

CAPITULO VII. Ejemplo de Aplicación

VII.1 Ubicación y Características del Edificio Alto a Diseñar

Para la demostración de lo antes descrito en los capítulos anteriores, se hará uso de un edificio que se proyectó en el estado de Baja California Norte en el año 2008, ubicado en el municipio de Ensenada en la carretera de Ensenada-Tijuana y que fue creado con destino final de hotelería, y que por razones particulares no se expone el nombre del edificio. El edificio consta de 23 niveles a nivel de banqueta y 2 niveles inferiores destinados a estacionamiento, lo cual crea una cimentación de tipo cajón; la particularidad del edificio es que en su base se encuentra unida toda su sección y conforme crece su altura se separa en dos torres independientes lo que hace que este proyecto sea un buen ejemplo para la demostración del empleo de los concretos de alta resistencia en la construcción de edificios altos tipo torre.

El edificio fue diseñado con columnas coladas en sitio con concretos de resistencia normal, lo que origina que estas columnas fueran muy anchas en sus puntos principales para la bajada de cargas, y las trabes propuestas tuvieron que ser del tipo prefabricado, en los primeros niveles del edificio se colocaron muros de concreto de secciones muy robustas para disminuir los desplazamientos provocados por las acciones accidentales de diseño. Por lo cual este será un excelente caso para realizar y definir el diseño del mismo edificio proponiendo nuevas secciones para los elementos estructurales como columnas, muros y trabes empleando las características que se vieron en el capítulo 2 sobre el Concreto de Alta Resistencia, se cuidará que se cumplan con los lineamientos establecidos por los Reglamentos de la Región y que se cuiden de no sobrepasar los Estados Límites de Servicio para tales construcciones.

De los estudios de mecánica de suelos se obtuvo que la capa dura está a 10 m de profundidad y que los estratos están compuestos principalmente por arenas, por lo que estamos hablando de un suelo con comportamiento friccionante. El diseño del edificio partirá de un modelo en el cual se propone la losa de cimentación del edificio a 3.7 m de distancia de la roca maciza, por lo que debemos realizar la obtención del espectro del sitio y luego llevarla a la base de la estructura. Para la modelación del edificio se utilizará el programa de análisis y diseño estructural ETABS V9.60 el cual fue descrito en el capítulo anterior, y se utilizarán los Manuales de Diseño de Obras Civiles de la CFE para Diseño por Sismo y Viento edición 2008, así también me apoyaré en el Reglamento de Construcciones de Tijuana y para el diseño de algunos elementos como vigas y columnas y la losa, utilizaré las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF-2004.

A continuacion se ilustra el edificio por medio de cortes para tener idea de este.

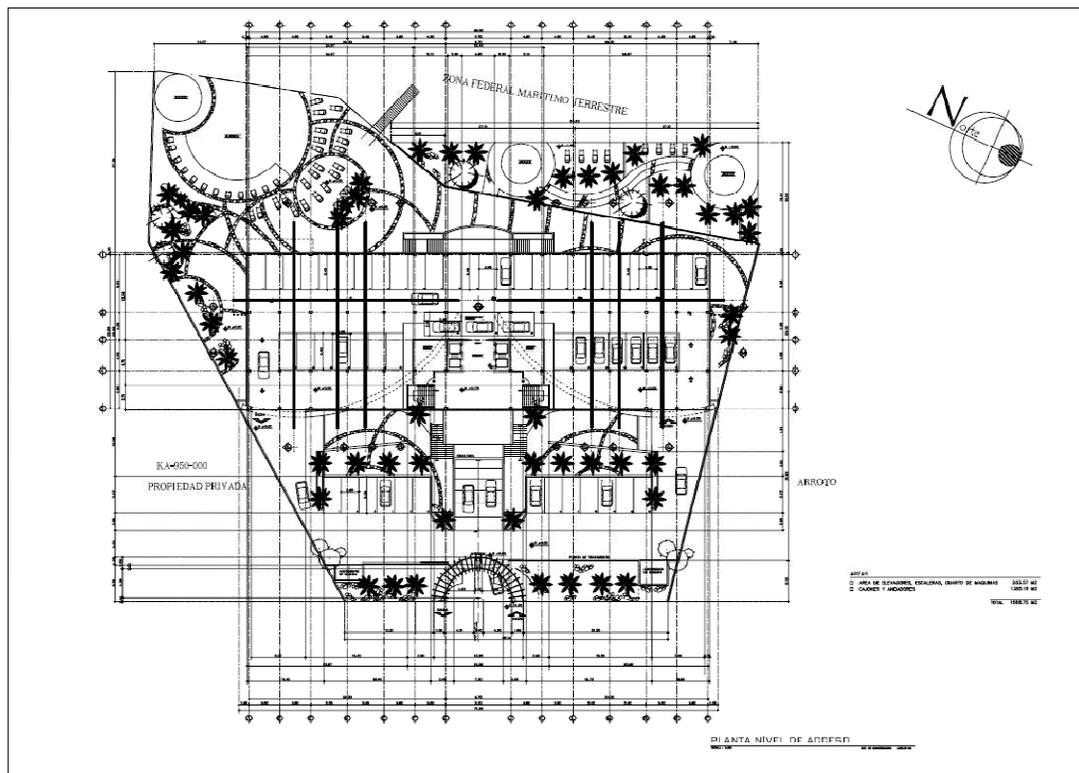


Fig 45.- Corte en planta del Nivel de Acceso al Edificio

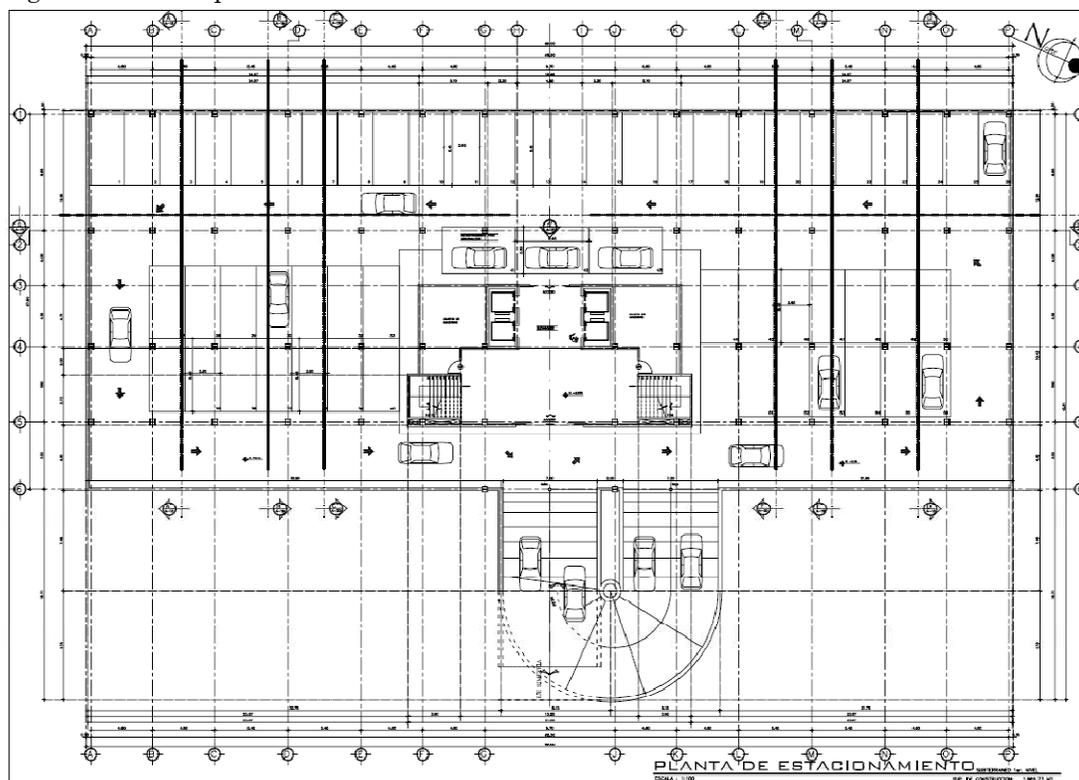


Fig 46.- Corte en planta del Nivel de Estacionamiento.

