fa		Fv
		1.50		2.20
Cu:	**$1.75 - 1.2A_vF_v$**	**1.35**		

Periodo Fundamental de la edificación	
El periodo fundamental [T], en seg., no puede ser mayor que Cu*Ta.	
T < Tmax = [Cu*Ta]:	**0.56 seg**

Limites de periodos de vibración para el espectro Elástico de Aceleraciones	
T_0 (Periodo inicial)	0.15
T_C (Inicio periodos cortos)	0.70
T_L (Inicio periodos Largos)	5.28

Grupo de Uso:	III	Edificaciones, y accesos, que son indispensables despues de un temblor...
Coef. de importancia I:	1.25	
Sa	Max. aceleracion horiz. de diseño, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T	**0.703**
Vs = Sa*W	**Cortante basal sismico**	**12205 kN**

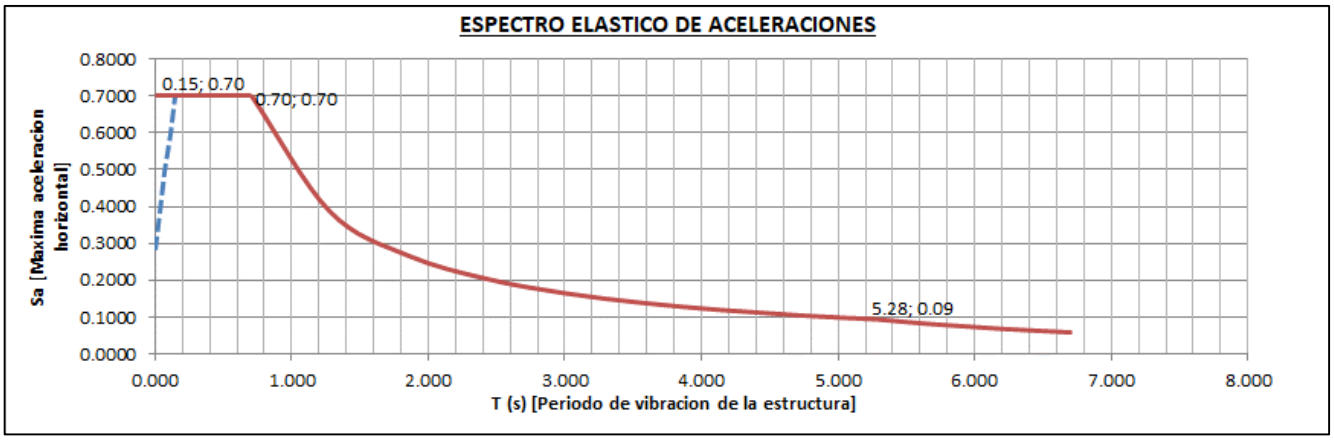
4.2 PESO DE LA EDIFICACIÓN

	UBICACIÓN		**Aa**	**Av**
Departamento:	Santander		0.15	0.15
Municipio:	San - Barrancabermeja		**Amenaza**	
Direccion:	ESCUELA 26 MARZO - B. LA ESPERANZA		Intermedia	
Nombre del Proyecto:	2401-AABE-M1V1-MC			

PESO DE LA EDIFICACION

Descripcion	Nivel j [m]	h por piso [m]	h Global [m]	Vigas y columnas [kN]	Sobremuerta [kN]	Rampa [kN]	Escalera [kN]	Tanque de agua [kN]	PESO SUB-TOTAL [kN]
CUB	11.15	3.95	12.15	2163.89	2872.34		35.67		5071.91
P3	7.20	3.60	8.20	2224.75	2771.15	481.95	140.82		5618.67
P2	3.60	4.60	4.60	2424.15	3626.54	481.95	135.20		6667.84
CIM	-1.00								
								PESO TOTAL [W]:	**17358.42 kN**

4.3 ESPECTRO DE ACELERACIÓN



4.4 DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA POR NIVEL

DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA POR NIVEL

Exponente relacionado con el perido fundamental k:

Para T menor o igual a 0.5 segundos, k = 1.0

Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, k = 0.75 + 0.5T

Para T mayor que 2.5 segundos, k = 2.0 .

Ec. A.4.3-3

$$C_{VX} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n}(m_i h_i^k)}$$

Ec. A.4.3-2

$$F_X = C_{VX} V_S$$

Nota ***Teniendo en cuenta que el periodo fundamental maximo [Tmax] esta en el rango de periodos entre T0 y Tc, y que la Maxima Aceleración Horizontal de Diseño [Sa] es constante en el rango entre T0 y Tc. Se concluye que no es necesario calcular el periodo fundamental [T] aplicando fuerza arbitrarias al modelo fisico puesto que el periodo fundamental [T] sería menor a [Tmax] y estaría en el rango entre T0 y Tc. En consecuencia [Sa] daría igual. Por lo anterior, se calculará [Sa] y se destribuirá el cortante basal [Vs] con base al periodo fundamental maximo [Tmax]***

k: 1.03		Distribución de la Fuerza Sismica Fx [kN]					Dimensión edificación		Torsión accidental [kN-m]	
Descripcion	Nivelx	hx [m]	Wx	wx*(hx)^k	Cvx	F	Lx [m]	Ly [m]	Mz = 0.05Lx*Fy	Mz = 0.05Ly*Fx
CUB	N+ 11.15	12.15	5071.9	66212.8	0.450	**5489.74**	25.60	29.35	**7026.86**	**8056.19**
P3	N+ 7.2	8.20	5618.7	48947.5	0.333	**4058.26**	25.60	29.35	**5194.57**	**5955.49**
P2	N+ 3.6	4.60	6667.8	32048.3	0.218	**2657.14**	25.60	29.35	**3401.14**	**3899.36**
CIM	N -1									
			17358.4	**147208.7**	**1.0**	**12205.1 kN**				

Se definen los diafragmas de acuerdo con la configuración de la edificación:

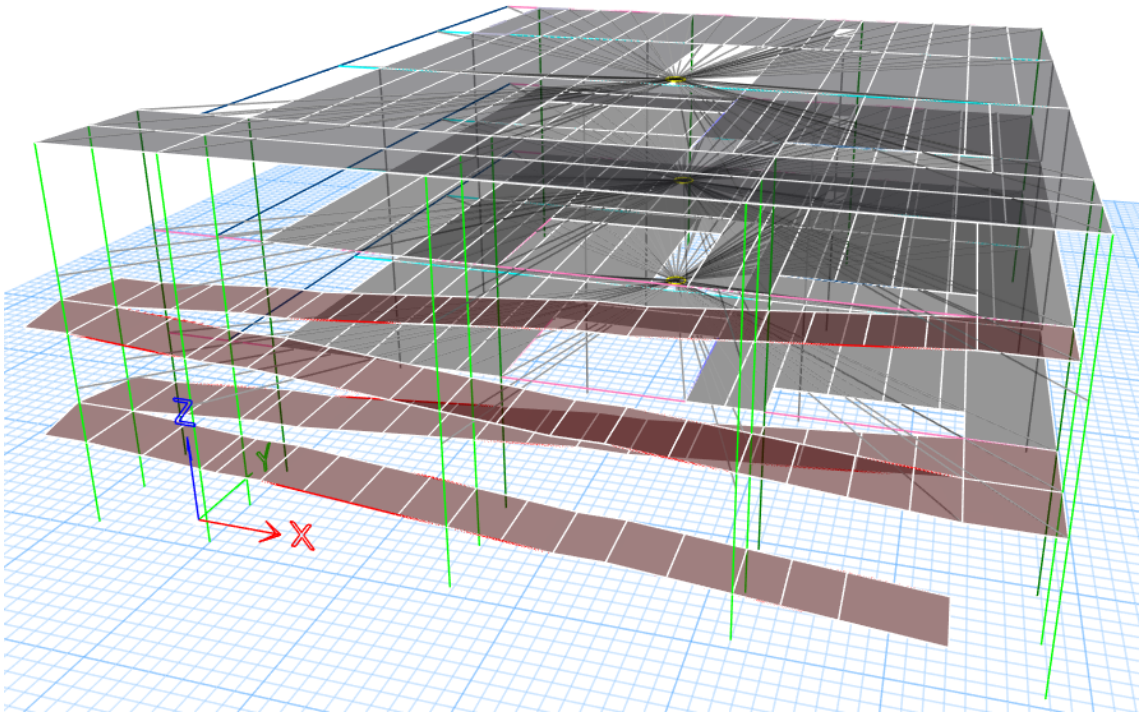


Ilustración 12: Definición de diafragmas en losas de cubierta y entrepiso.

4.4.1. Fuerza sísmica en X

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kN	Fy kN	Mz kN-m
CUB	D3	5489.74	0	8056.19
P3	D2	4058.26	0	5955.49
P2	D1	2657.14	0	3899.36

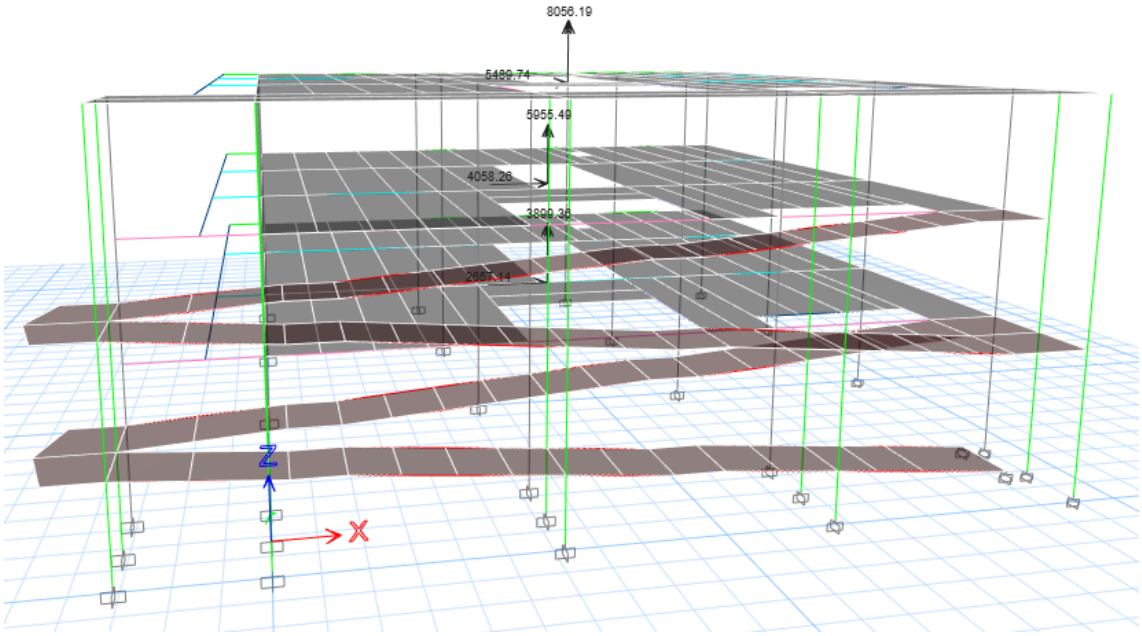


Ilustración 13: Carga sísmica en la dirección "x". [kN]

4.4.2. Fuerza sísmica en Y

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kN	Fy kN	Mz kN-m
CUB	D3	0	5489.74	7026.86
P3	D2	0	4058.26	5194.57
P2	D1	0	2657.14	3401.14

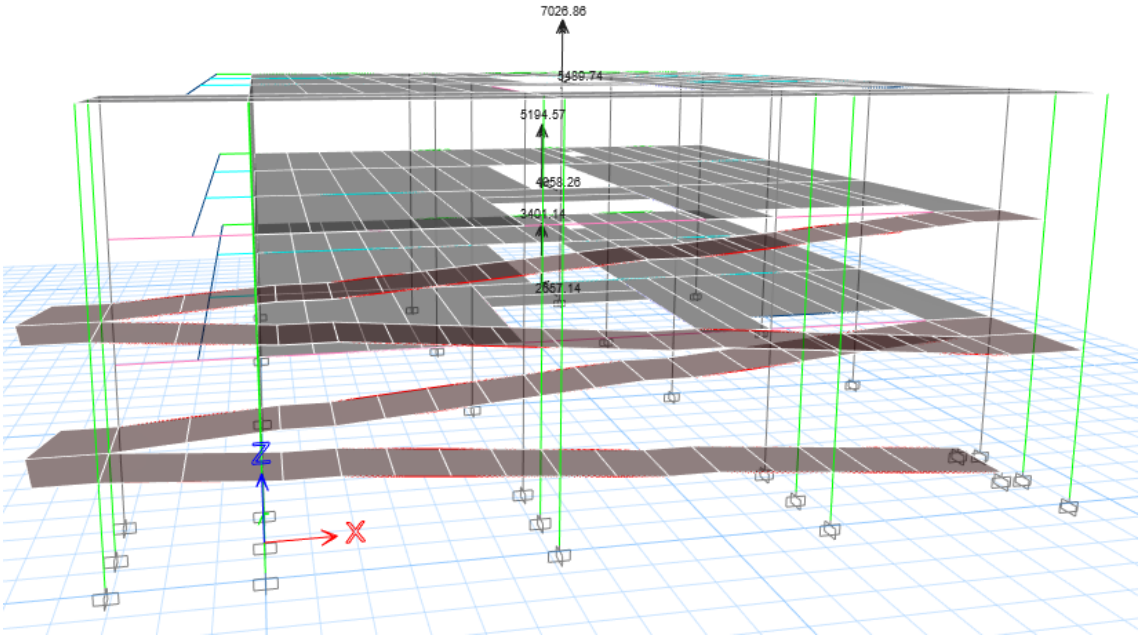


Ilustración 14: Carga sísmica en la dirección "y". [kN]

5. CÁLCULO DE DERIVAS

Para este tipo de sistema estructural se debe verificar los desplazamientos de la estructura y se debe garantizar que no se sobrepase la deriva máxima de 1% según los requerimientos de A.6.4.

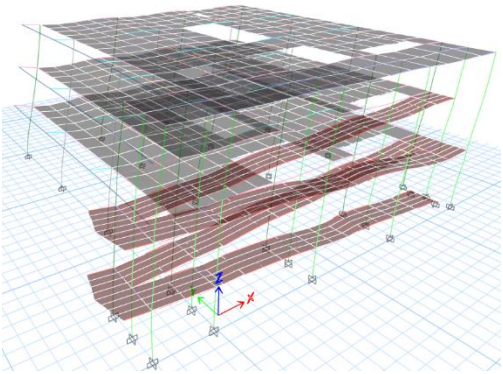


Ilustración 15: Deformada por sismo en X.

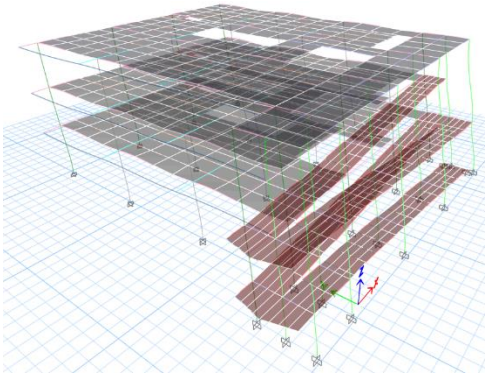


Ilustración 16: Deformada por sismo en Y.

5.1 VERIFICACIÓN DE DERIVAS

Para el chequeo de las derivas se toman los desplazamientos en el centro de masa del diafragma de cada piso, ocasionado por las combinaciones para el cálculo de derivas:

NÚMERO	COMBO
C1	1.4D
C2A	1.2D+1.6L+1.6H+0.5Lr
C2B	1.2D+1.6L+0.5Le
D5A	1.2D+1.0L+1.0Fx+0.3Fy
D5B	1.2D+1.0L+1.0Fx-0.3Fy
D5C	1.2D+1.0L-1.0Fx+0.3Fy
D5D	1.2D+1.0L-1.0Fx-0.3Fy
D5E	1.2D+1.0L+0.3Fx+1.0Fy
D5F	1.2D+1.0L+0.3Fx-1.0Fy
D5G	1.2D+1.0L-0.3Fx+1.0Fy
D5H	1.2D+1.0L-0.3Fx-1.0Fy
D7A	0.9D+1.0Fx+0.3Fy
D7B	0.9D+1.0Fx-0.3Fy
D7C	0.9D-1.0Fx+0.3Fy
D7D	0.9D-1.0Fx-0.3Fy
D7E	0.9D+0.3Fx+1.0Fy
D7F	0.9D+0.3Fx-1.0Fy
D7G	0.9D-0.3Fx+1.0Fy
D7H	0.9D-0.3Fx-1.0Fy

CALCULO DE DERIVAS

$$\Delta_{max}^{i} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2} \left(\delta|_{tot,j}^{i} - \delta_{tot,j}^{i-1}\right)^2}$$

DERIVAS MAXIMAS COMO PORCENTAJE DE hpi

Estructuras de:	deriva máxima
Concreto reforzado, metálicas y de madera	1.0% (0.01 hpi)

Derivas Sismo en X					FX		Derivas Sismo en Y			FY
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	deriva %		desp x	desp y	deriva	deriva %
N+ 11.15	12.15	-0.073157	0.030022	0.0241	**0.61%**		-0.0278	0.0883	0.0293	**0.74%**
N+ 7.2	8.20	-0.05099	0.020641	0.0286	**0.80%**		-0.0213	0.0598	0.0309	**0.86%**
N+ 3.6	4.6	-0.024202	0.010545	0.0264	**0.57%**		-0.0097	0.0311	0.0326	**0.71%**
N -1										

NOTA: Las deriva en la dirección X y Y, se calcularon en Centro de masa del diafragma del piso

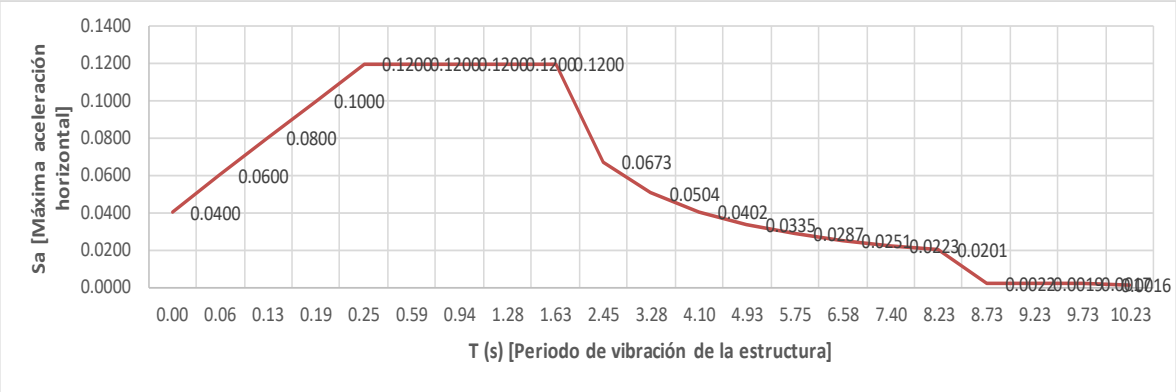
Derivas en el sentido X fueron calculadas para la combinación crítica D5C 1.2D+1.0L-1.0Fx+0.3Fy

Derivas en el sentido Y fueron calculadas para la combinación crítica D7F 0.9D+1.6H-0.3Fx+1.0Fy

6. UMBRAL DE DAÑO

La aplicación de las fuerzas sísmicas para el umbral de daño se distribuyó la fuerza sísmica en los entrepisos utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente:

CORTANTE BASAL PARA EL UMBRAL DE DAÑO (NSR10 A.12)		
Ad	**0.04**	
Sad	Max. aceleración horiz. de diseño, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T	**0.120**
Vsd = Sad*W	**Cortante basal para el umbral de daño**	**2083**



DISTRIBUCION DE LA FUERZA PARA EL UMBRAL DE DAÑO POR NIVEL

Exponente relacionado con el perdido fundamental k: **Ec. A.4.3-3** **Ec. A.4.3-2**

Para T menor o igual a 0.5 segundos, k = 1.0

Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, k = 0.75 + 0.5T

Para T mayor que 2.5 segundos, k = 2.0 .

Nota ***Teniendo en cuenta que el periodo fundamental máximo [Tmax] esta en el rango de periodos entre T0 y Tc, y que la Máxima Aceleración Horizontal de Diseño [Sa] es constante en el rango entre T0 y Tc. Se concluye que no es necesario calcular el periodo fundamental [T] aplicando fuerza arbitrarias al modelo físico puesto que el periodo fundamental [T] sería menor a [Tmax] y estaría en el rango entre T0 y Tc. En consecuencia [Sa] daría igual. Por lo anterior, se calculará [Sa] y se distribuirá el cortante basal [Vs] con base al periodo fundamental máximo [Tmax]***

k: 1.00		Distribución de la Fuerza Sísmica Fx					Dimensión edificación		Torsión accidental	
Descripcion	Nivelx	hx	Wx	wx*(hx)^k	Cvx	F	Lx	Ly	Mz = 0.05Lx*Fy	Mz = 0.05Ly*Fx
CUB	N+ 11.15	12.15	5071.9	61623.65	0.45	927.69	25.60	29.35	**1187.44**	**1361.38**
P3	N+ 7.2	8.20	5618.7	46073.08	0.33	693.59	25.60	29.35	**887.79**	**1017.84**
P2	N+ 3.6	4.60	6667.8	30672.08	0.22	461.74	25.60	29.35	**591.03**	**677.60**
CIM	N -1									
			17358.4	**138368.8**	**1.0**	**2083**				

CALCULO DE DERIVAS PARA EL UMBRAL DE DAÑO

Tabla A.12.5-1
Derivas máximas para el umbral de daño como porcentaje de hpi

Estructuras de :	Deriva máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	0.40% (0.0040 hpi)

Derivas Sismo en X					FX		Derivas Sismo en Y			FY
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	deriva %		desp x	desp y	deriva	deriva %
N+ 11.15	12.15	-0.016513	0.006857	0.0056	**0.14%**		-0.0066	0.0191	0.0064	**0.16%**
N+ 7.2	8.20	-0.011321	0.0047	0.0065	**0.18%**		-0.0048	0.0129	0.0068	**0.19%**
N+ 3.6	4.60	-0.005305	0.002335	0.0058	**0.13%**		-0.0022	0.0067	0.0070	**0.15%**
N -1										

NOTA: Las deriva en la dirección X y Y, se calcularon en Centro de masa del diafragma del piso

7. CHEQUEO DE IRREGULARIDADES

7.1 VERIFICACIÓN DE AUSENCIA DE REDUNDANCIA

7.1.1. Verificación de ausencia de redundancia eje X

	DMO
Sistema estructural	Pórticos resistente a momentos de concreto reforzado que resiste la totalidad de las fuerzas sismicas
Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,ϕr, se le asigna un valor de la unidad (ϕr=1.0)	

CUMPLE	ϕr	1

7.1.2. Verificación de ausencia de redundancia eje Y

CHEQUEO POR AUSENCIA DE REDUNDANCIA

	DMO
Sistema estructural	Pórticos resistente a momentos de concreto reforzado que resiste la totalidad de las fuerzas sismicas
Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,ϕr, se le asigna un valor de la unidad (ϕr=1.0)	

NO CUMPLE	ϕr	0,75

7.2 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

7.2.1. Irregularidad torsional

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

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

Derivas por fuerza horizontal FX - dirección X					Eje de refer.	COL A4
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+ 11.15	12.15	-0.061366	0.015082	0.0244	**0.6%**	
N+ 7.2	8.2	-0.038034	0.007836	0.0197	**0.5%**	
N+ 3.6	4.6	-0.018703	0.003861	0.0191	**0.4%**	
N -1						

NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL A4

Derivas por fuerza horizontal FX - dirección X					Eje de refer.	COL D4
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+ 11.15	12.15	-0.061366	0.052828	0.0262	**0.7%**	
N+ 7.2	8.2	-0.038034	0.040941	0.0273	**0.8%**	
N+ 3.6	4.6	-0.018703	0.021688	0.0286	**0.6%**	
N -1						

NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL D4

	Δ1 <	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	**< Δ1 <**	$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	**< Δ1**	**ϕp**
Δ -N+ 11.15	**0.0262**	0.03037		0.03543		1
Δ -N+ 7.2	**0.0273**	0.02821		0.03291		
Δ -N+ 3.6	**0.0286**	0.02864		0.03342		

No existe irregularidad torsional

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

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

Derivas por fuerza horizontal FY - dirección Y					Eje de refer.	COL A1
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+ 11.15	12.15	-0.051529	0.084884	0.0304	**0.8%**	
N+ 7.2	8.2	-0.038404	0.057482	0.0331	**0.9%**	
N+ 3.6	4.6	-0.020258	0.02974	0.0360	**0.8%**	
N -1						

NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL A1

Derivas por fuerza horizontal FY - dirección Y					Eje de refer.	COL A4
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+ 11.15	12.15	-0.015038	0.084884	0.0281	**0.7%**	
N+ 7.2	8.2	-0.009029	0.057482	0.0281	**0.8%**	
N+ 3.6	4.6	-0.004326	0.02974	0.0301	**0.7%**	
N -1						

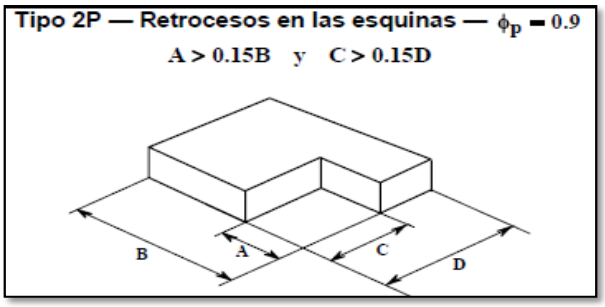
NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL A4

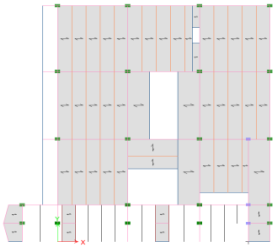
	Δ1 <	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	**< Δ1 <**	$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	**< Δ1**	ϕp
Δ -N+ 11.15	**0.0304**	0.03506		0.04091		1.0
Δ -N+ 7.2	**0.0331**	0.03677		0.04290		
Δ -N+ 3.6	**0.0360**	0.03962		0.04623		

No existe irregularidad torsional

7.2.2. *Retrocesos en las esquinas*

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD POR RETROCESOS EN LAS ESQUINAS

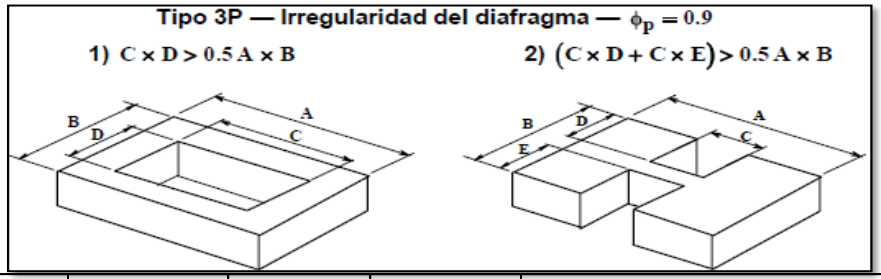


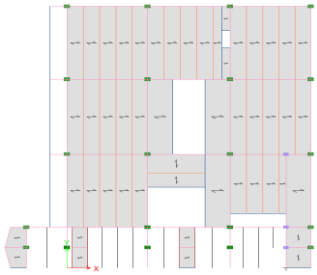
PISO 2	LONG [m]	PORCENTAJE	ESTADO	IMAGEN EN PLANTA
A	4.60	15%	OK	
B	29.70			
C	2.40	10%		
D	23.90			

NO EXISTE RETROCESOS EN LAS ESQUINAS	ϕp	1

7.2.3. *Irregularidad del diafragma*

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA

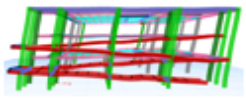


PISO 2	B X A	C X D	Porcentaje	IMAGEN DE PLANTA
OK	68.85	26.945	39.14%	
PISO 2	B X A	C X D	Porcentaje	
OK	45.65	8.690	19.04%	

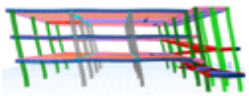
NO EXISTE IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA	ϕp	1

7.2.4. *Irregularidad por desplazamientos del plano de acción de elementos verticales*

PISO	DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN X [mm]
CUB	0
PISO2	0



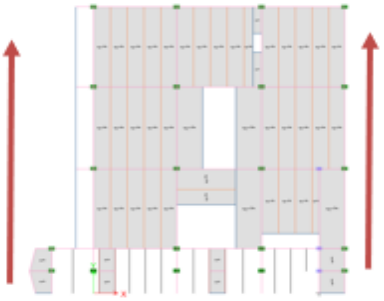
PISO	DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN Y [mm]
CUB	0
PISO2	0



	ϕp
No existe irregularidad por desplazamientos del plano de acción de elementos verticales	1

7.2.5. *Irregularidad por sistemas no paralelos*

VERIFICACIÓN EN DIRECCIÓN X					
PISO 2	DISTANCIA [m]		PISO 2	DISTANCIA [m]	RESULTADO
COL A1	29.35		COL D1	29.35	PARALELO
COL A5			COL D5		



VERIFICACIÓN EN DIRECCIÓN Y					
PISO 2	DISTANCIA [m]		PISO 2	DISTANCIA [m]	RESULTADO
COL A1	23.9		COL A5	23.9	PARALELO
COL D1			COL D5		



No existe irregularidad de sistemas no paralelos	
ϕp	1

7.3 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN ALTURA

7.3.1. Irregularidad de piso flexible

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE PISO FLEXIBLE

Derivas por fuerza horizontal FX - dirección X					Eje de ref	COL A4
Nivel j	**hj**	**F[KN]**	**F acum. [KN]**	**Δ total [m]**	**Δ relativo**	**Kp [KN/m]**
N+ 11.15	12.15	5447	5447	-0.061366	-0.023332	-233443
N+ 7.2	8.20	3996	3996	-0.038034	-0.019331	-206695
N+ 3.6	4.60	2618	6614	-0.018703	-0.018703	-353637
N -1		0			0	0
	total	6614.06				

Condición 1					
nivel	0.60 Kp	Kp-1	0.70 Kp		ϕa
N+ 11.15	-140066	-206695	-163410	NO APLICA	1
N+ 7.2	-124017	-353637	-144686	NO APLICA	
N+ 3.6	-212182	0	-247546	NO APLICA	
N -1	0	0	0	NO APLICA	

Condición 2					
nivel	0.7*ΣKp+3/3	Kp	0.8*ΣKp+3/3		ϕa
N+ 11.15	-130744	-233443	-149422	NO APLICA	1

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE PISO FLEXIBLE EXTREMO

Condición 1				
nivel	Kp-1	0.6*Kp		ϕa
N+ 11.15	-206695	-140066	NO APLICA	1
N+ 7.2	-353637	-124017	NO APLICA	
N+ 3.6	0	-212182	NO APLICA	
N -1	0	0	NO APLICA	

Condición 2				
Nivel	Kp	0.7*ΣKp+3/3		ϕa
N+ 11.15	-233443	-130744	NO APLICA	1

7.3.2. Irregularidad de distribución de masa

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE DISTRIBUCIÓN DE MASA

Nivel j	Peso [KN]	Mp>1.5*Mp+1	Mp>1.5*Mp-1	ϕa
N+ 11.15	5037.50		NO APLICA	
N+ 7.2	5537.83		NO APLICA	
N+ 3.6	6577.75	NO APLICA		1
N -1	0.00	NO APLICA		
0		NO APLICA		

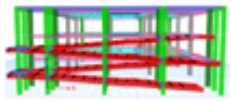
NO APLICA IRREGULARIDAD

7.3.3. Irregularidad geométrica

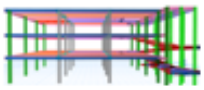
VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA

Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión de un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso

CHEQUEO EN DIRECCIÓN X

PISO	LONG. [m]	PORCENTAJE	ϕa	
CUB	23.9	NO APLICA	1	
3	23.9	NO APLICA		
2	23.9	1		

CHEQUEO EN DIRECCIÓN Y

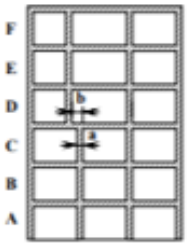
PISO	LONG. [m]	PORCENTAJE	ϕa	
CUB	29.35	NO APLICA	1	
3	29.35	NO APLICA		
2	29.35	1		

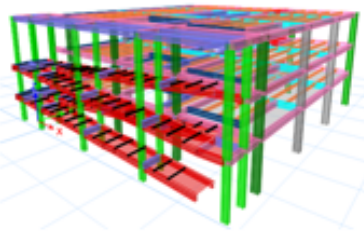
NO EXISTE IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA

7.3.4. Irregularidad por desplazamientos dentro del plano de acción

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD POR DESPLAZAMIENTOS DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN
La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o

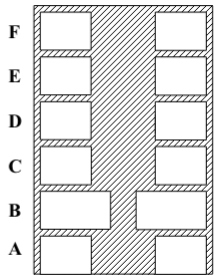
NO EXISTE DESPLAZAMIENTO EN COLUMNAS			
CONDICIÓN	b [m]	a [m]	ϕa
$b > a$	0	0	1





7.3.5. Irregularidad por piso débil

5aA	***Piso débil — Discontinuidad en la resistencia*** — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.
5bA	***Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia*** — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.

Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ **0.65 Resist. Piso C ≤ Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C**	
Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ **Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C**	

No existe irregularidad por piso débil.

8. CARGAS DE DISEÑO

8.1 CARGAS PARA ENTREPISO EN ZONAS EDUCATIVAS.

Se determina el peso propio que genera el Steel Deck para los entrepisos:

PESO PROPIO

Propiedades y pesos debidos a la lámina de CORPALOSA					
CALIBRE	**ESPESOR TOTAL DE LA LOSA [cm]**	**ESPESOR LAMINA [mm]**	**PESO [Kg/m2]**	**PESO DEL CONCRETO [KN/m2]**	**PESO PROPIO DEL ENTREPISO**
SD 2" C.22	SD 2" E10	0.75	7.41	1.790	**1.86 kN/m²**

*Especificación del recubrimiento G-60 (183 gr/m2), según ASTM A653, Fy: 2800 kg/cm2 (40 Ksi) *Acero para retracción en el fraguado según NSR-10 Capítulo C.7.12 *El Acero de refuerzo debe tener un recubrimiento mínimo de 2cm

* El peso de la losa calculado se incluye dentro del modelo físico como peso propio de elementos tipo shell.

Consumo de Concreto y Acero para Retracción en el Fraguado				
CORPALOSA	**ESPESOR TOTAL DE LA LOSA [cm]**	**CONSUMO DE CONCRETO [m3/m2]**	**MALLA ELECTROSOLDADA**	
			Diámetro (mm)	**Separación (mm)**
CORPALOSA-2-E10	SD 2" E10	0.0746	4.5	150
*Acero para retracción en el fraguado según NSR-10 Capítulo C.7.12				
*El Acero de refuerzo debe tener un recubrimiento mínimo de 2cm				

También se determina el peso propio que genera el Steel Deck para la cubierta:

PESO PROPIO

Propiedades y pesos debidos a la lámina de CORPALOSA					
CALIBRE	**ESPESOR TOTAL DE LA LOSA [cm]**	**ESPESOR LAMINA [mm]**	**PESO [Kg/m2]**	**PESO DEL CONCRETO [KN/m2]**	**PESO PROPIO DEL ENTREPISO**
SD 2" C.22	SD 2" E11	0.75	7.41	2.030	**2.10 kN/m²**

*Especificación del recubrimiento G-60 (183 gr/m2), según ASTM A653, Fy: 2800 kg/cm2 (40 Ksi) *Acero para retracción en el fraguado según NSR-10 Capítulo C.7.12 *El Acero de refuerzo debe tener un recubrimiento mínimo de 2cm

* El peso de la losa calculado se incluye dentro del modelo físico como peso propio de elementos tipo shell.

Consumo de Concreto y Acero para Retracción en el Fraguado				
CORPALOSA	**ESPESOR TOTAL DE LA LOSA [cm]**	**CONSUMO DE CONCRETO [m3/m2]**	**MALLA ELECTROSOLDADA**	
			Diámetro (mm)	**Separación (mm)**
CORPALOSA-2-E11	SD 2" E11	0.0846	5	150
*Acero para retracción en el fraguado según NSR-10 Capítulo C.7.12				
*El Acero de refuerzo debe tener un recubrimiento mínimo de 2cm				

Teniendo en cuenta las consideraciones de los títulos B.3.4.1 y B.4.2.1 de la NSR-10, se consideraron las cargas muertas adicionales al peso propio de los elementos estructurales, debido a que en el modelo se incluyen vigas, viguetas y columnas.

CARGA SOBREIMPUESTA MUERTA Y VIVA

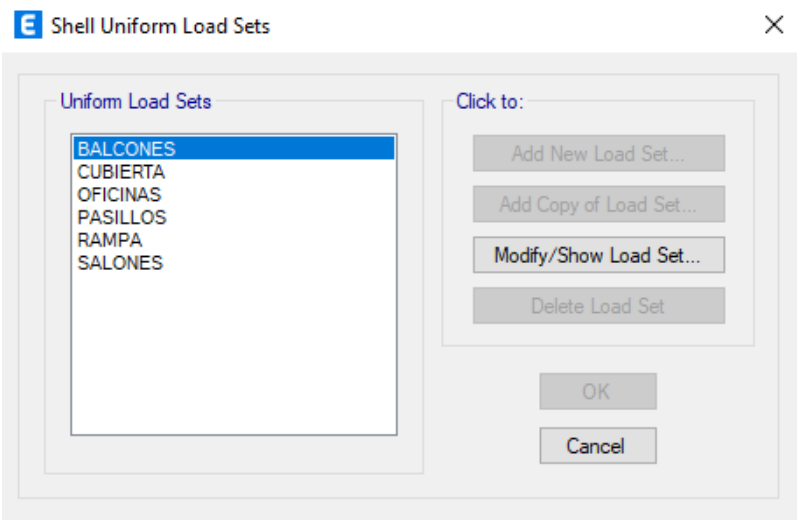
CARGA SOBREIMPUESTA MUERTA Según Tabla B.3.4.3-1 de la NSR-10
(Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado)

PISO	TIPO DE EDIFICACIÓN	DESCRIPCION	Fachada y particiones (kN/m2) m2 en planta	Afinado de piso y cubierta (kN/m2) m2 en planta	Total carga sobreimpuesta (kN/m²)
PISO 2	C. Educativos	C1- Salones de clase	0.00	1.5	1.50
PISO 3	C. Educativos	C1- Salones de clase	0.00	1.5	1.50
CUB	C. Educativos	C1- Salones de clase	0.00	1.5	1.50

CARGA VIVA DE ENTREPISO Según Tabla B.3.4.3-1 de la NSR-10
(Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado)

PISO	TIPO DE EDIFICACIÓN	UBICACIÓN	Carga uniforme (kN/m) m2 en planta
PISO 2	C. Educativos	C1- Salones de clase	2.00
	C. Educativos	C2- Oficinas - Corredores y escaleras	5.00
PISO 3	C. Educativos	C1- Salones de clase	2.00
	C. Educativos	C2- Oficinas - Corredores y escaleras	5.00
CUB	K. Cubierta	K1- (A) Cubiertas,azoteas y terrazas planas con acceso limitado al personal de mantenimiento y a través de un acceso que permanezca siempre cerrada..	1.80

DEFINICIÓN DE PAQEUTES DE CARGA PARA ENTREPISO Y CUBIERTA



	CUBIERTA	SALON	BALCON	OFICINA	PASILLO	RAMPA	
sm	1.50	1.50	1.50	3.80	3.50	1.50	kN/m2
L	1.80	2.00	5.00	2.00	5.00	5.00	kN/m2
Le	0.50						kN/m2
Panel	0.15						kN/m2
Viento	0.56						

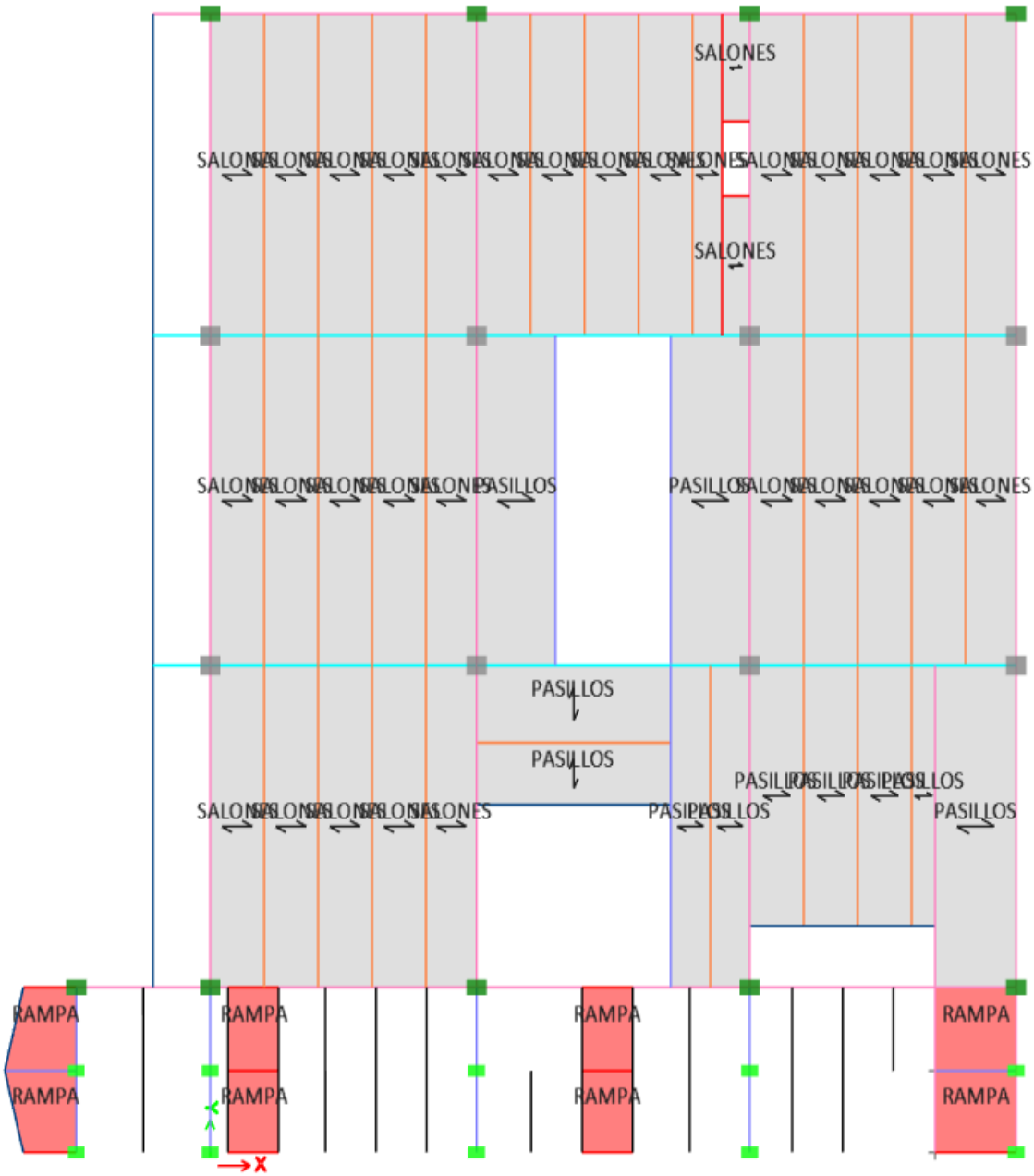


Ilustración 17: Asignación de cargas en segundo piso.

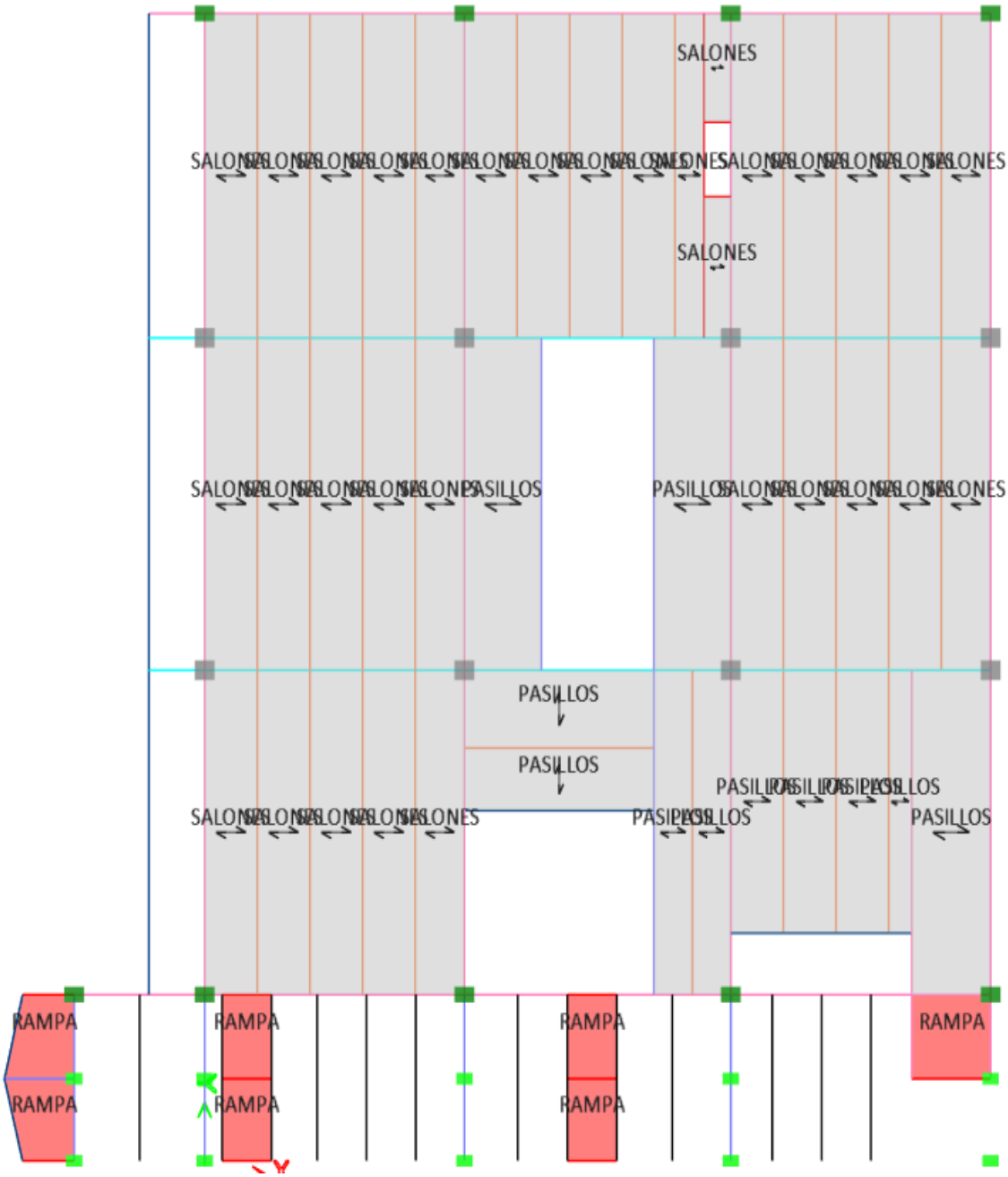
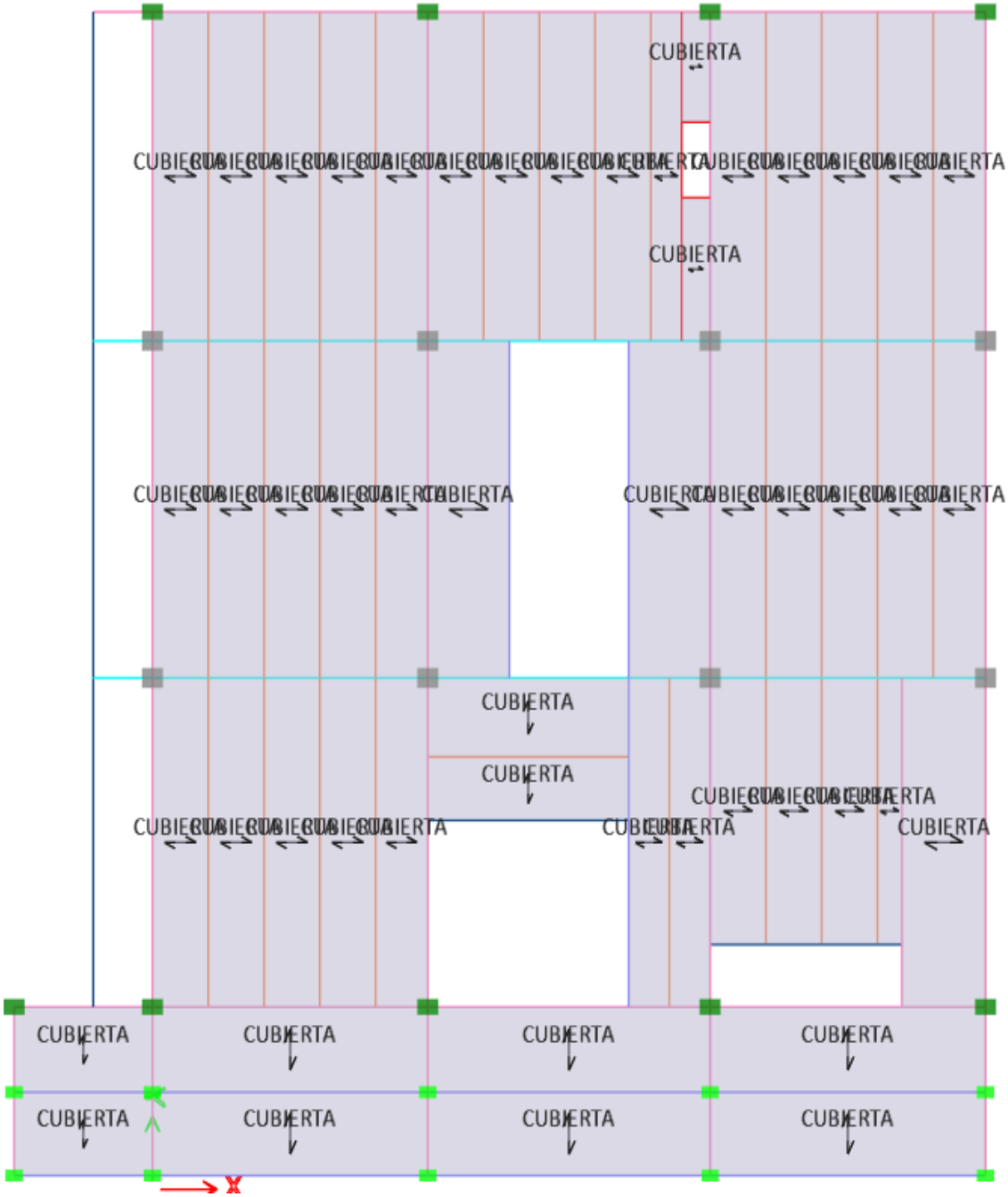


Ilustración 18: Carga viva entre piso 1 y 2. [kN/m2]


CUBIERTA
CUBIERTA
CUBIERTA

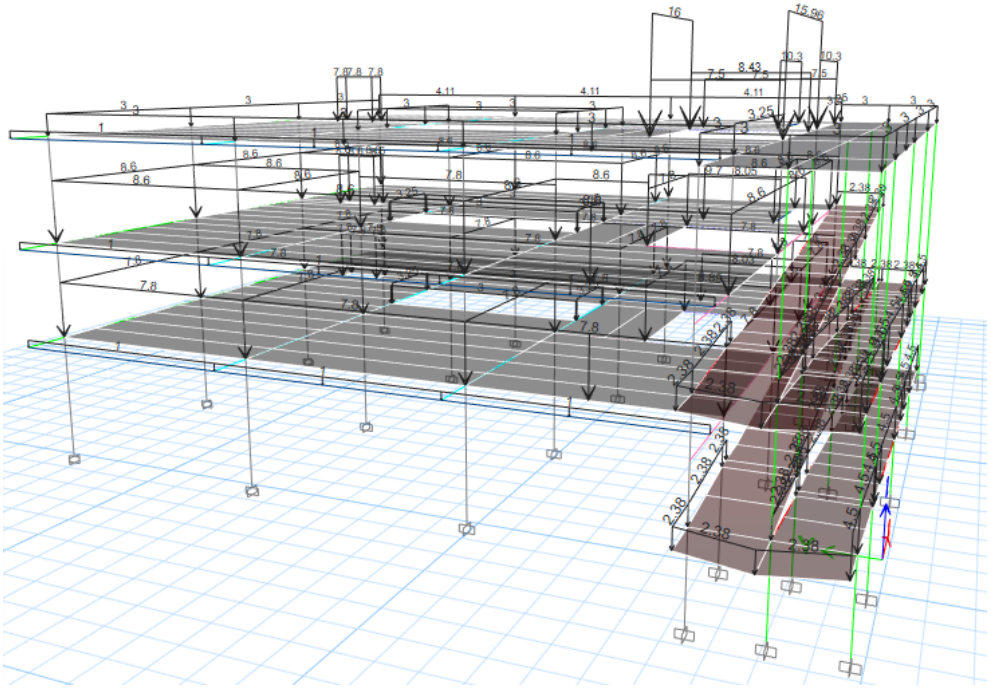


Ilustración 20: Carga muerta aplicada en toda la estructura.

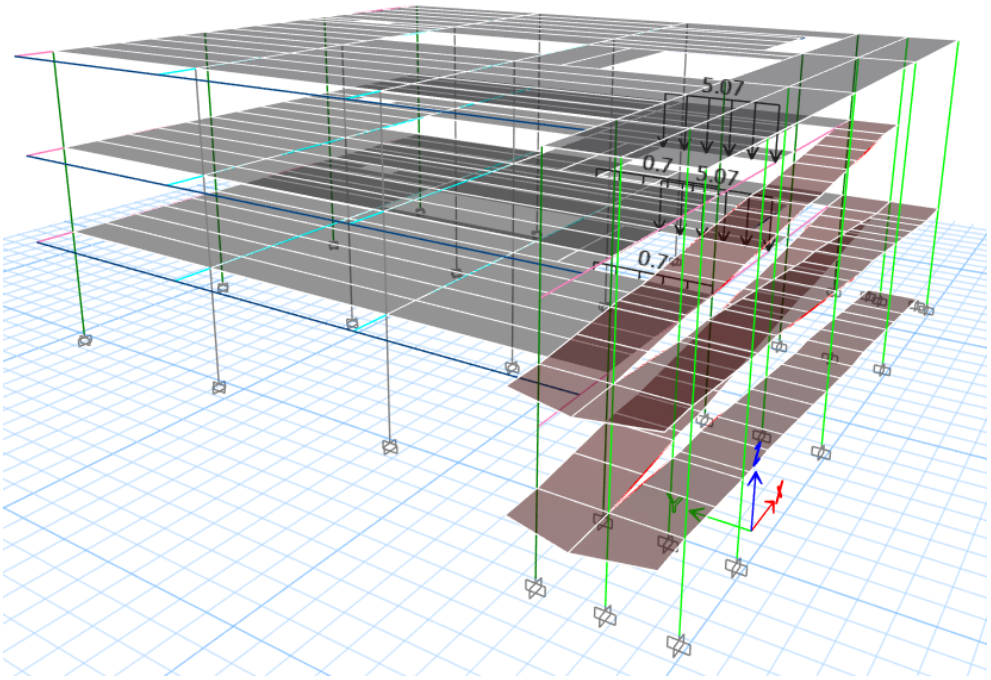


Ilustración 21: Carga viva aplicada en escalera.

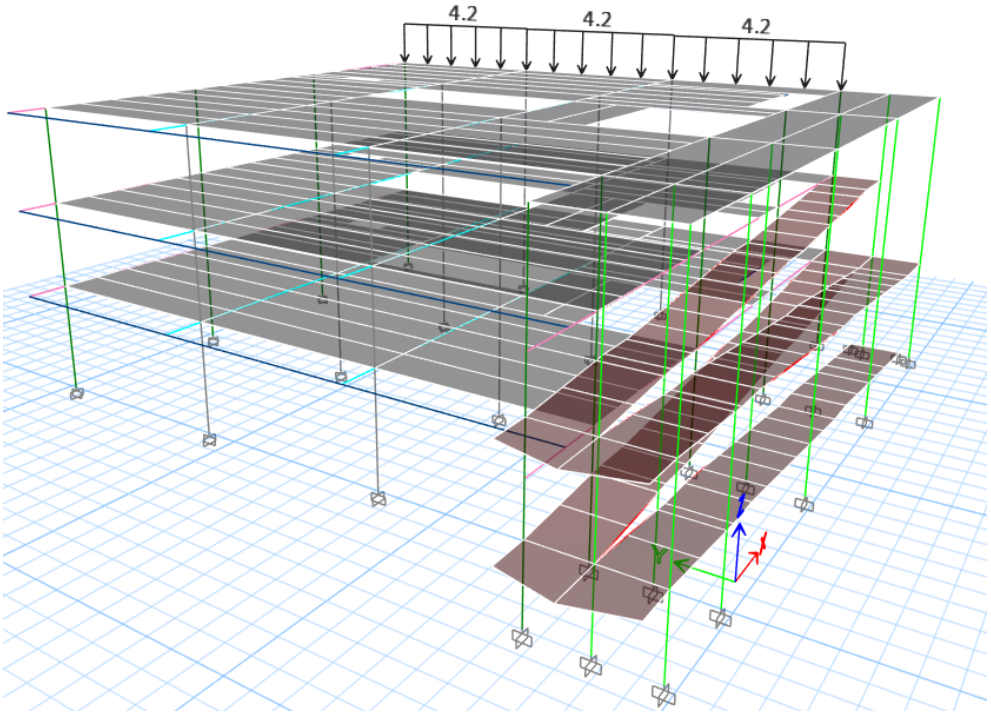


Ilustración 22:Carga de viento aplicada en la cubierta.

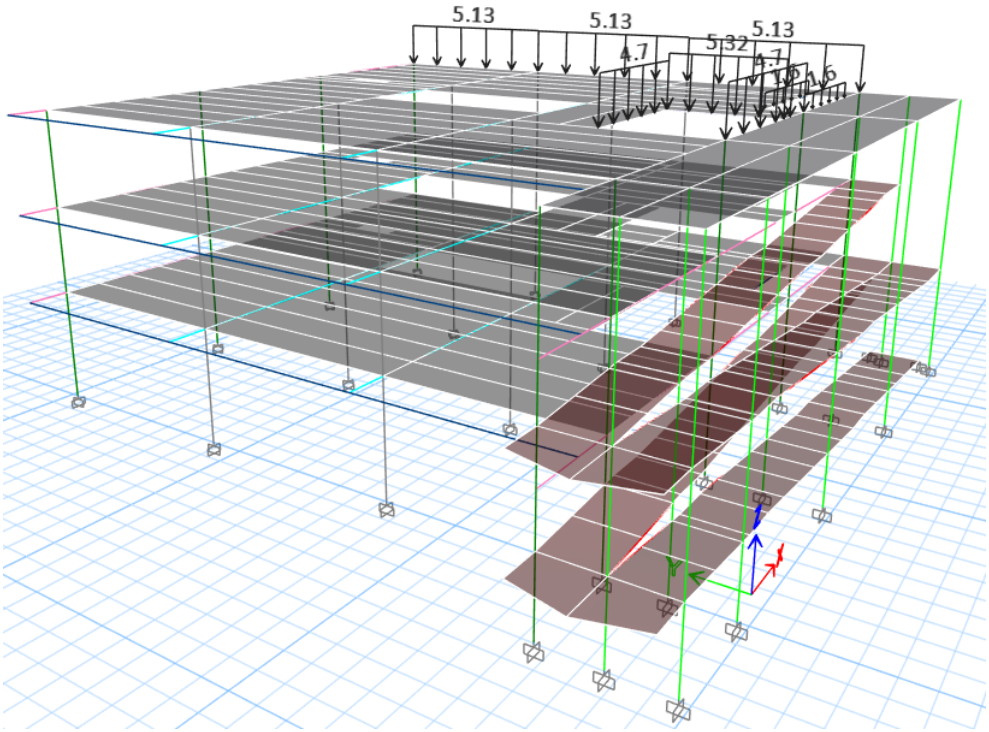


Ilustración 23:Carga viva de cubierta.

