CALCULO DE DENSIDADES ***NIVEL***

Vigas y Columnas

Volumen de Vigas = **21,56** **m³**

Volumen de Columnas = **16,21** **m³**

Area de la Placa = **347,3** **m²**

$$\rho \text{ vigas} = \frac{21{,}56 \times 2{,}4 \text{ T/m}^3}{347{,}3 \text{ m}^2} = 0{,}149 \text{ T/m}^2$$

$$\rho \text{ columnas} = \frac{16{,}21 \times 2{,}4 \text{ T/m}^3}{347{,}3 \text{ m}^2} = 0{,}112 \text{ T/m}^2$$

Muros

	item	Esp. (m)	Long. (m)	γ (T/m³)	h (m)	Peso (Ton)
Internos	Divisorios	0,15	92,05	1,4	2,97	57,41
	Divisorios	0,25	2,75	1,4	2,97	2,86
De borde	Fachada	0,15	50,80	1,6	2,97	36,21
	Fachada	0,15	24,45	2,0	2,20	16,14
	Antepechos	0,15	23,20	2,0	1,00	6,96
	Ventanería					3,57

Σ = *123,15* *Ton*

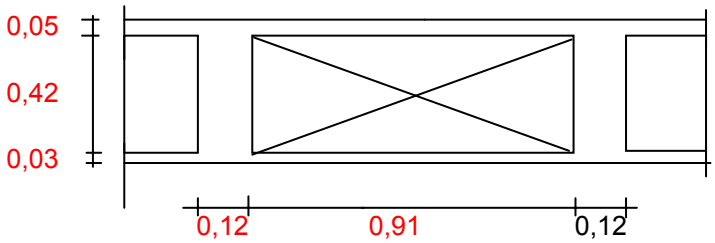
$$\rho \text{ muros sobre vigas De borde} = \frac{62{,}9 \text{ Ton}}{347{,}3 \text{ m}^2} = 0{,}181 \text{ T/m}^2$$

$$\text{muros sobre viguetería Internos} = \frac{60{,}3 \text{ Ton}}{347{,}3 \text{ m}^2} = 0{,}174 \text{ T/m}^2$$

ρ ***muros total*** = ***0,355*** ***T/m²***

AVALUO DE CARGAS ***NIVEL***

FT-09-11
Revisión N° 0



Placa	**0,08** x 2,4 T/m³	0,192	T/m²
Viguetas	**0,12** x **0,42** / **1,03** x 2,4 T/m³	0,117	T/m²
Muros		0,174	T/m²
Acabados		0,100	T/m²
Casetón		0,035	T/m²

C.M.= ***0,618*** T/m²

C.V.= ***0,200*** T/m²

C.U. = ***1.4 C.M. + 1.7 C.V.***

C.U. = ***1,21*** T/m² (Carga Ultima)
Para cargar las viguetas

ρ vigas = ***0,149*** T/m²

ρ columnas = ***0,112*** T/m²

ρ muros = ***0,181*** T/m² (Fachadas y antepechos)

C.R. = ***1,26*** T/m² (Carga Real)

C.S. = ***1,06*** T/m² (Carga Muerta Total para Análisis Sísmico)

El Analisis Sísmico se realizará por el método del Análisis Dinámico.

El programa de análisis estructural ETABS realiza directamente el análisis dinámico utilizando el Espectro Elástico de Diseño construido con los siguientes parámetros:

Aa = ***0,20*** S = ***1,00*** I = ***1,10***

El espectro se encuentra en el archivo: ***SPBG1011***

Zona de Amenaza Sísmica : ***Intermedia***

Sistema Estructural: ***Pórticos de concreto (DMO)***

Pesos para el Análisis Sísmico:	ton/m^2	Area m²	Masa
CUBIERTA	**1,06**	**347,3**	37528
PISO 3	**1,06**	**347,3**	37528
PISO 2	**1,06**	**347,3**	37528
PISO 1	**1,06**	**347,3**	37528

Torsión Accidental: e= 0,05 L

Centro de masas:

X= ***11,80*** m	Cubierta	Cubierta	Lx (m) = ***25,30***	e x = **1,27** m
Y= ***3,91*** m			Ly (m) = ***7,62***	e y = **0,38** m
X= ***12,48*** m	Piso 3	Piso 3	Lx (m) = ***25,30***	e x = **1,27** m
Y= ***8,77*** m			Ly (m) = ***17,25***	e y = **0,86** m
X= ***13,56*** m	Piso 2	Piso 2	Lx (m) = ***23,55***	e x = **1,18** m
Y= ***9,53*** m			Ly (m) = ***17,25***	e y = **0,86** m
X= ***12,84*** m	Piso 1	Piso 1	Lx (m) = ***25,30***	e x = **1,27** m
Y= ***8,25*** m			Ly (m) = ***17,25***	e y = **0,86** m