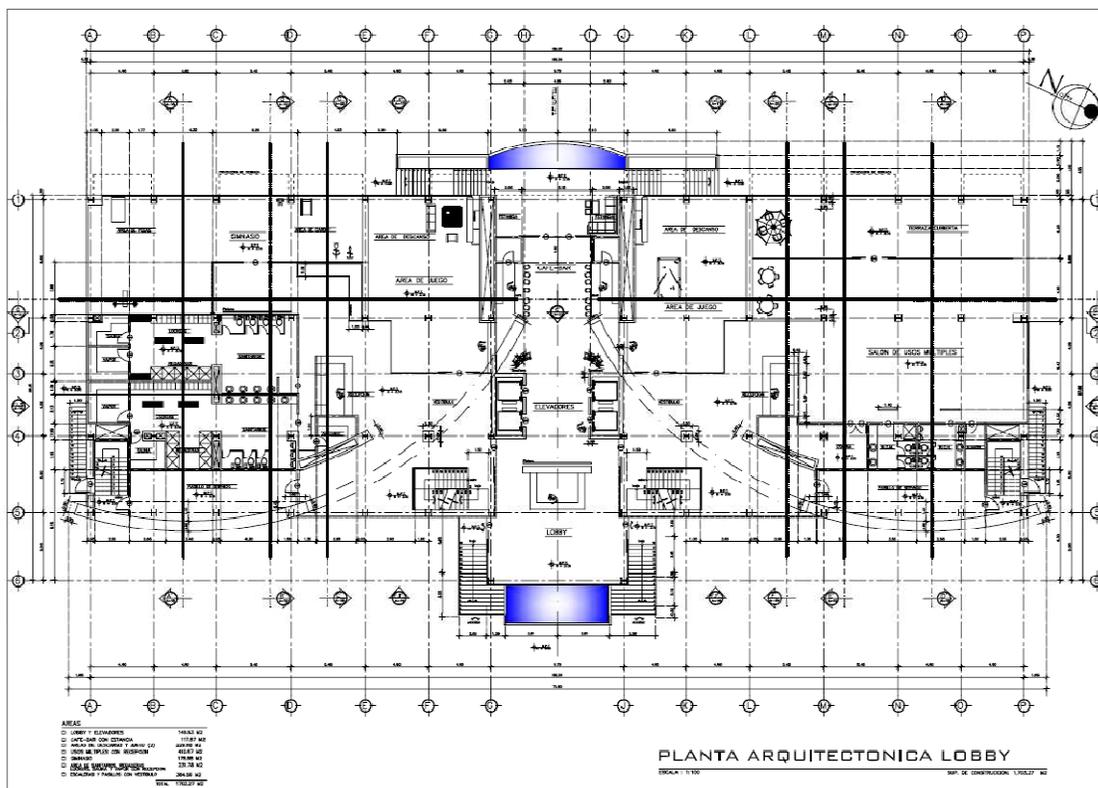


Fig 47.- Corte en planta del Nivel de Sala de Espera o Lobby.