8.2 EFECTOS DE ACELERACIONES VERTICALES

EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES

PESO PROPIO

Elemento	Espesor(m)
Espesor de losa maciza	0.1
Espesor de Torta inf.	0

Ancho del voladizo	2.30 m
Largo del voladizo	27.87 m
Área del voladizo	64.10 m2
Peso de entrepiso	**153.84 kN**

Otros elementos					
Elemento	**Ancho (m)**	**Alto (m)**	**Cant**	**Largo (m)**	**PESO = VOL*densidad**
Viga	0.35	0.5	2	2.30	19.32
Viga de borde	0.25	0.5	1	29.22	87.66
Viga	0.25	0.5	5	2.30	34.50
Elemento	**Area (m2)**		**Cant**	**Largo (m)**	**PESO = VOL*densidad (KN)**
Viga IPE 120	0.00088		13	2.30	2.11
					0.00
					0.00

CARGA SOBREIMPUESTA MUERTA

ANÁLISIS DE CARGA SEGÚN TABLA B.3.4.3-1 PARA CARGA MUERTA SOBREIMPUESTA

NSR-10 - Tabla B.3.4.3-1 - Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado			
TIPO DE EDIFICACIÓN	**DESCRIPCION**	**Fachada y particiones (kN/m2) m2 en planta**	**Afinado de piso y cubierta (kN/m2) m2 en planta**
C. Educativos	C1- Salones de clase	0.00	1.5

CARGAS

CARGA MUERTA	
DESCRIPCION	*CARGA (kN)*
ENTREPISO	153.84
OTROS ELEMENTOS	143.59
AFINADO PISO Y CUBIERTA	96.15
Wd	**393.58**

Según A.3.6.13 (a) En los envoladizos, considerando una fuerza vertical, ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor igual al 30 por ciento de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta, y del 15 por ciento en las zonas de amenaza sísmica intermedia

La estructura se encuentra en zona de amenaza sísmica intermedia, por lo tanto se le aplicará el 15% de la carga

Carga aplicar	**59.04 kN**	
	2.12 kN/m	SM bordes

EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES

PESO PROPIO

Propiedades y pesos debidos a la lámina de CORPALOSA					
CALIBRE	**ESPESOR TOTAL DE LA LOSA [cm]**	**ESPESOR LAMINA [mm]**	**PESO [Kg/m2]**	**PESO DEL CONCRETO [KN/m2]**	**PESO PROPIO DEL ENTREPISO**
SD 2" C.22	SD 2" E11	0.75	7.41	2.030	**2.10 kN/m²**

*Especificación del recubrimiento G-60 (183 gr/m2), según ASTM A653, Fy: 2800 kg/cm2 (40 Ksi) *Acero para retracción en el fraguado según NSR-10 Capítulo C.7.12 *El Acero de refuerzo debe tener un recubrimiento mínimo de 2cm

* El peso de la losa calculado se incluye dentro del modelo físico como peso propio de elementos tipo shell.

Ancho del voladizo	2.30 m
Largo del voladizo	23.90 m
Área del voladizo	54.97 m2
Peso de entrepiso	**0.00 kN**

Otros elementos					
Elemento	**Ancho (m)**	**Alto (m)**	**Cant**	**Largo (m)**	**PESO = VOL*densidad**
Viga	0.35	0.5	5	2.30	48.30
Viga de borde	0.25	0.5	1	24.45	73.35
					121.65

CARGA SOBREIMPUESTA MUERTA

ANÁLISIS DE CARGA SEGÚN TABLA B.3.4.3-1 PARA CARGA MUERTA SOBREIMPUESTA

CARGA SOBREIMPUESTA MUERTA Y VIVA

CARGA SOBREIMPUESTA MUERTA Según Tabla B.3.4.3-1 de la NSR-10 (Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado)					
PISO	**TIPO DE EDIFICACIÓN**	**DESCRIPCION**	**Fachada y particiones (kN/m2) m2 en planta**	**Afinado de piso y cubierta (kN/m2) m2 en planta**	**Total carga sobreimpuesta (kN/m²)**
PISO 1	C. Educativos	C1- Salones de clase	0.00	1.5	1.50

CARGAS

CARGA MUERTA	
DESCRIPCION	*CARGA (kN)*
ENTREPISO	0.00
OTROS ELEMENTOS	121.65
AFINADO PISO Y CUBIERTA	82.46
Wd	**204.11**

Según A.3.6.13 (a) En los envoladizos, considerando una fuerza vertical, ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor igual al 30 por ciento de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta, y del 15 por ciento en las zonas de amenaza sísmica intermedia

La estructura se encuentra en zona de amenaza sísmica intermedia, por lo tanto se le aplicará el 15% de la carga

Carga aplicar	**30.62 kN**
	1.28 kN/m

8.3 CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTA POR MAMPOSTERÍA

Carga de muros sobre vigas P2	
Carga [kN/m2] por m2 de superfice vertical	Espesor de 150 mm
	2.5
Altura de muro [m]	3.1
Carga aplicada [kN/m]	7.8

Carga de muros sobre vigas P3	
Carga [kN/m2] por m2 de superfice vertical	Espesor de 150 mm
	2.5
Altura de muro [m]	3.5
Carga aplicada [kN/m]	8.6

Carga de muros sobre vigas CUB	
Carga [kN/m2] por m2 de superfice vertical	Espesor de 150 mm
	2.5
Altura de muro [m]	3.0
Carga aplicada [kN/m]	7.5

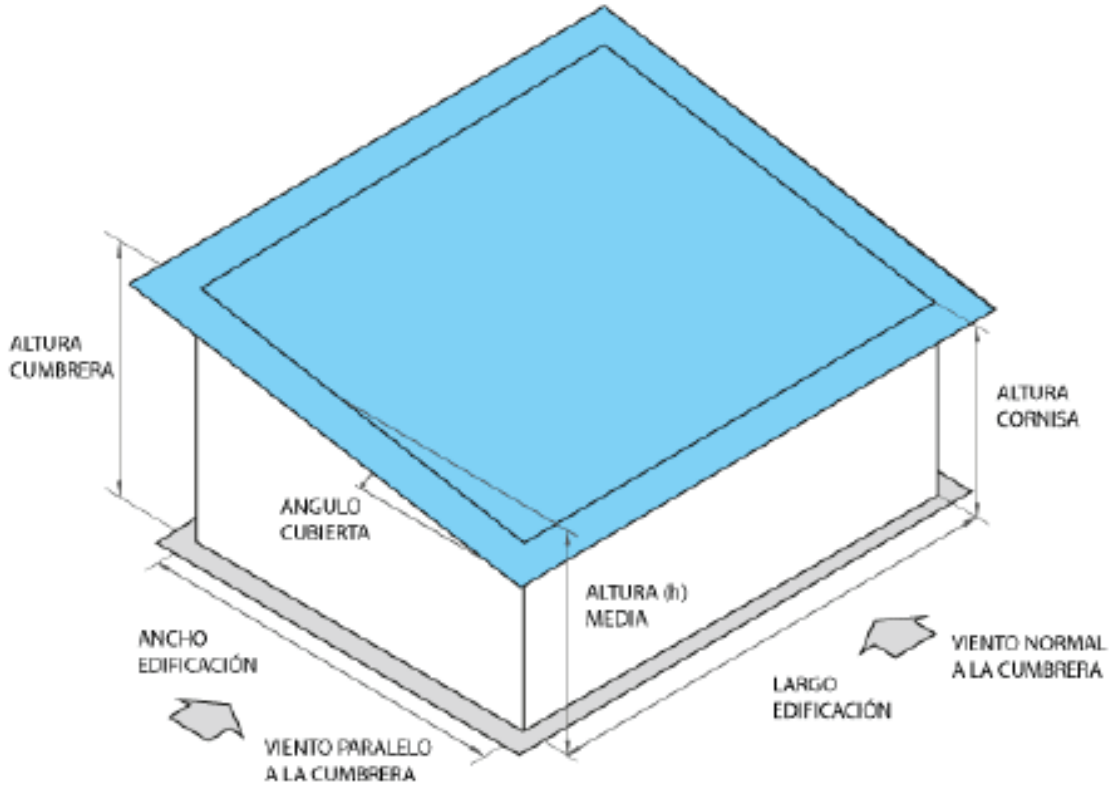
8.4 AVALÚO DE CARGAS DE CUBIERTA

8.4.1. Análisis de viento

El análisis de viento se realizó por medio del aplicativo de Acesco, “Arquimet”.

DATOS DE ENTRADA

ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA



PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

Altura de la cornisa (m)	11.15
Altura de la cumbrera (m)	11.15
Ancho de la edificación (m)	29.70
Largo de la edificación (m)	25.10
Tipo de cubierta	Un agua
Relación de amortiguamiento	0.0500
Coeficiente de periodo	0.0470
Exponente de periodo	0.9000

Velocidad (m/s)	35.00
Dirección del viento	Normal a la cumbrera
Tipo de edificación	Cerrada
Exposición	B
Ocupación	III
Región propensa a huracanes?	NO
Factor topográfico	1.0000

PARAMETROS DE DISEÑO

Inclinación de la cubierta (°)	0.00
Altura media de la cubierta (m)	11.15
Factor de Importancia	1.15
Factor de dirección	0.85
Frecuencia natural del edificio (Hz)	2.43
Presión por velocidad a la altura media de la cubierta (kgf/m2)	55.61

Las presiones de viento de diseño para el Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento de edificios cerrados y parcialmente cerrados de cualquier altura se determinan mediante la ecuación:

$$P_{net} = qGCp - q_h(GC_{pi}) \qquad (NSR-10\ B.6.5-15)$$

$$(NSR-10\ B.6.5-17)$$

donde:
q: Presión por velocidad a la altura z por encima del terreno para paredes a barlovento o presión por velocidad a la altura media de la cubierta para paredes a sotavento, paredes de laterales y cubiertas.

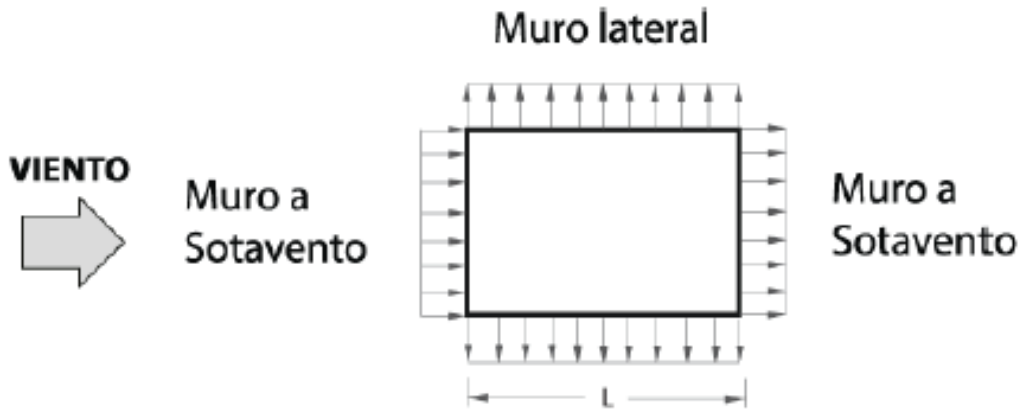
$$q = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I \qquad (NSR-10\ B.6.5-13)$$

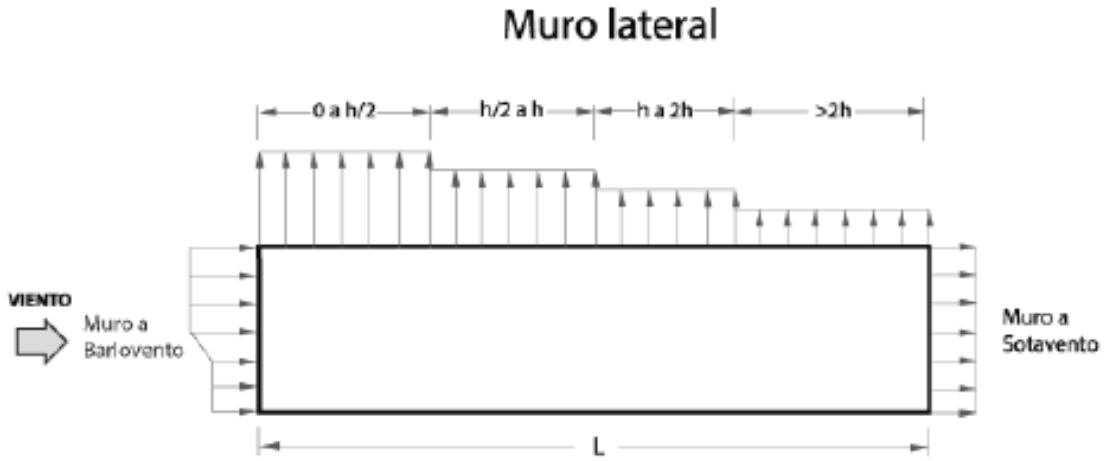
donde:
Kz: Coeficiente de exposición de presión por velocidad tomado de la tabla B.6.5-3 del NSR-10
Kzt Factor topográfico
Kd: Factor de dirección tomado de la tabla B.6.5-4 del NSR-10
V: Velocidad básica del viento
I: Factor de importancia tomado de la tabla B.6.5-1 del NSR-10
G: Factor de efecto de ráfaga. Tomado como 0.85 para una frecuencia natural del edificio mayor a 1.0
Cp:Coeficiente de presión externa tomado de la figura B.6.5-8A del NSR-10
qh: Presión por velocidad a la altura media de la cubierta
GCpi: Coeficiente de presión interna tomado de la figura B.6.5-2 del NSR-10

PRESIONES DE DISEÑO

Superficie	z (m)	G	Cp	qz (kgf/m)	Pnet(GCpi=+) (kgf/m2)	Pnet(GCpi=-) (kgf/m2)
Muro a Barlovento	0.00	0.85	0.80	42.66	19.00	39.02
Muro a Barlovento	2.50	0.85	0.80	42.66	19.00	39.02
Muro a Barlovento	5.00	0.85	0.80	43.91	19.85	39.87
Muro a Barlovento	7.50	0.85	0.80	49.40	23.58	43.60
Muro a Barlovento	10.00	0.85	0.80	53.89	26.64	46.66
Muro a Barlovento	11.15	0.85	0.80	55.61	27.81	47.83
Muro a Sotavento	TODO	0.85	-0.46	55.61	-31.91	-11.89
Muros Laterales	TODO	0.85	-0.70	55.61	-43.10	-23.08
Cubierta*	0 a h/2	0.85	-0.90	55.61	-52.55	-32.53
Cubierta*	0 a h/2	0.85	-0.18	55.61	-18.52	1.50
Cubierta*	h/2 a h	0.85	-0.90	55.61	-52.55	-32.53

Cubierta*	h/2 a h	0.85	-0.18	55.61	-18.52	1.50
Cubierta*	h a 2h	0.85	-0.50	55.61	-33.65	-13.63
Cubierta*	h a 2h	0.85	-0.18	55.61	-18.52	1.50
Cubierta*	>2h	0.85	-0.30	55.61	-24.19	-4.17
Cubierta*	>2h	0.85	-0.18	55.61	-18.52	1.50





CASOS DE CARGA DE VIENTO DE DISEÑO

El Sistema Principal de Resistencia de Fuerza de Viento de edificios cerrados y parcialmente cerrados se debe diseñar teniendo en cuenta los siguientes casos de carga.

9. FUERZA SÍSMICA REDUCIDA DE DISEÑO Y COMBINADA DE CARGA

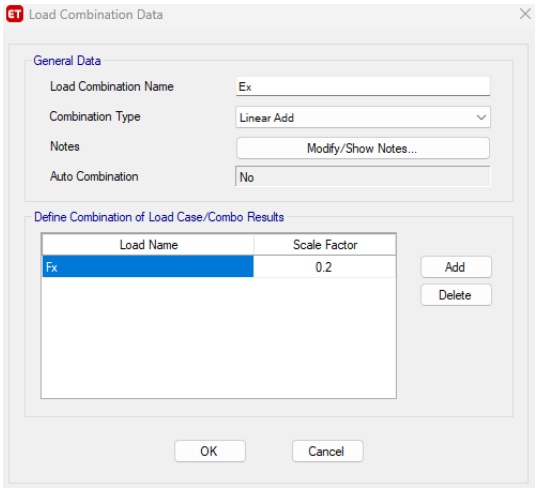
9.1 COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

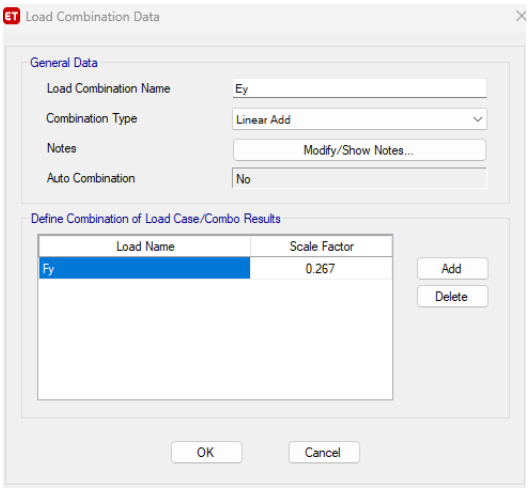
El coeficiente de disipación de energía Ro, funciona como divisor de la fuerza sísmica obtenida en los cálculos, esto debido a las siguientes condiciones:

- √ La capacidad de disipación de energía de la estructura debido a la hipótesis de que entra en el rango inelástico del evento sísmico.
- √ La redundancia debido a la capacidad de soportar fuerzas en varios trayectos.
- √ La redistribución de esfuerzo en las diferentes partes geométricas de la estructura.

La estructura, como se mencionó, está catalogada como un sistema estructural de pórtico resistente a momentos. El coeficiente de disipación de energía, entre otras características aparece en la Tabla A.3-3 del título A de la NSR-10.

DESCRIPCIÓN	COEFICIENTE	OBSERVACIÓN	
Irregularidades en planta [Φp]	1	No existe	
Irregularidades en altura [Φa]	1	No existe	
Ausencia de redundancia [Φr] eje x	1	No existe	
Ausencia de redundancia [Φr] eje y	0.75	Si existe	
Coef. De capacidad disipacion de energia basico [R0]	5	Determinado por el ingeniero encargado	
Coef. de capacidad de disipacion de energia de diseño [R'=Φp*Φa*Φr*R0]	5	Valor en modelo Etabs en x:	0.200
	3.75	Valor en modelo Etabs en y:	0.267





9.2 COMBINACIONES DE CARGA

Las principales cargas en esta estructura corresponden: Carga muerta (D), carga viva (L), carga de cubierta (Lr) y carga sísmica (E).

De acuerdo con el título B.2.4.2 de la norma, se diseñó la estructura y sus componentes de tal manera que sus resistencias siempre igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

NÚMERO	COMBO
C1	1.4D
C2A	1.2D+1.2F+1.6L+1.6H+0.5Lr
C2B	1.2D+1.2F+1.6L+1.6H+0.5Le
C3A	1.2D+1.6Lr+0.5W
C3B	1.2D+1.6Lr+0.5L
C3C	1.2D+1.6Le+0.5L
C3D	1.2D+1.6Le+0.5W
C4A	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Lr
C4B	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Le
C5A	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.3Ey
C5B	1.2D+1.0L+1.0Ex-0.3Ey
C5C	1.2D+1.0L-1.0Ex+0.3Ey
C5D	1.2D+1.0L-1.0Ex-0.3Ey
C6	0.9D+1.6H+1.0W
C7A	0.9D+1.6H+1.0Ex+0.3Ey
C7B	0.9D+1.6H+1.0Ex-0.3Ey
C7C	0.9D+1.6H-1.0Ex+0.3Ey
C7D	0.9D+1.6H-1.0Ex-0.3Ey

10. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de vigas y columnas se realizó mediante la opción de diseño incorporada en el programa ETABS v.21.1.0 que se rige por los requisitos de la NSR-10. El análisis utilizado ejecuta los diseños de resistencia de cada elemento estructural, analizándolo con sus respectivas solicitudes y de ahí cuantifica el refuerzo requerido para dicha solicitud.
Para el diseño de las vigas en los entrepisos y cubiertas se realiza con la envolvente de todas las combinaciones de cargas mencionadas anteriormente.

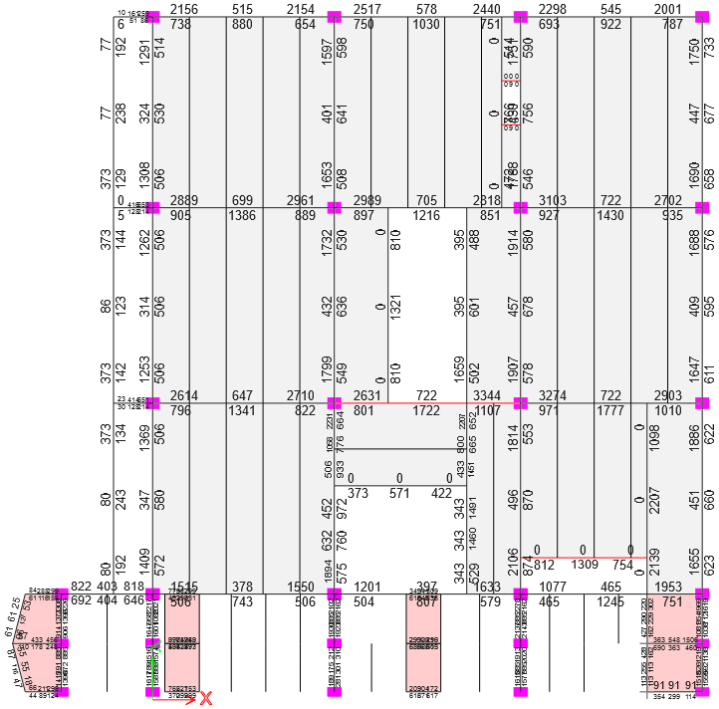


Ilustración 24: Acero requerido en vigas. Planta N+3.60. [mm2]

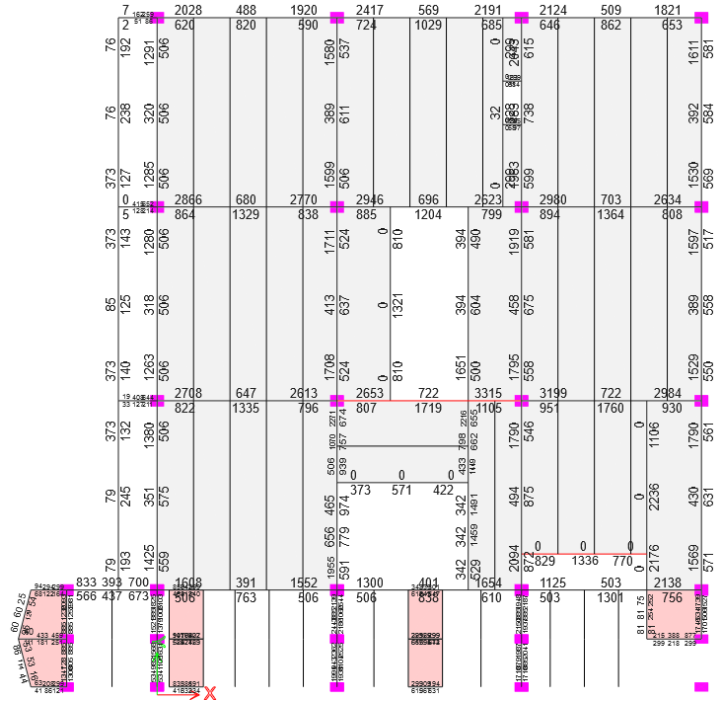


Ilustración 25: Acero requerido en vigas. Planta N+7.20. [mm2]

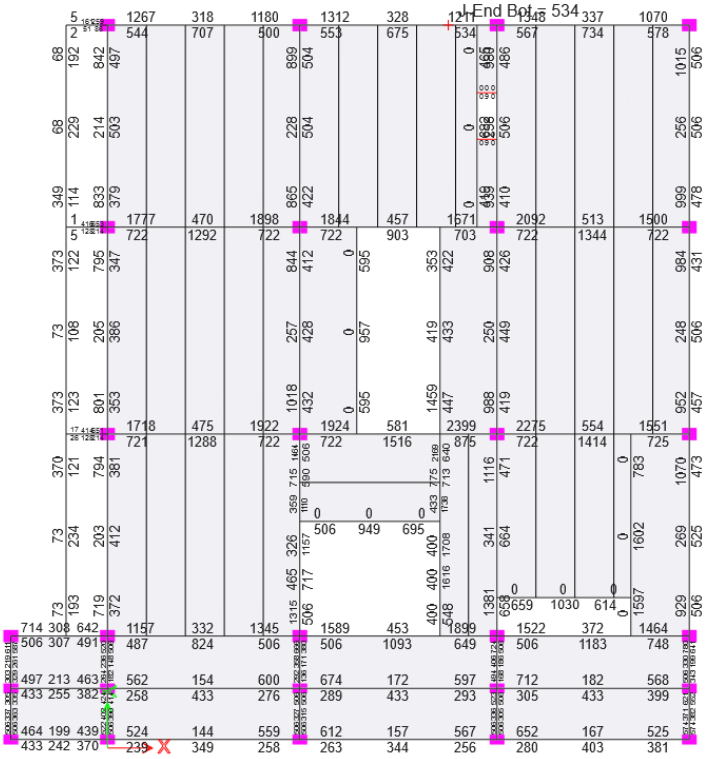


Ilustración 26: Acero requerido en vigas. Planta N+11.15. [mm2]

Para el diseño de las columnas se realiza con los combos de todas las combinaciones de cargas mencionadas anteriormente.

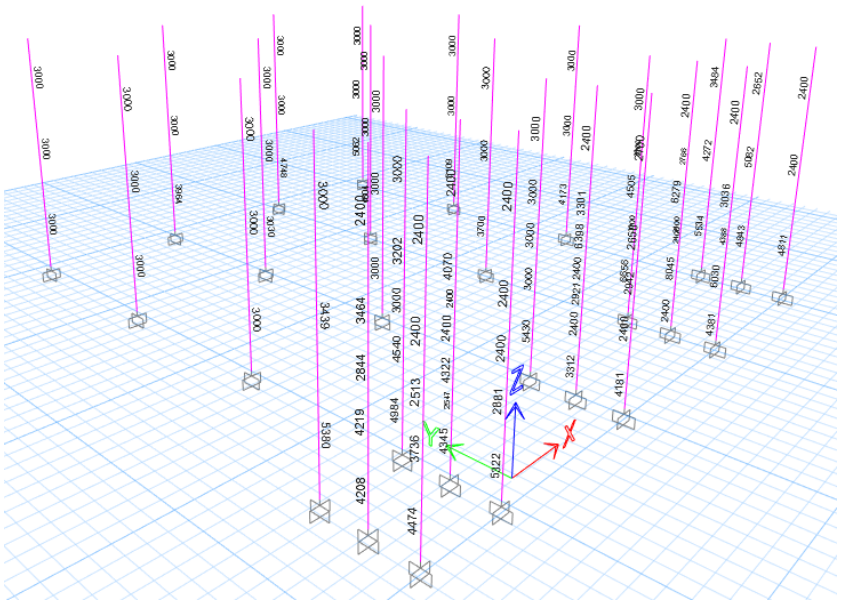


Ilustración 27: Acero requerido en columnas. [mm2]

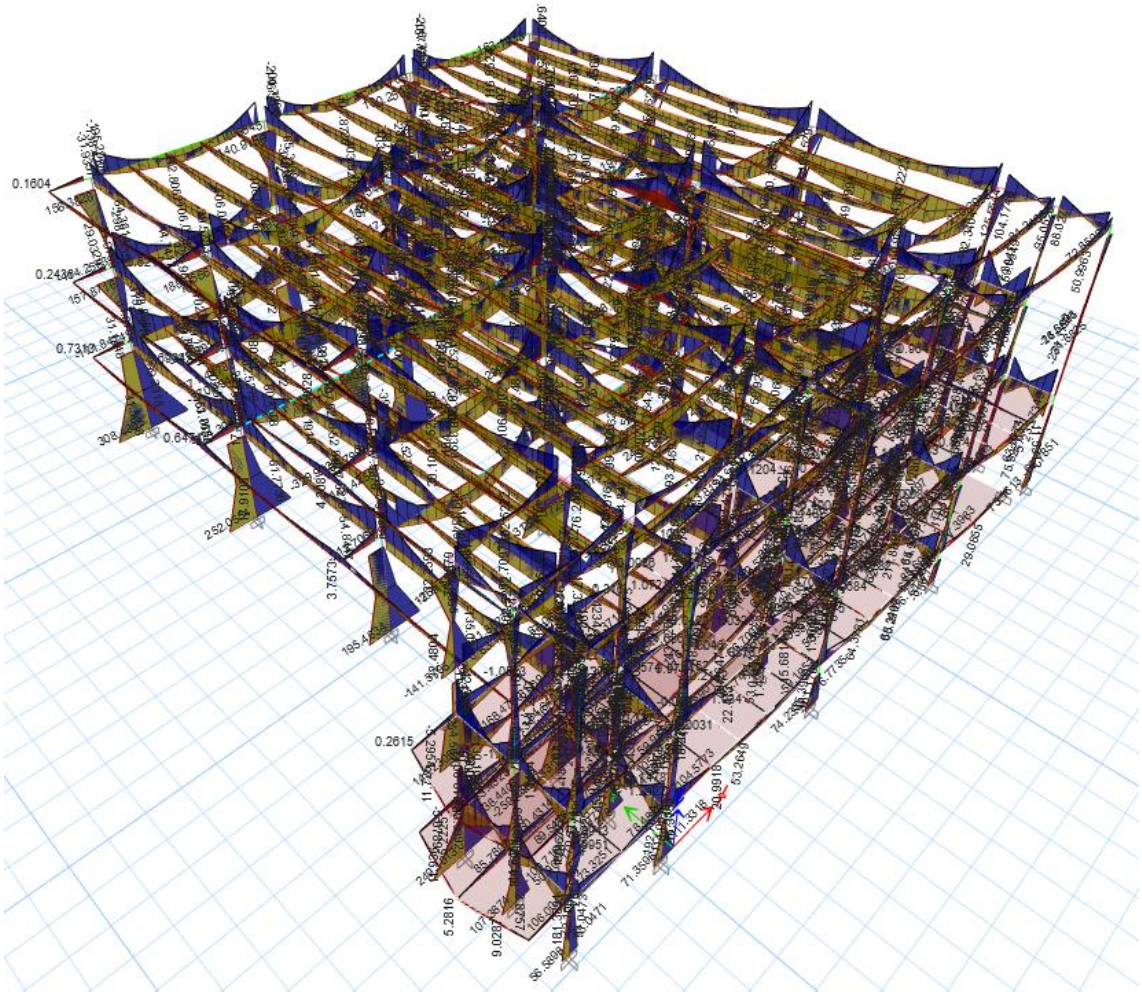


Ilustración 28: Diagrama de momentos en elementos tipo frame. Vista 3D.

