



# **MEMORIA DESCRIPTIVA & CÁLCULO**

## **PROYECTO DE ESTRUCTURAS**

### **EDIFICIO MULTIFAMILIAR ALBORADA**

#### **1. GENERALIDADES**

El proyecto se encuentra ubicado en la alameda del Sereno Esquina Jr. Las Galaxias 200-204 Mz. F Lote 19, distrito de Surco, provincia de Lima, departamento de Lima.

El proyecto comprende el diseño de una vivienda multifamiliar de 5 pisos y 1 azotea.

#### **2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS**

La estructura ha sido diseñada en base a un sistema estructural de muros de concreto armado en ambas direcciones.

El sistema de techos está compuesto de losas macizas y losas aligeradas de 20 cm de espesor.

Las losas se apoyan sobre una serie de vigas de (.40x.20), (.60x.20), (.80x.20), (.15x.50), (.20x.50), (.25x.50), (.35x.50).

Las vigas descansan sobre muros de concreto armado con espesores de 20 y 25cm y columnas de concreto armado de (.20x.50), (.20x.95) y (.20x1.00).

La cimentación del edificio ha sido efectuada en base a zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y cimientos corridos.

#### **3. ANÁLISIS DE CARGA DE GRAVEDAD**

En el análisis de cargas de gravedad se consideraron los pesos propios de los elementos estructurales (placas, columnas, vigas, losas) y de los elementos no estructurales (tabiques, parapetos, etc.).

De acuerdo con la Norma de Cargas E-020 se consideró las siguientes sobrecargas:

- Departamentos S/C = 200 Kg/m<sup>2</sup>

#### **4. NORMAS UTILIZADAS**

Para el diseño de los diversos elementos que componen la estructura, se utilizaron las siguientes normas técnicas:

- E.020 "Norma de Cargas"
- E.030 "Norma de Diseño Sismorresistente" (2019 - vigente)
- E.050 "Norma de Suelos" (2018 - vigente)
- E.060 "Norma de Concreto Armado"
- ACI 318-19 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.



## 5. ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis para fuerzas laterales fue realizado considerando los lineamientos y parámetros de la Norma E 030, de Diseño Sismorresistente vigente (2019).

Se realizó tanto un análisis estático como dinámico, trabajando para el diseño con los resultados de análisis dinámicos incrementados de tal manera de obtener cortantes basales iguales al 90 % de los cortantes basales obtenidos del análisis estático.

### - Análisis Estático

El cortante basal “V” en cada dirección se calculó según:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} x P$$

### - Análisis Dinámico

La aceleración espectral “Sa” en cada dirección se calculó según:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} x g$$

### - Parámetros Sísmicos

Se ha considerado para la determinación de la fuerza sísmica los siguientes coeficientes:

Z = 0.45 (Zona 4 del mapa sísmico del Perú)

U = 1.00 (Categoría C - Edificaciones Comunes)

S = 1.00 (Tipo S1)

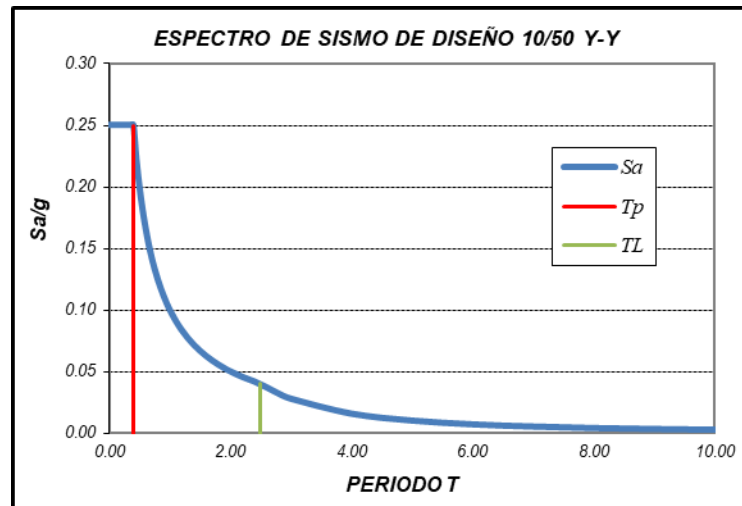
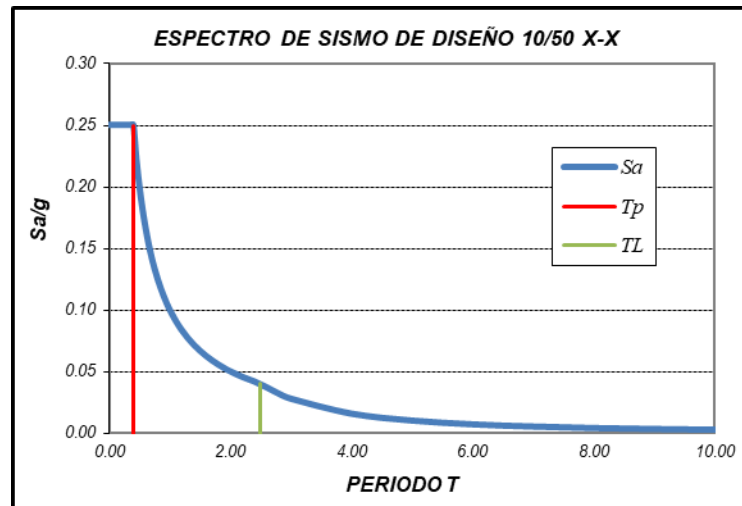
Tp = 0.40 seg. TL = 2.50 seg.