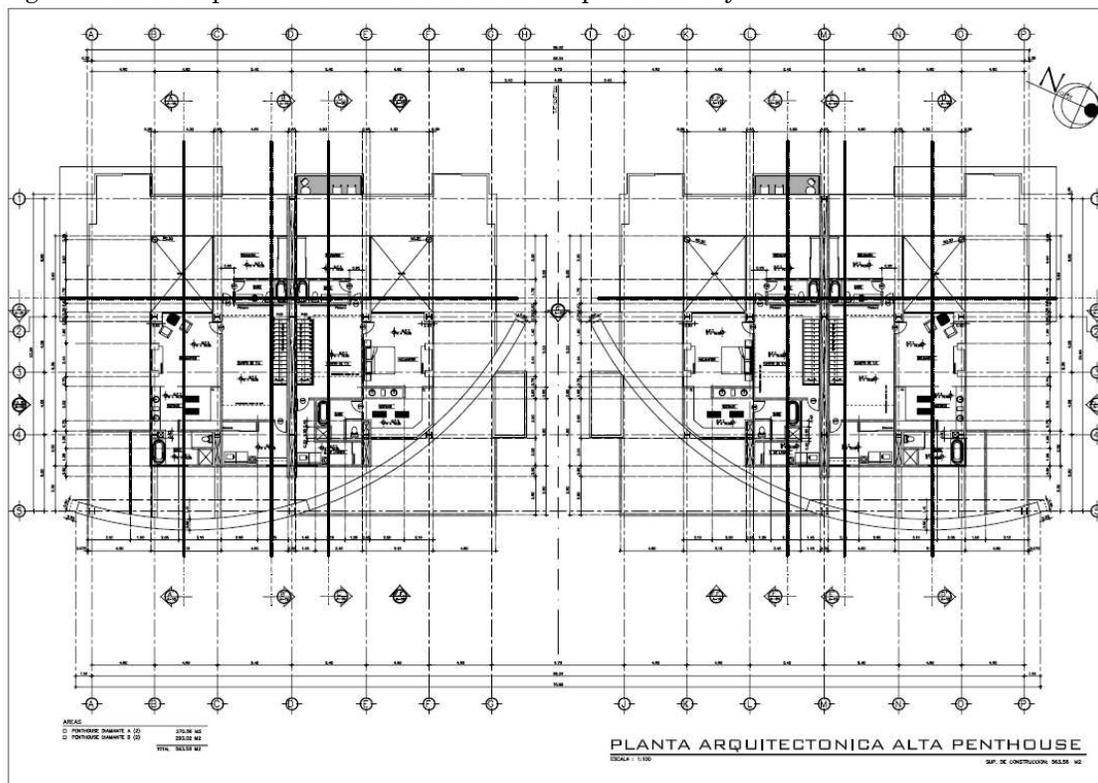


Fig 48.- Corte en planta del Penthouse en ultimo Piso

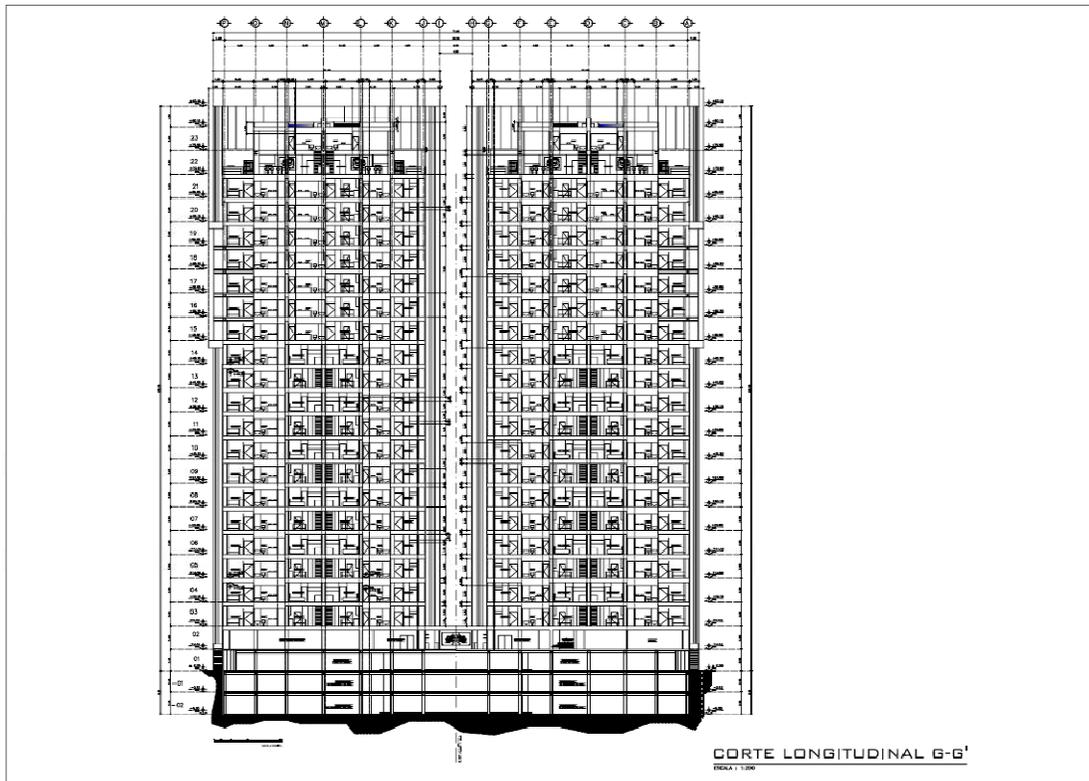


Fig 49.- Corte en Longitudinal del edificio Eje G-G'

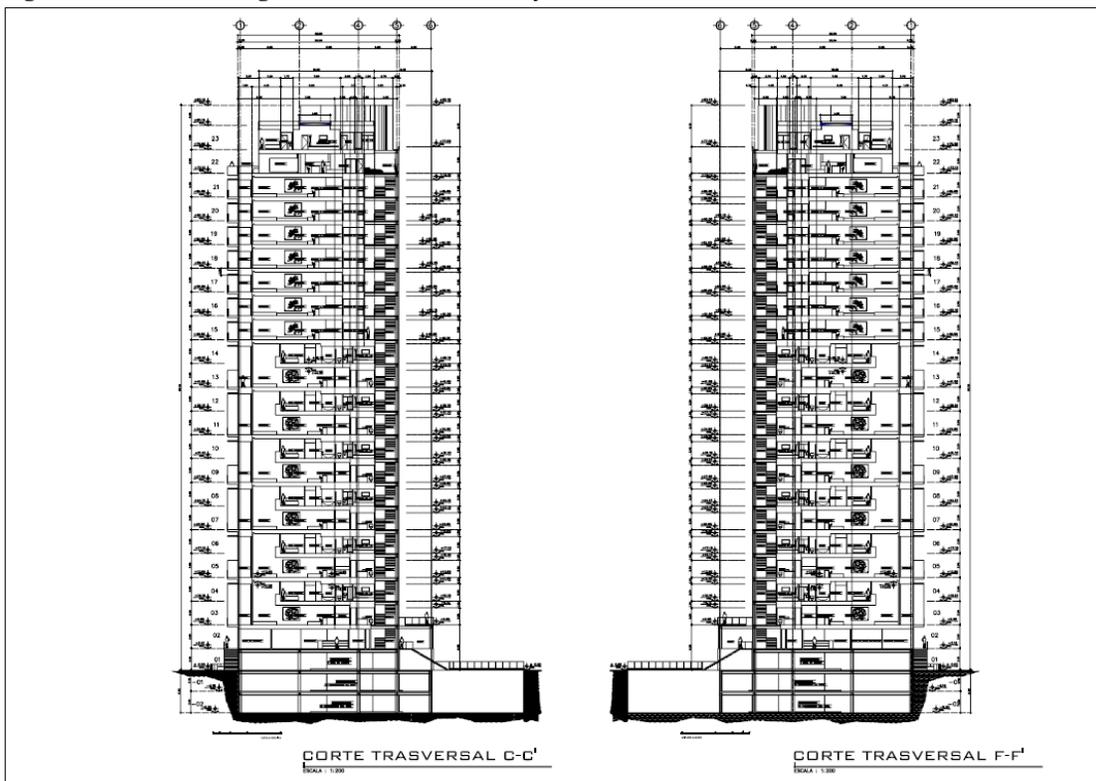


Fig 50.- Cortes Transversales del Edificio C-C' y F-F'

VII.1.1 Elaboración y Cálculo del Espectro de Diseño Reducido para el Edificio, empleando los criterios indicados por el Manual de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Sismo 2008

De acuerdo a su destino, la estructura pertenece al Grupo B.
De acuerdo a su estructuración, la estructura pertenece al Tipo 1.

1.- determinacion de la aceleracion maxima en roca, localizando el sitio en el programa de computo PRODISIS e indicando la importancia estructural.

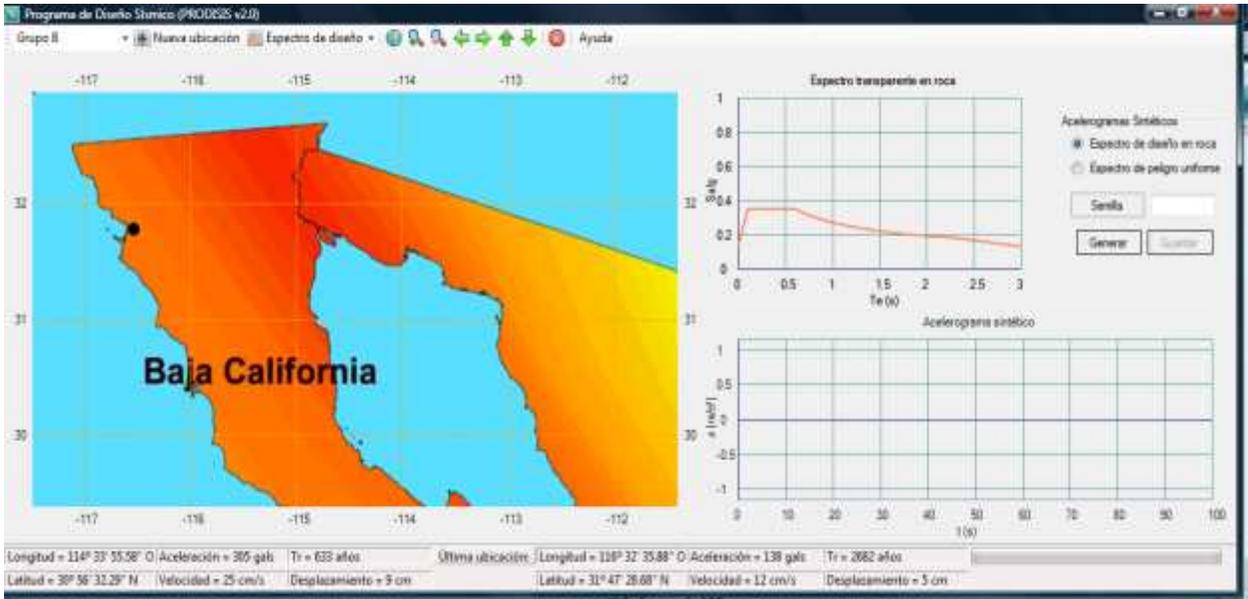


Fig 51.- Ubicación de la zona donde esta ubicado el edificio, programa Prodisis de la CFE.

a) Determinación de la aceleración en Roca de acuerdo al Programa Prodisis

T(seg)	a
0	0.141
0.1	0.354
0.2	0.354
0.3	0.354
0.4	0.354
0.5	0.354
0.6	0.354
0.7	0.327
0.8	0.306
0.9	0.289

T (seg)	a
1	0.274
1.1	0.261
1.2	0.250
1.3	0.240
1.4	0.232
1.5	0.224
1.6	0.217
1.7	0.210
1.8	0.204
1.9	0.199
2	0.194

Tabla 5.- Datos del Espectro de Peligro en Roca obtenido con el Programa Prodisis.