10.1 REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO

10.1.1. Refuerzo transversal mínimo en columna

PROYECTO:	**DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA INSTITUCIONAL DEL COLEGIO 26M**
CODIGO:	2401-AABE-M1V1-MC
TIPO:	COLUMNAS TIPO DE 600X500

Longitud libre [mm]	3450
Base [mm]	600
Altura [mm]	500
Recubrimiento [mm]	40

f'c [Mpa]	24.5
fyt [Mpa]	420

Barra long de mayor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
hx (dist. Ramas estribos) dir 1 [mm]	167.00
hx (dist. Ramas estribos) dir 2 [mm]	200.50

LONGITUD DE CONFINAMIENTO (Lo)

Max 1: L/6	600	mm
Max 2: (b o h)	600	mm
Max 3:	500	mm
Longitud Lo	**600**	**mm**

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN Lo (So)

Min 1: 8*D long	150	mm
min 2: 16* D trans	150	mm
Min 3: Min(b ó h)/3	170	mm
Min 4:	150	mm
Separación So	**150**	**mm**

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO EN Lo

DMO

$$A_{sh} = 0.2\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right)-1\right] \qquad \text{(C.21-2)}$$

$$A_{sh} = 0.06\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-3)}$$

DIRECCIÓN 1 (X)

Separación (s)	120	mm	
bc	520	mm	
Ag	300000	mm2	
Ach	218400	mm2	
Ash	272.00	mm2	Según C.21-2
	218.4	mm2	Según C.21-3
Ash requerido	**272.00**	mm2	
Ash	4N3		
Ash asignado	284	mm2	CUMPLE
Vs	537.7	kN	
Vu máx	343.4	kN	
Vu min	-346.5	kN	
Vu ult	346.5	kN	CUMPLE

DIRECCIÓN 2 (Y)

Separación	120	mm	
bc	420	mm	
Ag	300000	mm2	
Ach	218400	mm2	
Ash	219.69	mm2	Según C.21-2
	176.4	mm2	Según C.21-3
Ash requerido	**219.69**	mm2	
Ash	4N3		
Ash asignado	284	mm2	CUMPLE
Vs	438.3	kN	
Vu máx	361.7	kN	
Vu min	-360.1	kN	
Vu ult	361.7	kN	CUMPLE

Chequeo 1: Refuerzo transversal mínimo en columnas (600x500mm).

PROYECTO:	**DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA INSTITUCIONAL DEL COLEGIO 26M**
CODIGO:	2401-AABE-M1V1-MC
TIPO:	COLUMNAS TIPO DE 600X400

Longitud libre [mm]	3450
Base [mm]	600
Altura [mm]	400
Recubrimiento [mm]	40

f'c [Mpa]	24.5
fyt [Mpa]	420

Barra long de mayor diámetro	N6
Barra del estribo	N4
hx (dist. Ramas estribos) dir 1 [mm]	164.87
hx (dist. Ramas estribos) dir 2 [mm]	147.30

LONGITUD DE CONFINAMIENTO (Lo)

Max 1: L/6	600	mm
Max 2: (b o h)	600	mm
Max 3:	500	mm
Longitud Lo	**600**	**mm**

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN Lo (So)

Min 1: 8*D long	150	mm
min 2: 16* D trans	200	mm
Min 3: Min(b ó h)/3	130	mm
Min 4:	150	mm
Separación So	**130**	**mm**

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO EN Lo

DMO

$$A_{sh} = 0.2\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right)-1\right] \qquad \text{(C.21-2)}$$

$$A_{sh} = 0.06\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-3)}$$

DIRECCIÓN 1 (X)

Separación (s)	100	mm	
bc	520	mm	
Ag	240000	mm2	
Ach	166400	mm2	
Ash	268.33	mm2	Según C.21-2
	182	mm2	Según C.21-3
Ash requerido	**268.33**	mm2	
Ash	4N4		
Ash asignado	508	mm2	CUMPLE
Vs	1147.3	kN	
Vu máx	778.1	kN	
Vu min	-822.8	kN	
Vu ult	822.8	kN	CUMPLE

DIRECCIÓN 2 (Y)

Separación	100	mm	
bc	320	mm	
Ag	240000	mm2	
Ach	166400	mm2	
Ash	165.13	mm2	Según C.21-2
	112	mm2	Según C.21-3
Ash requerido	**165.13**	mm2	
Ash	3N4		
Ash asignado	381	mm2	CUMPLE
Vs	540.5	kN	
Vu máx	534.1	kN	
Vu min	-536.7	kN	
Vu ult	536.7	kN	CUMPLE

Chequeo 2: Refuerzo transversal mínimo en columnas (600x400mm).

10.2 CHEQUEO DE CORTANTE

Para el cálculo del refuerzo a cortante, se realizó el chequeo teniendo en cuenta lo descrito en C.21.3.3.1 literal B. donde indica amplificar el E al doble.

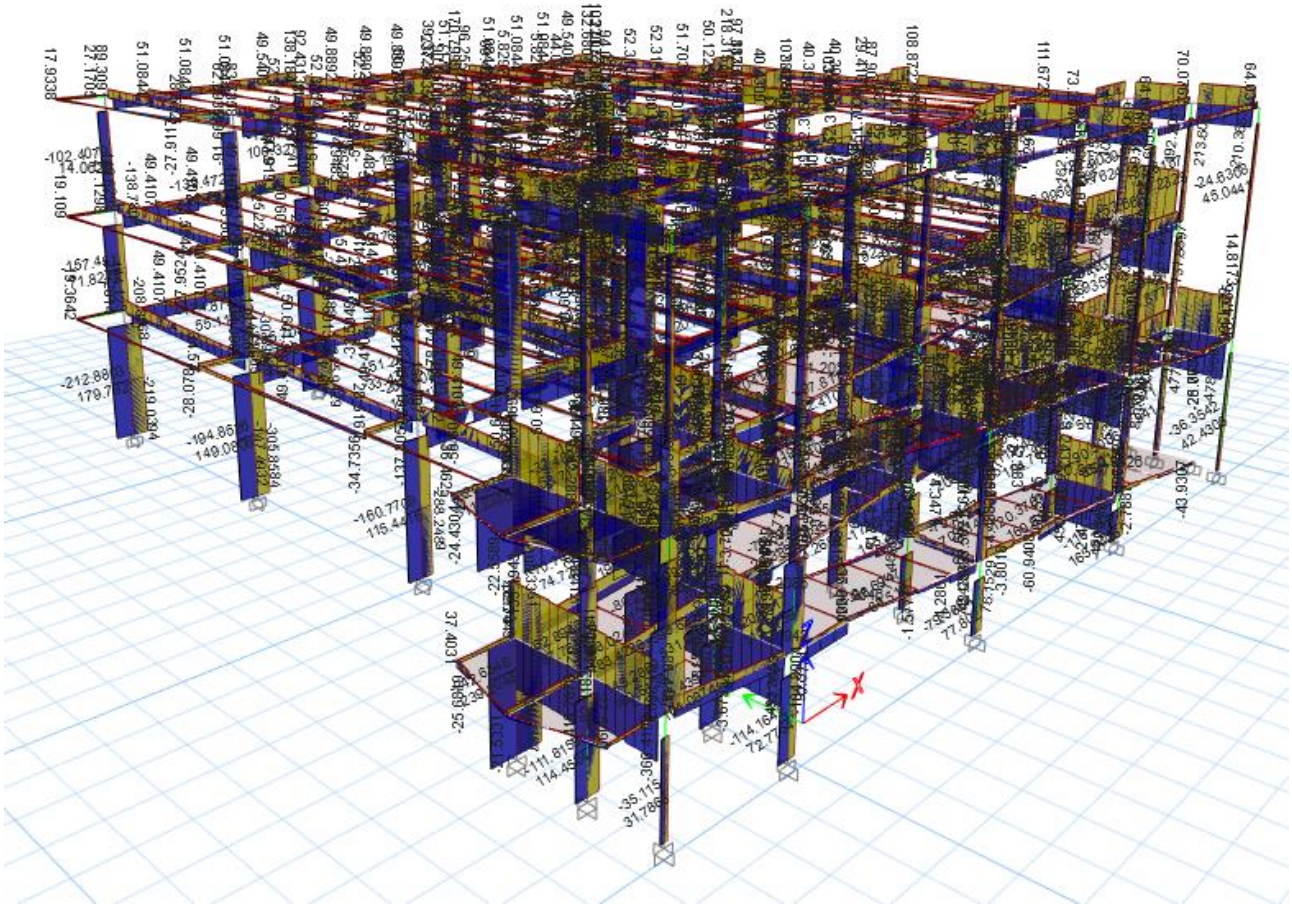


Ilustración 29: Diagrama de cortante. Vista 3D.

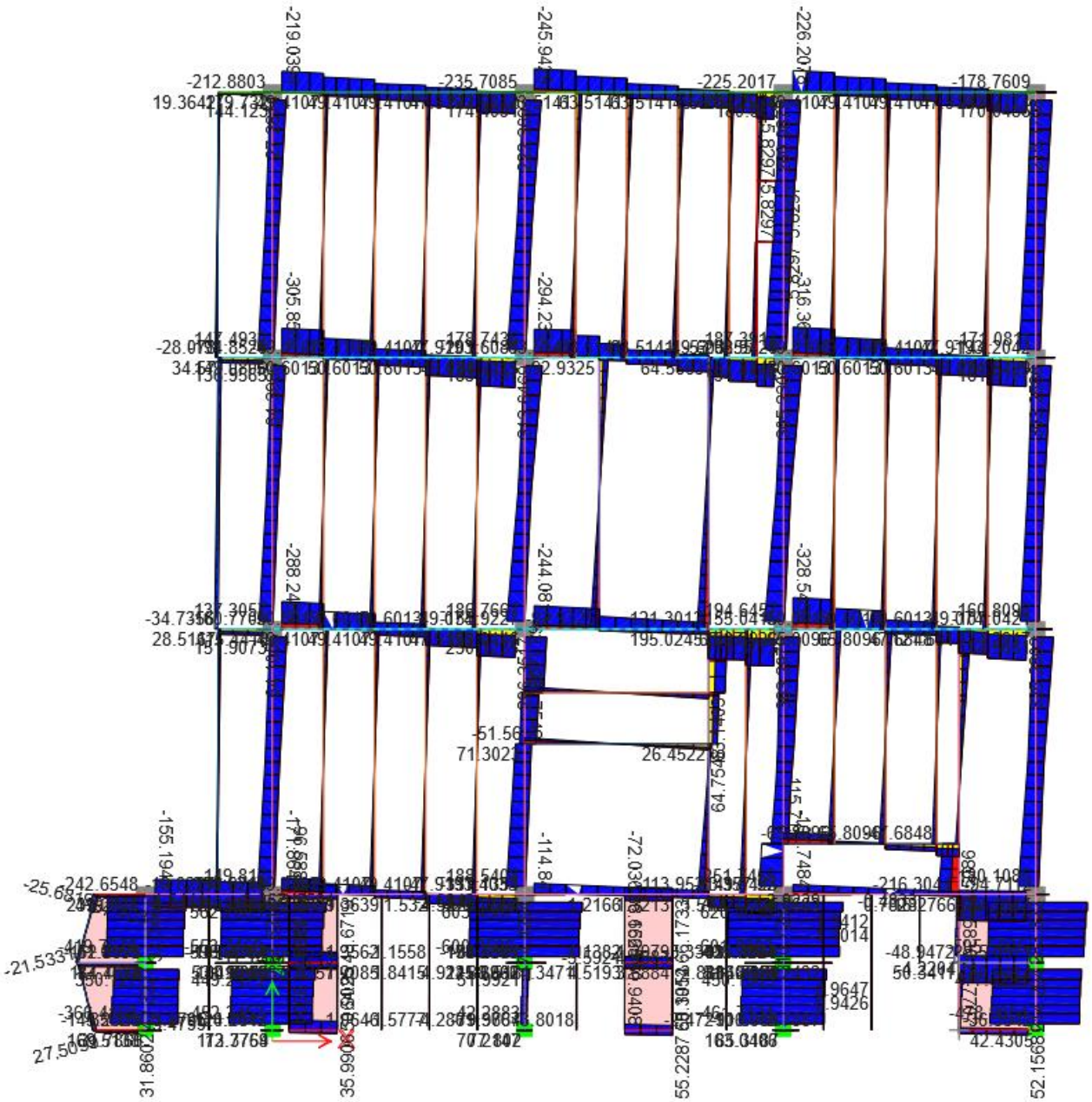


Ilustración 30: Diagrama de cortante en vigas de entrepiso. Vista en plata P2.

El máximo cortante que se presenta es de 384 kN.

VIGA DMO VIGA DMO

Base [mm]	300
Altura [mm]	500
Vu máx [kN]	228.5
Vu min [kN]	-121.3

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420

Barra long de menor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
Ramas de estribo	2
Recubrimiento [mm]	40
d [mm]	440.95

Según C.10.5.1

Asmin	389.7	mm2
Asmin	441.0	mm2

Según CR.10.3.5

Asmax	2116.6	mm2

Según C.11-3

Vc	111.3	kN	Ec. C.11-3	432.1530469
0.75*Vc	83.5	kN		

REFUERZO EN ZONA CONFINADA

Long Confinada Lo		1000	mm
Separación ZC So	D/4	110.24	mm
	8*D barra lo	152.8	mm
	24*D estribo	228	mm
		300	mm

So	110	mm
So	100	

Vs	262.98	kN	
Vs limite	432.15	kN	CUMPLE

CHEQUEO COR1 Cortante último 228.5 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 280.72105 kN CUMPLE

REFUERZO EN ZONA NO CONFINADA

Separación	220.48	mm
Separación	220	mm
Separación	210	

Vs	125.23	kN

CHEQUEO COR1 Cortante último 137.1 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 177.4 kN CUMPLE

Chequeo 3: Refuerzo transversal mínimo para vigas de 30x50 cm.

VIGA DMO

VIGA DMO

Base [mm]	350
Altura [mm]	500
Vu máx [kN]	290.6
Vu min [kN]	-240.1

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420

Barra long de menor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
Ramas de estribo	2
Recubrimiento [mm]	40
d [mm]	440.95

Según C.10.5.1

Asmin	454.7	mm2
Asmin	514.4	mm2

Según CR.10.3.5

Asmax	2469.3	mm2

Según C.11-3

Vc	129.9	kN	Ec. C.11-3	504.1785548
0.75*Vc	97.4	kN		

REFUERZO EN ZONA CONFINADA

Long Confinada Lo		1000	mm
Separación ZC So	D/4	110.24	mm
	8*D barra lo	152.8	mm
	24*D estribo	228	mm
		300	mm

So	110	mm
So	100	

Vs	262.98	kN	
Vs limite	504.18	kN	CUMPLE

CHEQUEO COR1 Cortante último 290.6 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 294.63506 kN CUMPLE

REFUERZO EN ZONA NO CONFINADA

Separación	220.48	mm
Separación	220	mm
Separación	210	

Vs	125.23	kN

CHEQUEO COR1 Cortante último 174.36 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 191.3 kN CUMPLE

Chequeo 4: Refuerzo transversal mínimo para vigas de 35x50 cm.

VIGA DMO VIGA DMO

Base [mm]	400
Altura [mm]	500
Vu máx [kN]	280.3
Vu min [kN]	-245.3

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420

Barra long de menor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
Ramas de estribo	2
Recubrimiento [mm]	40
d [mm]	440.95

Según C.10.5.1

Asmin	519.7	mm2
Asmin	587.9	mm2

Según CR.10.3.5

Asmax	2822.1	mm2

Según C.11-3

Vc	148.4	kN	Ec. C.11-3	576.2040626
0.75*Vc	111.3	kN		

REFUERZO EN ZONA CONFINADA

Long Confinada Lo		1000	mm
Separación ZC So	D/4	110.24	mm
	8*D barra lo	152.8	mm
	24*D estribo	228	mm
		300	mm

So	110	mm	Vs	262.98	kN
So	100		Vs limite	576.20	kN

CUMPLE

CHEQUEO COR1 Cortante último 280.3 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 308.54908 kN CUMPLE

REFUERZO EN ZONA NO CONFINADA

Separación	220.48	mm			
Separación	220	mm	Vs	131.49	kN
Separación	200				

CHEQUEO COR1 Cortante último 196.21 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 209.9 kN CUMPLE

Chequeo 5: Refuerzo transversal mínimo para vigas de 40x50 cm.

VIGA DMO VIGA DMO

Base [mm]	500
Altura [mm]	500
Vu máx [kN]	383.4
Vu min [kN]	-327.6

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420

Barra long de menor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
Ramas de estribo	3
Recubrimiento [mm]	40
d [mm]	440.95

Según C.10.5.1

Asmin	649.6	mm2
Asmin	734.9	mm2

Según CR.10.3.5

Asmax	3527.6	mm2

Según C.11-3

Vc	185.5	kN	Ec. C.11-3	720.2550782
0.75*Vc	139.1	kN		

REFUERZO EN ZONA CONFINADA

Long Confinada Lo		1000	mm
Separación ZC So	D/4	110.24	mm
	8*D barra lo	152.8	mm
	24*D estribo	228	mm
		300	mm

So	110	mm
So	100	

Vs	394.47	kN	
Vs limite	720.26	kN	CUMPLE

CHEQUEO COR1 Cortante último 383.4 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 434.99559 kN CUMPLE

REFUERZO EN ZONA NO CONFINADA

Separación	220.48	mm
Separación	220	mm
Separación	210	

Vs	187.84	kN

CHEQUEO COR1 Cortante último 268.38 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 280.0 kN CUMPLE

Chequeo 6: Refuerzo transversal mínimo para vigas de 50x50 cm.

VIGA DMO

VIGA DMO

Base [mm]	200
Altura [mm]	500
Vu máx [kN]	130.5
Vu min [kN]	-124.5

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420

Barra long de menor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
Ramas de estribo	2
Recubrimiento [mm]	40
d [mm]	440.95

Según C.10.5.1

Asmin	259.8	mm2
Asmin	294.0	mm2

Según CR.10.3.5

Asmax	1411.0	mm2

Según C.11-3

Vc	74.2	kN	Ec. C.11-3	288.1020313
0.75*Vc	55.7	kN		

REFUERZO EN ZONA CONFINADA

Long Confinada Lo		1000	mm
Separación ZC So	D/4	110.24	mm
	8*D barra lo	152.8	mm
	24*D estribo	228	mm
		300	mm

So	110	mm
So	100	

Vs	262.98	kN	
Vs limite	288.10	kN	CUMPLE

CHEQUEO COR1 Cortante último 130.5 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 252.89301 kN CUMPLE

REFUERZO EN ZONA NO CONFINADA

Separación	220.48	mm
Separación	220	mm
Separación	200	

Vs	131.49	kN

CHEQUEO COR1 Cortante último 88.74 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 154.3 kN CUMPLE

Chequeo 7: Refuerzo transversal mínimo para vigas de 20x50 cm.

VIGA DMO

VIGA DMO

Base [mm]	250
Altura [mm]	500
Vu máx [kN]	137.2
Vu min [kN]	-118.4

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420

Barra long de menor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
Ramas de estribo	2
Recubrimiento [mm]	40
d [mm]	440.95

Según C.10.5.1

Asmin	324.8	mm2
Asmin	367.5	mm2

Según CR.10.3.5

Asmax	1763.8	mm2

Según C.11-3

Vc	92.8	kN	Ec. C.11-3	360.1275391
0.75*Vc	69.6	kN		

REFUERZO EN ZONA CONFINADA

Long Confinada Lo		1000	mm
Separación ZC So	D/4	110.24	mm
	8*D barra lo	152.8	mm
	24*D estribo	228	mm
		300	mm

So	110	mm
So	100	

Vs	262.98	kN	
Vs limite	360.13	kN	CUMPLE

CHEQUEO COR1 Cortante último 137.2 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 266.80703 kN CUMPLE

REFUERZO EN ZONA NO CONFINADA

Separación	220.48	mm
Separación	220	mm
Separación	200	

Vs	131.49	kN

CHEQUEO COR1 Cortante último 93.296 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 168.2 kN CUMPLE

Chequeo 8: Refuerzo transversal mínimo para vigas de 25x50 cm.

10.3 CHEQUEO POR TORSIÓN

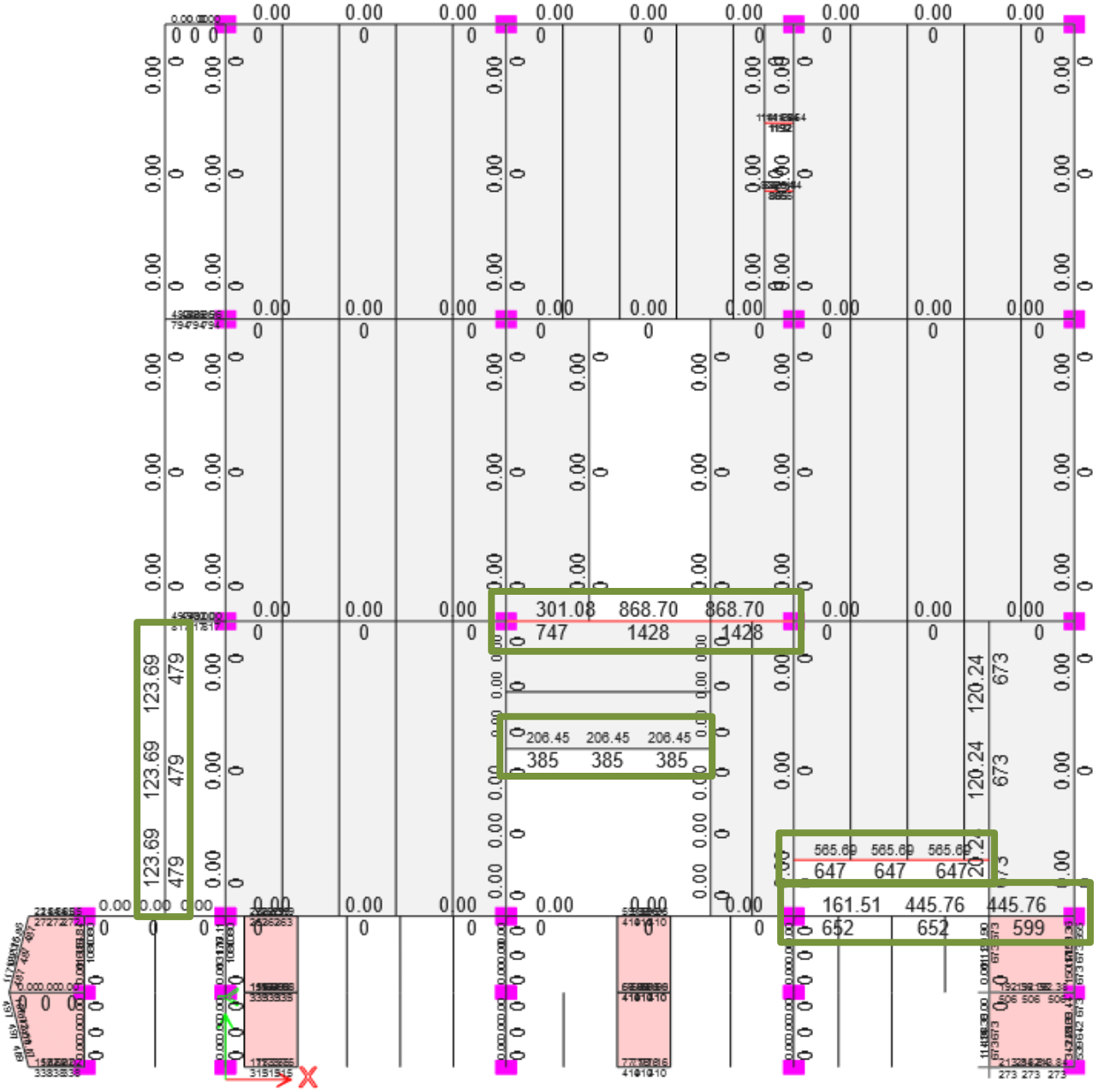


Ilustración 31: Refuerzo requerido a torsión en vigas N+3.60.

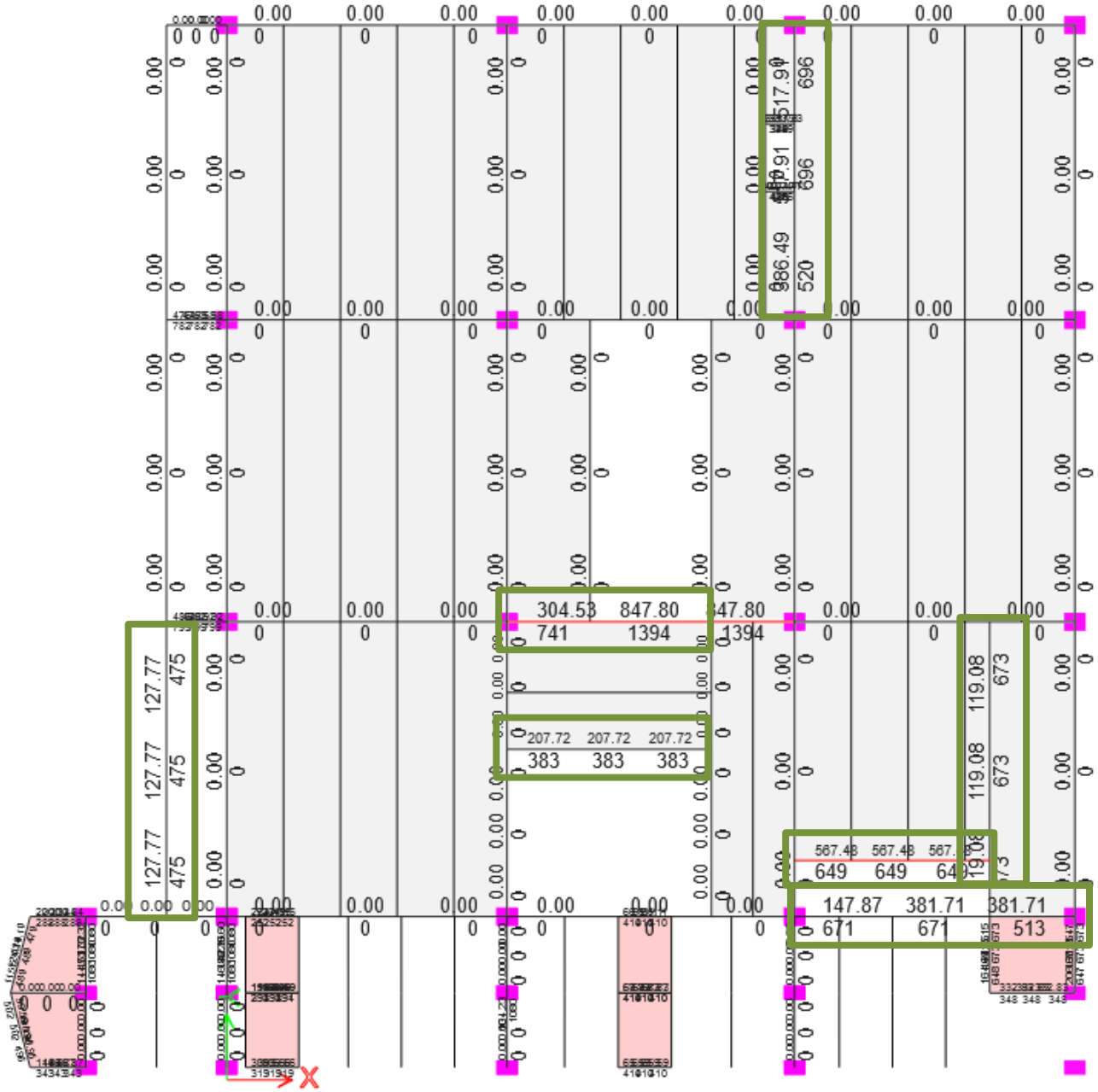


Ilustración 32: Refuerzo requerido a torsión en vigas N+7.20.