R = R<sub>0</sub> x I<sub>a</sub> x I<sub>p</sub> (R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R<sub>0</sub>: Coeficiente básico de reducción, I<sub>a</sub>: Factor de Irregularidad de altura, I<sub>p</sub>: Factor de Irregularidad en planta)

R<sub>x</sub> = 4.50  
(R<sub>0</sub>=0.75 x 6.0, Sistema de muros de concreto armado)  
(Irregularidad torsional)

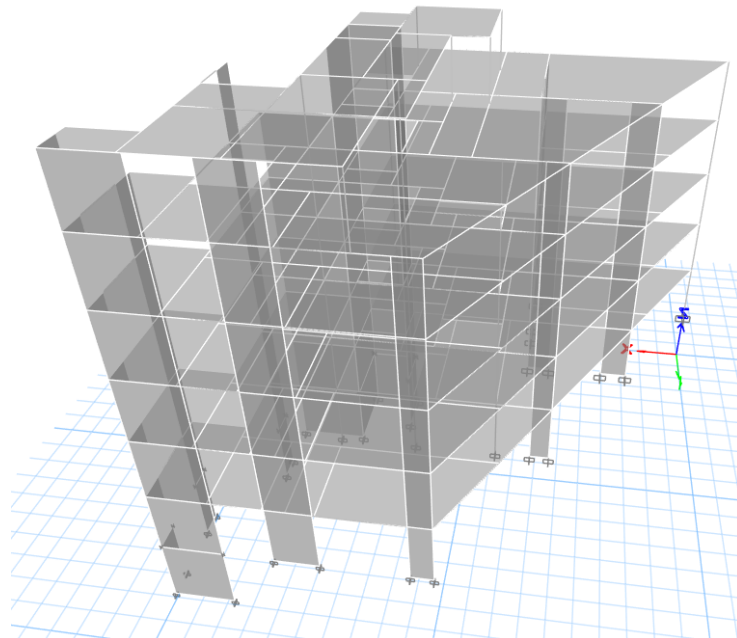
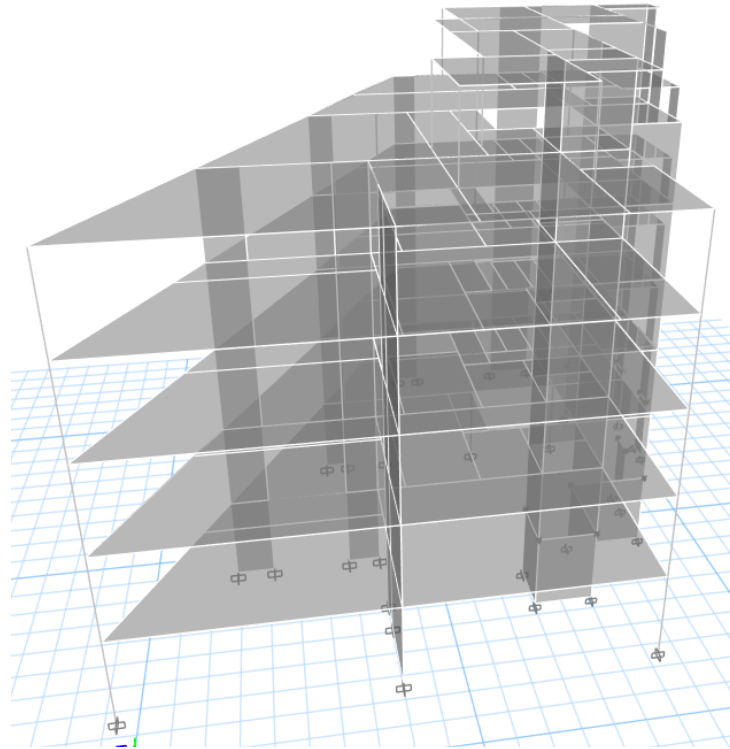
R<sub>y</sub> = 4.50  
(R<sub>0</sub>=0.75 x 6.0, Sistema de muros de concreto armado)  
(Irregularidad torsional)







## Modelo Sísmico Tridimensional





Para los pesos participantes en el análisis sísmico se consideró el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Se obtuvieron los siguientes periodos fundamentales de la estructura, con los cuales se calcularon los coeficientes de amplificación de la estructura:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

$T_x = 0.309 \text{ seg.}$	$C_x = 2.50$
$T_y = 0.353 \text{ seg.}$	$C_y = 2.50$

**- Fuerzas Cortantes en la Base:**

En base a estos coeficientes se obtuvo los siguientes cortantes basales en ambas direcciones:

$$V_x = 218.10 \text{ ton}$$

$$V_y = 213.42 \text{ ton}$$

**- Desplazamientos:**

En la dirección X (lado largo) los desplazamientos máximos son:

Desplazamiento total	=	4.89	cm.
Desplazamiento de entresuelo	=	0.96	cm.

