

SINTESIS DE MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

PROPIETARIO : J&M INVERSIONES INMOBILIARIAS PERÚ SAC
PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR
UBICACIÓN : CALLE AYABACA ESQUINA CON CALLE CANCHAQUE
URB. MIGUEL GRAU, MZ. H, LT. 31
DISTRITO DE ATE, PROVINCIA Y DPTO. DE LIMA
FECHA : 30 DE MAYO DE 2024

1. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO. -

El análisis llevado a cabo es considerando un modelo tridimensional de tres grados de libertad, los cuales son dos grados de libertad asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación. El modelo matemático considerado es muy aproximado a la estructura y ha sido elaborado con el programa SAP2000 V23 considerando todas las características estructurales del proyecto. El análisis sísmico de la estructura se ha desarrollado utilizando el método de análisis estático - dinámico, de acuerdo con lo establecido en la norma técnica E-030.

REGLAMENTOS Y CODIGOS

Se usaron los siguientes capítulos el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú (2003):

E 020 Cargas

E 030 Diseño sismo resistente

E 050 Suelos y cimentaciones

E 060 Concreto Armado (2009)

Deformación permisible Vertical = $L/240$

Deriva permisible Lateral = <0.007 (concreto armado)

2. MATERIALES. -

Concreto Armado:

$f'c=210\text{Kg/cm}^2$ $E= 231721.01\text{Kg/cm}^2$

$f'c=280\text{Kg/cm}^2$ $E= 267568.38\text{Kg/cm}^2$

Para el análisis, las estructuras fueron modeladas con elementos finitos tipo Shell, los cuales representan a los muros, así como los elementos tipo frame que representan a vigas y columnas. La malla posee tanto las propiedades del material empleado como espesores de los muros.

Para los elementos se tomaron en cuenta deformaciones por flexión, fuerza cortante, torsión y carga axial.

3. CARGAS. -

Se empleó la Norma E-020 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú además de las indicadas según especialidades.

ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS

Se ha considerado los siguientes estados de carga

DEAD	(Carga muerta propia de los elementos)
CM	(Carga Muerta Sobrepuesta)
LIVE	(Carga Viva)
LIVEUP	(Carga Viva Reducible)
SismoEstX	(Carga Sísmica estática en la dirección X)
SismoEstY	(Carga Sísmica estática en la dirección Y)
SismoDinX	(Carga Sísmica dinámica en la dirección X-X)
SismoDinY	(Carga sísmica dinámica en la dirección Y-Y)

COMBINACIONES DE CARGA

Se han considerado las siguientes combinaciones de carga:

Para estructuras de concreto armado:

Combinaciones:

1.4 CM + 1.7 CV

1.25 CM + 1.25 CV +- CS

0.90 CM +- CS

Donde

CM	:	Carga Muerta
CV	:	Carga Viva
CS	:	Carga de Sismo

4. DESARROLLO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL. -

PARAMETROS SISMICOS

ZONIFICACION SISMICA: Zona 4, $Z = 0.45$

CATEGORIA DE EDIFICACION: Categoría C, $U=1.00$ Edificaciones

Comunes

PARAMETROS DEL SUELO: TIPO S1, $T_p = 0.40$ seg. $S = 1.00$

SISTEMA ESTRUCTURAL:

Se consideraron un sistema de Muros de concreto armado en el eje X y Muros de concreto armado en el eje Y.

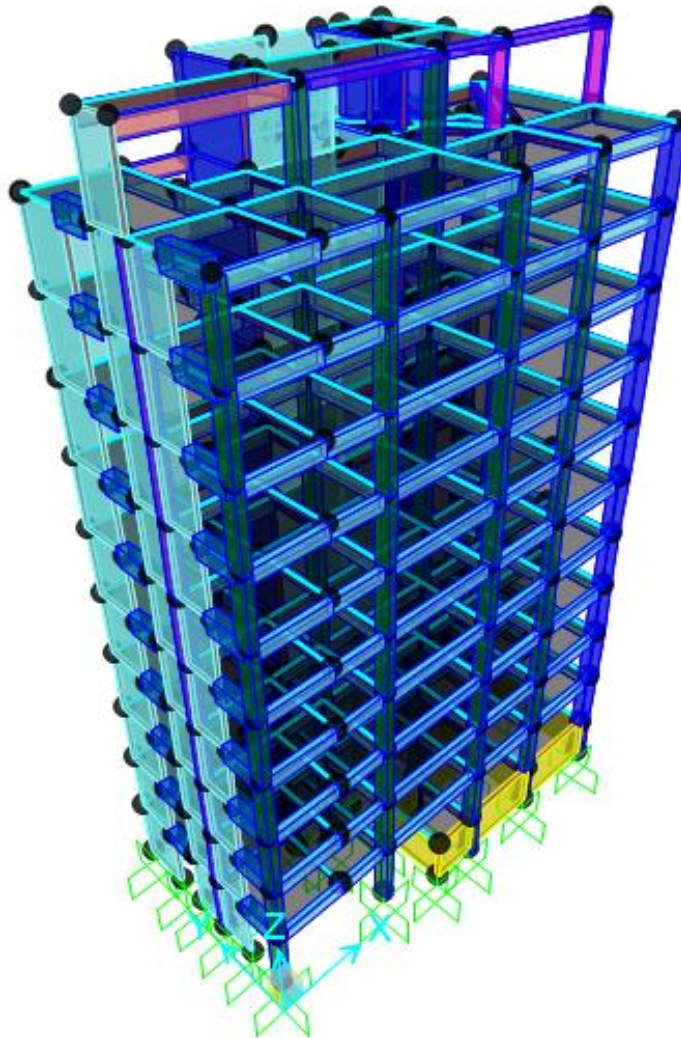
Reducción de la respuesta: Dirección X-X	Rx = 6.00
Reducción de la respuesta: Dirección Y-Y	Ry = 6.00
Irregularidad:	Ip = 0.75 para ambos ejes
Irregularidad: (Irregularidad Torsional)	Ia = 1.00 para ambos ejes