Análisis Sísmico por Fuerza Horizontal Equivalente:

Análisis por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente para ajustar el valor del cortante dinámico en la base (según A.5.4.5 -- NSR - 98)

Aa = 0,20 S = 1,00 I = 1,10

Ta = $C_t h_n^{(3/4)}$ Ct = ***0,08*** (Pórticos de concreto Reforzado)

Ta = 0,57 seg

Sa = $(1.2A_aSI) / T$ Sa = $2.5A_aI$ Sa = 0,46 (Definitivo)

Sa = 0,46 Sa = 0,55 V = 676,5 ton

NIVEL	W(ton)	Alt. piso	h(m)
Cubierta	***368,1***	***3,45***	13,86
Piso 3	***368,1***	***3,47***	10,41
Piso 2	***368,1***	***3,47***	6,94
Piso 1	***368,1***	***3,47***	3,47
Total	**1472,6**		

Cortantes Dinámicos en la Base. (Vtj) :

Vtx = ***480,4*** ton (Ver página siguiente)
Vty = ***509,4*** ton

Regularidad de la Estructura: 2 (1: Regular, 2: Irregular)

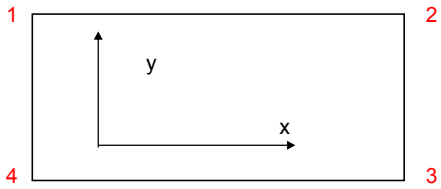
Si la estructura es regular, el cortante dinámico en la base no puede ser menor que el 80 % del cortante calculado por Fuerza Horizontal Equivalente (Vs) - (según A.5.4.5 b -- NSR - 98)

Factores de Ajuste :

Fx = 676,5 / 480,4 = 1,41
Fy = 676,5 / 509,4 = 1,33

Fx = 1,41 (Definitivo)
Fy = 1,33 (Definitivo)

Esquema Estructural - Identificacion de Nudos Para Revision de la Irregularidad Torsional



REVISION DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL

Δ = Deriva del análisis.

SISMO EN X Caso de Carga: 2

Columna Eje Vertical:

	2	3			1	4		
	Δ_1 (cm)	Δ_2 (cm)	$\frac{(\Delta_1+\Delta_2)}{2}$ x 1.2		Δ_1 (cm)	Δ_2 (cm)	$\frac{(\Delta_1+\Delta_2)}{2}$ x 1.2	
Piso 3	2,50	2,00	2,70	**OK**	3,00	2,20	3,12	**OK**
Piso 2	2,30	2,34	2,78	**OK**	2,59	2,34	2,96	**OK**
Piso 1	0,10	0,20	0,18	**NO**	1,00	0,90	1,14	**OK**
	0,00	0,00			0,00	0,00		

SISMO EN Y Caso de Carga: 4

Columna Eje Vertical:

	1	2			4	3		
	Δ_1 (cm)	Δ_2 (cm)	$\frac{(\Delta_1+\Delta_2)}{2}$ x 1.2		Δ_1 (cm)	Δ_2 (cm)	$\frac{(\Delta_1+\Delta_2)}{2}$ x 1.2	
Piso 3	2,16	2,46	2,77	**OK**	2,16	2,46	2,77	**OK**
Piso 2	2,46	2,79	3,15	**OK**	2,46	2,80	3,16	**OK**
Piso 1	0,00	0,00	0,00	**NO**	0,00	0,00	0,00	**NO**
	0,00	0,00			0,00	0,00		

IRREGULARIDADES EN PLANTA - (Ver Página A-41 - NSR-98)

Parametro	Si	No	Factor de Reducción
Irregularidad Torsional		x	0,9
Retrocesos en las Esquinas		x	0,9
Discontinuidades en el Diafragma		x	0,9
Desplazamiento del Plano de Acción		x	0,8
Sistemas no Paralelos		x	0,9

ϕ_p **1,0**

Si existen varias irregularidades se escoge el menor valor de ϕ_p)

IRREGULARIDADES EN ALTURA - (Ver Página A-42 - NSR-98)

Parametro	Si	No	Factor de Reducción
Piso Flexible		x	0,9
Irregularidad en Distribución de Masas		x	0,9
Irregularidad Geométrica		x	0,9
Desplazamiento del Plano de Acción		x	0,8
Piso Débil		x	0,8

ϕ_a **1,0**

(Si existen varias irregularidades se escoge el menor valor de ϕ_a)

Materiales:

Concreto:

f'c = ***210*** kg/cm

Ec = $12332\sqrt{f'c}$ = 178720 kg/cm^2

Acero:

fy = 4200 kg/cm^2

Es = 2 x 10^6 kg/cm^2

Factores - Resultado **Fx = 1,41**
Análisis Sísmico **Fy = 1,33**

Combinaciones de Carga:

CHEQUEO DE LA DERIVA

				$Fy \circ Fy$	
1.	1.40 C.M. + 1.70 C.V.				
2.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	+	1,41	S.X.	
3.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	-	1,41	S.X.	
4.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	+	1,33	S.Y.	
5.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	-	1,33	S.Y.	
6.	0.90 C.M.	+	1,41	S.X.	
7.	0.90 C.M.	-	1,41	S.X.	
8.	0.90 C.M.	+	1,33	S.Y.	
9.	0.90 C.M.	-	1,33	S.Y.	