En la dirección Y (lado corto) los desplazamientos máximos son:

Desplazamiento total	=	7.40	cm.
Desplazamiento de entresuelo	=	1.50	cm.

**- Drift de entresuelo - dr**

Los drifts de entresuelo (distorsiones) para cada dirección son menores a 0.007 que indica la norma de Diseño Sismorresistente E-0.30. Se muestran los máximos.

$$d_{rx} = 0.00453$$

$$d_{ry} = 0.00687$$

Con estos resultados se obtuvo que se amplifiquen los resultados del análisis sísmico espectral por los siguientes factores.

$F_x$	=	1.17
$F_y$	=	1.20



## **6. Junta sísmica**

Según la norma E.030 del RNE, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima  $s$  para evitar el contacto durante el movimiento sísmico:

$$S=0.006 \times h \geq 0.03 \text{ m}$$

Donde  $h$  es la altura hasta donde se evalúa la junta en cm.

La norma indica que la junta no será menor que  $2/3$  el desplazamiento máximo del edificio, o  $S/2$ .

### **Analizaremos la dirección "X":**

La altura del edificio,  $h$ , es de 1565 cm con lo que tendríamos un  $S = 9.39$  cm y un desplazamiento total máximo en la dirección "X" de 4.89 cm,

La junta sísmica no deberá ser menor de:

$$\begin{array}{lcl} S/2 & = & 4.70 \text{ cm, valor que llamaremos S1.} \\ 2/3 \Delta \text{ máx.} & = & 3.26 \text{ cm, valor que llamaremos S2.} \end{array}$$

Para la junta sísmica,  $s$ , se tomará el mayor valor entre los valores obtenidos de S1 y S2.

### **Analizaremos la dirección "Y":**

La altura del edificio,  $h$ , es de 1565 cm con lo que tendríamos un  $S = 9.39$  cm y un desplazamiento total máximo en la dirección "Y" de 7.40 cm,

La junta sísmica no deberá ser menor de:

$$\begin{array}{lcl} S/2 & = & 4.70 \text{ cm, valor que llamaremos S3.} \\ 2/3 \Delta \text{ máx.} & = & 4.93 \text{ cm, valor que llamaremos S4.} \end{array}$$

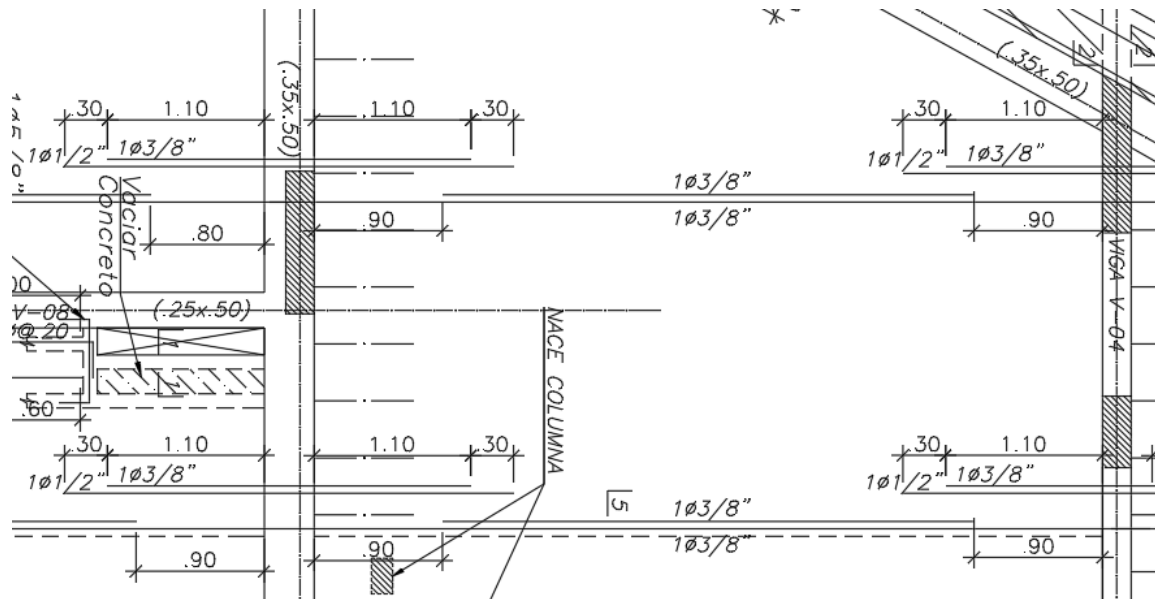
Para la junta sísmica,  $s$ , se tomará el mayor valor entre los valores obtenidos de S.

En este caso tomaremos el valor mayor que sería  $S4 = 4.93$  cm; por lo que se está dejando una junta de 5.00cm.