LIMITE DISTORSIONAL LATERAL: $\Delta_i/h_i \times R \leq 0.007$, Concreto Armado.

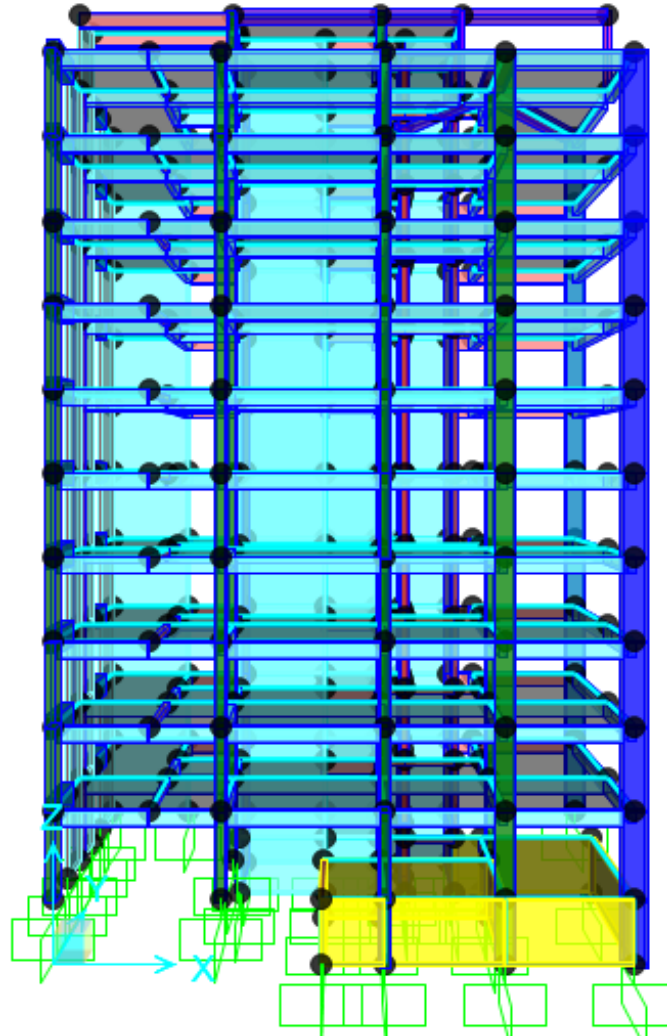
5. MODELO MATEMATICO CONSIDERADO. -

Se ha desarrollado un modelo matemático que considera las plantas presentadas en el proyecto. A continuación, se muestran vistas isométricas.

3-D View



ELEVACION FRONTAL – EDIFICIO MULTIFAMILIAR



ELEVACION LATERAL – EDIFICIO MULTIFAMILIAR

6. METRADO DE CARGAS. -

CARGA MUERTA:

El programa SAP2000 V23 calcula internamente el peso de la estructura modelada. Se ha considerado una carga adicional de 200Kg/m^2 en el estado de carga muerta superpuesta por acabados y tabiquería.

CARGA VIVA:

Se usó la carga viva estipulada en la norma E 020 para los distintos ambientes.

CARGA DE SISMO:

El análisis sísmico se realizó según la norma NTE E-030, con el procedimiento de análisis estático. Se ha considerado 5% de amortiguamiento de la estructura y 5% de excentricidad, así mismo se ha considerado como fuente de masa participativa el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva (por ser una edificación categoría C), utilizando los siguientes parámetros:

Cortante basal.

$$C_b = (ZUCS/R) * P$$

Z	=	0.45
U	=	1.00
Cx	=	2.50
Cy	=	2.50
S	=	1.00
RX	=	6.00
RY	=	6.00
Ip	=	0.75, para ambos ejes – Irregularidad Torsional
Ia	=	1.00, para ambos ejes

Peso sísmico y cortante basal

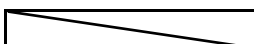
Name	C	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SXP	0,250	1525,86	381,47
SYP	0,250	1525,86	381,47

7. METODOLOGIA DE ANALISIS. -

Se han determinado la envolvente de los valores Máximos de las Fuerzas Axiales, Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores. Se ha realizado el Control de Distorsiones, verificando si la estructura cumple con los requisitos de rigidez reglamentarios.