2.- Obtencion del Factor de Distancia Relativa a las Fuentes Sismicas

El factor de distancia se obtiene aplicando la siguiente ecuacion

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}}; \quad F_d \leq 1 \quad (\text{ec. 44})$$

donde

a_0^r es la aceleración máxima en terreno rocoso, es el primer dato de salida en la tabla anterior dada por el programa Prodisis.

a_{ref} es una aceleración de referencia igual a 400 cm/s²

Se tiene entonces que

$$F_d = \frac{141.4}{400} = 0.3535$$

$$F_d = 0.3535$$

3.- Se calcula el Periodo Dominante del Terreno y Velocidad de Propagación de las Ondas de Corte del Terreno de Cimentación

Estrato	h(m)	Vs (m/s)	γs (ton/m ³)
1	1.5	350	1.75
2	2.2	300	1.65
3	2.3	400	1.8
4	1.5	365	1.72
5	2.5	430	1.84

Tabla 6.- Estratos de Suelo del Sitio de Desplante de la Estructura obtenidos por Estudios de Mecanica de Suelos.

Determinacion del periodo del terreno T_s , el cual se calcula con la siguiente ecuacion (45):

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (\text{ec. 45})$$

Donde

T_s es el periodo dominante del estrato equivalente

H_s es el espesor total de estrato del terreno

v_s es la velocidad efectiva de propagacion de ondas de corte en el estrato

donde

γ_n es el peso volumetrico del n-ésimo estrato

G_n es el modulo de rigidez en cortante del n-ésimo estrato, igual a $\gamma_n v_s^2/g$

h_n es el espesor del n-esimo estrato

N es el numero de estratos

$W_0=0$ en la roca basal

$W_N = 1$ en el estrato superficial

$$W_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}} \text{ en los estratos intermedios}$$

V_i es la velocidad de propagacion de ondas de corte en el i-ésimo estrato

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtuvo que el Periodo Dominante del Suelo es:

$$T_s = 0.10333 \text{ seg}$$

Y la velocidad de propagacion de ondas es

$$V_s = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 * 10\text{m}}{0.10333\text{seg}} = 387.22 \text{ m/seg}$$

Y el peso volumetrico equivalente es un promedio ponderado de los pesos volumetricos por el espesor de cada estrato, lo que resulto de 1.758 ton/m³.

La impedancia mecanica se determina como:

$$p_s = \frac{\gamma_s V_s}{\gamma_0 V_0} = \frac{1.758 * 387.22}{1.84 * 700} = 0.5285$$

4.- Se obtiene los factores de comportamiento lineal, estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.

El factor de sitio F_s se obtiene de la interpolacion de la tabla siguiente:

	f _{sd}							
	0.000	0.050	0.100	0.200	0.500	1.000	2.000	3.000
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

Tabla 7.- Factores del Sitio, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

$$f_{sd} = T_s (F_d)^{1/2} = 0.10333 * 0.3535^{1/2} = 0.06144$$

Siendo $F_{i,j}=1.18$, $F_{i,j+1}=1.98$, $F_{i+1,j}=1.08$ y $F_{i+1,j+1}=1.23$

Para ello se hara la siguiente operación para obtener f_{sd}

$$Y = p_s = 0.5285 \quad X = f_{sd} = 0.06144$$

$$dx = \frac{0.06144 - 0.05}{0.10 - 0.50} = 0.2288$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.7427$$

Entonces se tiene como resultado que el Factor de Sitio resulta

$$F_s = 1.18 * (1 - 0.2288) * (1 - 0.7427) + 1.23 * (0.2288 * 0.7427) + 1.98 * 0.2288 * (1 - 0.7427) + 1.08 * (1 - 0.2288) * 0.7427 =$$

$$F_s = 1.1783$$

Obtencion del Factor de Respuesta F_r , a traves de la tabla siguiente:

	T_s						
		0.000	0.050	0.100	0.200	0.500	1.000
P_s	1.000	2.50	2.50	2.5	2.50	2.50	2.50
	0.625	2.50	3.80	3.74	3.57	3.26	2.81
	0.250	2.50	4.36	4.41	4.27	3.45	2.85
	0.125	2.50	4.74	4.91	4.90	3.70	3.06
	0.000	2.50	5.27	5.66	6.02	4.81	4.05

Tabla 8.- Factores de Respuesta, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

Los valores para utilizar la tabla anterior son $Y = p_s = 0.5285 \quad X = T_s = 0.10333$

Siendo $F_{i,j} = 4.41$, $F_{i,j+1} = 4.27$, $F_{i+1,j} = 3.74$ y $F_{i+1,j+1} = 3.57$

Para ello se hara la siguiente operación para obtener f_{sd}

$$dx = \frac{0.1033 - 0.10}{0.20 - 0.10} = 0.033$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.74267$$

Entonces se tiene como resultado que el Factor de Sitio resulta

$$F_r = 4.41 * (1 - 0.033) * (1 - 0.74267) + 3.57 * (0.033 * 0.74267) + 4.27 * 0.033 * (1 - 0.74267) + 3.74 * (1 - 0.033) * 0.74267 =$$

$$F_r = 3.9071$$

4.- Se obtiene los factores de comportamiento no lineal, estos son el factor No Lineal y factor de Velocidad

Obtencion de F'_{nl} , que se obtiene con la siguiente tabla:

Ps	Fd							
	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

Tabla 9.- Factor No Lineal, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

$$X = F_d = 0.3535, Y = p_s = 0.5285$$

Siendo $F_{i,j} = 0.82$, $F_{i,j+1} = 0.77$, $F_{i+1,j} = 0.89$ y $F_{i+1,j+1} = 0.85$

$$dx = \frac{0.3535 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.535$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.74267$$

Con estos valores, se obtiene entonces F'_{nl}

$$F'_{nl} = 0.82 * (1 - 0.535)(1 - 0.74267) + (0.85 * 0.535 * 0.74267) + (0.77 * 0.535(1 - 0.74267)) + 0.89 * (1 - 0.535) * 0.74267 =$$

$$F'_{nl} = 0.8492$$

Por tanto el F_{nl} se calcula con la siguiente ecuacion

$$F_{nl} = 1 - (1 - F'_{nl}) \frac{T_s}{T_{ref}} = 1 - (1 - 0.8492) \frac{0.10333}{1.5} = 0.9897$$

Determinacion del Factor de Velocidad F_v , que se obtiene interpolando la siguiente tabla 10 con los valores utilizados anterioremente, se tiene entonces.

Ps	Fd							
	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00

	1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
	0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
	0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
	0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
	0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

Tabla 10.- Factor de Velocidad, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

$$X= F_d = 0.3535, Y= p_s = 0.5285$$

Siendo $F_{i,j}=0.86$, $F_{i,j+1}=0.81$, $F_{i+1,j}=0.93$ y $F_{i+1,j+1}=0.90$

$$dx = \frac{0.3535 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.535$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.74267$$

Con estos valores, se obtiene entonces F'_v

$$F'_v = 0.86 * (1 - 0.535) * (1 - 0.74267) + (0.90 * 0.535 * 0.74267) + (0.81 * 0.535 * (1 - 0.74267)) + 0.93 * (1 - 0.535) * 0.74267 =$$

$$F'_v = 0.8932$$

Por tanto el F_v se calcula con la siguiente ecuacion

$$F_v = 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}} = 1 - (1 - 0.8932) \frac{0.10333}{1.5} = 0.998$$

$$F_v = 0.9926$$

6.- Se calcula la aceleracion maxima en el suelo con la aceleracion maxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.