C.M. = Carga Muerta
C.V. = Carga Viva
S.X. = Fuerzas Sismicas Elásticas en X
S.Y. = Fuerzas Sismicas Elásticas en Y

R_o = ***5,00*** (Porticos de concreto - DMO)
ϕ_p = 1,00
ϕ_a = 1,00 (Ver Página siguiente)

R = R_o ϕ_a ϕ_p = 5,00

DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS

			$\frac{1}{R}Fx \circ \frac{0.3}{R}Fx$		$\frac{1}{R}Fy \circ \frac{0.3}{R}Fy$
1.	1.40 C.M. + 1.70 C.V.				
2.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	+	0,28	+	0,08
3.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	+	0,28	-	0,08
4.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	-	0,28	+	0,08
5.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	-	0,28	-	0,08
6.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	+	0,08	+	0,27
7.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	-	0,08	+	0,27
8.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	+	0,08	-	0,27
9.	1.05 C.M. + 1.28 C.V.	-	0,08	-	0,27
10.	0.90 C.M.	+	0,28	+	0,08
11.	0.90 C.M.	+	0,28	-	0,08
12.	0.90 C.M.	-	0,28	+	0,08
13.	0.90 C.M.	-	0,28	-	0,08
14.	0.90 C.M.	+	0,08	+	0,27
15.	0.90 C.M.	-	0,08	+	0,27
16.	0.90 C.M.	+	0,08	-	0,27
17.	0.90 C.M.	-	0,08	-	0,27

$$\Delta_a = \sqrt{(\delta_{x1} - \delta_{x2})^2 + (\delta_{y1} - \delta_{y2})^2}$$

Δa = Deriva del análisis.

Δp = Deriva permitida.
(0.01 h)

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***1*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Piso 1	***3,13***	***0,0421***	***-0,0004***	4,21	3,13	NO	1,35
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***1*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Piso 1	***3,13***	***0,0017***	***0,0143***	1,44	3,13	OK	0,46
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***3*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Cubierta	***1,05***	***0,0626***	***0,0002***	2,49	1,05	NO	2,37
Piso 2	***3,13***	***0,0377***	***0,0001***	3,77	3,13	NO	1,21
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***3*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Cubierta	***1,05***	***-0,0050***	***0,0129***	0,28	1,05	OK	0,27
Piso 2	***3,13***	***-0,0028***	***0,0111***	1,15	3,13	OK	0,37
		0,0000	***0,0000***				

1. El análisis se realizó con la inercia de las vigas y columnas completa.
% Indica INDICE DE FLEXIBILIDAD

$$\Delta_a = \sqrt{(\delta_{x1} - \delta_{x2})^2 + (\delta_{y1} - \delta_{y2})^2}$$

Δa = Deriva del análisis.

Δp = Deriva permitida.
(0.01 h)

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***12*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***0,0173***	***-0,0004***	1,73	3,13	OK	0,55
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***12*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***-0,0025***	***0,0142***	1,44	3,13	OK	0,46
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***15*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***0,0172***	***0,0001***	1,72	3,13	OK	0,55
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***15*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***-0,0027***	***0,0112***	1,15	3,13	OK	0,37
		0,0000	***0,0000***				

1. El análisis se realizó con la inercia de las vigas y columnas completa.
% Indica INDICE DE FLEXIBILIDAD

$$\Delta_a = \sqrt{(\delta_{x1} - \delta_{x2})^2 + (\delta_{y1} - \delta_{y2})^2}$$

Δa = Deriva del análisis.

Δp = Deriva permitida.
(0.01 h)

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***1*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Piso 1	***3,13***	***0,00672***	***0,0000***	0,67	3,13	OK	0,22
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***1*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Piso 1	***3,13***	***0,00002***	***0,00378***	0,38	3,13	OK	0,12
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***3*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Cubierta	***1,05***	***0,00822***	***0,00007***	0,34	1,05	OK	0,32
Piso 2	***3,13***	***0,00487***	***-0,00004***	0,49	3,13	OK	0,16
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***3*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Cubierta	***1,05***	***-0,00001***	***0,00406***	0,13	1,05	OK	0,12
Piso 2	***3,13***	***-0,00001***	***0,00278***	0,28	3,13	OK	0,09
		0,0000	***0,0000***				

1. El análisis se realizó con la inercia de las vigas y columnas completa.
% Indica INDICE DE FLEXIBILIDAD

$$\Delta_a = \sqrt{(\delta_{x1} - \delta_{x2})^2 + (\delta_{y1} - \delta_{y2})^2}$$

Δa = Deriva del análisis.