MAXIMO DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS

	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	(Δ / h	(Δ / h
---	--------	--------	--------	--------	--------	--------

DESPLAZ. PISO	h	Absoluto X	Absoluto Y	Relativo X	Relativo Y	ex)	ey)
12 (Nudo 384)	2,60	4,820	9,097	0,414	0,744	0,00159	0,0029
11 (Nudo 360)	2,60	4,406	8,353	0,415	0,774	0,00159	0,0030
10 (Nudo 326)	2,60	3,992	7,579	0,444	0,832	0,00171	0,0032
9 (Nudo 294)	2,60	3,547	6,747	0,471	0,889	0,00181	0,0034
8 (Nudo 262)	2,60	3,076	5,858	0,493	0,937	0,00190	0,0036
7 (Nudo 230)	2,60	2,583	4,922	0,505	0,966	0,00194	0,0037
6 (Nudo 198)	2,60	2,079	3,955	0,503	0,970	0,00193	0,0037
5 (Nudo 166)	2,60	1,576	2,986	0,484	0,936	0,00186	0,0036
4 (Nudo 134)	2,60	1,092	2,049	0,442	0,852	0,00170	0,0033
3 (Nudo 102)	2,60	0,650	1,197	0,371	0,699	0,00143	0,0027
2 (Nudo 70)	2,75	0,278	0,499	0,248	0,459	0,00090	0,0017
1 (Nudo 38)	2,00	0,030	0,039	0,030	0,039	0,00015	0,0002
Suelo (Nudo12)		0,000	0,000				

El factor de regularidad R fue afectado por lo indicado en las tablas N°8 y N°9 del Reglamento Nacional de Edificaciones Cap.III - Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones. Art. 20 - Factores de Irregularidad

Los desplazamientos laterales para estructuras Regulares se calculan multiplicando por 0.75R los resultados del análisis.

Los desplazamientos laterales para estructuras Regulares se calculan multiplicando por 0.85R los resultados del análisis.

Los desplazamientos cumplen con lo estipulado en la norma.

Material Predominante (Di /
hei)
Concreto Armado 0.007

8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS MÁS INCIDENTES

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO

UBICACIÓN : C5 de los ejes B-4

Datos:

Columna rectangular

$$\begin{aligned}
 a \text{ menor} &= 30 \text{ cm} \\
 b \text{ mayor} &= 60 \text{ cm} \\
 \text{Área} &= 1800 \text{ cm}^2 \\
 \text{Area min} &= 1287,39 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Relación lado menor/lado mayor no será menor que 0.40

$$\begin{aligned}
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 \rho_{\text{min}} &= 0,01 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,06 \\
 A_{s\text{min}} &= 18,00 \text{ cm}^2 \\
 A_{s\text{max}} &= 108,00 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Datos resultantes del diseño:

$$\begin{aligned}
 P \text{ actuante} &= 188,57 \text{ Tn} \\
 V \text{ cortante} &= 5,11 \text{ Tn} \\
 M_x \text{ flector} &= 2,03 \text{ Tn}^*\text{m} \\
 M_y \text{ flector} &= 8,65 \text{ Tn}^*\text{m}
 \end{aligned}$$

Resultados por Carga Axial:

	Φ	Cant	Cant (cm ²)
As1 a utilizar =	5/8"	0	0,00
As2 a utilizar =	3/4"	8	22,80
		As =	22,80

Estribos:

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ max} &= 315,62 \text{ Tn} \quad \text{Ok} \\
 \Phi P_n \text{ max} &= 220,94 \text{ Tn} \quad \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Momento flector máximo

$$\begin{aligned}
 d &= 56 \text{ cm} \\
 a &= 7,14 \text{ cm} \\
 \Phi M_n &= 36,09 \text{ Tn}^*\text{m} \quad \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Diseño por corte

$$\begin{aligned}
 \Phi V_c &= 11,76 \text{ Tn.} \\
 &\text{Requiere refuerzo por corte} \\
 V_s &= 17,96 \text{ Tn.} \leq 54,78 \\
 &\text{Ok} \\
 \Phi V_n &= 27,02 \text{ Tn.}
 \end{aligned}$$

$V_u \text{ max} = 46,56 \text{ Tn.}$
 $\Phi \text{ Estribo} = 3/8''$
 $S = 20,00 \text{ cm}$
 Ok

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO

UBICACIÓN : Col C-8, Ejes B-2

Datos:

Columna rectangular

$a \text{ menor} = 30 \text{ cm}$
 $b \text{ mayor} = 60 \text{ cm}$
 $\text{Área} = 1800 \text{ cm}^2$
 $\text{Area min} = 1081,55 \text{ cm}^2 \text{ Ok}$

Relación lado menor/lado mayor no será menor que 0.40

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\rho_{\text{min}} = 0,01$
 $\rho_{\text{max}} = 0,06$
 $As_{\text{min}} = 18 \text{ cm}^2$
 $As_{\text{max}} = 108 \text{ cm}^2$

Datos resultantes del diseño:

$P \text{ actuante} = 158,42 \text{ Tn}$
 $V \text{ cortante} = 2,43 \text{ Tn}$
 $M_x \text{ flector} = 2,23 \text{ Tn}^*\text{m}$
 $M_y \text{ flector} = 4,93 \text{ Tn}^*\text{m}$