Aceleracion Maxima del Terreno a_0

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981} = \frac{1.1783 * 0.9897 * 141.4}{981} = 0.168$$

7.- Se calcula el coeficiente sismico con la aceleracion maxima del suelo y el factor de respuesta.

$$c = F_r a_0 = 3.9071 * 0.168 = 0.6567$$

8.- Se determinaran los limites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el facto de velocidad

Periodos caracteristicos del espectro T_a y T_b

$$T_a = 0.35T'_s = 0.35 * 0.104 = 0.0364 \quad T_a \geq 0.1seg \quad \therefore \quad T_a = 0.1seg$$

$$T_b = 1.20T'_s = 1.20 * 0.104 = 0.1248 \quad T_b \geq 0.6seg \quad \therefore \quad T_b = 0.6seg$$

$$T'_s = \frac{T_s}{F_v} = \frac{0.10333}{0.9926} = 0.104 \text{ seg}$$

$$T_c = \begin{cases} 2s & \text{si } T_b < 2s \text{ es el periodo de inicio de la rama descendiente en que los desplazamientos} \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2s \text{ espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno} \end{cases}$$

$$T_c = 2 \text{ seg}$$

9.- Calculo del factor de amortiguamiento β y del parametro k

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\xi_e} \right)^\lambda = \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.45} = 1$$

Caida de la rama espectral descendiente “k”

$$\text{Donde } k = \begin{cases} \min\{1.5, 2 - T_s\} & \text{si } T_s \leq 1.65\text{seg} \\ \max\{0.35, \beta/F_r\} & \text{si } T_s > 1.65\text{seg} \end{cases}$$

por consiguiente se obtiene que $k = \{1.5, 1.897\}$

10.- Calculo de las ordenadas del espectro de aceleracion para diseño sismico $Sa(T_e)/g$, expresadas como fraccion de gravedad y en funcion del periodo estructural, que adquieren la siguiente ecuacion 46 en forma parametrica.

$$a = \frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r \left[k + (1-k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 & \text{si } T_e \geq T_b \end{cases} \quad (\text{ec. 46})$$

Donde

a es la aceleracion espectral normalizada con la aceleracion de la gravedad

T_e es el periodo estructural

T_a es el limite inferior de la meseta del espectro de diseño

- T_b es el limite superior de la meseta del espectro de diseño
- T_c es el periodo de inicio de la rama descendiente
- r es el parametro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$, y es igual a T_s , pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1.
- K es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$
- β es el factor de amortiguamientos

De esta manera obtenemos que el espectro de Diseño para este sitio es el siguiente:

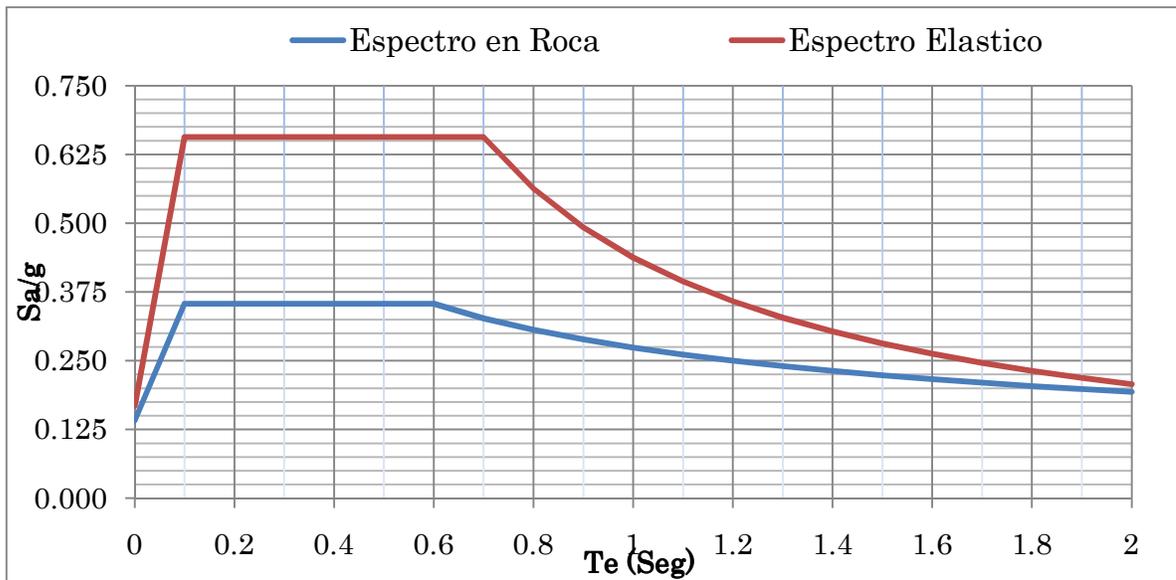


Fig. 52.-. Espectro Sísmico en Roca del Sitio y Espectro de Diseño

11.- Reduccion del Espectro Sísmico de Acuerdo a la Ductilidad, Redundancia o Sobrerresistencia, Estructuración y Regularidad

Factor Reductor por Ductilidad Q'

Para fines de diseño, es estado limite de colapso, se tendrá en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello se dividiran por el factor de reducción por ductilidad Q' a fin de obtener fuerzas sísmicas reducidas, y se obtiene empleando la siguiente ecuación 47.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q + 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \frac{T_c}{T_b}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (\text{ec. 47})$$

Donde

Q es el factor de comportamiento sismico para el tipo de estructura

β es el factor de amortiguamiento (ya calculado antes)

T_e es el periodo estructural

T_b es el limite superior de la meseta del espectro de diseño

K es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$

p es un factor empleado para definir la variacion del espectro en la rama descendente

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2 = 1.5 + (1 - 1.5) \left(\frac{0.6}{1.60} \right)^2 = 1.43$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1 * 1.43}{1.5}} = 1.97$$

Reduccion por sobrerresistencia $R_0=2$

Factor de Redundancia $\rho = 1.25$

Factor para Corrección de Irregularidad $\alpha = 0.8$

Se procede entonces a obtener las ordenadas a' para el espectro de Diseño Reducido y también se obtiene su gráfica. $a' = \frac{a(\beta)}{Q'R\rho}$

	Prodisis	Elástico	Reducido		Prodisis	Elástico	Reducido
T (seg)	a	a/g	a/(Q'Rρ)	T (seg)	a	a/g	a/(Q'Rρ)
0	0.141	0.168	0.067	1	0.274	0.438	0.108
0.1	0.354	0.657	0.247	1.1	0.261	0.394	0.093
0.2	0.354	0.657	0.234	1.2	0.250	0.358	0.082
0.3	0.354	0.657	0.221	1.3	0.240	0.328	0.073
0.4	0.354	0.657	0.210	1.4	0.232	0.303	0.065
0.5	0.354	0.657	0.200	1.5	0.224	0.281	0.058
0.6	0.354	0.657	0.191	1.6	0.217	0.263	0.053
0.7	0.327	0.657	0.183	1.7	0.210	0.246	0.048
0.8	0.306	0.563	0.150	1.8	0.204	0.232	0.044
0.9	0.289	0.493	0.126	1.9	0.199	0.219	0.040
				2	0.194	0.207	0.037