## 7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- Diseño losa aligerada (h = 0.20m) 5to encofrado entre ejes C-D:



- Verificación de Momentos Flectores (ton.m):

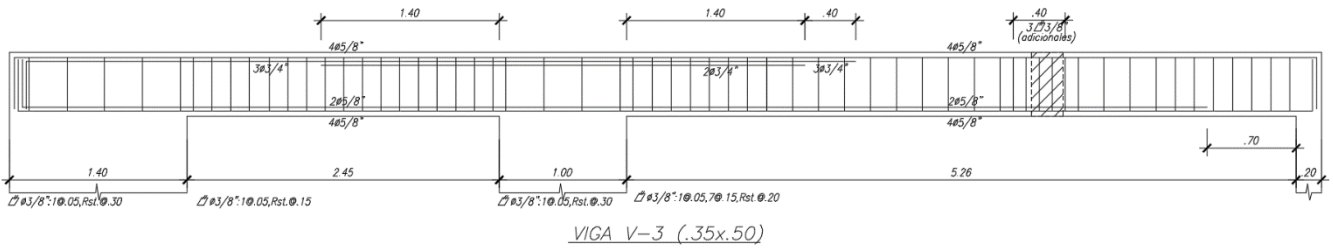
$M_{ui(-)} = 1.101 \text{ ton.m}$	$<$	$\phi M_{ni(-)} = 1.110 \text{ ton.m}$	OK!!!
$M_{uj(-)} = 1.101 \text{ ton.m}$	$<$	$\phi M_{ni(-)} = 1.110 \text{ ton.m}$	OK!!!
$M_{u(+)} = 0.688 \text{ ton.m}$	$<$	$\phi M_{n(+)} = 0.890 \text{ ton.m}$	OK!!!

- Verificación de Fuerzas Cortantes (ton):

$V_{udi} = 1.084 \text{ ton}$	$<$	$\phi V_n = 1.109 \text{ ton}$	OK!!!
$V_{udj} = 1.084 \text{ ton}$	$<$	$\phi V_n = 1.109 \text{ ton}$	OK!!!



• **Diseño de Viga V-03 (0.35x0.50):**



**TRAMO – 01**

- Verificación de Momentos Flectores (ton.m):

$Mu1 (-) = 18.53 \text{ ton.m}$	<	$\phi Mnj(-) = 19.34 \text{ ton.m}$	OK!!!
$Mui (+) = 15.51 \text{ ton.m}$	<	$\phi Mni(+) = 17.22 \text{ ton.m}$	OK!!!
$Mu2 (-) = 28.02 \text{ ton.m}$	<	$\phi Mnj(-) = 28.98 \text{ ton.m}$	OK!!!

- Verificación de Fuerzas Cortantes (ton):

$Vui = 21.02 \text{ ton}$	<	$\phi Vn = 23.79 \text{ ton}$	OK!!!
$Vuj = 21.02 \text{ ton}$	<	$\phi Vn = 23.79 \text{ ton}$	OK!!!

**TRAMO –02**

- Verificación de Momentos Flectores (ton.m):

$Mu1 (-) = 28.02 \text{ ton.m}$	<	$\phi Mni(-) = 28.98 \text{ ton.m}$	OK!!!
$Mu (+) = 14.61 \text{ ton.m}$	<	$\phi Mn(+) = 17.22 \text{ ton.m}$	OK!!!
$Mu2 (-) = 0.00 \text{ ton.m}$	<	$\phi Mni(-) = 11.89 \text{ ton.m}$	OK!!!

- Verificación de Fuerzas Cortantes (ton):

$Vui = 22.36 \text{ ton}$	<	$\phi Vn = 23.79 \text{ ton}$	OK!!!
$Vuj = 10.46 \text{ ton}$	<	$\phi Vn = 23.79 \text{ ton}$	OK!!!



• **Diseño de Columna C1 (.20x1.00)**

**DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR**

Proyecto: **Diseño Edificio Multifamiliar Alborada** Fecha: **15/10/2024**  
Columna: **Columna C3** Por: **CLV**

**Geometría:** B = **20** cm (Ancho)  
L = **100** cm (Longitud, dirección del momento)  
d' = **4** cm (Recubrimiento al eje de varillas)  
Ag = **2000** cm<sup>2</sup> (Área bruta de concreto)