Δp = Deriva permitida.
(0.01 h)

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***12*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***0,00507***	***-0,00002***	0,51	3,13	OK	0,16
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***12*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***-0,00002***	***0,00371***	0,37	3,13	OK	0,12
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***15*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***0,00518***	***0,00003***	0,52	3,13	OK	0,17
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***15*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***-0,00006***	***0,00297***	0,30	3,13	OK	0,10
		0,0000	***0,0000***				

1. El análisis se realizó con la inercia de las vigas y columnas completa.
% Indica INDICE DE FLEXIBILIDAD

$$\Delta_a = \sqrt{(\delta_{x1} - \delta_{x2})^2 + (\delta_{y1} - \delta_{y2})^2}$$

Δa = Deriva del análisis.

Δp = Deriva permitida.
(0.01 h)

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***1*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Piso 1	***3,13***	***0,0066***	***0,0000***	0,66	3,13	OK	0,21
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***1*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Piso 1	***3,13***	***0,0001***	***0,0030***	0,30	3,13	OK	0,10
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***3*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Cubierta	***1,05***	***0,0081***	***0,0000***	0,33	1,05	OK	0,31
Piso 2	***3,13***	***0,0048***	***0,0000***	0,48	3,13	OK	0,15
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***3*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x	δ y	Δa	Δp		%
		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
Cubierta	***1,05***	***-0,0001***	***0,0044***	0,14	1,05	OK	0,13
Piso 2	***3,13***	***0,0000***	***0,0030***	0,30	3,13	OK	0,10
		0,0000	***0,0000***				

1. El análisis se realizó con la inercia de las vigas y columnas completa.
% Indica INDICE DE FLEXIBILIDAD

$$\Delta_a = \sqrt{(\delta_{x1} - \delta_{x2})^2 + (\delta_{y1} - \delta_{y2})^2}$$

Δa = Deriva del análisis.

Δp = Deriva permitida.
(0.01 h)

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***12*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***0,0039***	***-0,0001***	0,39	3,13	OK	0,12
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***12*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***-0,0003***	***0,0029***	0,29	3,13	OK	0,09
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN X — Columna Eje Vertical: ***15*** — Caso de Carga: ***2***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***0,0037***	***0,0000***	0,37	3,13	OK	0,12
		0,0000	***0,0000***				

SISMO EN Y — Columna Eje Vertical: ***15*** — Caso de Carga: ***4***

	Alt. piso	δ x (m)	δ y (m)	Δa (cm)	Δp (cm)		%
Piso 1	***3,13***	***-0,0005***	***0,0031***	0,32	3,13	OK	0,10
		0,0000	***0,0000***				

1. El análisis se realizó con la inercia de las vigas y columnas completa.
% Indica INDICE DE FLEXIBILIDAD

CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE (N.S.R./98)

PROYECTO: *BOMBEROS B-12*

ZONA DE AMENAZA SISMICA: *INTERMEDIA*

PARAMETROS

Aa = *0,2* **S =** *2,0* **I =** *1,2*

Sistema Estructural: PÓRTICOS *EN* CONCRETO

C_{tx} = 0,080 R_0 = 3,00 **R =** 3,00

$T_{ax} = C_{tx}\, h_n^{3/4}$ = 0,240 **K =** 1,00

$$S_{ax} = \frac{1.2AaSI}{T_{ax}} \quad 2,40$$

S_{ax} = 2.5AaI = 0,6

S_{ax} = 0,6

S_{ax} (Definitivo) = 0,60

Nivel	Area (M2)	ω_i (t/m2)	m_i (ton)	h (m)	h_i (m)	$m_i h_i^K$	C_{VX}
Cub.	70,38	0,100	7,04	1,205	4,33	30,47	0,302
2	150,11	0,150	22,52	3,125	3,125	70,36	0,698

$M = \Sigma\ m_i h_i$ = 29,55 ton $\Sigma\ m_i h_i^K$ = 101

Nivel	Deriva F_X (ton)	Diseño F_X (ton)
Cub.	5,36	1,8
2	12,37	4,1

V_{BASE} = $S_{ax}M$ = 17,7 ton

PROYECTISTAS CIVILES ASOCIADOS

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA

ESTACION DE BOMBEROS
CEDRITOS B-12

MEMORIA DE CALCULOS
INFORME PRELIMINAR

DISEÑO ESTRUCTURAL

INDICE DE LA MEMORIA DE CALCULOS

1.0 Introducción 5

1.1 Introducción y descripción general de la edificación. 6
1.2 Descripción de la edificación. 6
1.3 Parámetros de análisis sísmico estructura actual. 7
1.4 Materiales estructura actual. 7
1.5 Pórticos. 8
1.6 Normas. 8
1.7 Inspecciones de campo. 8
1.8 Levantamiento básico del la construcción. 8
1.9 Inspección de refuerzo. 9
1.10 Selección de la resistencia del concreto para uso en los modelos matemáticos de análisis. 9