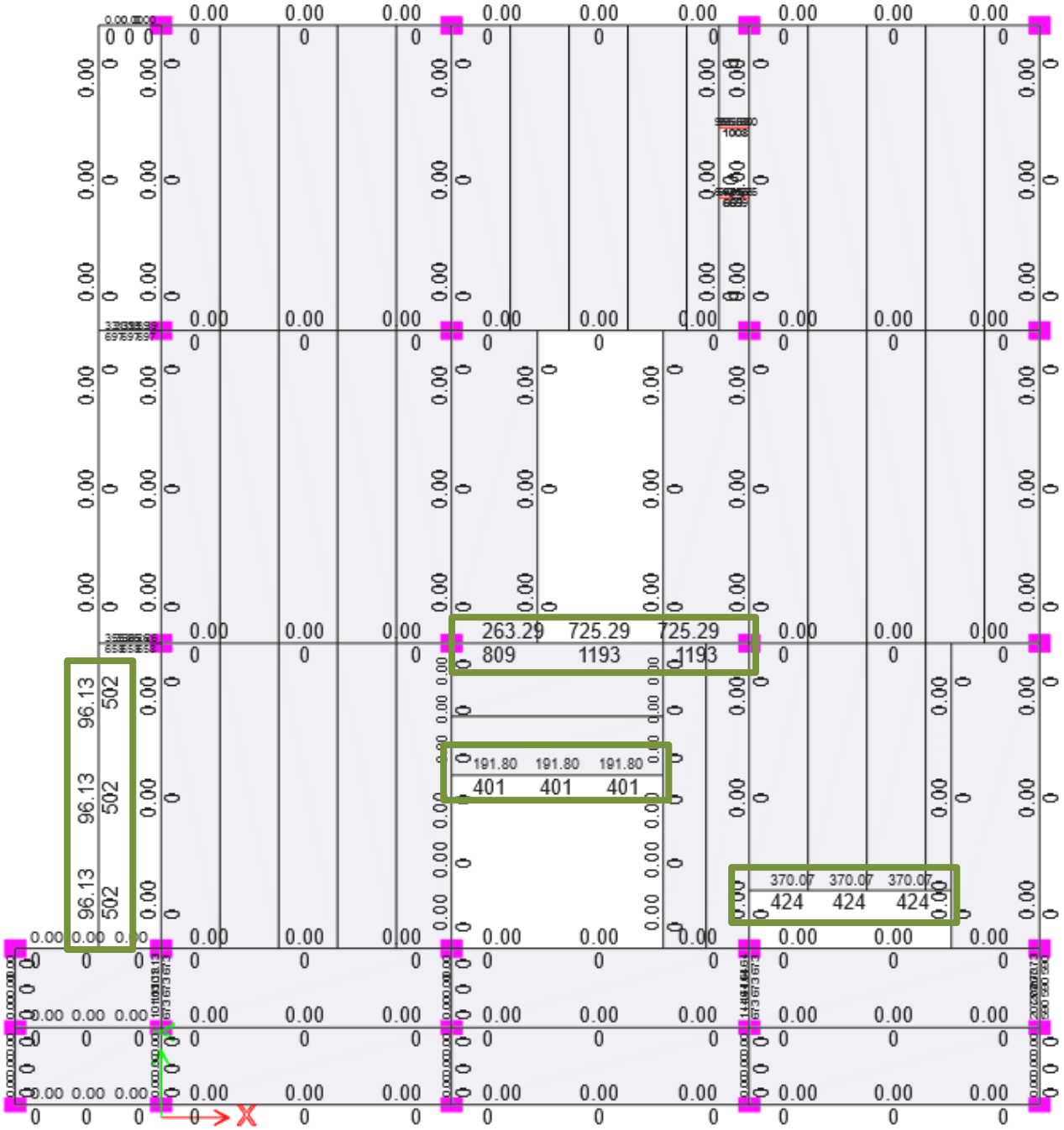
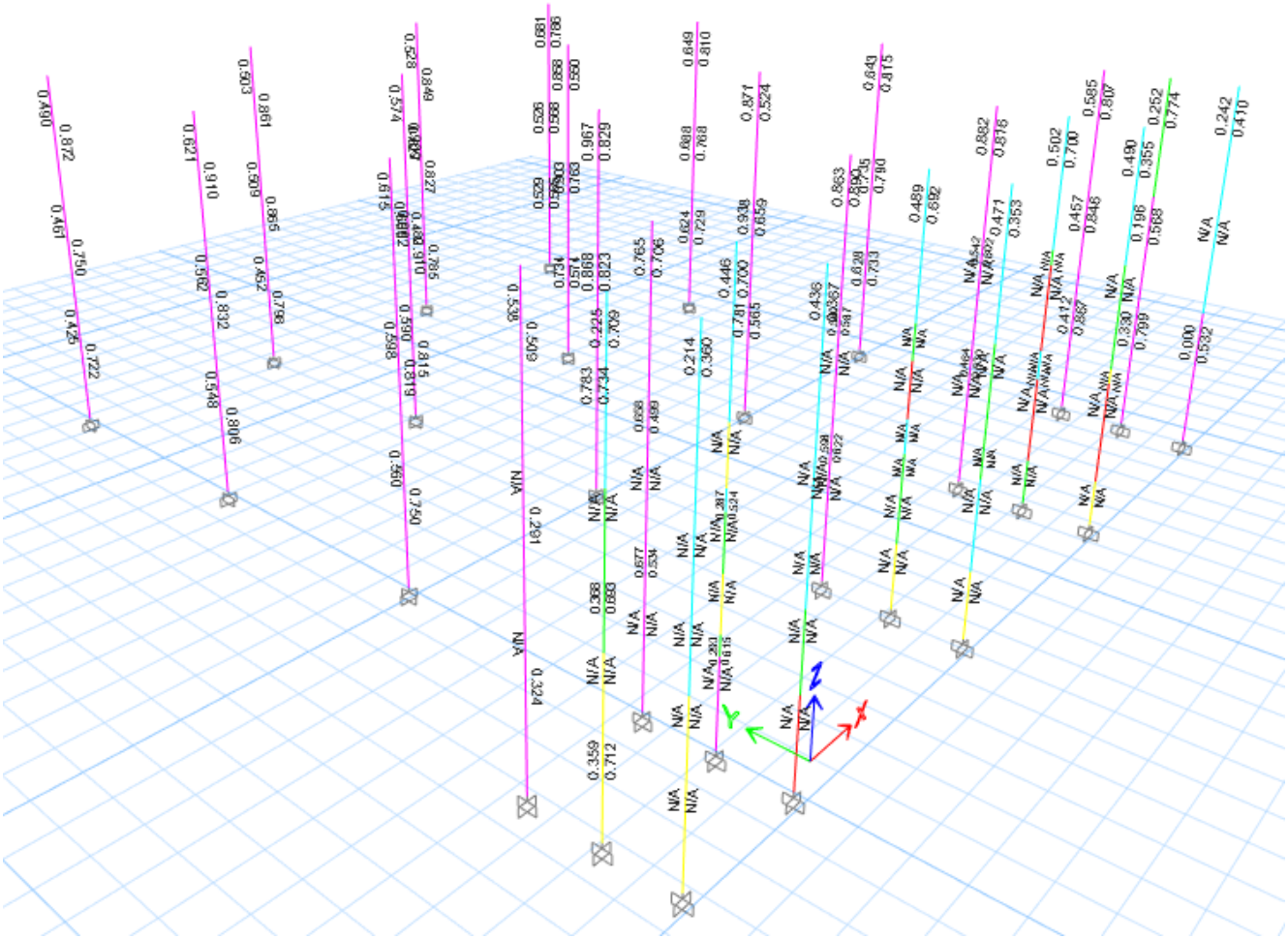


Ilustración 33: Refuerzo requerido a torsión en vigas N+11.15.

10.4 CHEQUEO DE COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL



11. DISEÑO DE ENTREPISO

El SteelDeck es una estructura mixta horizontal en la que la colaboración entre los elementos de acero y los de hormigón proveen de prestaciones estructurales optimizadas.

Para el diseño del entrepiso del proyecto, se planteó en SteelDeck con lámina colaborante calibre 22, con espesor de losa de 100 mm y perfil IPE-270 en zonas de salones, oficinas, baños, pasillos y cubierta, los cuales se modelaron con la ayuda del software Corpasoft 3.0. De igual manera se hizo para la cubierta en placa con espesor de 110 mm.

Anexo 1: Entre piso en Steel Deck.
Anexo 2: Cubierta en placa.
Anexo 3: Perfile IPE-270.

12. DISEÑO DE ESCALERA

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICIO DE 3 NIVELES**
CODIGO: 2401-ASBE-M1V1-MC

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420
ϕ	0.75
rec [mm]	30
d [mm]	220

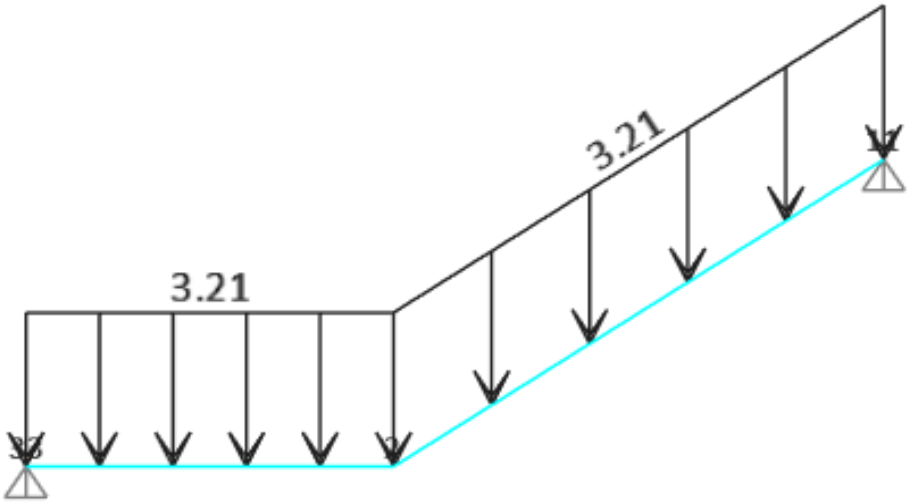
CARGA MUERTA

Descripción	Dimensiones [m]	Carga [KN/m2]	Factor de mayoración
Losa maciza	0.25	6.00	1.20
Contrahuella (100-180mm)	0.165	1.71	
Huella (mínimo 280mm)	0.280		
Afinado de pisos	1.50		
Fachada y Particiones			
Otro			
D	**9.21**		
FM*D	**11.05**		

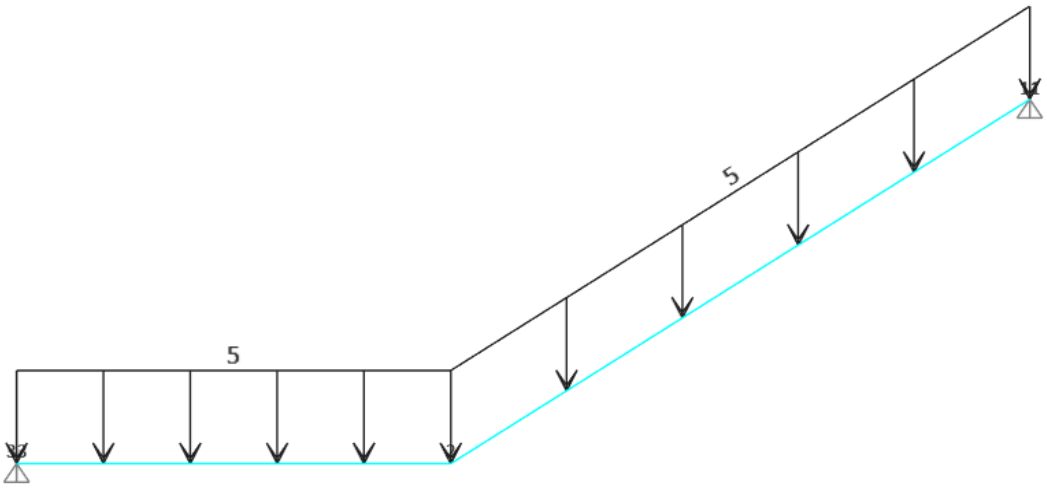
CARGA VIVA

Descripción	Carga [KN/m2]	Factor de mayoración
Escalera	5.00	1.6
Otro		
L	**5.00**	
FM*L	**8.00**	

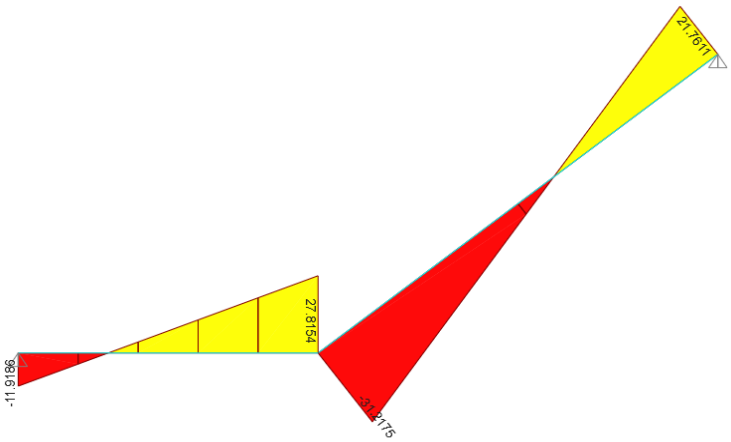
Asignacion de carga muerta (D) [KN,m,seg]



Asignación de carga viva (L) [KN,m,seg]



Cortante resultante [KN]



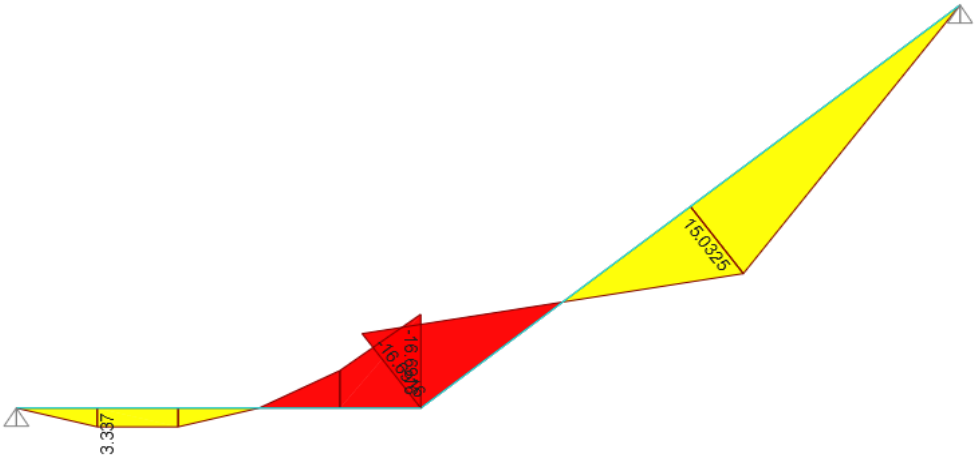
Cortante maximo a d de la cara del apoyo

31 KN

Cortante resistente

$$\emptyset Vc = 0.16 * \emptyset \sqrt{f'c} * b * d$$ **126.02 KN** **No requiere estribos**

Momento Resultante [KN*m]



REFUERZO LONGITUDINAL PARA Mu_max

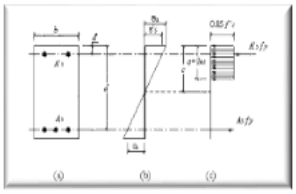
Superior	**1N4 c/0.20**
Inferior	**1N4 c/0.20**

PROPIEDADES	
f'c [MPa]	24.5
fy [MPa]	420
Ec [Mpa]	19304
Es [MPa]	200000
Ɛc	0.003
Ɛy	0.0021
λ	1
β1	0.85

SECCIÓN	
bw [mm]	1000
h [mm]	200
rec [mm]	40
Sep [mm]	50
c [mm]	15.304
a [mm]	13.01

DISEÑO DE ESCALERA

Pu ≤ 0.10*f'c*Ag



RESULTADOS DE DISEÑO A MOMENTO		
T-C [N]	0.00	
Ø	0.90	
Controlada:	Tensión	
Mn [kN]	41.58	
ØMn [Kn*m]	37.42	CUMPLE
Mu [Kn*m]	17.00	

	d [mm]	As 1		As 2		As total	Ɛ's(C) - Ɛs(T)	fs	T / C	Cc	Mn
		Cant	Barra	Cant	Barra	mm2		[Mpa]	[N]	[N]	[N*mm]
	40					0	0.00000	0	0	270900	41582011.8
	90					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	110					0	0.00000	0	0		0
d [mm]	160	5.00	N4			645	0.02836	420	-270900		0

REFUERZO TRANSVERSAL - REFUERZO MINIMO

$\rho_{ret\ y\ frag}$	0.0018
$\rho_{ret\ y\ frag}/2$	0.0009
h	250
b	1000
$As_{flex}=\rho_{flex}*h*b$	225

→

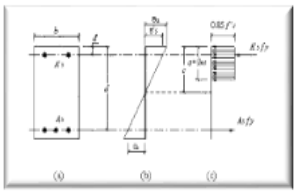
Superior e inferior	1N3 c/0.25 (As=284)

PROPIEDADES	
f'c [MPa]	24.5
fy [MPa]	420
Ec [Mpa]	19304
Es [MPa]	200000
Єc	0.003
Єy	0.0021
λ	1
β1	0.85

SECCIÓN	
bw [mm]	1000
h [mm]	200
rec [mm]	40
Sep [mm]	50
c [mm]	6.739
a [mm]	5.73

DISEÑO DE ESCALERA

Pu ≤ 0.10*f'c*Ag



RESULTADOS DE DISEÑO A MOMENTO		
T-C [N]	0.00	
Ø	0.90	
Controlada:	Tensión	
Mn [kN]	18.74	
ØMn [Kn*m]	16.87	CUMPLE
Mu [Kn*m]		

	d [mm]	As 1 Cant	As 1 Barra	As 2 Cant	As 2 Barra	As total mm2	Є's(C) - Єs(T)	fs [Mpa]	T / C [N]	Cc [N]	Mn [N*mm]
	40					0	0.00000	0	0	119280	18743198.1
	90					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	110					0	0.00000	0	0		0
d [mm]	160	4.00	N3			284	0.06823	420	-119280		0

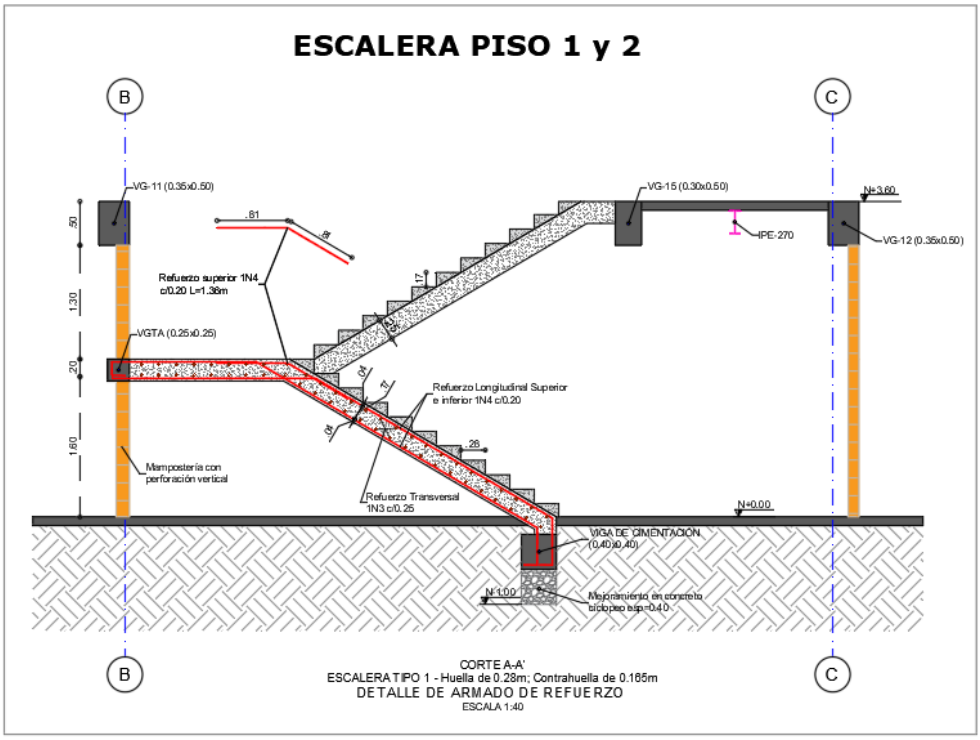


Ilustración 34: Despiece de escalera para piso 1 y 2.

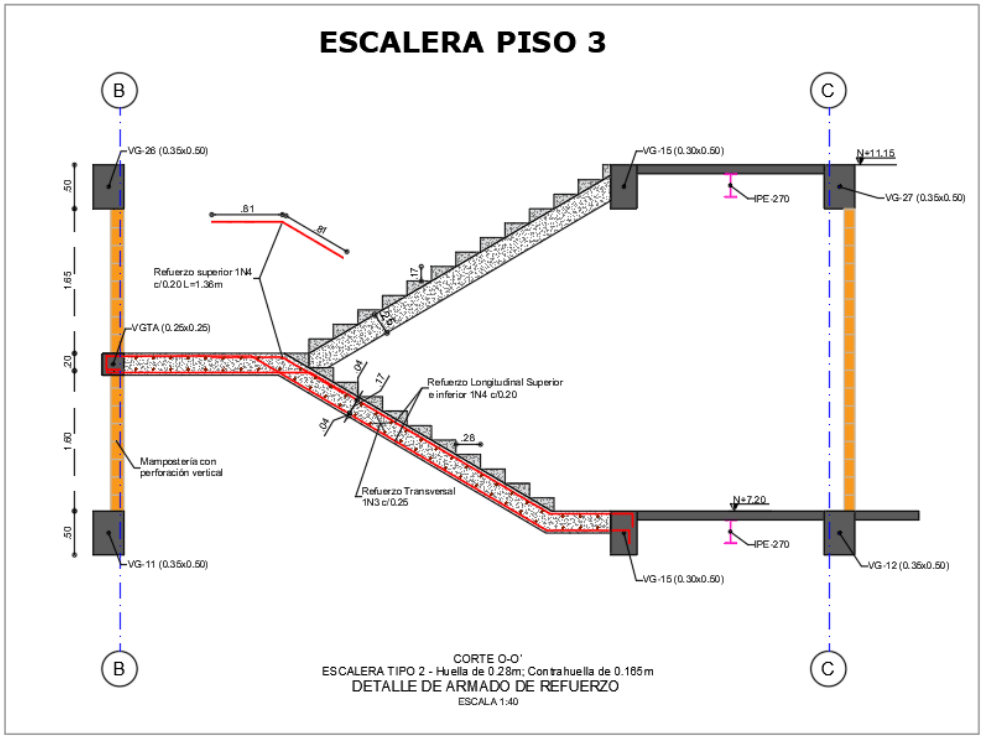


Ilustración 35: Despiece de escalera para piso 3.

13. DISEÑO DE LOSA MACIZA – RAMPA

Para el diseño de la rampa se planteó una losa maciza en una dirección de espesor 100 mm con perfiles IPE-120.

Anexo 4: Perfile IPE-120.

DISEÑO DE LOSA MACIZA EN UNA DIRECCIÓN	
Tipo de apoyo	**Simplemente apoyados**
Luz entre apoyos [m]	1.8
Esp. Mín. requerido [m]	0.09
Espesor Asignado [m]	0.1
	CUMPLE

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420
ϕ	0.75
rec [mm]	50
d [mm]	50

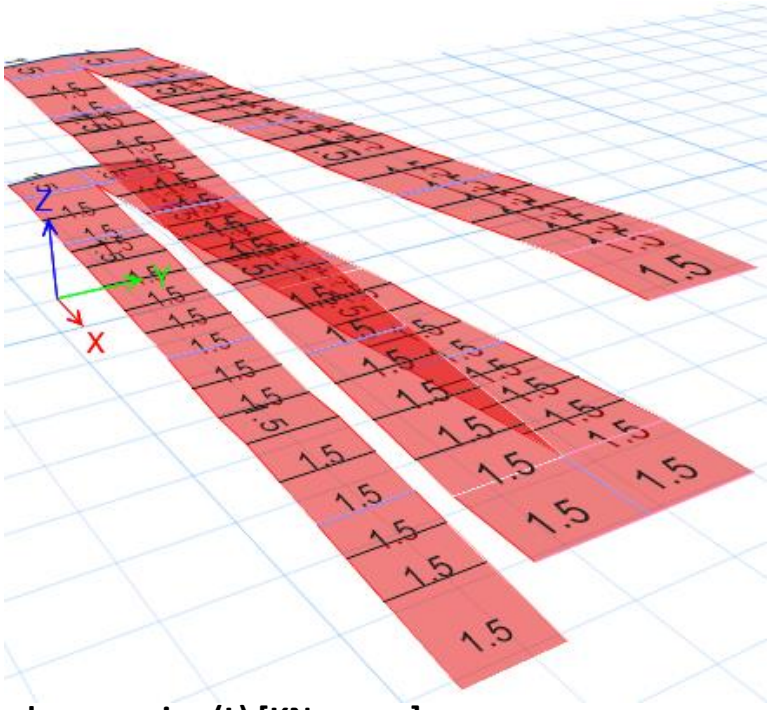
TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, **h**			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que **NO** soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

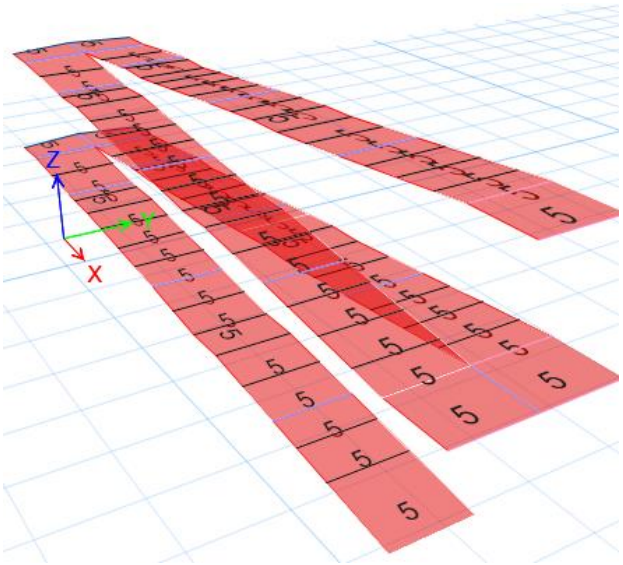
CARGA MUERTA				
Descripción		**Dimensiones [m]**	**Carga [KN/m2]**	**Factor de mayoración**
Losa maciza	**Espesor**	0.1	2.4	1.20
	Ancho	1.80		
	Largo	8.10		
Afinado de pisos		1.50		
Fachada y Particiones		0.00		
Otro		**Peso Total [KN]**	0.00	
		0.00		
SM APLICADO MODELO		1.50		
TOTAL D		3.90		
FM*D		4.68		

CARGA VIVA		
Descripción	**Carga [KN/m2]**	**Factor de mayoración**
Losa maciza	5.00	1.60
Otro		
L	5.00	
F*M	8.00	

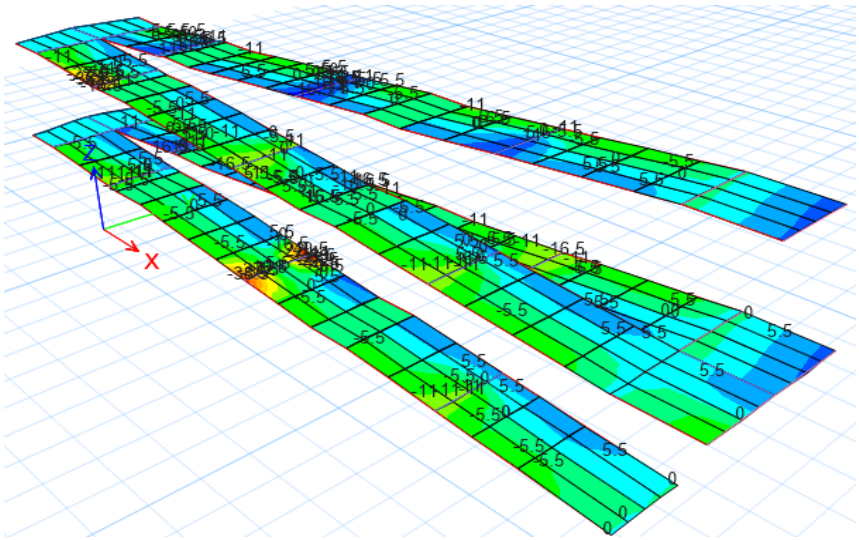
Asignación de carga muerta (D) [KN,m,seg]



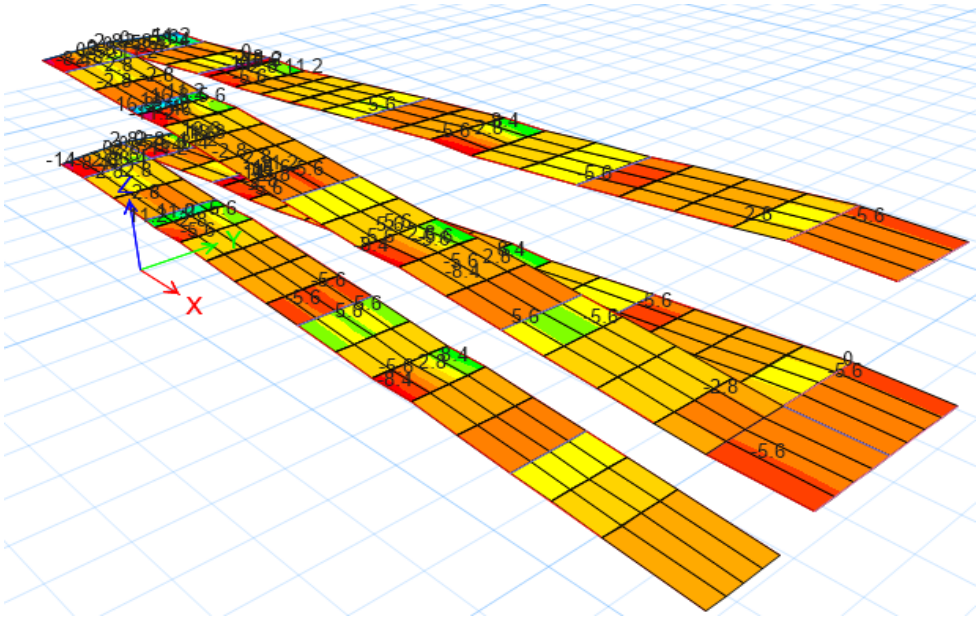
Asignación de carga viva (L) [KN,m,seg]