**Refuerzo:** As = 39.76 cm<sup>2</sup> (Área total de acero)  
ρ = 1.99% (Cuantía de acero)

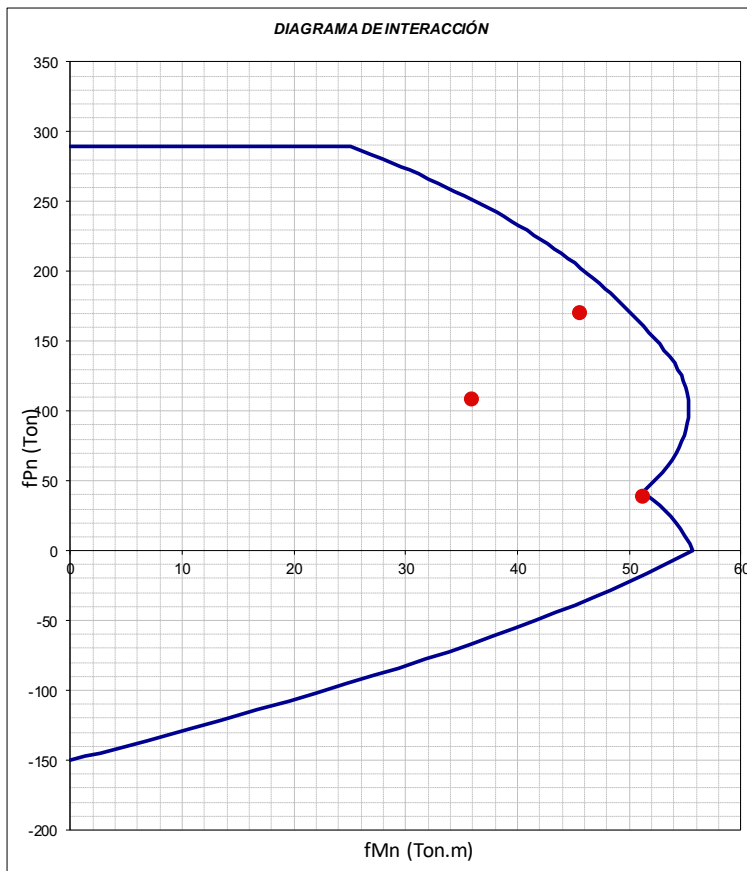
**Concreto:** fc = **210** Kg/cm<sup>2</sup> (Resistencia característica)  
εc = **0.003** (Deformación a la rotura)  
β1 = 0.85

**Acero:** fy = **4200** Kg/cm<sup>2</sup> (Esfuerzo de fluencia)  
Es = **200000** Kg/cm<sup>2</sup> (Módulo de elasticidad)  
εs = **0.0021** (Deformación unitaria de fluencia)

**FSeguridad:** α = **0.8** (Factor para determinar φPnmáx)  
φ1 = **0.7** (φ para P > 0.1 fc Ag)  
φ2 = **0.9** (φ Para P = 0 ó P < 0)

Cargas (Ton, m)	Pu	Mux	φMn para Pu
1° PISO	<b>170.700</b>	<b>45.500</b>	50.1
3° PISO	<b>108.700</b>	<b>35.800</b>	55.3
5° PISO	<b>39.800</b>	<b>51.100</b>	51.6

φPn máx = **289.5** (α φ P0 = Compresión Máxima)  
φMn máx = 55.7 Ton.m (Momento resistente máximo)  
φMn (P=0) = 55.6 Ton.m (Momento resistente para P=0)



**As = 39.76**  
**ρ = 1.988%**



• **Diseño de Placa 01 (0.25x3.36) 1° y 2° PISO:**

**DISEÑO POR FLEXIÓN DE PLACA DE CONCRETO ARMADO**

Proyecto:	<b>Diseño Edificio Multifamiliar Alborada</b>	Fecha:	<b>2/09/2024</b>
Placa:	<b>PLACA-01X</b>	Por:	<b>CLV</b>

<b>Geometría:</b>	<b>t =</b>	<b>25 cm</b>	(Ancho)
	<b>L =</b>	<b>336 cm</b>	(Longitud, dirección del momento)
	<b>d1 =</b>	<b>35 cm</b>	(Distancia de As1 al borde)
	<b>t1 =</b>	<b>70 cm</b>	(Espesor del ala en compresión)
	<b>L1 =</b>	<b>25 cm</b>	(Ancho del ala en compresión)
	<b>d2 =</b>	<b>35 cm</b>	(Distancia de As2 al borde)
	<b>t2 =</b>	<b>70 cm</b>	(Espesor del ala en tracción)
	<b>L2 =</b>	<b>25 cm</b>	(Ancho del ala en tracción)
	<b>Ag =</b>	<b>8400 cm<sup>2</sup></b>	(Área bruta de concreto)

<b>Refuerzo</b>	<b>As1 =</b>	<b>51.00 cm<sup>2</sup></b>	(Área de acero en extremo-1)
<b>Concentrado</b>	<b>As2 =</b>	<b>51.00 cm<sup>2</sup></b>	(Área de acero en extremo-2)

<b>Refuerzo</b>	<b>As por fila =</b>	<b>2.58 cm<sup>2</sup></b>	(Refuerzo para una fila)
<b>Distribuido</b>	<b>s =</b>	<b>20.0 cm</b>	(Espaciamiento entre filas)
	<b>Astot =</b>	<b>23.22 cm<sup>2</sup></b>	(Acero distribuido total)
		(9 filas)	

<b>Concreto</b>	<b>fc =</b>	<b>210 Kg/cm<sup>2</sup></b>	(Resistencia característica)
	<b>εc =</b>	<b>0.003</b>	(Deformación a la rotura)
	<b>β1 =</b>	<b>0.85</b>	