2.0 Registro fotográfico estructura actual. 11

3.0 Estudio de suelos. 20

4.0 Localización regatas, apiques, prismas y estructura existente de cubierta. 50

5.0 Ensayos de comprensión del concreto muretes y tensión de varillas. 53

6.0 Resistencia de los concretos por núcleos y esclerometros. 58

7.0 Exploración de estructura existente. 60

8.0 Avalúo de cargas. 75

9.0 Análisis sísmico estructura actual. 77

9.1 Selección espectro de diseño 79

10.0 Chequeo de derivas estructura actual. 81

11.0 Modelo elástico Etabs estructura actual. 84

12.0 Indices de sobreesfuerzo estructura actual. 91

13.0 Resultados de computador datos de entrada. 100

14.0 Conclusiones y recomendaciones. 117

1.0 INTRODUCCION

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA

ESTACIONES DE BOMBEROS
CEDRITOS B-12

1.1 Introducción y Descripción General de la Edificación

Esta memoria de cálculos estructurales corresponde al estudio de VULNERABILIDAD SISMICA DE LA ESTACION DE BOMBEROS CEDRITOS B-12 localizada en la Calle 146 No. 29-25 de la ciudad de Santa Fe de Bogotá.

1.2 Descripción de la edificación:

El proyecto arquitectónico consta de dos estructuras de un piso, la estructura de zona de máquinas y dormitorios es en columnas de concreto amarrado con vif¡gas de .25 y .20 de altura, las cuales sostienen una cubierta liviana en canaleta 90. La cimentación consiste en zapatas aisladas unidas mediante vigas de amarre de 25 x 35.

La estructura de aulas es en mamposteria confinada con columnetas y amarrada a nivel de cubierta por medio de cintas de 12.5 x 20. La cimentación consta de vigas de 20 x 40 sobre ciclópeo, La cubierta es liviana en canaleta 90.

El proyecto comprende la evaluación de las estructuras existentes ante los sismos de diseño actuales y la actualización de la misma para que cumpla con los requisitos adicionales de diseño para estructuras de *Grupo de Uso III* definido por la NSR-98, este grupo comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un temblor para atender las emergencias y preservar la seguridad de los habitantes de la zona.

Se desconoce el método y análisis de diseño original.

El análisis estructural lo realizaron utilizando el programa ETABS (matricias tridimensionales).

1.3 Parámetros de Análisis Sísmico para estructura actual

Para el estudio sísmico de la estructura se modeló las estación con la estructura y refuerzos existentes y en esta forma se determinaron los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad.

Método Utilizado Fuerza Horizontal Equivalente.

Coeficiente de aceleración pico esperada (Aa): .20

Coeficiente de importancia (III): 1.3

Coeficiente de sitio: (S-4) S=2.0

Coeficiente de Disipación de Energía (R): R_o=3.0

Peso de la estructura: W= 29.6 ton

Cortante en la base : V= 17.7 ton

1.4 Materiales estructura actual:

Concreto de columnas estructura actual:

CEDRITOS f'c = 134 Kg/cm^2

Concreto de vigas estructura actual:

CEDRITOS f'c = 150 Kg/cm^2

Estructura Actual

Acero fy = 60.000 psi = 4200 Kg/cm2 para ϕ >= 1/2''
fy = 34.000 psi = 2400 Kg/cm2 para ϕ <= 1/2''

1.5 PORTICOS

Número de pórticos sentido numérico 6
Número de pórticos sentido literal 7

Para el análisis sísmico de la estructura existente se utilizó el método de la Fuerza Horizontal Equivalente y el análisis dinámico para el cual no se cumplió con la deriva máxima recomendada por el Decreto 33 de 1998, la cual establece un valor máximo del 1 % de la altura entre placas.

1.6 Normas:

Se siguieron las recomendaciones dadas en Las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (Ley 400 de 1997 - Decreto 33 de 1998). En especial lo recomendado en el capitulo A-10.

1.7 Inspecciones de campo:

Se realizaron las pruebas de campo, y un levantamiento básico de las construccións con el fin de determinar las dimensiones estructurales existentes y el refuerzo con el que está armada la estructura original de la Estación de Bomberos.

Se verificaron los refuerzos mediante el uso de regatas.

Se realizaron ensayos de resistencia del concreto por medio de núcleos. Y del refuerzo para determinar el esfuerzo de fluencia.

1.8 Levantamiento Básico de la Construcción

Se realizó el levantamiento general para determinar su forma, ubicación de ejes, geometría y disposición de elementos estructurales con el fin de confrontar y verificar esta información con las medidas indicadas en los planos arquitectónicos suministrados.