Cortante resultante V13 [KN/m]: **-49**

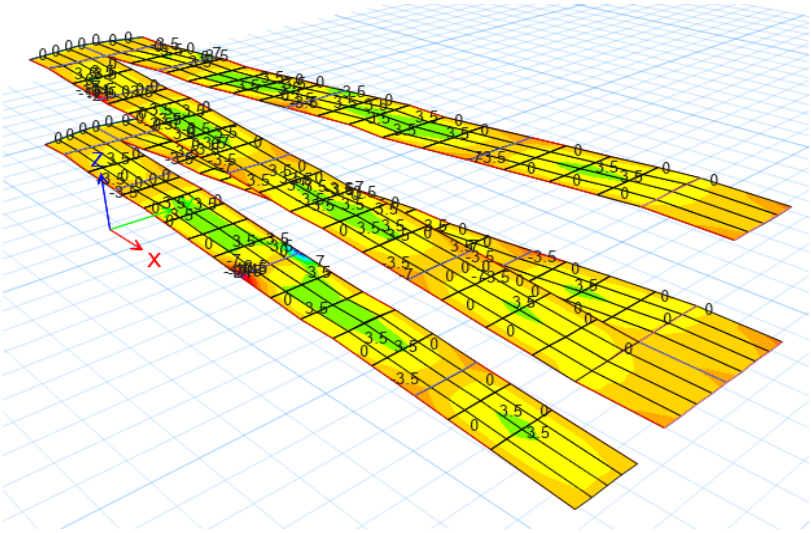


Cortante resultante V23 [KN/m]: **-14**



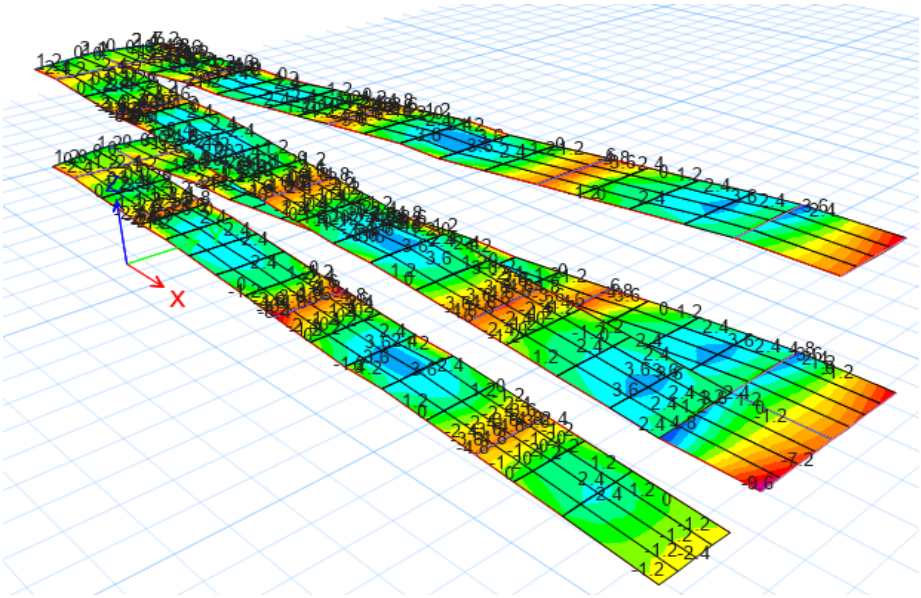
Momento resultante M11 [KN-m/m]:

Máx	**3.5**
Mín	**-7**



Momento resultante M22 [KN-m/m]:

Máx	**6**
Mín	**-9.6**



REFUERZO TRANSVERSAL PARA Mu MAX

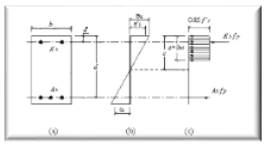
Refuerzo central	1N3 C/15

PROPIEDADES	
f'c [MPa]	24.5
fy [MPa]	420
Ec [Mpa]	19304
Es [MPa]	200000
Єc	0.003
Єy	0.0021
λ	1
β1	0.85

SECCIÓN	
bw [mm]	1000
h [mm]	100
rec [mm]	40
Sep [mm]	50
c [mm]	13.103
a [mm]	11.14

DISEÑO DE PLACA MACIZA

Pu ≤ 0.10*f'c*Ag



RESULTADOS DE DISEÑO A MOMENTO		
T-C [N]	33133.33	
Ø	0.90	
Controlada:	Tensión	
Mn [kN]	12.62	
ØMn [Kn*m]	11.36	CUMPLE
Mu [Kn*m]	7.00	

	d [mm]	As 1 Cant	As 1 Barra	As 2 Cant	As 2 Barra	As total mm2	Є's(C) - Єs(T)	fs [Mpa]	T / C [N]	Cc [N]	Mn [N*mm]
	40					0	0.00000	0	0	231933	12624449.7
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
d [mm]	60	6.67	N3			473.3333333	0.01074	420	-198800		0

REFUERZO LONGITUDINAL PARA Mu MAX

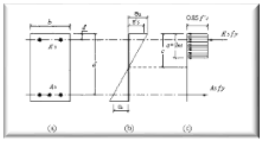
Refuerzo central	1N3 C/15

PROPIEDADES	
f'c [MPa]	24.5
fy [MPa]	420
Ec [Mpa]	19304
Es [MPa]	200000
Єc	0.003
Єy	0.0021
λ	1
β1	0.85

SECCIÓN	
bw [mm]	1000
h [mm]	100
rec [mm]	40
Sep [mm]	50
c [mm]	13.103
a [mm]	11.14

DISEÑO DE PLACA MACIZA

Pu ≤ 0.10*f'c*Ag



RESULTADOS DE DISEÑO A MOMENTO		
T-C [N]	33133.33	
Ø	0.90	
Controlada:	Tensión	
Mn [kN]	12.62	
ØMn [Kn*m]	11.36	CUMPLE
Mu [Kn*m]	9.60	

	d [mm]	As 1 Cant	As 1 Barra	As 2 Cant	As 2 Barra	As total mm2	Є's(C) - Єs(T)	fs [Mpa]	T / C [N]	Cc [N]	Mn [N*mm]
	40					0	0.00000	0	0	231933	12624449.7
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
d [mm]	60	6.67	N3			473.3333333	0.01074	420	-198800		0

14. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se utilizan las combinaciones de servicio descritas en el titulo B.2.3.1 de la norma NDR-10.

NÚMERO	COMBO
S1	D+F
S2	D+H+F+L+Lr
S3	D+H+F+Lr
S4	D+H+0.75L+0.75Lr
S5	D+H+F+W
S6A	D+H+F+0.7Ex+0.21Ey
S6B	D+H+F+0.7Ex-0.21Ey
S6C	D+H+F+0.21Ex+0.7Ey
S6D	D+H+F+0.21Ex-0.7Ey
S7	D+H+F+0.75W+0.75F+0.75Lr
S8A	D+H+F+0.52Ex+0.16Ey
S8B	D+H+F+0.52Ex-0.16Ey
S8C	D+H+F+0.16Ex+0.52Ey
S8D	D+H+F+0.16Ex-0.52Ey
S9	0.6D+H+W
S10A	0.6D+H+0.7Ex+0.21Ey
S10B	0.6D+H+0.7Ex-0.21Ey
S10C	0.6D+H+0.21Ex+0.7Ey
S10D	0.6D+H+0.21Ex-0.7Ey

En la Tabla 1. se presentan las reacciones generadas en los apoyos para el caso de carga de servicio y combinación presentadas en el ítem 9.2, según notación mostrada en la Ilustración 33. Posteriormente se presenta el diseño de la zapata típica según solicitaciones del estudio de suelos.

Se presentan los nodos de la planta cimentación agrupados según la propuesta de cimentación:

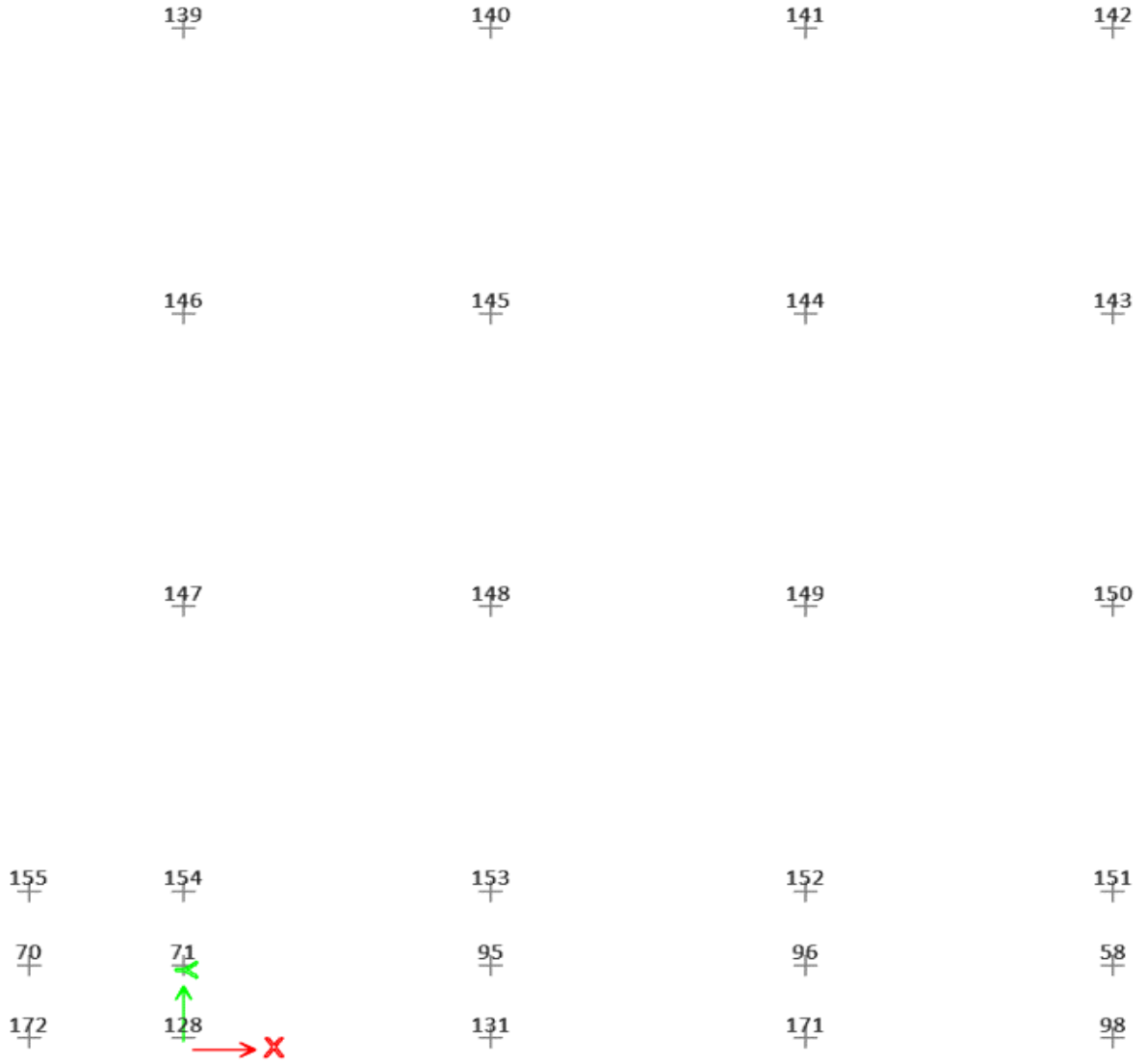


Ilustración 36: Joint cimentación.

STORY	LABEL	NAME	SERV	COMB	TIPO	DIM
CIM	139	427	672.594	813.2894	TP-01	2.00x2.00
CIM	140	428	1082.24	1309.5656	TP-02	2.50x2.80
CIM	141	429	1151.27	1392.2413	TP-02	2.50x2.80
CIM	142	430	624.621	741.3028	TP-01	2.00x2.00
CIM	143	434	1064.82	1258.6849	TP-03	2.50x2.50
CIM	144	433	1767.94	2162.6248	TP-04	3.00x3.60
CIM	145	432	1732.5	2122.2938	TP-04	3.00x3.60
CIM	146	431	1166.27	1411.2503	TP-02	2.50x2.80
CIM	147	435	1165.78	1410.3992	TP-02	2.50x2.80
CIM	148	436	1829.37	2259.6392	TP-04	3.00x3.60
CIM	149	437	2084.4	2617.8228	TP-05	3.50x3.50
CIM	150	438	1204.08	1464.236	TP-06	2.50x3.00
CIM	151	442	874.512	1076.313	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	152	441	1593.11	1973.9899	ZTC-01	3.00x5.40
CIM	153	440	1246.58	1517.1323	ZTC-01	3.00x5.40
CIM	154	99	825.258	1011.448	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	155	446	294.754	368.8004	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	58	146	291.639	364.5443	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	70	145	304.883	391.4454	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	71	150	499.396	632.8431	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	95	149	648.27	824.5643	ZTC-01	3.00x5.40
CIM	96	148	664.725	843.854	ZTC-01	3.00x5.40
CIM	98	139	146.824	175.8911	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	128	143	339.777	425.4312	ZTC-02	2.20x5.40
CIM	131	141	439.397	552.4404	ZTC-01	3.00x5.40
CIM	171	140	433.578	544.3835	ZTC-01	3.00x5.40
CIM	172	144	224.434	283.5682	ZTC-02	2.20x5.40

Tabla 1: Reacciones en la cimentación.

En la Tabla 1 se presenta el resumen de las reacciones para la cimentación propuesta, en caso de que se presenten zapatas combinadas se debe considerar la suma de las reacciones de cada nodo involucrado.

14.1 DISEÑO DE ZAPATA

El diseño de la zapata tipo se realiza con el predimensionamiento con las combinaciones de servicio y el diseño con las cargas mayoradas de las combinaciones de acuerdo con el título B.2.4.2 de la norma:

14.1.1. Diseño de zapata céntrica

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2401-AABE-M1V1-ZP
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT01

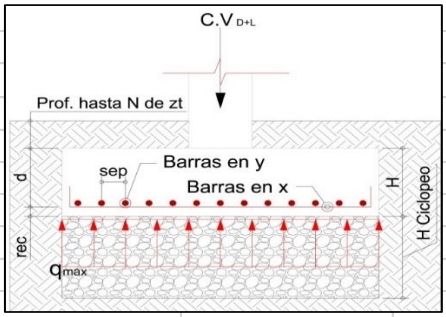
ENTRADA DE DATOS

CARGAS	
Carga Vertical D+L [KN]	673.20
Carga Vertical Wu [KN]	814.10
Factor de Carga	1.21
Diseño del Caso1	

DATOS DE ENTRADA	
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1000
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0
Recubrimiento [mm]	50
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	200.0

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Densidad del concreto [KN/m3]	24
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Densidad del suelo [KN/m3]	18
Resistencia Concreto [Mpa]	24.5
Resistencia Acero [Mpa]	420

FACTORES DE REDUCCIÓN	
Por Cortante	0.75
Por Traccion	0.9
ρ_{min}	0.0020



CASO 1

DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	2.00
Long. En Y [m]	2.00

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.40

Altura efectiva (d) [mm]	450		Area requerida	3.96
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	170.0		Area propuesta	4.00
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	203.5		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	556.85	**OK**	Vu1	142.47

CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	632.45
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2116.02	**OK**	b0 [mm]	3800
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica		βc	1.00
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	3563.82		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	99.73		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00066		As requerido c/150 [mm2/mm]	135
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	130.26		Designacion de Barra	N5
ρ	0.00086		As requerido c/150 [mm2/mm]	135
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2401-AABE-M1V1-ZP
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT02

ENTRADA DE DATOS

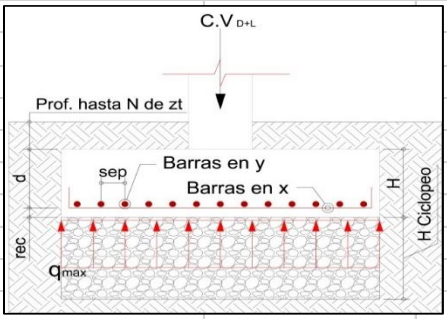
CARGAS	
Carga Vertical D+L [KN]	1166.10
Carga Vertical Wu [KN]	1411.00
Factor de Carga	1.21
Diseño del Caso1	

DATOS DE ENTRADA	
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1000
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0
Recubrimiento [mm]	50
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	200.0

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Densidad del concreto [KN/m3]	24
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Densidad del suelo [KN/m3]	18.5
Resistencia Concreto [Mpa]	24.5
Resistencia Acero [Mpa]	420

FACTORES DE REDUCCIÓN	
Por Cortante	0.75
Por Traccion	0.9
ρ_{min}	0.0020

CASO 1



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	2.50
Long. En Y [m]	2.80

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.50

Altura efectiva (d) [mm]	450		Area requerida	6.88
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	169.5		Area propuesta	7.00
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	201.6		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	696.06	**OK**	Vu1	352.75

CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	1209.93
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2227.39		b0 [mm]	4000
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica	**OK**	βc	1.12
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	3619.50		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	254.69		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00120		As requerido c/150 [mm2/mm]	135
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	333.22		Designacion de Barra	N5
ρ	0.00177		As requerido c/150 [mm2/mm]	135
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2401-AABE-M1V1-ZP
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT03

ENTRADA DE DATOS

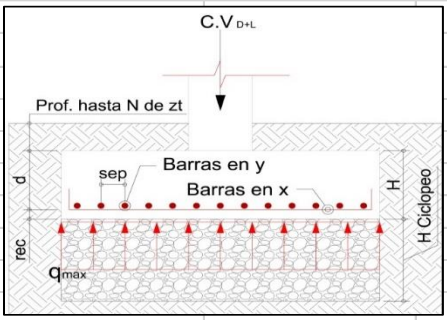
CARGAS	
Carga Vertical D+L [KN]	1064.90
Carga Vertical Wu [KN]	1258.80
Factor de Carga	1.18
Diseño del Caso1	

DATOS DE ENTRADA	
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1000
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0
Recubrimiento [mm]	50
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	200.0

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Densidad del concreto [KN/m3]	24
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Densidad del suelo [KN/m3]	18.5
Resistencia Concreto [Mpa]	24.5
Resistencia Acero [Mpa]	420

FACTORES DE REDUCCIÓN	
Por Cortante	0.75
Por Traccion	0.9
ρ_{min}	0.0020

CASO 1



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	2.50
Long. En Y [m]	2.50

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.50

Altura efectiva (d) [mm]	450		Area requerida	6.28
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	169.5		Area propuesta	6.25
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	201.4		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	696.06	**OK**	Vu1	276.94

CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	1057.90
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2227.39		b0 [mm]	4000
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica	**OK**	βc	1.00
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	3619.50		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	227.21		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00120		As requerido c/150 [mm2/mm]	135
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	251.76		Designacion de Barra	N5
ρ	0.00133		As requerido c/150 [mm2/mm]	135
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2401-AABE-M1V1-ZP
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT04

ENTRADA DE DATOS

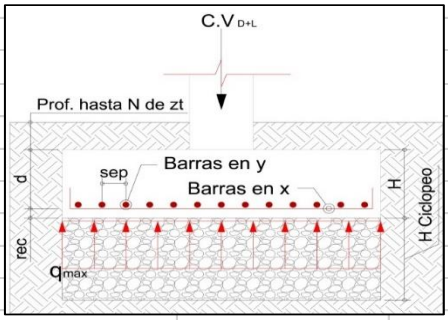
CARGAS	
Carga Vertical D+L [KN]	1829.90
Carga Vertical Wu [KN]	2259.70
Factor de Carga	1.23
Diseño del Caso1	

DATOS DE ENTRADA	
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1000
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0
Recubrimiento [mm]	50
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	200.0

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Densidad del concreto [KN/m3]	24
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Densidad del suelo [KN/m3]	18.5
Resistencia Concreto [Mpa]	24.5
Resistencia Acero [Mpa]	420

FACTORES DE REDUCCIÓN	
Por Cortante	0.75
Por Traccion	0.9
ρ_{min}	0.0020

CASO 1



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	3.00
Long. En Y [m]	3.60

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.50

Altura efectiva (d) [mm]	450		Area requerida	10.80
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	169.5		Area propuesta	10.80
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	209.2		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	835.27	**OK**	Vu1	690.46

CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	2050.99
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2227.39	**OK**	b0 [mm]	4000
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica		βc	1.20
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	3619.50		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	542.33		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00201		As requerido c/150 [mm2/mm]	136
ρ de diseño = ρ requerido	**0.002009**		**1N5c/150mm**	

MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	754.02		Designacion de Barra	N6
ρ	0.00340		As requerido c/150 [mm2/mm]	230
ρ de diseño = ρ	**0.0034**		**1N6c/150mm**	

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2401-AABE-M1V1-ZP
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT05

ENTRADA DE DATOS

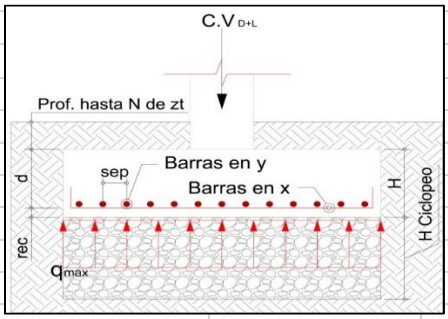
CARGAS	
Carga Vertical D+L [KN]	2084.40
Carga Vertical Wu [KN]	2617.80
Factor de Carga	1.26
Diseño del Caso1	

DATOS DE ENTRADA	
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	900
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	600
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0
Recubrimiento [mm]	50
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	200.0

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Densidad del concreto [KN/m3]	24
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Densidad del suelo [KN/m3]	18.5
Resistencia Concreto [Mpa]	24.5
Resistencia Acero [Mpa]	420

FACTORES DE REDUCCIÓN	
Por Cortante	0.75
Por Traccion	0.9
ρ_{min}	0.0020

CASO 1



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	3.50
Long. En Y [m]	3.50

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.50

Altura efectiva (d) [mm]	550		Area requerida	12.34
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	169.0		Area propuesta	12.25
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	213.7		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	1191.03	**OK**	Vu1	710.55

CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	2359.76
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2994.60	**OK**	b0 [mm]	4400
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica		βc	1.00
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	5240.55		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	786.27		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00201		As requerido c/150 [mm2/mm]	165
ρ de diseño = ρ requerido	**0.002005**		**1N5c/150mm**	

MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	841.44		Designacion de Barra	N5
ρ	0.00215		As requerido c/150 [mm2/mm]	177
ρ de diseño = ρ	**0.002149**		**1N5c/150mm**	

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2401-AABE-M1V1-ZP
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT06

ENTRADA DE DATOS

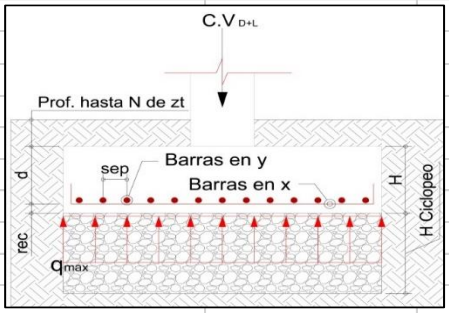
CARGAS	
Carga Vertical D+L [KN]	1204.50
Carga Vertical Wu [KN]	1464.80
Factor de Carga	1.22
Diseño del Caso1	

DATOS DE ENTRADA	
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1000
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0
Recubrimiento [mm]	50
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	200.0

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Densidad del concreto [KN/m3]	24
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Densidad del suelo [KN/m3]	18.5
Resistencia Concreto [Mpa]	24.5
Resistencia Acero [Mpa]	420

FACTORES DE REDUCCIÓN	
Por Cortante	0.75
Por Traccion	0.9
ρ_{min}	0.0020

CASO 1



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	2.50
Long. En Y [m]	3.00

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.50

Altura efectiva (d) [mm]	450		Area requerida	7.11
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	169.5		Area propuesta	7.50
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	195.3		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	696.06	**OK**	Vu1	390.61

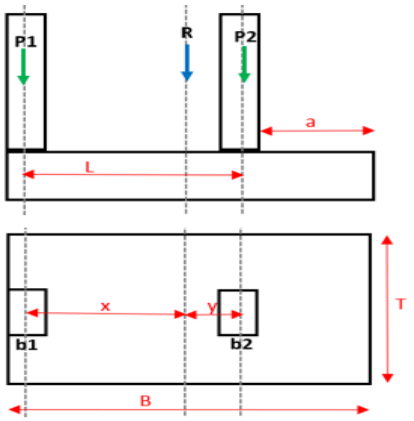
CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	1269.98
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2227.39		b0 [mm]	4000
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica	**OK**	βc	1.20
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	3619.50		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	264.40		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00117		As requerido c/150 [mm2/mm]	135
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

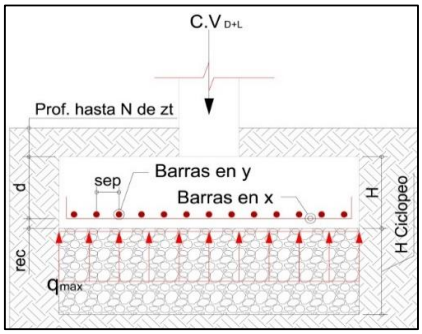
MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	381.46		Designacion de Barra	N5
ρ	0.00204		As requerido c/150 [mm2/mm]	137
ρ de diseño = ρ	**0.002035**		**1N5c/150mm**	

14.1.2. Diseño de zapata combinada

ZAP COMB TP01			
Resultante	2734.53		
Cap Efect	170.30		
Area zap	16.06	m2	
L	4.25	m	
a	0.80	m	
b1	0.30	m	
b2	0.30	m	
B	5.35	5.40	m
T	3.00	3.00	m



CASO 1



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	3.30
Long. En Y [m]	5.40

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.40

Altura efectiva (d) [mm]	550		Area requerida	0.00
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	169.4		Area propuesta	17.82
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	62.9		OK	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	1039.67	OK	Vu1	941.00

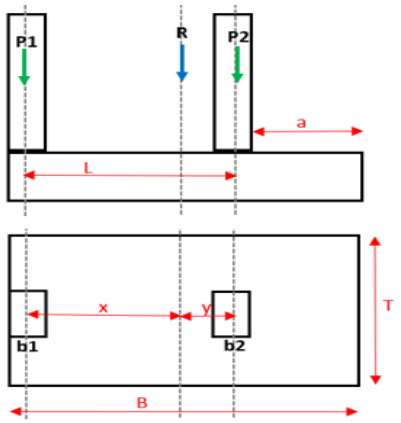
CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	1051.34
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2646.44	OK	b0 [mm]	4200
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica		βc	1.64
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	4788.79		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	392.00		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00064		As requerido c/150 [mm2/mm]	165
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

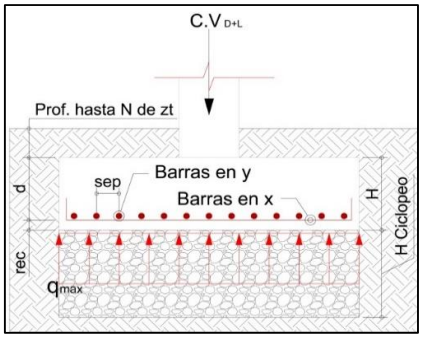
MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	648.15		Designacion de Barra	N5
ρ	0.00175		As requerido c/150 [mm2/mm]	165
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

ZAP COMB TP02

Resultante	1699.25		
Cap Efect	170.30		
Area zap	9.98	m2	
L	4.25	m	
a	0.80	m	
b1	0.30	m	
b2	0.30	m	
B	5.35	5.40	m
T	1.87	2.20	m



CASO 1



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Long. En X [m]	2.20
Long. En Y [m]	5.40

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. En X [m]	0.60
Long. En Y [m]	0.40

Altura efectiva (d) [mm]	550		Area requerida	0.00
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	169.4		Area propuesta	11.88
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	44.5		OK	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

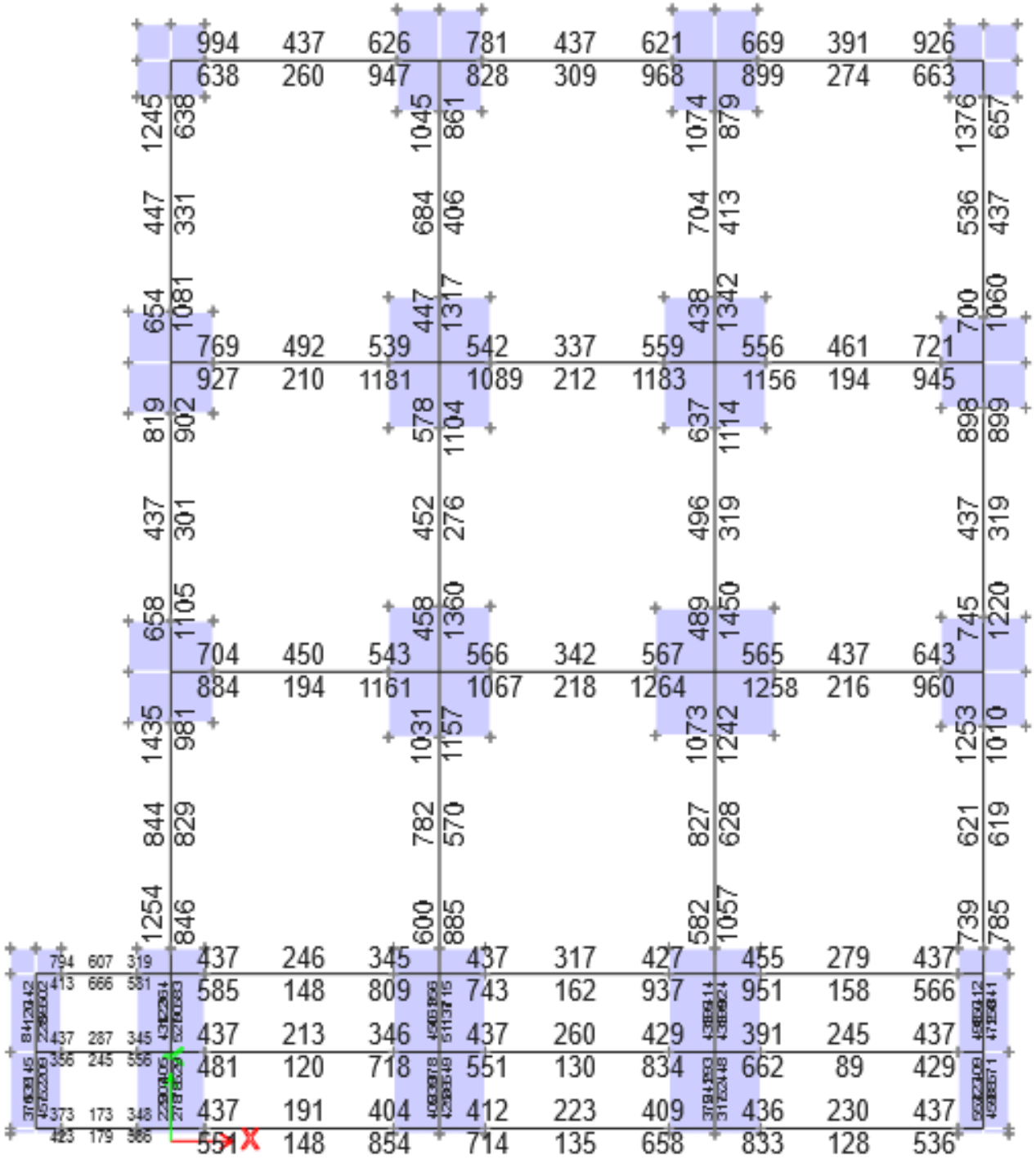
CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. Y
ϕVc	693.11	OK	Vu1	667.00

CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	480.35
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	2646.44		b0 [mm]	4200
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	2401.397	OK	βc	2.45
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	4788.79		α zapatas centricas	40

MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	278.00		Designacion de Barra	N5
ρ requerido	0.00045		As requerido c/150 [mm2/mm]	165
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	306.13		Designacion de Barra	N5
ρ	0.00123		As requerido c/150 [mm2/mm]	165
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N5c/150mm**	

14.2 DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN



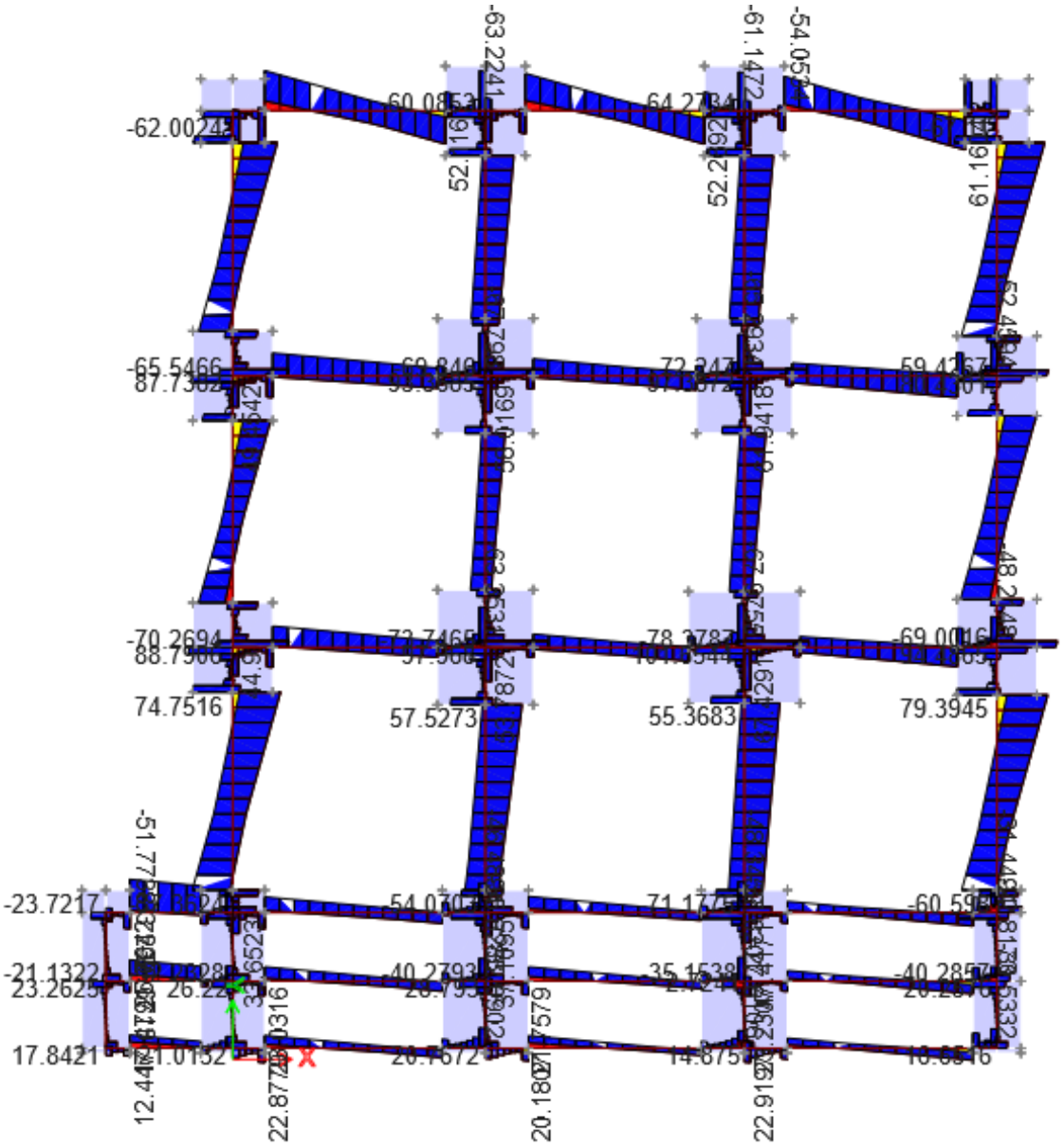


Ilustración 37: Diagrama de cortante en vigas de cimentación.

El máximo cortante que se presenta es de 102 kN.

VIGA DMO

VIGA DMO

Base [mm]	400
Altura [mm]	400
Vu máx [kN]	102.0
Vu min [kN]	-79.0

f'c [Mpa]	24.5
fy [Mpa]	420

Barra long de menor diámetro	N6
Barra del estribo	N3
Ramas de estribo	2
Recubrimiento [mm]	40
d [mm]	340.95

Según C.10.5.1

Asmin	401.8	mm2
Asmin	454.6	mm2

Según CR.10.3.5

Asmax	2182.1	mm2

Según C.11-3

Vc	114.8	kN	Ec. C.11-3	445.5307294
0.75*Vc	86.1	kN		

REFUERZO EN ZONA CONFINADA

Long Confinada Lo		800	mm
Separación ZC So	D/4	85.24	mm
	8*D barra lo	152.8	mm
	24*D estribo	228	mm
		300	mm

So	80	mm
So	80	

Vs	254.18	kN	
Vs limite	445.53	kN	CUMPLE

CHEQUEO COR1 Cortante último 102 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 276.70211 kN CUMPLE

REFUERZO EN ZONA NO CONFINADA

Separación	170.48	mm
Separación	170	mm
Separación	160	

Vs	127.09	kN

CHEQUEO COR1 Cortante último 81.6 kN

Cortante resistente = Φ (Vs + Vc) 181.4 kN CUMPLE

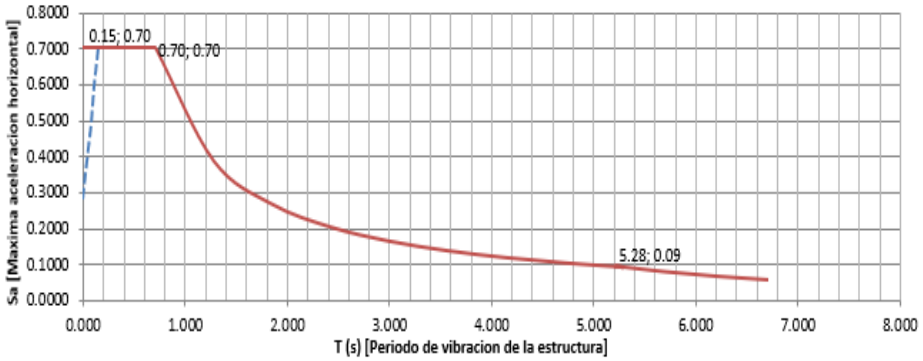
15. DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

PROYECTO:	**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS NO ESTRUCTURALES PARA INTITUCION 26M**
CODIGO:	2401-AABE-M1V1-MC
ELEMENTO:	ANTEPECHO

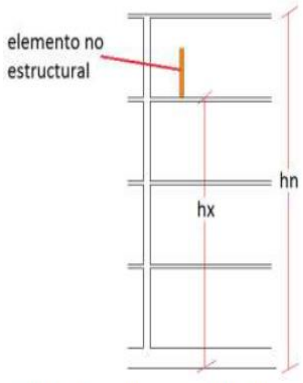
Aa:	coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño	0.15

As:	Aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero. Ver NOTA	0.7
	NOTA: As es el valor de la aceleración horizontal en la meseta del diagrama del espectro elastico de aceleraciones	
Sa:	valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T	0.7

ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES



hx:	altura, medida desde la base al nivel de apoyo del elemento no estructural	11.5
hn:	altura, medida desde la base al piso más alto de la edificació. Ver NOTA	11.5
	NOTA: Desde el nivel donde inicia deflexiones por sismo, es decir que no se tiene en cuenta los sotanos	
heq:	altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación (heq=0.75*hn)	8.63



Medidas necesarias para el cálculo de las fuerzas de diseño.

ap:	calculo del coeficiente de amplificación dinámica	2.50

Tabla A.9.2-1
Grado de desempeño mínimo requerido

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

TABLA A.9.5-1
Coeficiente de amplificación dinámica, a_p, y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, para elementos arquitectónicos y acabados

Elemento no estructural	a_p	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas				
• paneles prefabricados apoyados arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• en vidrio apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• lámina en yeso, con costillas de acero	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, confinada por la estructura	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[2]
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Muros divisorios y particiones				
• corredores en áreas públicas	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura total	1.0	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura parcial	2.5	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Elementos en voladizo vertical				
• áticos, parapetos y chimeneas	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Altillos	1.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Cielos rasos	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]
Anaqueles, estanterías y bibliotecas de más de 2.50 m de altura, incluyendo el contenido				
• Diseñadas de acuerdo al Título F	2.5	Especiales	Dúctiles	No requerido[3]
• Otras	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]
Tejas	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]

Notas:
1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura.
3. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.
4. En el diseño, fabricación y supervisión del montaje de sistemas de estanterías deberán seguirse los lineamientos aplicables establecidos en la sección A.1.3.4 para su diseño estructural, y las demás condiciones que se estipulan al respecto en el Título F.

Rp	Coeficiente de capacidad de disipación de energía	3

A.9.4.9.1 — Especiales (Rp = 6) — Se trata de anclajes diseñados siguiendo los requisitos del Título F para estructuras acero estructural para capacidad de disipación especial (DES). Deben cumplirse todos los requisitos dados allí para permitir este valor de Rp

A.9.4.9.2 — Dúctiles (Rp = 3) · Cuando el anclaje se realiza por medio de anclajes profundos que emplean químicos (epóxicos), anclajes profundos vaciados en el sitio, o anclajes vaciados en el sitio que cumplen los requisitos del Capítulo C.21. No se permiten los pernos de expansión ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros). Anclajes profundos son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es mayor de 8. Este tipo de anclajes debe emplearse cuando el elemento no estructural es dúctil.

A.9.4.9.3 — No dúctiles (Rp = 1.5) — Cuando el anclaje se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales que emplean químicos (epóxicos), anclajes superficiales vaciados en el sitio, o anclajes colocados por medio explosivos (tiros). Anclajes superficiales son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es menor de 8. Dentro de este tipo de anclajes se encuentran las barras de acero de refuerzo con ganchos en los extremos que se embeben dentro del mortero de pega de la mampostería. Este tipo de anclajes se permiten cuando el elemento no estructural no es dúctil. Si se utilizan en elementos no estructurales dúctiles, éstos deben diseñarse para el mismo valor de Rp = 1.5 .

A.9.4.9.4 — Húmedos (Rp = 0.5) — Cuando se utiliza mortero, o adhesivos que pegan directamente al mortero o al concreto, sin ningún tipo de anclaje mecánico resistente a tracción.

I	coeficiente de importancia	1.25
ax: $a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_x}{h_{eq}}$ para $h_x \le h_{eq}$ (1) $a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}}$ para $h_x \ge h_{eq}$ (2)	aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x	0.93333333
hmuro	altura del muro	1.20

CALCULO DE MASA	
Tipo de muro	Mp (peso del muro x la altura) [KN/m]
Mamposteria H15	**2.16**

FUERZA SÍSMICA [Fp], HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL, APLICADA EN SU CENTRO DE MASA		
$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p$	$\frac{A_a I}{2} g M_p$	**MAX**
1.68	0.20	**1.68**

CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE		
1 APOYADO SOLO ABAJO	1	**4**
	x ml	**cada 4ml**
Momento en los extremos del muro, Mp	1.21	**4.84**
Fuerza cortante, Vp	2.02	**8.06**

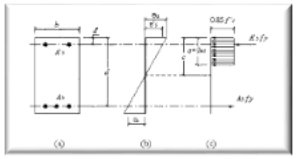
DISEÑO DE REFUERZO

PROPIEDADES	
f'c [MPa]	24.5
fy [MPa]	420
Ec [Mpa]	19304
Es [MPa]	200000
Єc	0.003
Єy	0.0021
λ	1
β1	0.85

SECCIÓN	
bw [mm]	200
h [mm]	150
rec [mm]	40
Sep [mm]	50
c [mm]	30.608
a [mm]	26.02

FACHADA

Pu ≥ 0.10*f'c*Ag



RESULTADOS DE DISEÑO A MOMENTO		
T-C [N]	0.00	
Ø	0.90	
Controlada:	Tensión	
Mn [kN]	10.51	
ØMn [Kn*m]	**9.46**	CUMPLE
Mu [Kn*m]	**4.84**	

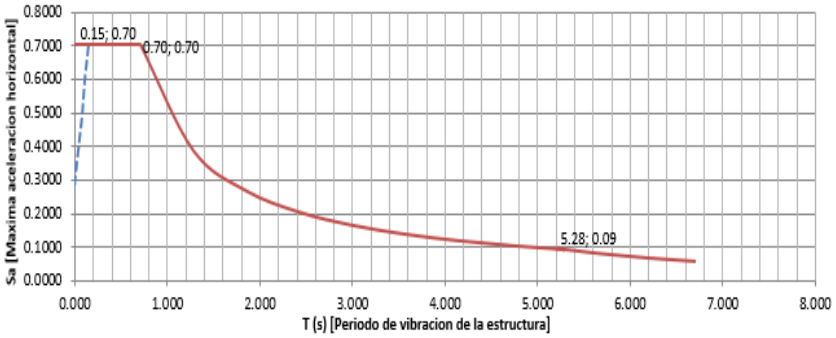
	d [mm]	As 1 Cant	As 1 Barra	As 2 Cant	As 2 Barra	As total mm2	Є's(C) - Єs(T)	fs [Mpa]	T / C [N]	Cc [N]	Mn [N*mm]
	40					0	0.00000	0	0	108360	10510009.4
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
d [mm]	110	2.00	N4			258	0.00778	420	-108360		0

PROYECTO: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS NO ESTRUCTURALES PARA INTITUCION 26M**
CODIGO: 2401-AABE-M1V1-MC
ELEMENTO: MUROS INTERIORES Y FACHADA

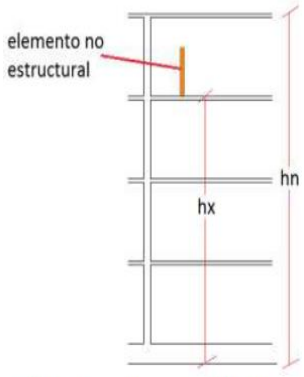
Aa:	coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño	0.15

As:	Aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero. Ver NOTA	0.7
Sa:	valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T	0.7

ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES



hx:	altura, medida desde la base al nivel de apoyo del elemento no estructural	7.2
hn:	altura, medida desde la base al piso más alto de la edificació. Ver NOTA	11.5
	NOTA: Desde el nivel donde inicia deflexiones por sismo, es decir que no se tiene en cuenta los sotanos	
heq:	altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación (heq=0.75*hn)	8.63



Medidas necesarias para el cálculo de las fuerzas de diseño.

ap:	calculo del coeficiente de amplificación dinámica	1.00

Tabla A.9.2-1
Grado de desempeño mínimo requerido

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

TABLA A.9.5-1
Coeficiente de amplificación dinámica, a_p, y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, para elementos arquitectónicos y acabados

Elemento no estructural	a_p	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas				
• paneles prefabricados apoyados arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• en vidrio apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• lámina en yeso, con costillas de acero	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, confinada por la estructura	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[2]
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Muros divisorios y particiones				
• corredores en áreas públicas	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura total	1.0	No ductiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura parcial	2.5	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Elementos en voladizo vertical				
• áticos, parapetos y chimeneas	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Altillos	1.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Cielos rasos	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]
Anaqueles, estanterías y bibliotecas de más de 2.50 m de altura, incluyendo el contenido				
• Diseñadas de acuerdo al Título F	2.5	Especiales	Dúctiles	No requerido[3]
• Otras	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]
Tejas	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]

Notas:
1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura.
3. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.
4. En el diseño, fabricación y supervisión del montaje de sistemas de estanterías deberán seguirse los lineamientos aplicables establecidos en la sección A.1.3.4 para su diseño estructural, y las demás condiciones que se estipulan al respecto en el Título F.

Rp	Coeficiente de capacidad de disipación de energía	1.5

A.9.4.9.1 — Especiales (Rp = 6) — Se trata de anclajes diseñados siguiendo los requisitos del Título F para estructuras acero estructural para capacidad de disipación especial (DES). Deben cumplirse todos los requisitos dados allí para permitir este valor de Rp

A.9.4.9.2 — Dúctiles (Rp = 3) Cuando el anclaje se realiza por medio de anclajes profundos que emplean químicos (epóxicos), anclajes profundos vaciados en el sitio, o anclajes vaciados en el sitio que cumplen los requisitos del Capítulo C.21. No se permiten los pernos de expansión ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros). Anclajes profundos son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es mayor de 8. Este tipo de anclajes debe emplearse cuando el elemento no estructural es dúctil.

A.9.4.9.3 — No dúctiles (Rp = 1.5) — Cuando el anclaje se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales que emplean químicos (epóxicos), anclajes superficiales vaciados en el sitio, o anclajes colocados por medio explosivos (tiros). Anclajes superficiales son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es menor de 8. Dentro de este tipo de anclajes se encuentran las barras de acero de refuerzo con ganchos en los extremos que se embeben dentro del mortero de pega de la mampostería. Este tipo de anclajes se permiten cuando el elemento no estructural no es dúctil. Si se utilizan en elementos no estructurales dúctiles, éstos deben diseñarse para el mismo valor de Rp = 1.5 .

A.9.4.9.4 — Húmedos (Rp = 0.5) — Cuando se utiliza mortero, o adhesivos que pegan directamente al mortero o al concreto, sin ningún tipo de anclaje mecánico resistente a tracción.

I	coeficiente de importancia	1.25
ax:	$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_x}{h_{eq}}$ para $h_x \le h_{eq}$ (1) $a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}}$ para $h_x \ge h_{eq}$ (2)	aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x	0.7
hmuro	altura del muro	3.00

CALCULO DE MASA	
Tipo de muro	Mp (peso del muro x la altura) [KN/m]
Mamposteria H15	**5.40**

FUERZA SÍSMICA [Fp], HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL, APLICADA EN SU CENTRO DE MASA		
$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p$	$\frac{A_a I}{2} g M_p$	**MAX**
2.52	0.51	**2.52**

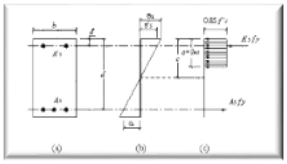
CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE		
2 APOYADO ARRIBA Y ABAJO	1	**3**
	x ml	**cada 3ml**
Momento en los extremos del muro, Mp	2.84	**8.51**
Fuerza cortante, Vp	3.78	**11.34**

PROPIEDADES	
f'c [MPa]	**24.5**
fy [MPa]	**420**
Ec [MPa]	**19304**
Es [MPa]	**200000**
Єc	**0.003**
Єy	**0.0021**
λ	**1**
β1	**0.85**

SECCIÓN	
bw [mm]	**200**
h [mm]	**150**
rec [mm]	**40**
Sep [mm]	**50**
c [mm]	**30.608**
a [mm]	**26.02**

MUROS INTERNOS

Pu ≤ 0.10*f'c*Ag



RESULTADOS DE DISEÑO A MOMENTO		
T-C [N]	0.00	
Ø	0.90	
Controlada:	Tensión	
Mn [kN]	10.51	
ØMn [Kn*m]	**9.46**	**CUMPLE**
Mu [Kn*m]	**8.51**	

	d [mm]	As 1 Cant	As 1 Barra	As 2 Cant	As 2 Barra	As total mm2	Є's(C) - Єs(T)	fs [Mpa]	T / C [N]	Cc [N]	Mn [N*mm]
	40					0	**0.00000**	0	0	108360	10510009.4
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
	0					0	0.00000	0	0		0
d [mm]	110	2.0	N4			258	**0.00778**	420	-108360		0

16. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA CONTRA EL FUEGO

REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS EN EDIFICACIONES TITULO J

J.1.1.2 Clasificación de la estructura

Tabla J.1.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

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

J.2.3.1.2 - **Sobre el Nivel del Terreno**- El acceso debe proporcionarse directamente desde el exterior a cada planta localizada por debajo de una altura de 30 m. Los niveles localizados por encima de 30 m de altura deben tener accesos internos a los medios de evacuación hasta llegar a los niveles en los que exista acceso directo desde el exterior. (Véase K.3.1.4 para la definición de Medios de Evaluación). En todo caso, los accesos deben proporcionar una abertura de por lo menos 120 cm de altura por 80 cm de ancho y cuyo reborde o antepecho no sobrepase una altura de 90 cm por encima del nivel de cada piso interior. La distancia máxima entre los ejes verticales de dos vanos consecutivos no debe exceder 25 metros, medidos sobre la fachada. No deben instalarse elementos que impidan o dificulten el acceso al interior del edificio a través de dichos vanos.

ESTADO	CUMPLE

J.2.3.1.3 - **Bajo el Nivel del Terreno**- El acceso debe proporcionarse directamente desde el exterior a la primera planta o semisótano localizado bajo el nivel del terreno. Tal acceso debe consistir en escaleras, puertas, ventanas, paneles o cualquier otro medio que proporcione una abertura de por lo menos 120 cm de altura por 80 cm de ancho y cuyo reborde o antepecho no sobrepase una altura mayor de 90 cm por encima del nivel del piso interior.

ESTADO	CUMPLE

J.2.4- PREVENCIÓN DE LA PROPAGACIÓN DEL FUEGO HACIA EL EXTERIOR

J.2.4.1- **Separación vertical entre aberturas de muros de fachadas-** Para las edificaciones de los Grupos de Ocupación de Almacenamiento (A), Comercial (c), Fabril e Industrial (F) y Alta Peligrosidad (P) que tengan más de tres pisos de altura, todas las aberturas exteriores en planos verticales deben tener separaciones entre otras aberturas a su alrededor, de, por los menos 1m, o estar separadas de dichas aberturas por un escudo horizontal o vertical que se proyecte por lo menos 0.6m desde la pared, a lo largo de toda la longitud de la abertura. Se excluye de esta exigencia a las edificaciones que cuenten con un sistema automático de extinción de incendios.

ESTADO	CUMPLE

J.2.5- PREVENCIÓN DE LA PROPAGACIÓN DEL FUEGO HACIA EL INTERIOR

J.2.5.1.1-Toda área mayor de 1000 m2, debe dividirse en áreas menores por medio de muros cortafuego, hechos de ladrillos macizos o de concreto, con los espesores mínimos prescritos en las Tablas J.3.5-2, J.3.5-7 y J.3.5-8. Se permite la utilización de materiales y espesores diferentes en la construcción de muros cortafuego, siempre y cuando se demuestre que presentan un comportamiento general equivalente al de los muros especificados en las Tablas J.3.5-2, J.3.5-7 y J.3.5-8.

Área por nivel	793

ESTADO	CUMPLE

J.3.3.2- CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES EN UNA CATEGORÍA DE RIESGO

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

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, A_T m²	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m²				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m²				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Notas: (1). En edificios para vivienda, el límite de 140 m² por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Categoría de la edificación	I	Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión.

J.3.4- DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA REQUERIDA CONTRA FUEGO

Tabla J.3.4-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación de todos los grupos de ocupación excepto R-1 y R-2. (Véase Nota 1)

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los Títulos C a G del Reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

Nota 1. En la sección J.3.3.3 se indican los grupos de ocupación que están exentos de cuantificación de resistencia contra el fuego y para los cuales no hay necesidad de aplicar la presente tabla.

J.3.5 - EVALUACIÓN DE LA PROVISIÓN DE RESISTENCIA CONTRA FUEGO EN ELEMENTOS DE EDIFICACIONES

J.3.5.2- ELEMENTOS DE CONCRETO

J.3.5.2.1- Columnas de concreto estructural

b) La dimensión mínima para columnas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO dada en C.21.3.5.1 de 250 mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida hasta (2) horas. Este tamaño no se permite en zonas de amenaza sísmica alta.
d) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40 mm para estribos, espirales y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida hasta de tres (3) horas.

dimensión mínima [mm]	dimensión aplicada [mm]
250	400
Recubrimiento mínimo [mm]	Rec. aplicado [mm]
40	40

CUMPLE

J.3.5.2.3 - Losas macizas y viguetas de concreto estructural

b) El espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de viguetas no debe ser menor de 125mm para resistencia al fuego requerida hasta de dos (2) horas
e) Para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas o mas, el recubrimiento para concreto construido en sitio debe ser al menos 25 mm

Espesor Mínimo de losa [mm]	Esp. de losa aplicado [mm]
100	150
Recubrimiento mínimo [mm]	Rec. aplicado [mm]
25	

CUMPLE

J.3.5.2.4 - Vigas de concreto estructural

b) El ancho mínimo del alma de vigas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO dada en C.21.3.4.1 de 200 mm, es adecuado para resistencia al fuego requerida de (2) horas. Este ancho de vigas no se permite en zonas de amenaza sísmica alta.
d) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40 mm para estribos y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida hasta de dos (2) horas.