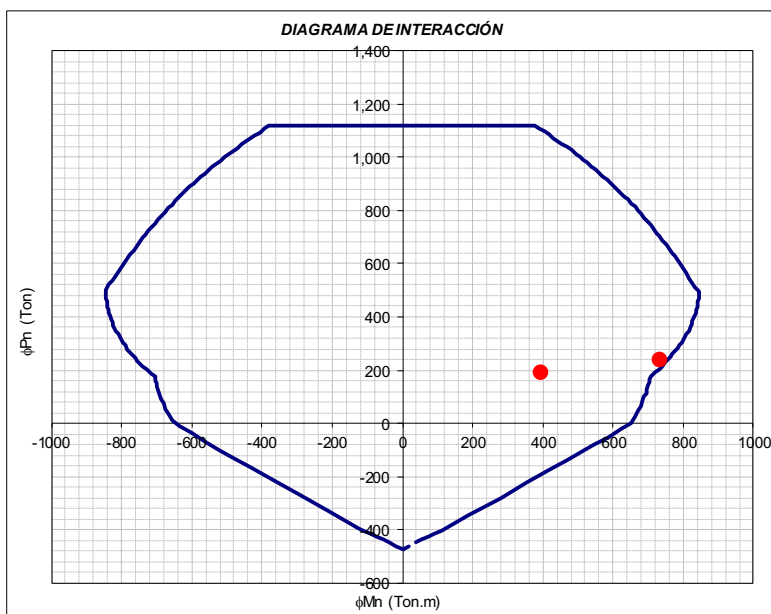
<b>Acero</b>	<b>fy =</b>	<b>4200 Kg/cm<sup>2</sup></b>	(Esfuerzo de fluencia)
	<b>Es =</b>	<b>2200000 Kg/cm<sup>2</sup></b>	(Módulo de elasticidad)
	<b>εs =</b>	<b>0.00190909</b>	(Deformación unitaria de fluencia)

<b>FSeguridad</b>	<b>α =</b>	<b>0.8</b>	(Factor para determinar φPnmáx)
	<b>φ1 =</b>	<b>0.7</b>	(φ para P > 0.1 f'c Ag)
	<b>φ2 =</b>	<b>0.9</b>	(φ Para P = 0 ó P < 0)

0.1 f'c Ag =	176.4	tn
Pu =	<b>240.32</b>	tn
φ =	0.70	
φMn =	<b>757.1</b>	tn.m
Mn =	<b>1081.6</b>	tn.m

	<b>Pu</b>	<b>Mu</b>	<b>φ Mn para Pu</b>		
<b>1°</b>	<b>240.32</b>	<b>730.30</b>	<b>-757.1</b>	<b>757.1</b>	
<b>2°</b>	<b>194.15</b>	<b>392.70</b>	<b>-721.9</b>	<b>721.9</b>	

φPn máx = 1121.7 Ton (α φ P0 = Compresión Máxima)



<b>As1 =</b>	<b>51.00</b>	cm <sup>2</sup>
<b>As2 =</b>	<b>51.00</b>	cm <sup>2</sup>



• **Diseño de Placa 01 (0.25x3.36) 3° PISO - Resto:**

**DISEÑO POR FLEXIÓN DE PLACA DE CONCRETO ARMADO**

Proyecto:	Diseño Edificio Multifamiliar Alborada	Fecha:	2/09/2024
Placa:	PLACA-01X	Por:	CLV

**Geometría:**

t =	25 cm	(Ancho)
L =	336 cm	(Longitud, dirección del momento)
d1 =	25 cm	(Distancia de As1 al borde)
t1 =	50 cm	(Espesor del ala en compresión)
L1 =	25 cm	(Ancho del ala en compresión)
d2 =	25 cm	(Distancia de As2 al borde)
t2 =	50 cm	(Espesor del ala en tracción)
L2 =	25 cm	(Ancho del ala en tracción)
Ag =	8400 cm <sup>2</sup>	(Área bruta de concreto)

**Refuerzo**

As1 =	22.72 cm <sup>2</sup>	(Área de acero en extremo-1)
As2 =	22.72 cm <sup>2</sup>	(Área de acero en extremo-2)

**Refuerzo Distribuido**

As por fila =	1.42 cm <sup>2</sup>	(Refuerzo para una fila)
s =	20.0 cm	(Espaciamiento entre filas)
Astot =	15.62 cm <sup>2</sup>	(Acero distribuido total)

(11 filas)

**Concreto**

fc =	210 Kg/cm <sup>2</sup>	(Resistencia característica)
εc =	0.003	(Deformación a la rotura)
β1 =	0.85	

**Acero**

fy =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	(Esfuerzo de fluencia)
Es =	2200000 Kg/cm <sup>2</sup>	(Módulo de elasticidad)
εs =	0.00190909	(Deformación unitaria de fluencia)