La estación de Cedritos (B-12) tiene dos estructuras de un piso.

La estructura donde se ubican las máquinas y dormitorios de los bomberos consta de columnas amarradas por medio de cintas de concreto y correas metálicas para soportar la cubierta liviana en canaleta 90. La cimentación consiste en zapatas aisladas unidas con vigas de amarre.

La estructura de aulas consiste en mampostería confinada con columnetas amarradas por medio de unas cintas en concreto y correas metálicas que sostienen la cubierta liviana en canaleta 90. La cimentación consiste en concreto ciclópeo de 20 cm de ancho y 40 cm de altura.

Se efectuaron regatas en columnas E-5, F-3 y F-4. En vigas en eje F entre (3-4) y en E entre (4'-5). A nivel de cimentación se realizaron apiques en zapatas F-4 y F-4', E-1

Adicionalmente se realizó un apique en el eje A-1, regata en columna C-4 y en viga cinta del eje 2.

1.9 Inspección de Refuerzo.

Mediante el uso combinado de regatas y un detector de metales (Hilti Ferroscan), se realizaron sondeos en vigas y columnas. Los sitios de prueba fueron zonas escogidas con el fin de obtener la mayor información representativa para el proyecto. En columnas se realizaron regatas en las zonas de traslapos y en la vigas se hicieron cerca de los apoyos y en los centros de luz.

1.10 Selección de la Resistencia del Concreto para uso en los Modelos Matemáticos de Análisis:

Para seleccionar la resistencia del concreto a usar en los modelos matemáticos de análisis teniendo en cuenta las resistencias individuales de cada uno de los núcleos extraidos y ensayados, y de las resistencias halladas por medio del esclerometro, se siguió el procedimiento establecido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-98, numeral C.5.6.4.4, el cual establece lo siguiente:

“ El concreto de la zona representada por los núcleos es estructuralmente adecuado si el promedio de los tres núcleos resulta por lo menos igual al 85 % de f’c, y si ningún núcleo presenta una resistencia menor del 75 % de f’c. Para comprobar la precisión del ensayo, se pueden volver a tomar y ensayar núcleos en los lugares que presenten resultados dudosos”.

Teniendo en cuenta lo anterior y conociendo que la resistencia especificada en los planos estructurales originales es f’c = 3000 psi = 210 Kg/cm^2 , el promedio de las resistencias de los núcleos extraídos y ensayados es:

Resistencia estructura actual: f’c = 1911 psi = 134 Kg/cm^2 para columnas
Resistencia estructura actual: f’c = 2183 psi = 154 Kg/cm^2 para vigas

Promedio de las resistencias en los núcleos = (96+115+192)/3 = 134 Kg/cm^2
Promedio de las resistencias con esclerómetro = 331 Kg/cm^2

Resistencia especificada = 210 Kg/cm^2

Mínima resistencia adecuada = .85 * 210 = 178.5 Kg/cm^2

Promedio de las resistencias en núcleos > Mínima resistencia adecuada

134 Kg/cm^2 < 178.5 Kg/cm^2

Por lo tanto las columnas no cumplen con la mínima resistencia exigida por la Norma y se requieren encamisarlas.

9.1 Selección del espectro elástico de diseño

Haciendo la comparación del espectro elástico de diseño, según la gráfica de los espectros de la Norma NSR 98 y el espectro de la microzonificación, se escogió el de la NSR 98 por ser la más desfavorable para la determinación de las fuerzas sísmicas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el estudio de exploración (ver anexo inspecciones de campo) y plantas de localización de regatas y apiques se ve que la estructura esta cimentada mediante zapatas y vigas de amarre en una zona y en la otra tiene una viga de amarre sobre ciclópeo.

En la extracción de núcleos de algunos elementos se obtuvieron resistencias de los concretos para columnas en promedio de 1919 P.S.I. y para vigas de 2193 P.S.I.

De los ensayos de tensión y refuerzo se obtuvieron resistencias de 4530 Kg/cm^2 en refuerzo corrugado.

Del estudio de suelos realizado por AREAS LTDA. Se determinó su capacidad admisible de 0.5 Kg/cm^2 para un perfil del suelo S=2.0, Aa=.20, I=1.2.

A nivel de cubierta algunos muros no están amarrados y las correas son insuficientes para sostener la cubierta.

Del estudio de vulnerabilidad se concluye que:

En columnas (ver gráficas de sobreesfuerzos de columnas) el indice de sobreesfuerzos no sobrepasa los valores recomendados por la Norma N.S.R. 98, pero la resistencia del concreto es muy baja. En las vigas el indice de sobreesfuerzo sobrepasó un 8 % de los valores recomendados por la Norma N.S.R. 98. El índice de flexibilidad de la estructura es de 2.37, sobrepasando el valor de rigidez de lo recomendado por la Norma N.S.R. 98.