Ancho mínimo de viga [mm]	Ancho aplicado [mm]
200	300
Recubrimiento mínimo [mm]	Rec. aplicado [mm]
40	40

CUMPLE

J.3.5.3 - ELEMENTO DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL

Tabla J.3.5-1

Espesor mínimo equivalente, eE, de muros de mampostería de concreto, en mm, en función de la resistencia al fuego en horas

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas		
	1	2	3
Pómez o escoria expandida	50	80	100
Arcilla, lutita o pizarra expandidas	70	90	110
Caliza, ceniza , o escoria enfriada en aire	70	100	130
Grava silícea o calcárea	70	110	130

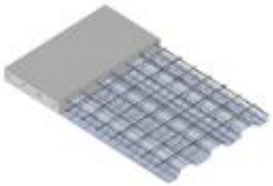
Espesor de mampostería de concreto de muros propuestos en el diseño	**150 mm**	CUMPLE

17. ANEXOS

Anexo 1: Entre piso en SteelDeck

Corpalosa Tipo: Corpalosa 2

Materiales



Módulo de elasticidad acero (kg/cm²):	2040000
Esf. de fluencia Corpalosa Fy (kg/cm²):	2800
Módulo de elasticidad concreto (kg/cm²):	196000
Esf. fluencia acero de refuerzo negativo (kg/cm²):	4200
f'c Concreto (kg/cm²):	245

Especificaciones de la Corpalosa

Espesor de la losa t(cm):	10
Luz entre apoyos permanentes de la lam. (m):	2.1
Número de luces:	3 o más Luces
Voladizo:	No
	Nota: Apuntalar voladizo en etapa constructiva
Tipo de apuntalamiento:	Sin apuntalamiento

Cargas

Carga acabados (kg/m²):	100
Muros y tabiques (kg/m²):	180
Carga viva de servicio (kg/m²):	500

	Calibre 22	Calibre 20	Calibre 18	Calibre 16
Diseño en la etapa constructiva				
Deflexión por peso propio Δpp (cm):	**0.32**	**0.26**	**0.2**	**0.16**
Δadm L/180 (cm):	**1.17**	**1.17**	**1.17**	**1.17**
Δpp/Δadm:	**0.27**	**0.23**	**0.17**	**0.14**
Mu(+) (kg-m):	261.74	262.46	263.88	265.31
ϕ Mn(+) (kg-m):	403.79	520.83	764.75	1003.62
Mu/ϕ Mn(+) :	0.65	0.5	0.35	0.26
ϕ Mn(-) (kg-m):	**224.32**	**225.22**	**226.99**	**228.77**
Mu(-) (kg-m):	**468.43**	**566.31**	**760.49**	**945.9**
Mu/ϕMn:	**0.48**	**0.4**	**0.3**	**0.24**
Vu (kg):	563.32	565.56	570.02	574.49
ϕVn (kg):	3368.27	4850.3	6745.33	8431.67
Vu/ϕVn:	0.17	0.12	0.08	0.07
Interacción Flexión y Corte:	0.67	0.52	0.36	0.27
Diseño en la etapa de funcionamiento				
M(+) (kg-m/m):	**551.22**	**551.83**	**553.04**	**554.26**
ϕMn (kg-m/m):	**1591.44**	**1878.04**	**2415.75**	**2909.01**
M(+) / ϕMn:	**0.35**	**0.29**	**0.23**	**0.19**
V max (adherencia a cortante) (kg/m):	1196.34	1197.85	1200.85	1203.85
ϕVn (kg/m):	1292.08	1479.56	1977.41	2622.08
Vmax / ϕ Vn :	0.93	0.81	0.61	0.46
v max (cortante en el concreto) (kg/cm²):	**3.04**	**3.04**	**3.05**	**3.06**
ϕ vn (kg/cm²):	**7.05**	**7.05**	**7.05**	**7.05**
Vmax / ϕ Vn :	**0.43**	**0.43**	**0.43**	**0.43**
Deflexión carga viva ΔCV (cm):	0.13	0.12	0.1	0.09
Δadm L/360 (cm):	0.58	0.58	0.58	0.58
ΔCV/Δadm:	0.23	0.2	0.17	0.15
Deflexión CM+CV ΔTOTAL (cm):	0.5	0.43	0.34	0.28
Δadm L/240 (cm):	0.88	0.88	0.88	0.88
ΔTOTAL/Δadm:	0.57	0.49	0.39	0.32
Deflexión en voladizo ΔVOL (cm):	**NA**	**NA**	**NA**	**NA**
Δadm L/120 (cm):	**NA**	**NA**	**NA**	**NA**
ΔVOL/Δadm:	**NA**	**NA**	**NA**	**NA**
Diseño Tipo:	Subreforzado	Subreforzado	Subreforzado	Subreforzado
Detalles Adicionales				
Área de acero para ref. negativo (cm²):	2.49	2.5	2.5	2.51
Área de acero para retr. de fraguado(cm²):	0.89	0.89	0.89	0.89
Refuerzo mínimo requerido	7.0mm c/15	7.0mm c/15	7.0mm c/15	7.0mm c/15
Refuerzo adicional en voladizo	NA	NA	NA	NA

Elección De Perfil: Calibre 22

Características de la lámina	
As (lámina) (cm²):	9.67
Is (lámina) (cm4):	47.7
Spe (cm³):	15.18
Sne (cm³):	17.61
Peso Lámina (kg/m²):	7.41
Espesor nominal de la lámina (cm):	0.075

AVALUO DE CARGAS

Carga Muerta

Peso del concreto Wcto (kg/m²):	170.43
Peso de la lámina Wlam (kg/m²):	7.41
Peso Propio Wpp (kg/m²):	177.84
Peso propio húmedo Wpph (kg/m²):	228.97
Peso de los Acabados (kg/m²):	100
Peso de Muros y/o Tabiques (kg/m²):	180

Carga Viva

Carga viva de servicio (kg/m²):	500
Carga viva de Construcción Distribuida Wc (kg/m²):	100
Carga viva de Construcción Puntual Pc (kg):	220

Carga Sobreimpuesta Ws (kg/m²): **780**

DISEÑO PARA ETAPA CONSTRUCTIVA

Verificación de Apuntalamiento

Longitud de apuntalamiento La (m):	2.1
C1:	0.0069
Deflexión por peso propio Δpp (cm):	0.3158
ΔADMpp L/180 (cm):	1.1667
ΔADMpp (cm):	2

$$\Delta_{pp} = C_1 \cdot W_{pph} \frac{L_a^4 \cdot 100^3}{E_s \cdot I_s}$$

Combinaciones de carga método LRFD

C2:	0.2
C3:	0.094
C4:	0.094
C5:	0.117
C6:	0.5
C7:	0.617

$$Wu = \gamma_D \cdot CM + \gamma_L CV$$
$$Mu(+) = C_2 \cdot P_C \cdot L_a + C_3 \cdot W_{pph} \cdot L_a^2$$
$$Mu(+) = C_4 \cdot (W_{pph} + W_C) \cdot L_a^2$$
$$Mu(-) = C_5 \cdot (W_{pph} + W_C) \cdot L_a^2$$
$$Vu = C_6 \cdot P_C + C_7 \cdot W_{pph} \cdot L_a$$
$$Vu = C_7 \cdot (W_{pph} + W_C) \cdot L_a$$

Análisis de Hipótesis de Carga

Combos	γCM (kg/m²)	γCV (kg/m²)	γCV (kg)	M(+) (kg-m)	M(-)(kg-m)	Vu(kg)
1.4CM + 0CV	320.56	0	0	132.88	165.4	415.35
1.2CM + 1.6CV	274.76	160	352	261.74	224.32	563.32

Diseño para carga de construcción a flexión

Mu(+) (kg m):	261.74
Mu(-) (kg m):	224.32
ø·Mn (+) (kg m):	403.79
ø·Mn (-) (kg m):	468.43

Diseño para carga de construcción a corte

Fv (kg/cm²):	1342.25
Aw (cm²):	2.64
Vu (kg m):	563.32
øvVn (kg):	3368.27
h/t:	78.27
√(5.34 x E/Fy)	62.37
√(12.18 x E/Fy):	94.2

$$\phi Mn(+) = 0.95 \cdot Sp_e \cdot Fy$$
$$\phi Mn(-) = 0.95 \cdot Sm_e \cdot Fy$$
$$Vn = A_w \cdot F_v, \quad \phi_v = 0.95$$
$$Fv = 0.6 \cdot Fy, \quad si\ h/t \le \sqrt{k_v \cdot E/Fy}$$
$$Fv = 0.6 \cdot \sqrt{k_v \cdot E \cdot Fy}/(h/t), \quad si\ \sqrt{k_v \cdot E/Fy} \le h/t \le 1.51\sqrt{k_v \cdot E/Fy}$$
$$Fv = 0.904 \cdot k_v \cdot E/(h/t)^2, \quad si\ h/t > 1.51\sqrt{k_v \cdot E/Fy}$$

Verificación de flexión y corte combinados

Interacción momento flector y corte:	0.67

DISEÑO PARA ETAPA DE FUNCIONAMIENTO

Combinaciones de Carga Metodo LRFD

C8:	0.08
C9:	0.1013
C10:	0.1
C11:	0.1167
C12:	0.6
C13:	0.617

$$Wu = \gamma_D \cdot CM + \gamma_L CV$$
$$Mu^{(-)} = C_8 \cdot W_D \cdot L^2 + C_9 \cdot W_L \cdot L^2$$
$$Mu^{(-)} = C_{10} \cdot W_D \cdot L^2 + C_{11} \cdot W_L \cdot L^2$$
$$Vu = C_{12} \cdot W_D \cdot L + C_{13} \cdot W_L \cdot L$$

Análisis de Hipótesis de Carga

Combos	γCM (kg/m²)	γCV (kg/m²)	M(+) (kg-m)	M(-)(kg-m)	Vu(kg)
1.4CM + 0CV	640.98	0	226.14	282.67	807.63
1.2CM + 1.6CV	549.41	800	551.22	654.01	1728.81

Mu(+) (kg m):	551
Mu(-) (kg m):	654
Vu (kg m):	1729

DISEÑO POR FLEXION

Cálculo de la Cuantía Balanceada de Acero

β1:	0.85
h (Altura del perfil Corpalosa)(cm):	5.08
t (Espesor de la placa) (cm):	10
d (cm):	7.565
ρ bal:	0.0282

$$\rho_{bal} = 0.85\ \beta_1 \left(\frac{f'c}{Fy}\right)\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y}\right)\left(\frac{t-h}{d}\right)$$

Cálculo de la Cuantía Disponible

Calibre de la Corpalosa:	22
Area de acero para refuerzo (As) (cm²):	9.67
ρo:	0.01
Dist. borde de placa - eje neutro a (cm):	1.3
ø·Mn (kg m):	1591.44

$$\rho_o = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Revisión por Adherencia de Cortante Corpalosa - Concreto

l'=L/4 (cm):	52.5
m:	775
k:	0.05
b (cm):	100
Vu (kg):	1196.34
Vn (kg):	1615.1
ø·Vn (kg):	1292.08

$$Vn = b \cdot d \cdot \left(k \cdot \sqrt{f'c} + m \cdot \frac{\rho \cdot d}{l'} \right)$$

Revisión por Cortante en el Concreto

Vu (kg):	1728.814
Area que soporta cortante Ac (cm²)/m:	569.082
Esfuerzo cort. último (vu =Vu/Ac) (kg/cm²):	3.038
vc (0,53 √f'c) (kg/cm²):	8.296
ø vc (kg/cm²):	7.051

$$\phi v_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}, \quad \phi = 0.85$$

Verificación de deflexiones

n:	10.41
I prom (cm4):	3666.45
C14:	0.01
C15:	0.01
Wcsi (kg/m²):	780
Δ CV (cm):	0.13
ΔCM+CV (cm):	0.5
ΔADM CV (cm) L/360:	0.58
ΔADM CM+CV (cm) L/240:	0.88

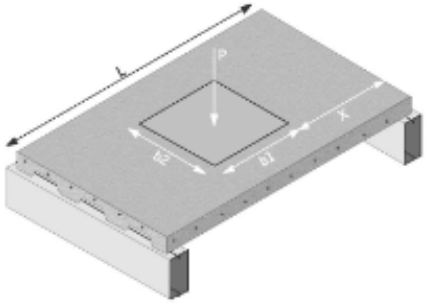
$$\Delta_{CSI} = \frac{L^4 \times 100^3}{E_C \times I_{PROM}} (C_{14} \times W_D + C_{15} \times W_L)$$

Capacidad para cargas concentradas

b1 (Dimensión paralela a la luz) (cm):	10
b2 (Dimensión perpendicular a la lámina) (cm):	10
Espesor de concreto sobre la cresta tc(cm):	4.92
Dist. entre apoyo y base de carga X(cm):	100
Distancia efectiva d(cm):	7.46
Resistencia a cortante (0,291√ f'c) (kg/cm²):	4.55

Cortante por Punzonamiento

Ancho efectivo be (cm):	90.68
Máxima carga por punzonamiento P(kg):	2032.16



Cortante Vertical

Ancho efectivo be (cm):	73.22
Máxima carga por cortante P(kg):	2372.45

Distribución a Flexión

Ancho efectivo be (cm):	41.56
Carga efectiva a flexión (kg/m):	5709.14
δ b(cm):	0.15
L/360(cm):	0.58

Nota: Para cargas puntuales mayores a 1000 kg se recomienda reforzar la zona con doble malla electrosoldada.

DETALLES ADICIONALES (Refuerzo Losa)

Area de Acero para Momento Negativo (para apoyos internos)

b (cm):	45
d (cm):	7.5
Fy refuerzo (kg/cm²):	4200
As (cm²):	2.49
Refuerzo para momento negativo:	7.0mm c/15

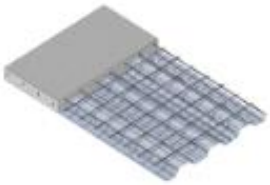
Area de Acero para Retracción y Fraguado

ρ min T°:	0.0018
b (cm):	100
As T° (cm²):	0.8856
Refuerzo para retracción y fraguado:	4.5mm c/15

Anexo 2: Cubierta en placa

Corpalosa Tipo: Corpalosa 2

Materiales



Módulo de elasticidad acero (kg/cm²):	2040000
Esf. de fluencia Corpalosa Fy (kg/cm²):	2800
Módulo de elasticidad concreto (kg/cm²):	196000
Esf. fluencia acero de refuerzo negativo (kg/cm²):	4200
f'c Concreto (kg/cm²):	245

Especificaciones de la Corpalosa

Espesor de la losa t(cm):	11
Luz entre apoyos permanentes de la lam. (m):	2.1
Número de luces:	3 o más Luces
Voladizo:	No
	Nota: Apuntalar voladizo en etapa constructiva
Tipo de apuntalamiento:	Sin apuntalamiento

Cargas

Carga acabados (kg/m²):	100
Muros y tabiques (kg/m²):	180
Carga viva de servicio (kg/m²):	500

	Calibre 22	Calibre 20	Calibre 18	Calibre 16
Diseño en la etapa constructiva				
Deflexión por peso propio Δpp (cm):	**0.36**	**0.3**	**0.23**	**0.18**
Δadm L/180 (cm):	**1.17**	**1.17**	**1.17**	**1.17**
Δpp/Δadm:	**0.31**	**0.26**	**0.19**	**0.16**
Mu(+) (kg-m):	276.61	277.33	278.76	280.19
ϕ Mn(+) (kg-m):	403.79	520.83	764.75	1003.62
Mu/ϕ Mn(+) :	0.69	0.53	0.36	0.28
ϕ Mn(-) (kg-m):	**242.84**	**243.73**	**245.51**	**247.28**
Mu(-) (kg-m):	**468.43**	**566.31**	**760.49**	**945.9**
Mu/ϕMn:	**0.52**	**0.43**	**0.32**	**0.26**
Vu (kg):	609.81	612.05	616.51	620.98
ϕVn (kg):	3368.27	4850.3	6745.33	8431.67
Vu/ϕVn:	0.18	0.13	0.09	0.07
Interacción Flexión y Corte:	0.71	0.55	0.38	0.29
Diseño en la etapa de funcionamiento				
M(+) (kg-m/m):	**560.95**	**561.56**	**562.78**	**563.99**
ϕMn (kg-m/m):	**1821.59**	**2154.6**	**2784.89**	**3370.97**
M(+) / ϕMn:	**0.31**	**0.26**	**0.2**	**0.17**
V max (adherencia a cortante) (kg/m):	1220.4	1221.91	1224.91	1227.92
ϕVn (kg/m):	1462.88	1674.96	2238.04	2967
Vmax / ϕ Vn :	0.83	0.73	0.55	0.41
v max (cortante en el concreto) (kg/cm²):	**2.75**	**2.75**	**2.76**	**2.76**
ϕ vn (kg/cm²):	**7.05**	**7.05**	**7.05**	**7.05**
Vmax / ϕ Vn :	**0.39**	**0.39**	**0.39**	**0.39**
Deflexión carga viva ΔCV (cm):	0.1	0.09	0.08	0.07
Δadm L/360 (cm):	0.58	0.58	0.58	0.58
ΔCV/Δadm:	0.17	0.15	0.13	0.11
Deflexión CM+CV ΔTOTAL (cm):	0.5	0.42	0.33	0.27
Δadm L/240 (cm):	0.88	0.88	0.88	0.88
ΔTOTAL/Δadm:	0.57	0.48	0.38	0.31
Deflexión en voladizo ΔVOL (cm):	**NA**	**NA**	**NA**	**NA**
Δadm L/120 (cm):	**NA**	**NA**	**NA**	**NA**
ΔVOL/Δadm:	**NA**	**NA**	**NA**	**NA**
Diseño Tipo:	Subreforzado	Subreforzado	Subreforzado	Subreforzado
Detalles Adicionales				
Área de acero para ref. negativo (cm²):	2.2	2.2	2.21	2.21
Área de acero para retr. de fraguado(cm²):	1.07	1.07	1.07	1.07
Refuerzo mínimo requerido	6.5mm c/15	6.5mm c/15	6.5mm c/15	7.0mm c/15
Refuerzo adicional en voladizo	NA	NA	NA	NA

Elección De Perfil: Calibre 22

Características de la lámina	
As (lámina) (cm²):	9.67
Is (lámina) (cm4):	47.7
Spe (cm³):	15.18
Sne (cm³):	17.61
Peso Lámina (kg/m²):	7.41
Espesor nominal de la lámina (cm):	0.075

AVALUO DE CARGAS

Carga Muerta

Peso del concreto Wcto (kg/m²):	193.43
Peso de la lámina Wlam (kg/m²):	7.41
Peso Propio Wpp (kg/m²):	200.84
Peso propio húmedo Wpph (kg/m²):	258.87
Peso de los Acabados (kg/m²):	100
Peso de Muros y/o Tabiques (kg/m²):	180

Carga Viva

Carga viva de servicio (kg/m²):	500
Carga viva de Construcción Distribuida Wc (kg/m²):	100
Carga viva de Construcción Puntual Pc (kg):	220

Carga Sobreimpuesta Ws (kg/m²): **780**

DISEÑO PARA ETAPA CONSTRUCTIVA

Verificación de Apuntalamiento

Longitud de apuntalamiento La (m):	2.1
C1:	0.0069
Deflexión por peso propio Δpp (cm):	0.357
ΔADMpp L/180 (cm):	1.1667
ΔADMpp (cm):	2

$$\Delta_{pp} = C_1 \cdot W_{ppk} \frac{L_a^4 \cdot 100^3}{E_s \cdot I_s}$$

Combinaciones de carga método LRFD

C2:	0.2
C3:	0.094
C4:	0.094
C5:	0.117
C6:	0.5
C7:	0.617

$$Wu = \gamma_D \cdot CM + \gamma_L CV$$
$$Mu(+) = C_2 \cdot P_C \cdot L_a + C_3 \cdot W_{pph} \cdot L_a^2$$
$$Mu(+) = C_4 \cdot (W_{pph} + W_C) \cdot L_a^2$$
$$Mu(-) = C_5 \cdot (W_{pph} + W_C) \cdot L_a^2$$
$$Vu = C_6 \cdot P_C + C_7 \cdot W_{pph} \cdot L_a$$
$$Vu = C_7 \cdot (W_{pph} + W_C) \cdot L_a$$

Análisis de Hipótesis de Carga

Combos	γCM [kg/m²]	γCV [kg/m²]	γCV [kg]	M(+) [kg-m]	M(-)[kg-m]	Vu[kg]
1.4CM + 0CV	362.42	0	0	150.24	187	469.58
1.2CM + 1.6CV	310.64	160	352	276.61	242.84	609.81

Diseño para carga de construcción a flexión

Mu(+) (kg m):	276.61
Mu(-) (kg m):	242.84
ø·Mn (+) (kg m):	403.79
ø·Mn (-) (kg m):	468.43

Diseño para carga de construcción a corte

$$\phi Mn(+) = 0.95 \cdot Sp_e \cdot Fy$$
$$\phi Mn(-) = 0.95 \cdot Sm_e \cdot Fy$$

Fv (kg/cm²):	1342.25
Aw (cm²):	2.64
Vu (kg m):	609.81
øvVn (kg):	3368.27
h/t:	78.27
√(5.34 x E/Fy)	62.37
√(12.18 x E/Fy):	94.2

$$Vn = A_w \cdot F_v, \quad \phi_v = 0.95$$
$$Fv = 0.6 \cdot Fy, \quad \text{si } h/t \le \sqrt{k_v \cdot E/Fy}$$
$$Fv = 0.6 \cdot \sqrt{k_v \cdot E \cdot Fy}/(h/t), \quad \text{si } \sqrt{k_v \cdot E/Fy} \le h/t \le 1.5\sqrt{k_v \cdot E/Fy}$$
$$Fv = 0.904 \cdot k_v \cdot E/(h/t)^2, \quad \text{si } h/t > 1.5\sqrt{k_v \cdot E/Fy}$$

Verificación de flexión y corte combinados

Interacción momento flector y corte:	0.71

DISEÑO PARA ETAPA DE FUNCIONAMIENTO

Combinaciones de Carga Metodo LRFD

C8:	0.08
C9:	0.1013
C10:	0.1
C11:	0.1167
C12:	0.6
C13:	0.617

$$Wu = \gamma_D \cdot CM + \gamma_L CV$$
$$Mu^{(-)} = C_8 \cdot W_D \cdot L^2 + C_9 \cdot W_L \cdot L^2$$
$$Mu^{(-)} = C_{10} \cdot W_D \cdot L^2 + C_{11} \cdot W_L \cdot L^2$$
$$Vu = C_{12} \cdot W_D \cdot L + C_{13} \cdot W_L \cdot L$$

Análisis de Hipótesis de Carga

Combos	γCM (kg/m²)	γCV (kg/m²)	M(+) (kg·m)	M(-)(kg·m)	Vu(kg)
1.4CM + 0CV	673.18	0	237.5	296.87	848.2
1.2CM + 1.6CV	577.01	800	560.95	666.18	1763.59

Mu(+) (kg m):	561
Mu(-) (kg m):	666
Vu (kg m):	1764

DISEÑO POR FLEXION

Cálculo de la Cuantía Balanceada de Acero

β1:	0.85
h (Altura del perfil Corpalosa)(cm):	5.08
t (Espesor de la placa) (cm):	11
d (cm):	8.565
ρ bal:	0.03

$$\rho_{bal} = 0.85 \cdot \beta_1 \left(\frac{f'c}{Fy}\right)\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y}\right)\left(\frac{t-h}{d}\right)$$

Cálculo de la Cuantía Disponible

Calibre de la Corpalosa:	22
Area de acero para refuerzo (As) (cm²):	9.67
ρo:	0.01
Dist. borde de placa - eje neutro a (cm):	1.3
ø·Mn (kg m):	1821.59

$$\rho_o = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Revisión por Adherencia de Cortante Corpalosa - Concreto

l'=L/4 (cm):	52.5
m:	775
k:	0.05
b (cm):	100
Vu (kg):	1220.4
Vn (kg):	1828.6
ø·Vn (kg):	1462.88

$$Vn = b \cdot d \cdot \left(k \cdot \sqrt{f'c} + m \cdot \frac{\rho \cdot d}{l'} \right)$$

Revisión por Cortante en el Concreto

Vu (kg):	1763.59
Area que soporta cortante Ac (cm²)/m:	642.15
Esfuerzo cort. último (vu =Vu/Ac) (kg/cm²):	2.746
vc (0,53 √f'c) (kg/cm²):	8.296
ø vc (kg/cm²):	7.051

$$\phi v_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}, \quad \phi = 0.85$$

Verificación de deflexiones

n:	10.41
I prom (cm4):	4927.9
C14:	0.01
C15:	0.01
Wcsi (kg/m²):	780
Δ CV (cm):	0.1
ΔCM+CV (cm):	0.5
ΔADM CV (cm) L/360:	0.58
ΔADM CM+CV (cm) L/240:	0.88

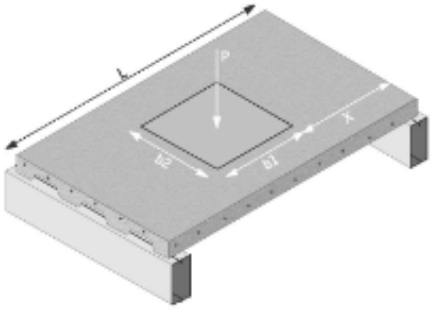
$$\Delta_{CSI} = \frac{L^4 \times 100^3}{E_C \times I_{PROM}} (C_{14} \times W_D + C_{15} \times W_L)$$

Capacidad para cargas concentradas

b1 (Dimensión paralela a la luz) (cm):	10
b2 (Dimensión perpendicular a la lámina) (cm):	10
Espesor de concreto sobre la cresta tc(cm):	5.92
Dist. entre apoyo y base de carga X(cm):	100
Distancia efectiva d(cm):	8.46
Resistencia a cortante (0,291√ f'c) (kg/cm²):	4.55

Cortante por Punzonamiento

Ancho efectivo be (cm):	92.68
Máxima carga por punzonamiento P(kg):	2499.13



Cortante Vertical

Ancho efectivo be (cm):	75.22
Máxima carga por cortante P(kg):	2750.18

Distribución a Flexión

Ancho efectivo be (cm):	51.46
Carga efectiva a flexión (kg/m):	5344.21
δ b(cm):	0.1
L/360(cm):	0.58

Nota: Para cargas puntuales mayores a 1000 kg se recomienda reforzar la zona con doble malla electrosoldada.

DETALLES ADICIONALES (Refuerzo Losa)

Area de Acero para Momento Negativo (para apoyos internos)

b (cm):	45
d (cm):	8.5
Fy refuerzo (kg/cm²):	4200
As (cm²):	2.2
Refuerzo para momento negativo:	6.5mm c/15

Area de Acero para Retracción y Fraguado

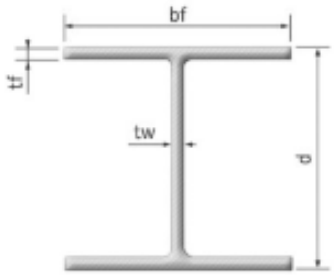
ρ min T°:	0.0018
b (cm):	100
As T° (cm²):	1.0656
Refuerzo para retracción y fraguado:	5.0mm c/15

Anexo 3: Perfiles IPE-270

Material

Material:	Gr 50
Tipo de elemento:	Laminada
Módulo de elasticidad E (MPa):	204000
Módulo de cortante G (MPa):	78900
Esfuerzo de fluencia Fy (MPa):	350

IPE270



Dimensiones

Tipo de sección:	Perfil IPE
Perfil:	IPE270
Ancho de la aleta bf (mm):	135
Altura d (mm):	270
Espesor de la aleta tf (mm):	10.2
Espesor del alma tw (mm):	6.6

Condiciones de Carga

Momento último máximo Mux (kN-m):	135
Cortante último máximo Vux (kN):	65
Cortante en zona de máximo momento Vua (kN):	0
Longitud no arriostrada Lb (m):	2.6
Factor de gradiente de momento Cb:	1.15
Longitud de la viga (m):	7.85

Geometría

Area A (mm²):	4590
Inercia eje mayor Ix (mm4):	57900000
Radio de giro en x rx (mm):	112.3
Módulo de sección elástico en x Sx (mm³):	429000
Módulo de sección plástico en x Zx (mm³):	484000
Inercia eje débil Iy (mm4):	4200000
Radio de giro en y ry (mm):	30.2
Módulo de sección elástico en y Sy (mm³):	62000
Módulo de sección plástico en y Zy (mm³):	97000
Constante de alabeo Cw (mm6):	70600000000
Coeficiente de torsión de Saint Venant J (mm4):	159000
Peso de la viga por metro lineal w (kg/m):	36.1

Comprobación de Esbeltez

Esbeltez	λ	λp	λr	Tipo de elemento
Patín	6.62	9.17	24.14	Compacto
Alma	37.82	90.78	137.61	Compacto

Diseño a Flexión

Factor de resistencia Øb:	0.9
Momento actuante último en x Mux (kN-m):	135
Momento plástico Mp (kN-m):	169.4
Momento elástico My (kN-m):	150.11
Longitud no arriostrada Lb (m):	2.6
Longitud Límite plástico Lp (m):	1.29
Longitud límite PLT inelástico Lr (m):	4.03
Pandeo lateral torsional Mplt (kN-m):	159.42
Pandeo local de la aleta Mpla (kN-m):	No Hay PLA
Fluencia de la Aleta a Compresión Mfac (kN-m):	No hay FAC
Fluencia de la Aleta a Tensión Mfat (kN-m):	No hay FAT
Resistencia nominal a flexión en x ØMnx (kN-m):	143.48
ok!	
Relación de trabajo:	0.94

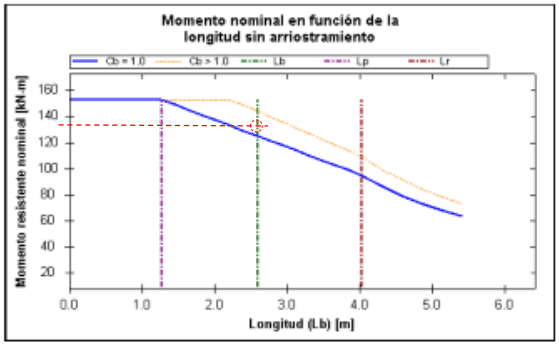
Diseño Cortante

Factor de resistencia Øb:	1
Cortante actuante último en x Vux (kN):	65
h / tw:	37.82
Area para cortante Aw (mm²):	1647.36
Kv:	5
1.10 (Kv E / Fy)^1/2:	59.38
1.37 (Kv E / Fy)^1/2:	73.96
Cv:	1
ØV n= Ø0.6 Aw Fy Cv (kN):	345.95
ok!	
Relación de trabajo:	0.19

Chequeo Flexo Compresión Biaxial

Mux/ØMnx:	0.94
Vu/ØVn:	0.19
Relación de trabajo:	0.98
ok!	

Curva de Diseño

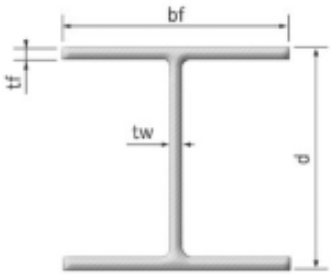


Anexo 4: Perfiles IPE-120

Material

Material:	Gr 50
Tipo de elemento:	Laminada
Módulo de elasticidad E (MPa):	204000
Módulo de cortante G (MPa):	78900
Esfuerzo de fluencia Fy (MPa):	350

IPE120



Dimensiones

Tipo de sección:	Perfil IPE
Perfil:	IPE120
Ancho de la aleta bf (mm):	64
Altura d (mm):	120
Espesor de la aleta tf (mm):	6.3
Espesor del alma tw (mm):	4.4

Condiciones de Carga

Momento último máximo Mux (kN-m):	1.1
Cortante último máximo Vux (kN):	1.1
Cortante en zona de máximo momento Vua (kN):	0
Longitud no arriostrada Lb (m):	1.75
Factor de gradiente de momento Cb:	1.2
Longitud de la viga (m):	1.75

Geometría

Area A (mm²):	1320
Inercia eje mayor Ix (mm4):	3180000
Radio de giro en x rx (mm):	49.1
Módulo de sección elástico en x Sx (mm³):	53000
Módulo de sección plástico en x Zx (mm³):	61000
Inercia eje débil Iy (mm4):	280000
Radio de giro en y ry (mm):	14.5
Módulo de sección elástico en y Sy (mm³):	9000
Módulo de sección plástico en y Zy (mm³):	14000
Constante de alabeo Cw (mm6):	890000000
Coeficiente de torsión de Saint Venant J (mm4):	16900
Peso de la viga por metro lineal w (kg/m):	10.4

Comprobación de Esbeltez

Esbeltez	λ	λp	λr	Tipo de elemento
Patín	5.08	9.17	24.14	Compacto
Alma	24.41	90.78	137.61	Compacto

Diseño a Flexión

Factor de resistencia Øb:	0.9
Momento actuante último en x Mux (kN-m):	1.1
Momento plástico Mp (kN-m):	21.24
Momento elástico My (kN-m):	18.55
Longitud no arriostrada Lb (m):	1.75
Longitud Límite plástico Lp (m):	0.62
Longitud límite PLT inelástico Lr (m):	2.34
Pandeo lateral torsional Mplt (kN-m):	18.97
Pandeo local de la aleta Mpla (kN-m):	No Hay PLA
Fluencia de la Aleta a Compresión Mfac (kN-m):	No hay FAC
Fluencia de la Aleta a Tensión Mfat (kN-m):	No hay FAT
Resistencia nominal a flexión en x ØMnx (kN-m):	17.07
ok!	
Relación de trabajo:	0.06

Diseño Cortante

Factor de resistencia Øb:	1
Cortante actuante último en x Vux (kN):	1.1
h / tw:	24.41
Area para cortante Aw (mm²):	472.56
Kv:	5
1.10 (Kv E / Fy)^1/2:	59.38
1.37 (Kv E / Fy)^1/2:	73.96
Cv:	1
ØV n= Ø0.6 Aw Fy Cv (kN):	99.24
ok!	
Relación de trabajo:	0.01

Chequeo Flexo Compresión Biaxial

Mux/ØMnx:	0.06
Vu/ØVn:	0.01
Relación de trabajo:	0.06
ok!	

Curva de Diseño