**FSeguridad**

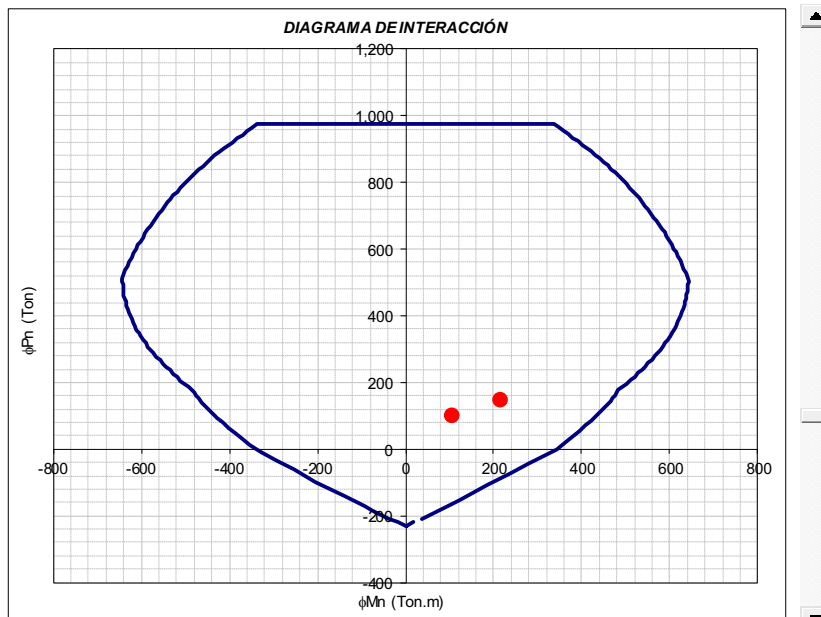
α =	0.8	(Factor para determinar φPnmáx)
φ1 =	0.7	(φ para P > 0.1 fc Ag)
φ2 =	0.9	(φ Para P = 0 ó P < 0)

0.1 fc Ag =	176.4	tn
Pu =	147.98	tn
φ =	0.73	
φMn =	467.9	tn.m
Mn =	639.0	tn.m

**Cargas (Ton. m)**

	Pu	Mu	φ Mn para Pu		
3°	147.98	213.10	-467.9	467.9	tn.m
4°	101.80	105.40	-434.4	434.4	tn.m

φPn máx = 977.2 Ton (α φ P0 = Compresión Máxima)



As1 = 22.72 cm<sup>2</sup>  
As2 = 22.72 cm<sup>2</sup>



### Diseño de cortante por capacidad

Análisis XX			Piso Vu max			
Cortante en placas					0.85	
f <sub>c</sub>	210	Kg/cm <sup>2</sup>			h total del muro(m)	15.35
d	2.688	m			h (m) / l(m)	4.57
bw	0.25	m			alfa	0.17
V <sub>c</sub>	44.89	Ton				
V <sub>u</sub>	193.13	ton	Requiere refuerzo	SI	V <sub>c</sub> <V <sub>u</sub>	Rho h minimo
F <sub>y</sub>	4200					Rho.v minimo
ϕV <sub>s</sub>	194.18	ton			68.80	0.00688
V <sub>n</sub>	209.94	ton	ok			0.0025
	9%					0.0025
ϕV <sub>n</sub> max	258.06	ton			Si Vu < 0.085*√(f <sub>c</sub> )*Acw	
V <sub>n</sub> max	219.35	ton	ok		.085*raiz(f <sub>c</sub> )*Acw entonces ---->	Rho h mini
					26.43 falso	Rho v minimo
						0.002
						0.0015

Para hm/lm menor a 1.5 , alfa es 0.25.  
Para hm/lm mayor a 2 , alfa es 0.17.

Ro	# capas	as x capa	Malla (as)	s (cm)
0.006879987	2	8.599983828	1.29	15.0

### Diseño de cortante para 3° piso

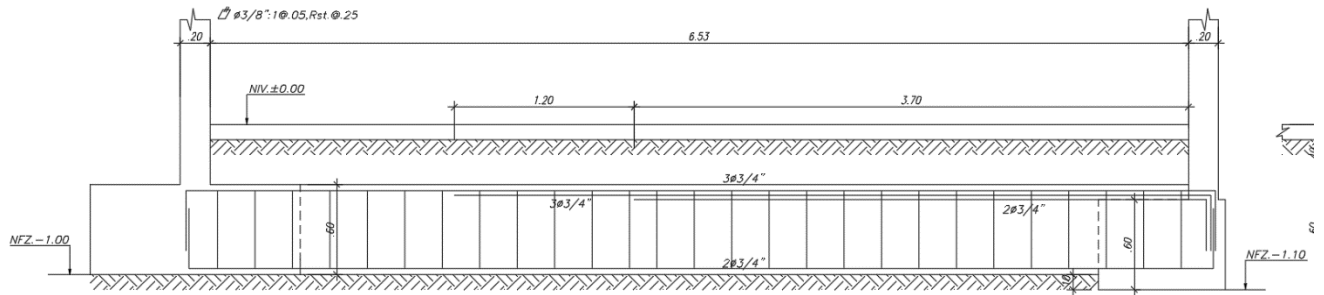
Análisis XX			Piso Vu max			
Cortante en placas					0.85	
f <sub>c</sub>	210	Kg/cm <sup>2</sup>			h total del muro(m)	15.35
d	2.688	m			h (m) / l(m)	4.57
bw	0.25	m			alfa	0.17
V <sub>c</sub>	44.89	Ton				
V <sub>u</sub>	69.50	ton	Requiere refuerzo	SI	V <sub>c</sub> <V <sub>u</sub>	Rho h minimo
F <sub>y</sub>	4200					Rho.v minimo
ϕV <sub>s</sub>	80.16	ton			28.40	0.00284
V <sub>n</sub>	113.02	ton	ok			0.0025
	63%					0.0025
ϕV <sub>n</sub> max	258.06	ton			Si Vu < 0.085*√(f <sub>c</sub> )*Acw	
V <sub>n</sub> max	219.35	ton	ok		.085*raiz(f <sub>c</sub> )*Acw entonces ---->	Rho h mini
					26.43 falso	Rho v minimo
						0.002
						0.0015

Para hm/lm menor a 1.5 , alfa es 0.25.  
Para hm/lm mayor a 2 , alfa es 0.17.