Se pretende mejorar la estructura encamisando las columnas, adicionalmente confinar algunos muros de mampostería.

CONCLUSIONES ESTRUCTURA METALICA

Se debe reforzar la celosia con los primeros tramos de las cerchas (ver detalle).

Se debe tomar una precaución con las tejas para evitar que durante un evento sísmico o de otra naturaleza la teja se rompa y colapse la estructura. La rotura de la sola teja puede causar daños y desgracias importantes; las tejas deben estar fijadas con elementos que permitan su dilatación y no generen esfuerzos en su material, esto se puede lograr con algún tipo de cinta adhesiva y resistente, esta debe ser colocada para evitar que la teja al romperse caigan los pedazos arrastrando consigo la estructura.

PROYECTISTAS CIVILES ASOCIADOS

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA

ESTACION DE BOMBEROS
CEDRITOS B-12

MEMORIA DE CALCULOS
INFORME FINAL

DISEÑO ESTRUCTURAL

INDICE DE LA MEMORIA DE CALCULOS

INFORME FINAL

Página

15.0 Solución estructura reforzada.

15.1 Solución de reforzamiento. 5
15.2 Parámetros de análisis sísmico estructura reforzada. 5
15.3 Materiales estructura reforzada. 6
15.4 Pórticos. 6
15.5 Normas. 6
15.6 Resistencia de los concretos utilizados en el modelo de estructura reforzada. 7

16.0 Análisis sísmico estructura reforzada. 8

17.0 Chequeo de derivas estructura reforzada. 10

18.0 Modelos elásticos Etabs. 13

18.1 Modelo elástico Etabs estructura reforzada. 14
18.2 Indices de sobreesfuerzo estructura reforzada. 22
18.3 Solución adicional de reforzamiento 31
18.4 Núcleo elastico Etabs estructura definitiva. 33
18.5 Indices de sobreesfuerzo estructura definitiva. 42

19.0 Revisión estructura metálica 51

20.0 Resultados de computador datos de entrada. 55

21.0 Diseño estructura metálica nueva 74

21.1 Cantidades estructura metálica 79
21.2 Presupuesto estructura metálica 81

22.0 Cantidades de materiales estructura de concreto 83

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA

ESTACIONES DE BOMBEROS
CEDRITOS B-12

15.1 SOLUCION DE REFORZAMIENTO

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis elástico de la estructura original y del estudio de vulnerabilidad inicial, se encontró que la estructura resultó con índices de vulnerabilidad y de sobreesfuerzo mayores que la unidad. Adicionalmente el concreto de las vigas y columnas llegó a resistencias de 134 Kg/cm^2 y 150 Kg/cm^2.

Como solución alternativa se propuso encamisar todas las columnas con secciones de 20 x 30, 30 x 40, adicionalmente se deben confinar los muros del eje 1,2,3 y ejes A, B y C.

Con estas soluciones se procede a elaborar la memoria de cálculo y llevar a nivel de planos de construcción el proyecto de reforzamiento.

15.2 Parámetros de Análisis Sísmico para estructura reforzada

Para el estudio sísmico de la estructura se modeló las estación con la estructura reforzada, con el fin de mejorar los índices de sobreesfuerzo y su funcionalidad sísmica para el grupo de uso requerido.

Método Utilizado Fuerza Horizontal Equivalente.

Coeficiente de aceleración pico esperada (Aa): .20

Coeficiente de importancia (III): 1.3

Coeficiente de sitio: (S-4) S=2.0

Coeficiente de Disipación de Energía (R): R_o=3.0

Pesos de la estructura: W= 29.6 ton

Cortantes en la base V= 17.7 ton

15.3 Materiales estructura reforzada

Concreto de columnas estructura definitiva:

CEDRITOS f'c = 210 Kg/cm^2

Concreto de vigas estructura definitiva:

CEDRITOS f'c = 210 Kg/cm^2

Acero fy = 60.000 psi = 4200 Kg/cm2 para ϕ >= 3/8''
fy = 34.000 psi = 2400 Kg/cm2 para ϕ <= 1/4''

15.4 PORTICOS

Número de pórticos sentido numérico 6
Número de pórticos sentido literal 7

Para el análisis sísmico de la estructura definitiva y mejorada se utilizó el método de la Fuerza Horizontal Equivalente para el cual se cumplió con la deriva máxima recomendada por el Decreto 33 de 1998, la cual establece un valor máximo del 1 % de la altura entre placas.

15.5 Normas:

Se siguieron las recomendaciones dadas en Las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (Ley 400 de 1997 - Decreto 33 de 1998). En especial lo recomendado en el capitulo A-10.