Tabla 11.- Datos del Espectro de Diseño Reducido

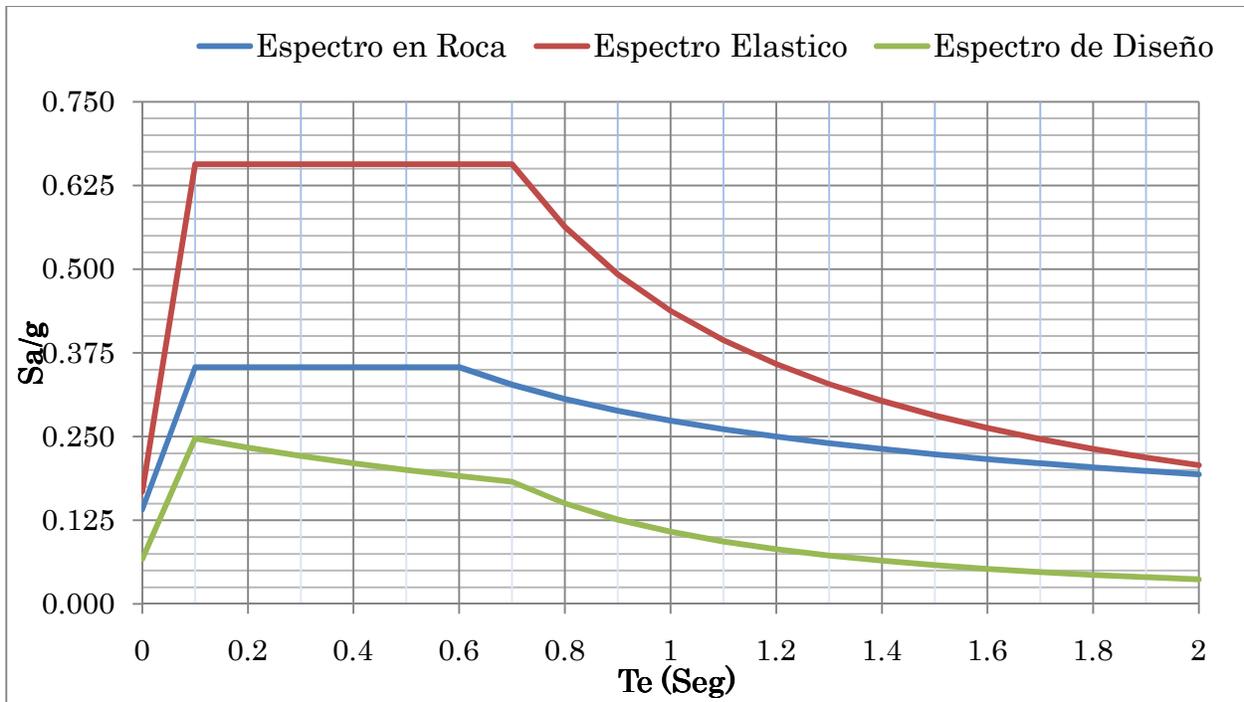


Fig. 53.- Espectro en Roca, Diseño y Reducido

El espectro de diseño obtenido será introducido como dato en la modelación del edificio y por este medio se obtendrán las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura. Con ellas se efectuará la revisión del cortante en la base y se comparará con la fuerza cortante que producirá la acción del viento sobre la torre.

VII.1.2 Analisis Dinamico para hallar las Fuerzas de Diseño por Viento de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE en el Tomo de Diseño por Viento

Se tienen como principales datos de la Estructura los siguientes

$h = 80.15 \text{ m}$ $b = 68.3 \text{ m}$ $d = 22.91 \text{ m}$

Clasificación de la Estructura

Según su Importancia : Grupo B

Según su Respuesta ante el Viento: Tipo 2

$T_n = 1.60 \text{ seg}$ $f_n = 0.625 \text{ Hertz}$

Algoritmo que marca el manual de CFE para el diseño por Viento

1.- Determinación de la velocidad Regional de acuerdo a los Mapas de Isotacas para $Q=5$, para la Ciudad de Tijuana

$V_R = 130 \text{ Km/h}$

2.- Determinacion de la Velocidad Media, V_D

$$V_D = \frac{F_T F'_{rz} V_R}{3.6} \quad (\text{ec. 48})$$

En donde

V_R es la velocidad regional de ráfaga en Km/h

F_R es el factor de topografía del sitio

F'_{rz} el factor de exposición de la velocidad media

Determinacion de la Velocidad Basica de Diseño V_D y de la Presion Dinamica en la Base, q_z

2.1.- Factor de Topografia Local, F_T

Sitios	Ejemplo de Topografia Local	F_T
Normales	Terreno Practicamente plano: campo abierto, ausencia de cambios topograficos importantes.	1

Tabla 12.- del tipo de topografia y su constante F_T

2.2.- Calculo del Factor de Exposicion para la Velocidad Media, F'_{rz}

$$F'_{rz} = 0.702\bar{b} \quad \text{Si } Z \leq 10 \text{ m}$$

$$F'_{rz} = 0.702\bar{b} \left(\frac{z}{10} \right)^{\alpha'} \quad \text{Si } 10 \text{ m} < Z \leq 200 \text{ m} \quad (\text{ec. 49})$$

Donde

Z es la altura medida a partir del nivel medio del terreno, en m

\bar{b} es un coeficiente, adimensional que se obtiene en la tabla 13

α' es el exponente, adimensional de la variación de la velocidad con la altura, para cada categoría de rugosidad de terreno.

Categoría del Terreno	Descripción	\bar{b}	α'
1	Terreno abierto, practicamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua.	1.17	0.12

Tabla 13.- Valores de las constantes para categoría del terreno

$$F'_{rz} = 0.702 * 1.17 \left(\frac{80.15}{10} \right)^{0.12} = 1.05436$$

$$F'_{rz} = 1.05436$$

Se procede entonces a calcular la Velocidad Media V_D

$$V'_D = \frac{F_T F'_{rz} V_R}{3.6}$$

$$V'_D = \frac{1 * 1.05436 * 130 \text{ km/h}}{3.6} = 38.074 \text{ m/seg}$$

$$V'_D = 38.074 \text{ m/seg}$$

Nivel	Z (m)	F'rz	V'diseño (m/s)
Z24	80.15	1.0544	38.074
Z23	76.65	1.0487	37.871
Z22	73.15	1.0429	37.659
Z21	69.65	1.0367	37.438
Z20	66.15	1.0304	37.207
Z19	62.65	1.0237	36.965
Z18	59.15	1.0166	36.711
Z17	55.65	1.0092	36.443
Z16	52.15	1.0014	36.160
Z15	48.65	0.9931	35.860
Z14	45.15	0.9842	35.540
Z13	41.65	0.9747	35.198
Z12	38.15	0.9645	34.829
Z11	34.65	0.9534	34.429
Z10	31.15	0.9413	33.992
Z9	27.65	0.9280	33.509
Z8	24.15	0.9130	32.970
Z7	20.65	0.8960	32.356
Z6	17.15	0.8763	31.643
Z5	13.65	0.8526	30.788
Z4	10.15	0.8228	29.713
Z3	6.65	0.8213	29.660
Z2	3.15	0.8213	29.660
Z1	0	0.8213	29.660

Tabla 14. Velocidades de diseño para el edificio en los diferentes niveles.

3.- Calculo de la Presion Actuante sobre la Estructura

La presion actuante sobre la estructura, p_z , en Pa, se obtiene con la ecuacion

$$p_z = C_p q_z \quad (\text{ec. 50})$$

donde

C_p es el coeficiente de presion adimensional, según la forma de la estructura

q_z la presión dinámica de base, en Pa, a una altura "Z" sobre el nivel del terreno.