Resultados por Carga Axial:

	Φ	Cant	Cant (cm ²)
As1 a utilizar =	3/4"	7	19,95
As2 a utilizar =	5/8"	0	0,00
		As =	19,95

Estribos:

$P_n \text{ max} = 315,62 \text{ Tn} \quad \text{Ok}$
 $\Phi P_n \text{ max} = 220,94 \text{ Tn} \quad \text{Ok}$

Momento flector máximo

$$\begin{aligned} d &= 56 \text{ cm} \\ a &= 7,14 \text{ cm} \\ \Phi Mn &= 36,09 \text{ Tn*m} \quad \text{Ok} \end{aligned}$$

Diseño por corte

$$\begin{aligned} \Phi Vc &= 11,76 \text{ Tn.} \\ &\text{No es necesario reforzar por} \\ &\text{corte} \\ Vs &= 17,96 \text{ Tn.} \leq 54,78 \\ &\text{Ok} \\ \Phi Vn &= 27,02 \text{ Tn.} \\ Vu \text{ max} &= 46,56 \text{ Tn.} \\ \Phi \text{ Estribo} &= 3/8" \\ S &= 20,00 \text{ cm} \\ &\text{Ok} \end{aligned}$$

DISEÑO DE ZAPATAS

UBICACIÓN: Cimentación

ELEMENTO: Zapata de los Ejes B-4

Datos de la zapata:

$$\begin{aligned} h \text{ zap} &= 75 \text{ cm} && , h=30\text{cm mínimo según 15.7} \\ \text{Rec.} &= 7,00 \text{ cm} && \text{Según, E.060 - 7.7.1} \\ &&& , según 15.2.2 y \\ P \text{ al serv.} &= 169,71 \text{ Tn} && 15.2.5 \\ f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi &= 0,70 \text{ concreto} && \text{Aplastamiento en el} \\ Mx &= 8,65 \text{ Tn*m} \\ V \text{ (Sap)} &= 5,11 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Capacidad portante del terreno:

$$\sigma = 3,53 \text{ kg/cm}^2$$

15.2.4 Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

Diseño de la Zapata de la columna a calzar:

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ t &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculos:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I}$$

Área de la zapata

$$\sigma = P / A = 230 \quad x \quad 230 \quad \text{cm}^2$$

Zapata Central

$$b = 214,97 \quad \text{cm}$$

$$t = 244,97 \quad \text{cm}$$

Cálculo Acero

$$M_u = 15,10 \quad \text{tm.m}$$

$$A_s \text{ min} = 13,50 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi 5/8" \quad 1,98 \quad @ \quad 14,66 \quad \text{cm}$$

$$M_u = \phi [A_{s1} f_y (d-a/2)] \quad \phi = 0.90$$

Cálculo por Corte

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

No requiere refuerzo por corte. Art. 11.5.7.1

Disposiciones especiales para zapatas

La resistencia al cortante está regida por el caso más severo entre estas 2 condiciones:

11.12.1.1)

Comportamiento como una viga ancha

$$V_c = 404,46 \quad \text{Tn}$$

11.3.1.2 Para elementos sometidos a compresión axial N_u :

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left(1 - \frac{N_u}{140 A_g} \right) b w d$$

11.12.1.2) Comportamiento en 2 direcciones, donde el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide

Superficie crítica equivalente a investigar:

$$b_o = 186 \quad , \text{perímetro}$$

$$d/2 = 34$$

$$\beta = 1,14$$

V_c calculado a partir de 11.12.2.1

I) Menor valor entre (a), (b) y (c)

(a) $V_c =$	267,63	Tn
(b) $V_c =$	822,66	Tn
Columna =	Interior	
$\alpha_s =$	40	
(c) $V_c =$	194,28	Tn

Por lo tanto, el menor valor es = 194,28 Tn (c)

11.12.3.1) V_c máximo es:

$$V_c \text{ max} = 97,14 \text{ Tn}$$

Finalmente, se debe considerar el V_c más severo que es:

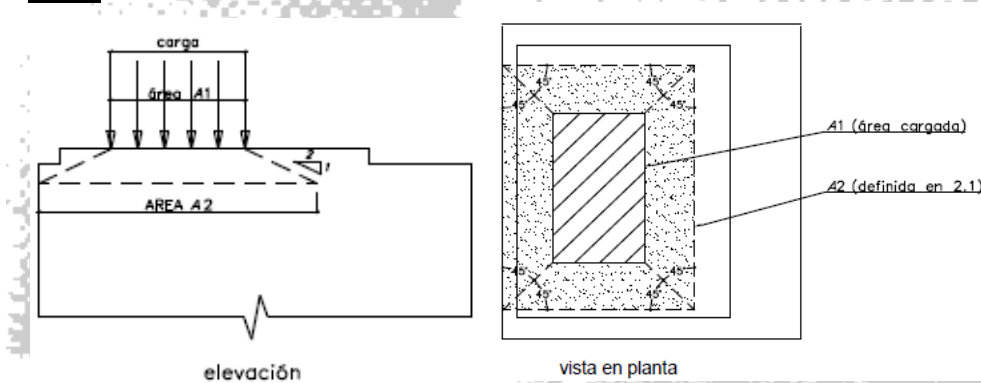
$$V_c = 97,14 \text{ Tn}$$

$$V_s = 27,76 \text{ Tn. } \leq 293,26 \text{ Tn}$$

$$\phi V_n = 87,43 \text{ Ok}$$

Cálculo por Aplastamiento E.060 Art.