15.6 Resistencia de los Concreto Utilizada en el Modelo de Estructura Reforzada:

Como las columnas no cumplen con la mínima resistencia exigida por la Norma estas se encamisaron con el fin de mejorar su resistencia y reducir los indices de sobreesfuerzo e indices de flexibilidad. Las vigas no hay necesidad de mejorarlas pues se revisaron con la resistencia de la estructura actual y los indices de sobreesfuerzo están por debajo de 1.0.

Resistencia estructura reforzada: f'c = 3000 psi = 210 Kg/cm^2 para columnas
Resistencia estructura reforzada: f'c = 2183 psi = 154 Kg/cm^2 para vigas

18.3 Solución adicional de reforzamiento

En las vigas los esfuerzos adicionales generados por las fuerzas sísmicas en las cintas de concreto se controlan confinando los muros de mampostería con columnetas de 15 x 25. Estos muros se colocaron a las cintas del eje 1, 2 y 3.

Con esta solución se procedió a elaborar los planos definitivos

ESTRUCTURAS METALICAS
ESTACION DE BOMBEROS CEDRITOS

CONCLUSIONES GENERALES

El objeto de este capitulo del proyecto de Vulnerabilidad Sísmica es determinar la capacidad de la estructura metálica de cubierta en la estación de bomberos de Cedritos a la luz del código NSR98.

Para tal efecto PCA realizó las correspondientes inspecciones y levantamientos dimensionales en donde se verificaron el estado de las estructuras, sus condiciones de apoyos y arriostramiento, soldaduras, dimensiones y secciones de sus elementos.

La estructura que soporta la cubierta son correas en celosía en varilla con muchos defectos de diseño y construcción que hacen que su capacidad sea muy inferior a las exigencias de carga del NSR98. En la estación de Cedritos existe el sitio de parqueo de las máquinas cuya cubierta consiste de una teja canaleta 90 soportada sobre las correas que estas a su vez se apoyan en los muros laterales. La teja de cubierta en este sitio tiene una correa de apoyo intermedio situación que no es permitida por Eternit puesto que la teja puede romperse al ser cargada. En las otras áreas de las estaciones se aprecia el mismo tipo de estructura de cubierta las cuales tienen un cielo raso del tipo liviano o de madera. En la mayoría de las correas la celosía está conformada por una varilla V soldada en su vértice al cordón inferior con una soldadura muy escasa que no resiste las fuerzas que se pueden generar sobre estos elementos. Los cordones inferiores por lo general son 2 varillas juntas. Los cordones superiores son en varillas con vanos entre los 40 y 80 cms y separación lateral entre las 2 varillas entre 17 y 20 cm. Ninguna de las correas tiene soporte lateral y casi todas presentan una deflexión lateral visible. Este tipo de correa no es fácil de reforzar por la cantidad de defectos estructurales que poseen por lo cual debido a la importancia de la Estación es necesario colocar correas nuevas que cumplan con todos los requisitos del código NSR98.

A continuación se procede al diseño de las nuevas estructuras.

2.- CARGAS

CARGA VIVA.....50 kg/m2

CARGA MUERTA.....70 kg/m2
- Teja 25 kg/m2
- Estructura.....10 kg/m2
- Ductos y otros.....10 kg/m2
- Cielo Raso..... .25 kg/m2

VIENTO: $P = Cp\ q\ S4$

$Cp = -0.7$ $q=35$ kg/m2 para $Vw=80$ kph $S4=0.73$ para 2600 m.s.n.m.

$P = -0.7 \times 35 \times 0.73 = -17.9$ kg/m2

La succión del viento es menor que el peso de la teja, por lo tanto el viento no es criterio de diseño.

3.- DISEÑO DE CORREAS

CEDRITOS	8,07	3,87	464,4	3781	249	PT 300x100x5,5	4366	2,80	3,36	4,08	291	1299	68	276	L/ 3
	10,41	3,87	464,4	6291	414	PT 320x120x7	7032	4,81	4,34	4,83	440	1430	55	266	L/ 4

LOS PERFILES DETERMINADOS SON DEL TIPO ECO CON Fy=3515 KG/cm2.
SIN EMBARGO SE HAN CALCULADO CON Fy=2530 EN CASO DE PREFABRICARSE EN LAMINA DOBLADA.

LONG = LONGITUD
A.AF. = ANCHO AFERENTE
W = 120 kg/m2 x A.AF.
M = W L**2 / 8
Sreq = M / 0.6Fy Fy = 2530 kg/cm2
PERFIL = SECCION PROPUESTA
I = IENERCIA DEL PERFIL PROPUESTO
DEF = DEFLEXION = 5 W L**4 / (384 E I)
Dadm = DEFLEXION ADMISIBLE = L/240
Rt = RADIO GIRO LATERAL
S = MODULO DE SECCION DEL PERFIL PROPUESTO
fb = M / S
L/rt = RELACIÓN MAXIMA PARA QUE Fb SEA IGUAL A fb
DONDE Fb = (2/3 – Fy (L/rt)**2/1073000 Cb) Fy (KSI)