Coefficientes C_p para construcciones cerradas

Pared o Muro	C_p
Barlovento	0.8
Sotavento	-0.5
Muros Laterales	-0.7
Techo Plano	-0.7

Ecuación para el cálculo de la presión dinámica de base, q_z , expresada en Pa

$$q_z = 0.047GV_D^2 \quad \text{en Pa} \quad \text{o} \quad q_z = 0.0048GV_D^2 \quad \text{en Kg/m}^2 \quad (\text{ec. } 51)$$

Donde

V_D^2 es la velocidad básica de diseño

G es el factor de corrección por temperatura y por altura a nivel del mar.

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad (\text{ec. } 52)$$

Donde

Ω es la presión barométrica, en mm de Hg y τ la temperatura ambiental en Celsius

Para Tijuana se tiene la siguiente información:

Ω	760 mm de Hg
T (tao)	18 Celsius
G	1.0238

4.- Cálculo del Factor de Amplificación Dinámica para Estructuras Prismáticas

$$F_{AD} = \frac{1 + 2k_p I_v(Z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_s)} \quad (\text{ec. } 53)$$

Donde

Z_s es la altura definida por $0.6H$, H altura del edificio desde nivel de terreno

$I_v(Z_s)$ es el índice de Turbulencia, evaluado a la altura Z_s

B^2 el factor de respuesta de fondo

R^2 el factor de respuesta en resonancia

k_p el factor pico

Calculo del factor de turbulencia $I_v(Z_s)$

$$I_v(Z_s) = \bar{d} \left(\frac{Z_s}{10} \right)^{-\alpha} \quad Z_{\min} \leq Z_s < Z_{\max} \quad (\text{ec. 54})$$

Categoría del Terreno	\bar{d}	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	$\bar{\alpha}$
1	0.15	0.01	1	0.44

Tabla 15.- Valores de las Constantes para cálculos del índice de turbulencia

$$I_v(Z_s) = 0.15 \left(\frac{0.6 * 80.15}{10} \right)^{-0.12} = 0.124235$$

Calculo de B^2 y R^2 , que toman en cuenta la falta de correlación de la presión en las superficies de la estructura y el efecto de la turbulencia local del viento en resonancia con el modo de vibración de la estructura respectivamente.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90 \left[\frac{b + h}{L(Z_s)} \right]^{0.63}} \quad (\text{ec. 55})$$

$$L(Z_s) = 300 \left(\frac{Z_s}{200} \right)^{\bar{\alpha}} \quad \text{para } Z_s \geq Z_{\min} \quad (\text{ec. 56})$$

$$L(Z_s) = 300 \left(\frac{0.6 * 80.15}{200} \right)^{0.44} = 160.24 \text{ ms}$$

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90 \left[\frac{68.3 + 80.15}{160.24} \right]^{0.63}} = 0.5383$$

Calculo de la Respuesta en Resonancia, R^2

$$R^2 = \frac{\pi}{4\xi_{T,X}} S_L(Z_L, n_{1,X}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (\text{ec. 57})$$

Donde

$S_L(Z_L, n_{1,X})$ es la densidad de potencia del viento

$n_{1,X}$ frecuencia natural de la estructura en dirección del viento, en HZ

$R_h(\eta_h) R_b(\eta_b)$ las funciones de admitancia aerodinámica

$\xi_{T,X}$ la relación de amortiguamiento total, para este caso se tomara = 0.015

Calculo de la densidad de potencia del viento

$$S_L(Z_L, n_{1,x}) = \frac{6.8 \left(\frac{\eta_{1,x} L(Z_S)}{V_D'(Z_S)} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{\eta_{1,x} L(Z_S)}{V_D'(Z_S)} \right) \right]^{5/3}} = \frac{6.8 * \left(\frac{0.625 * 160.24}{38.0743} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{0.625 * 160.24}{38.0743} \right) \right]^{5/3}} = 0.06999$$

Calculo de R_h y R_b , que consideran las fluctuaciones de la velocidad que ocurren simultáneamente sobre las superficies de barlovento y sotavento.

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (\text{ec. 58})$$

$$\text{donde : } \eta_h = \frac{4.6hn_{1,x}}{V_D'(Z_S)} = \frac{4.6 * 80.15 * 0.625}{38.0743} = 6.0521$$

$$R_h = \frac{1}{6.0521} - \frac{1}{2 * 6.0521^2} (1 - e^{-2 * 6.0521}) = 0.151580$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (\text{ec. 59})$$

$$\text{donde : } \eta_b = \frac{4.6bn_{1,x}}{V_D'(Z_S)} = \frac{4.6 * 68.3 * 0.625}{38.0743} = 5.157$$

$$R_b = \frac{1}{5.157} - \frac{1}{2 * 5.157^2} (1 - e^{-2 * 5.157}) = 0.1751$$

$$R^2 = \frac{\pi}{4 * 0.015} * 0.06999 * 0.15158 * 0.1751 = 0.09725$$

Calculo del factor pico, k_p

$$k_p = \sqrt{2 \ln((vT))} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln((vT))}} \geq 3 \quad (\text{ec. 60})$$

Donde T, es un intervalo de tiempo igual a 600 seg.

$$v = \eta_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0.08$$

$$v = 0.625 \sqrt{\frac{0.09725}{0.5383 + 0.09725}} = 0.2445$$

$$k_p = \sqrt{2 \ln(0.2445 * 600)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(0.2445 * 600)}} = 3.3486$$

$$k_p = 3.3486$$

Calculo del Factor de Amplificacion Dinamica, F_{AD}

$$F_{AD} = \frac{1 + 2k_p I_v(Z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_s)}$$

$$F_{AD} = \frac{1 + 2(3.3486 * 0.124235) \sqrt{0.5383 + 0.09725}}{1 + (7 * 0.124235)} = 0.8896$$

Calculo del Fuerzas Dinamica Equivalente, F_{eq}

$$F_{eq}(Z) = p_z A_{exp} F_{AD} \tag{ec. 61}$$

Donde

A_{exp} es el area expuesta proyectada perpendicular a la direccion del viento, m^2

P_z es la presion actuante obtenida anteriormente, Pa

F_{ad} es el factor de amplificacion dinamica obtenido anteriormente, adim.

A continuacion se muestran las tablas con resultados obtenidos mediante el analisis por viento del edificio alto.

BARLOVENTO			cp =	0.8	q z		
Nivel	Z (m)	h	Ancho	Área	q z (kg/m2)	Pz (Kg/m2)	F (Ton)
Z24	80.15	1.75	54.26	94.955	92.324594	73.860	6.239
Z23	76.65	3.5	54.25	189.875	91.34052	73.072	12.343
Z22	73.15	3.5	63.46	222.11	90.321678	72.257	14.278
Z21	69.65	3.5	63.46	222.11	89.265086	71.412	14.111
Z20	66.15	3.5	63.46	222.11	88.167337	70.534	13.937
Z19	62.65	3.5	63.46	222.11	87.024516	69.620	13.757
Z18	59.15	3.5	63.46	222.11	85.832092	68.666	13.568
Z17	55.65	3.5	63.46	222.11	84.584775	67.668	13.371
Z16	52.15	3.5	63.46	222.11	83.276333	66.621	13.164
Z15	48.65	3.5	63.46	222.11	81.899348	65.519	12.946
Z14	45.15	3.5	63.46	222.11	80.444882	64.356	12.717
Z13	41.65	3.5	63.46	222.11	78.902027	63.122	12.473
Z12	38.15	3.5	63.46	222.11	77.257251	61.806	12.213
Z11	34.65	3.5	63.46	222.11	75.493461	60.395	11.934
Z10	31.15	3.5	63.46	222.11	73.588592	58.871	11.633
Z9	27.65	3.5	63.46	222.11	71.513394	57.211	11.305
Z8	24.15	3.5	63.46	222.11	69.227823	55.382	10.943
Z7	20.65	3.5	63.46	222.11	66.674747	53.340	10.540
Z6	17.15	3.5	63.46	222.11	63.768169	51.015	10.080
Z5	13.65	3.5	63.46	222.11	60.36878	48.295	9.543