10.17



$A_1 =$ área cargada, mm^2 , Capítulos 10, 22.

$A_2 =$ el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm^2 , Capítulos 10, 22.

Resistencia de diseño al aplastamiento:

$$\phi * (0,85 * f_c * A_1) * \sqrt{A_2/A_1}$$

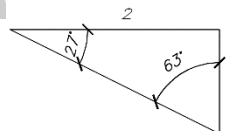
$$A_1 = 1800,00 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 1937,25 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_2/A_1} = 1,04$$

$$P \text{ axial} = 188,57 < 233,33 \text{ Tn}$$

Ok



DISEÑO DE ZAPATAS

UBICACIÓN: Cimentación

ELEMENTO: Zapata de los Ejes B-2

Datos de la zapata:

h zap =	65	cm	, h=30cm mínimo según 15.7
Rec.	7,00	cm	Según, E.060 - 7.7.1
P al serv. =	142,58	Tn	, según 15.2.2 y
f'c =	210	kg/cm ²	15.2.5
f _y =	4200	kg/cm ²	
ϕ =	0,70	Aplastamiento en el concreto	
M _x =	4,93	Tn*m	
V (Sap) =	2,43	Tn	

Capacidad portante del terreno:

$$\sigma = 3,53 \text{ kg/cm}^2$$

15.2.4 Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

Diseño de la Zapata de la columna a calzar:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$t = 60 \text{ cm}$$

Cálculos:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I}$$

Área de la zapata

$$\sigma = P / A = 211 \text{ x } 211 \text{ cm}^2$$

Zapata Central

$$b = 195,78 \text{ cm}$$

$$t = 225,78 \text{ cm}$$

Cálculo Acero

$$M_u = 12,13 \text{ tm.m}$$

$$M_u = \phi [A_{s1} f_y (d-a/2)]$$

ϕ = 0.90

$$A_s \text{ min} = 11,70 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" \quad 1,98 \quad @ \quad 16,92 \text{ cm}$$

Cálculo por Corte

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

No requiere refuerzo por corte. Art. 11.5.7.1

Disposiciones especiales para zapatas

La resistencia al cortante está regida por el caso más severo entre estas 2 condiciones:

11.12.1.1) Comportamiento como una viga ancha

$$V_c = 339,52 \text{ Tn}$$

11.3.1.2 Para elementos sometidos a compresión axial N_u :

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left(1 - \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

11.12.1.2) Comportamiento en 2 direcciones, donde el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide

Superficie crítica equivalente a investigar:

$$b_o = 185 \text{ , perímetro}$$

$$d/2 = 29$$

$$\beta = 1,15$$

V_c calculado a partir de 11.12.2.1

I) Menor valor entre (a), (b) y (c)

$$(a) V_c = 225,58 \text{ Tn}$$

$$(b) V_c = 610,55 \text{ Tn}$$

Columna = Interior

$$\alpha_s = 40$$

$$(c) V_c = 165,00 \text{ Tn}$$

Por lo tanto, el menor valor es = 165,00 Tn (c)

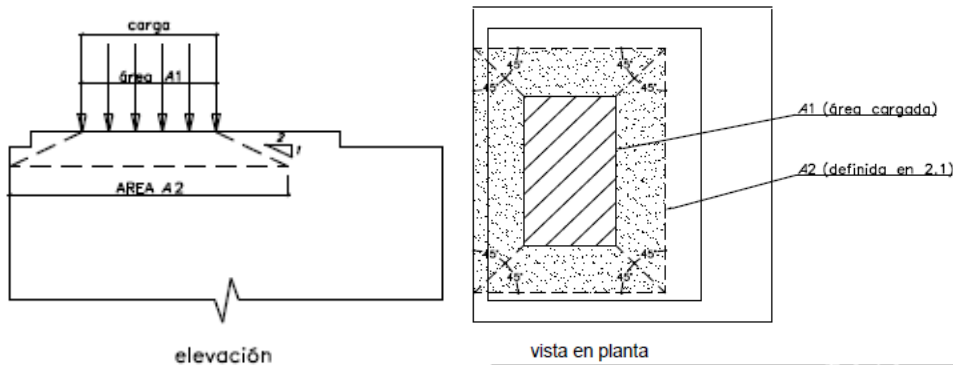
11.12.3.1) V_c máximo es:

$$V_c \text{ max} = 82,50 \text{ Tn}$$

Finalmente, se debe considerar el Vc más severo que es:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 82,50 \quad T_n \\
 V_s &= 20,52 \quad T_n. \leq 249,06 \quad T_n \\
 &\quad \text{Ok} \\
 \phi V_n &= 72,11 \\
 &\quad \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Cálculo por Aplastamiento E.060 Art. 10.17



A1 = área cargada, mm², Capítulos 10, 22.

A2 = el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm², Capítulos 10, 22.