Ro	# capas	as x capa	Malla (as)	s (cm)
0.002839979	2	3.549973638	0.71	20.0



- **Diseño de Viga de Cimentación VC-02 (0.30x0.60):**



VIGA VC-02 (.30x.60)  
ESCALA 1/25

- Verificación de Momentos Flectores (ton.m):

$$\begin{aligned} \mu_{u(+)} = 0.00 \text{ ton.m} &< \phi M_{nj(-)} = 10.69 \text{ ton.m} && \text{OK!!!} \\ \mu_{ui(-)} = 29.9 \text{ ton.m} &< \phi M_{ni(+)} = 37.00 \text{ ton.m} && \text{OK!!!} \end{aligned}$$

- Verificación de Fuerzas Cortantes (ton):

$$V_u = 4.62 \text{ ton} < \phi V_n = 20.73 \text{ ton} \quad \text{OK!!!}$$



• **Diseño de zapata de PL-01:**

Diseño de Zapatas Aisladas por Cargas en Servicio									
P <sub>serv</sub> (tn)	165.20	Factor para $\sigma_t$ con Sismo		1.3					
M <sub>serv</sub> (tn.m)	584.00	Este factor deberá ser 1.3 o siendo conservador 1.2							
q <sub>adm</sub> (tn/m <sup>2</sup> )	63								
Peso Zapata (%)	1								
Area (m <sup>2</sup> )	3.73								
B (m)	3.15			# de volados		volado (m)			
L (m)	6.26	b (m)	0.25	2	1.45	3.15			
Area Real (m <sup>2</sup> )	19.72	l (m)	3.36	2	1.45	6.26			
		428.63%							
<b>CUMPLE CON EL AREA</b>									
Verificación de Esfuerzos por Sismo									
$\sigma_t$ (tn/m <sup>2</sup> )	81.9	P-M							
$\sigma$ (tn/m <sup>2</sup> )	40.30	-16.47	Aplicar Meyerhoff						
$\sigma$ Meyerhoff	77.12	Tomar este Esfuerzo							
Esfuerzo Ultimo $\sigma_u$									
P <sub>u</sub> (tn)	293.76	Meyer		Asumir					
M <sub>u</sub> (tn.m)	730								
$\sigma_u$ (tn/m <sup>2</sup> )	50.38	96.40	96.40						
Volado (m)	1.45								
d (cm)	100	p <sub>min</sub> = 0.0018    k <sub>u</sub> = 6.5							
M <sub>u</sub> (tn.m)	101.34								
K <sub>u</sub>	10.13	< 10	CUMPLE						
$\rho$	0.0027	19.8							
A <sub>s</sub>	27.00	cm <sup>2</sup>	0.01434343		10.00				
Barra	$\phi 1/2"$	$\phi 5/8"$	$\phi 3/4"$	$\phi 1"$	$\phi 1-3/8"$				
"@"	0.048	0.074	0.105	0.189	0.373	metros			
PUNZONAMIENTO									
d	1								
ZAPATA		COLUMNA							
L	6.26	l	3.36					2	
B	3.15	b	0.25			$\sigma_u$		2	
b <sub>o</sub>	11.22	$\beta$	1.99	210		96.40			
A <sub>o</sub>	14.269	fac	1.06	1.06					
$\phi V_c$	1465								
V <sub>u</sub>	1375	PASA							
CORTE L					CORTE B				
c	1.45			c		1.45			
d	1			d		1			
$\phi V_c$	206			$\phi V_c$		409			
V <sub>u</sub>	137	PASA		V <sub>u</sub>		272		PASA	



## **8. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO**

El diseño de muros, columnas, vigas, losas y cimentación fue realizado por el método de resistencia, siguiendo las indicaciones de la Norma Peruana E.030 Sismorresistente y de la Norma E.060 de Concreto Armado como también los lineamientos del ACI 318-19 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

## **9. DISEÑO DE CIMENTACIONES**

De acuerdo con el EMS, la presión admisible del terreno con platea es de 6.30 Kg/cm<sup>2</sup> con una profundidad de cimentación de -1.00m respecto al nivel de piso terminado. La cimentación está diseñada en base a zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas con vigas de cimentación con cimientos corridos. El diseño se ha realizado según lo indicado en la Norma Peruana E.050 Suelos y Cimentaciones.

La Molina, 21 de noviembre del 2024.

Es todo en cuanto puedo informar.

**CARLOS ALBERTO JOEL  
LÓPEZ VILLAGOMEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 143505**

**CARLOS ALBERTO JOEL LÓPEZ VILLAGOMEZ**  
**Reg. CIP. N° 143505**  
**LOPEZ INGENIEROS S.A. CONTRATISTAS GENERALES**