Resistencia de diseño al aplastamiento:

$$\phi * (0,85 * f_c * A1) * \sqrt{A2/A1}$$

$$A1 = 1800,00 \text{ cm}^2$$

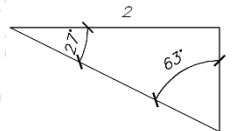
$$A2 = 1918,69 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A2/A1} = 1,03$$

Tn

$$P \text{ axial} = 158,42 < 232,21 \quad T_n$$

Ok



DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

UBICACIÓN : Encofrado 11vo Nivel

Viga = Ejes 4-5/A-B

Datos:

$$H = 20,0 \text{ cm}$$

$$bw = 80,0 \text{ cm}$$

$$L = 5,60 \text{ mt}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Viga chata

Relación ancho/peralte no es menor a 0.30

Ok

Datos de diseño:

$V_u = 6,75$ Tn
 $M_u = 7,35$ Tn*m.
 Deflexión Instantánea
 (Sap): 0,022 cm

Resultados del diseño:

11.1 Cálculo por corte

$\Phi V_c = 9,14$ Tn.
 Requiere refuerzo por
 corte
 $V_s = 10,47$ Tn. $\leq 42,60$ Tn.
 Ok
 $\Phi V_n = 18,04$ Tn.
 Ok
 $S = 10,00$ cm

Distribución de Estribos

1 @ 5 , 8 @ 10 , Resto @ 9 cm

Distribución de Varillas de acero

$Cant_d = 10$ $\phi 1/2"$
 $Cant_d = 0$ $\phi 3/4"$
 $\rho_{actual} = 0,009$
 $\rho_b = 0,021$

La cuantía de refuerzo en tracción no excede la cuantía mínima

La cuantía de refuerzo en tracción no está excediendo de 0,025

$M_u \text{ máx} = 13,28$ Tn*m. , con $0,75 * \rho$
 $M_u \text{ máx} = 20,84$ Tn*m. , con 0,025
 $\Phi M_n = M_u = 18,75$ Tn*m.

Cumple capacidad de momento flector

Cálculo de flecha (Deflexión)

Deflexión instantánea = 0,02 cm

Inercia Fisurada =	0,06	cm ⁴
Flecha diferida =	ID =	1,17
Deflexión máxima permitida		
=	2,33	cm
Deflexión Diferida =	0,06	cm
Def. máx actuante =	0,09	cm
C/F =		cm

Cálculo de flecha (Deflexión)

No requiere contra flecha

DISEÑO DE PLACAS

UBICACIÓN

Placa PA-1 del Ejes A-
B/3-4

Datos del elemento

$$e = 25 \text{ cm}$$

14.5.3.2.- Considerar que los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no deben ser menor que 200mm

Rec	=	2,50	cm
Lm	=	1,95	m
hm	=	3,00	m
f'c	=	210	kg/cm ²
fy	=	4200	kg/cm ²
Area (Acw)	=	4875	cm ²
Area min	=	1420,17	cm ²

Fuerzas actuantes

Pu	=	208,02	Tn
Vu	=	39,12	Tn
Mx flector	=	84,59	Tn
My flector	=	0,20	Tn

Diseño:

Resistencia de diseño ΦP_n

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell c^2}{32 h^3} \right) \right]$$

Restringidos sup. e inf.

k	=	0,8		
ΦPn	=	394,04	Tn	Ok
Pn max	=	437,82	Tn	Ok

Refuerzo mínimo de acero

Según 21.9.4.3.- Requiere doble malla (E.060)

Refuerzo mínimo por corte según 11.10.7

Av min	=	φ3/8"	@	40,00	cm	(Horiz. + Vert.)
Φ Horiz min	=	φ3/8"	@	6,95	cm	
Φ Vert min	=	φ3/8"	@	5,21	cm	
S max	=	40,00	cm			

Resistencia al corte

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

11.10.1 Diseño por corte perpendicular al muro

Eje "X"

Según E.060 - Art. 11.10.1, el diseño de fuerzas cortantes perpendiculares al plano del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de 11.12.

Según 11.12.1.1, comportamiento como Viga ancha

ΦVc	=	28,65	Tn, resistencia al corte proporcionada por el concreto sin estribos
Vc máx	=	59,17	Tn.

Ok

Por lo tanto: No requiere reforzar por corte

Vs max La resistencia al corte VS max, no deberá considerarse mayor que: 148,36 Tn.

ρv	=	0,0014	
Av	=	φ3/8"	
Vs	=	28,02	Tn. <= 148,36 Tn. Ok
ΦVn	=	52,47	Tn.
Vn máx	=	55,64	Tn.
ΦVn ≥ Vu	=	Ok	

Según 11.12.1.2. Agrietamiento se presenta como un cono/pirámide truncado en torno a la carga

concentrada.

Donde, la superficie crítica equivalente bo será mínimo, pero sin estar más cerca de $d/2$

B_o	=	440,00	cm
β	=	78,00	
V_c	=	37,44	Tn.
$V_c \max$	=	37,44	Tn.
Por lo tanto:	No requiere reforzar por corte		
V_s	=	28,02	Tn.
$V_s \max$	=	148,36	Tn.
ΦV_n	=	55,64	Tn.
$\Phi V_n \max$	=	96,08	Tn.
$\phi V_n \geq V_u$	=	Ok	

11.10.2 Diseño por corte horizontal al muro Eje "Y"

De acuerdo a las disposiciones de 11.10.3 al 11.10.10 y, adicionalmente, lo dispuesto en 21.9

Según 11.3.2.1, para muros sometidos únicamente a cortante y flexión

Varilla a usar	=	$\phi 3/8"$	
@	=	20	cm
ρ_w	=	0,32%	
As	=	14,25	cm ²
$V_u * d / Mu$	=	0,06	
V_c	=	31,94	Tn.
ΦV_c	=	27,15	Tn, resistencia al corte proporcionada por el concreto sin estribos
$V_c \max$	=	88,09	Tn.

Según 11.10.5, la contribución del concreto máx es:

α_c	=	1,00	
$V_c \max$	=	70,65	Tn.

Requiere refuerzo por corte

Por lo tanto:	La resistencia al corte $V_s \max$, no deberá considerarse mayor que: 148,36 Tn.		
ρ_h	=	0,0025	
V_s	=	51,19	Tn. \leq 148,36 Tn.
	=	Ok	
ΦV_n	=	70,66	Tn.

$$\begin{aligned} V_n \text{ máx} &= 183,68 \text{ Tn.} \\ \phi V_n \geq V_u &= \text{Ok} \end{aligned}$$

Diseño por momento flector

Si $\rho < \rho_b$, Esfuerzo por fluencia del acero (Deseable)

Si $\rho > \rho_b$, Falla por aplastamiento (Evitar)

Si $\rho = \rho_b$, Falla balanceada

$$\begin{aligned} \Phi \text{ Placa} &= \phi 3/8'' @ 15,00 \text{ cm} \\ A_s &= 9,50 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ máx} &= 38,85 \text{ cm}^2 \\ &= \text{Ok} \\ \rho &= 0,22\% \\ \rho_b &= 1,06\% \\ \rho_{\text{max}} = 0,75 * \rho_b &= 0,80\% \\ w &= 4,33\% \\ K_u &= 8,86 \text{ kg/cm}^2 \\ a &= 1,146 \text{ cm} \\ \beta &= 0,425 \\ M_n &= 874,88 \text{ Tn-m} \\ \Phi M_n &= 787,39 \text{ Tn-m} \\ &= \text{Ok} \end{aligned}$$

Esfuerzo por fluencia del acero (Deseable)

DISEÑO DE NUCLEO DE LA PLACA PA-1

UBICACIÓN : Nucleo de la PA-1 de los ejes A-3

Datos:

Columna rectangular

$$\begin{aligned} a \text{ menor} &= 25 \text{ cm} \\ b \text{ mayor} &= 35 \text{ cm} \\ \text{Área} &= 875 \text{ cm}^2 \\ \text{Area min} &= 375,49 \text{ cm}^2 \text{ Ok} \end{aligned}$$

Relación lado menor/lado mayor no será menor que 0.40

$$\begin{aligned} f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ \rho_{\text{.min}} &= 0,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho.\max &= 0,06 \\ \text{As.min} &= 8,75 \text{ cm}^2 \\ \text{As.max} &= 52,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Datos resultantes del diseño:

$$\begin{aligned} P \text{ actuante} &= 55 \text{ Tn} \\ V \text{ cortante} &= 0,58 \text{ Tn} \\ Mx \text{ flector} &= 1,06 \text{ Tn}\cdot\text{m} \\ My \text{ flector} &= 0,45 \text{ Tn}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Resultados por Carga Axial:

	Φ	Cant	Cant (cm ²)
As1 a utilizar =	5/8"	6	11,88
As2 a utilizar =	3/4"	0	0,00
		As =	11,88

DISEÑO DE PLACAS

UBICACIÓN Placa P-1 del Ejes A-B/2

Datos del elemento

$$e = 25 \text{ cm}$$

14.5.3.2.- Considerar que los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no deben ser menor que 200mm

$$\begin{aligned} \text{Rec} &= 2,50 \text{ cm} \\ \text{Lm} &= 3,20 \text{ m} \\ \text{hm} &= 2,75 \text{ m} \\ f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Area (Acw)} &= 8000 \text{ cm}^2 \\ \text{Area min} &= 2236,08 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Fuerzas actuantes

$$\begin{aligned} P_u &= 327,53 \text{ Tn} \\ V_u &= 34,29 \text{ Tn} \\ Mx \text{ flector} &= 82,41 \text{ Tn} \\ My \text{ flector} &= 335,81 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Diseño:

Resistencia de diseño ΦP_n

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Restringidos sup. e inf.

k	=	0,8		
ΦP_n	=	646,25	Tn	Ok
Pn max	=	718,06	Tn	Ok

Refuerzo mínimo de acero

Según 21.9.4.3.- Requiere doble malla (E.060)

Refuerzo mínimo por corte según 11.10.7

A_v min	=	$\phi 3/8"$	@	40,00	cm	(Horiz. + Vert.)
Φ Horiz min	=	$\phi 3/8"$	@	11,40	cm	
Φ Vert min	=	$\phi 3/8"$	@	8,55	cm	
			S max =	40,00	cm	

Resistencia al corte

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

11.10.1 Diseño por corte perpendicular al muro

Eje "X"

Según E.060 - Art. 11.10.1, el diseño de fuerzas cortantes perpendiculares al plano del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de 11.12.

Según 11.12.1.1, comportamiento como Viga ancha

ΦV_c	=	47,02	Tn, resistencia al corte proporcionada por el concreto sin estribos
Vc máx	=	97,09	Tn.

Ok

Por lo tanto: No requiere reforzar por corte

Vs max	La resistencia al corte VS max, no deberá considerarse mayor que:	243,46	Tn.
---------------	---	--------	-----

ρ_v	=	0,0005	
A_v	=	$\phi 3/8"$	
Vs	=	17,55	Tn. <= 243,46 Tn. Ok

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= 61,93 \text{ Tn.} \\ V_n \text{ máx} &= 67,14 \text{ Tn.} \\ \phi V_n \geq V_u &= \text{Ok} \end{aligned}$$

Según 11.12.1.2. Agrietamiento se presenta como un cono/pirámide truncado en torno a la carga concentrada.

Donde, la superficie crítica equivalente bo será mínimo, pero sin estar más cerca de $d/2$

$$\begin{aligned} B_o &= 690,00 \text{ cm} \\ \beta &= 128,00 \\ V_c &= 61,44 \text{ Tn.} \\ V_c \text{ máx} &= 61,44 \text{ Tn.} \\ \text{Por lo tanto:} & \text{No requiere reforzar por corte} \\ V_s &= 17,55 \text{ Tn.} \\ V_s \text{ máx} &= 243,46 \text{ Tn.} \\ \Phi V_n &= 67,14 \text{ Tn.} \\ \Phi V_n \text{ máx} &= 157,67 \text{ Tn.} \\ \phi V_n \geq V_u &= \text{Ok} \end{aligned}$$

11.10.2 Diseño por corte horizontal al muro Eje "Y"

De acuerdo a las disposiciones de 11.10.3 al 11.10.10 y, adicionalmente, lo dispuesto en 21.9

Según 11.3.2.1, para muros sometidos únicamente a cortante y flexión

$$\begin{aligned} \text{Varilla a usar} &= \phi 3/8" \\ @ &= 20 \text{ cm} \\ \rho_w &= 0,20\% \\ A_s &= 14,25 \text{ cm}^2 \\ V_u * d / \mu &= 0,10 \\ V_c &= 52,42 \text{ Tn.} \\ \Phi V_c &= 44,55 \text{ Tn, resistencia al corte proporcionada por el concreto sin estribos} \\ V_c \text{ máx} &= 142,93 \text{ Tn.} \end{aligned}$$

Según 11.10.5, la contribución del concreto máx es:

$$\begin{aligned} \alpha_c &= 0,80 \\ V_c \text{ máx} &= 92,74 \text{ Tn.} \\ \text{Por lo tanto:} & \text{No requiere reforzar por corte} \end{aligned}$$

Vs max	La resistencia al corte VS max, no deberá considerarse mayor que: 243,46 Tn.		
ρh	=	0,0025	
Vs	=	84,00 Tn.	<= 243,46 Tn.
		Ok	
ΦVn	=	115,95 Tn.	
Vn máx	=	301,42 Tn.	
ΦVn ≥ Vu	=	Ok	

Diseño por momento flector

Si $\rho < \rho_b$, Esfuerzo por fluencia del acero
(Deseable)

Si $\rho > \rho_b$, Falla por aplastamiento
(Evitar)

Si $\rho = \rho_b$, Falla
balanceada

Φ Placa	=	φ3/8"	@	15,00 cm
As	=	9,50	cm ²	
As máx	=	63,75	cm²	
		Ok		

ρ	=	0,13%	
ρb	=	1,06%	
ρmax = 0.75*ρb	=	0,80%	
w	=	2,64%	
Ku	=	5,46	kg/cm ²
a	=	0,699	cm
β	=	0,425	
Mn	=	883,84	Tn-m
ΦMn	=	795,46	Tn-m
		Ok	

Esfuerzo por fluencia del acero
(Deseable)

DISEÑO DE NUCLEO DE LA PLACA P-1

UBICACIÓN : Núcleo de la P-1 de los ejes A-B/4

Datos:

Columna rectangular

a menor	=	25	cm
b mayor	=	40	cm
Área	=	1000	cm ²
Area min	=	619,63	cm ² Ok

Relación lado menor/lado mayor no será menor que
0.40

f_y	=	4200	kg/cm ²
f_c	=	210	kg/cm ²
ρ_{\min}	=	0,01	
ρ_{\max}	=	0,06	
As.min	=	10	cm ²
As.max	=	60	cm ²

Datos resultantes del diseño:

P actuante	=	90,76	Tn
V cortante	=	0,43	Tn
Mx flector	=	0,84	Tn*m
My flector	=	0,12	Tn*m

Resultados por Carga Axial:

	Φ	Cant	Cant (cm ²)
As1 a utilizar =	3/4"	6	17,10
As2 a utilizar =	5/8"	0	0,00
		As =	17,10

MARTIN CORTIJO SANDIGA
ING. CIVIL – CIP: 62177