Z4	10.15	3.5	63.46	222.11	56.225381	44.980	8.888
Z3	6.65	3.5	63.46	222.11	56.024832	44.820	8.856
Z2	3.15	3.15	68.3	215.145	56.024832	44.820	8.579
Z1	0	1.575	68.3	107.5725	56.024832	44.820	4.289
						TOTAL =	271.706

Tabla 16.- Resultados en muros de Barlovento

SOTAVENTO			cp =	-0.5			
Nivel	Z (m)	h	Ancho	Área	q z (kg/m ²)	Pz (Kg/m ²)	F (Ton)
Z24	80.15	1.75	54.26	94.955	92.324594	-46.162	-3.900
Z23	76.65	3.5	54.25	189.875	91.34052	-45.670	-7.715
Z22	73.15	3.5	63.46	222.11	90.321678	-45.161	-8.924
Z21	69.65	3.5	63.46	222.11	89.265086	-44.633	-8.819
Z20	66.15	3.5	63.46	222.11	88.167337	-44.084	-8.711
Z19	62.65	3.5	63.46	222.11	87.024516	-43.512	-8.598
Z18	59.15	3.5	63.46	222.11	85.832092	-42.916	-8.480
Z17	55.65	3.5	63.46	222.11	84.584775	-42.292	-8.357
Z16	52.15	3.5	63.46	222.11	83.276333	-41.638	-8.228
Z15	48.65	3.5	63.46	222.11	81.899348	-40.950	-8.092
Z14	45.15	3.5	63.46	222.11	80.444882	-40.222	-7.948
Z13	41.65	3.5	63.46	222.11	78.902027	-39.451	-7.795
Z12	38.15	3.5	63.46	222.11	77.257251	-38.629	-7.633
Z11	34.65	3.5	63.46	222.11	75.493461	-37.747	-7.459
Z10	31.15	3.5	63.46	222.11	73.588592	-36.794	-7.270
Z9	27.65	3.5	63.46	222.11	71.513394	-35.757	-7.065
Z8	24.15	3.5	63.46	222.11	69.227823	-34.614	-6.840
Z7	20.65	3.5	63.46	222.11	66.674747	-33.337	-6.587
Z6	17.15	3.5	63.46	222.11	63.768169	-31.884	-6.300
Z5	13.65	3.5	63.46	222.11	60.36878	-30.184	-5.964
Z4	10.15	3.5	63.46	222.11	56.225381	-28.113	-5.555
Z3	6.65	3.5	63.46	222.11	56.024832	-28.012	-5.535
Z2	3.15	3.15	68.3	215.145	56.024832	-28.012	-5.362
Z1	0	1.575	68.3	107.5725	56.024832	-28.012	-2.681
						TOTAL =	-169.816

Tabla 17.- Resultados obtenidos en muros de Sotavento

MUROS LATERALES				cp =	-0.7		
Nivel	Z (m)	h	Ancho	Área	q z (kg/m ²)	Pz (Kg/m ²)	F (Ton)
Z24	80.15	1.75	17.31	30.2925	92.324594	-64.627	-1.742
Z23	76.65	3.5	17.31	60.585	91.34052	-63.938	-3.446
Z22	73.15	3.5	22.91	80.185	90.321678	-63.225	-4.510
Z21	69.65	3.5	22.91	80.185	89.265086	-62.486	-4.457
Z20	66.15	3.5	22.91	80.185	88.167337	-61.717	-4.403

Z19	62.65	3.5	22.91	80.185	87.024516	-60.917	-4.346
Z18	59.15	3.5	22.91	80.185	85.832092	-60.082	-4.286
Z17	55.65	3.5	22.91	80.185	84.584775	-59.209	-4.224
Z16	52.15	3.5	22.91	80.185	83.276333	-58.293	-4.158
Z15	48.65	3.5	22.91	80.185	81.899348	-57.330	-4.090
Z14	45.15	3.5	22.91	80.185	80.444882	-56.311	-4.017
Z13	41.65	3.5	22.91	80.185	78.902027	-55.231	-3.940
Z12	38.15	3.5	22.91	80.185	77.257251	-54.080	-3.858
Z11	34.65	3.5	22.91	80.185	75.493461	-52.845	-3.770
Z10	31.15	3.5	22.91	80.185	73.588592	-51.512	-3.675
Z9	27.65	3.5	22.91	80.185	71.513394	-50.059	-3.571
Z8	24.15	3.5	22.91	80.185	69.227823	-48.459	-3.457
Z7	20.65	3.5	22.91	80.185	66.674747	-46.672	-3.329
Z6	17.15	3.5	22.91	80.185	63.768169	-44.638	-3.184
Z5	13.65	3.5	22.91	80.185	60.36878	-42.258	-3.014
Z4	10.15	3.5	22.91	80.185	56.225381	-39.358	-2.808
Z3	6.65	3.5	22.91	80.185	56.024832	-39.217	-2.798
Z2	3.15	3.15	22.91	72.1665	56.024832	-39.217	-2.518
Z1	0	1.575	22.91	36.08325	56.024832	-39.217	-1.259
TOTAL =							-84.858

Tabla 18.- Resultados obtenidos en muros laterales

TECHO		cp =	-0.7		
ANCHO	FONDO	Área	q z	P (Kg/m ²)	F (Ton)
54.26	17.31	939.24060	92.32459	-64.627	-54.001

Tabla 19.- Resultados obtenidos en Techo del edificio

La suma que se obtuvo por cortante en la base debido a la fuerza provocada por viento fue aproximadamente 272 toneladas, esta fuerza se comparara con la del cortante basal por sismo y en caso de resultar mayor la accion del viento se hara el diseño con las fuerzas anteriormente calculadas.

VII.2 Modelación e Idealización de los Elementos Estructurales para el Analisis del Edificio Alto de Ejemplo

Como se menciona en el capítulo VI, mediante la modelación asistida por una computadora podemos idealizar el comportamiento aproximado de una estructura acondicionada por una serie de factores y coeficientes dependientes del sitio y de su sistema estructural, por medio de la creación de elementos con este fin.

Para la modelación de los elementos estructurales como columnas y vigas, utilizaremos el comando frame; para la idealización del sistema de pisos el comando slab y muro utilizaremos el comando wall.

Las cargas accidentales debidas a sismo y viento, seran consideradas en el analisis estructural por separado y estaran actuando de manera independiente por los dos lados perpendiculares a la estructura. Las fuerzas por viento a fueron calculadas y las de sismo seran calculadas empleando secciones diferentes a las que se tienen en el proyecto original, con la ayuda del espectro de diseño que fue obtenido el Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad para el Diseño por Sismo. Según sean los resultados obtenidos por emplear ambos manuales, se decidira cual accion domina el diseño.

El modelo a emplear contara con todas las combinaciones que marca el RCDF-2004. La estructuración del edificio sera a base de columnas normales, distanciadas relativamente cerca, el sistema de piso sera de losa maciza de 8 cm de espesor, se contara con vigas principales y vigas secundarias para evitar deflexiones no permitidas para la losa en los claros de mayor area, se conservaran los muros de cortante en su posicion actual, se modificaran y crearan secciones diferentes a las del proyecto original, todo esto se realizara con la restricción de no modificar el proyecto arquitectonico que rige el diseño, unicamente se realizaran los cambios estructurales que sean necesarios para cumplir con los estado limite de servicio.

Para el analisis de cargas se emplearon los siguientes criterios:

En el diseño de la estructura se toma en cuenta los efectos de las acciones permanentes (peso propio y carga muerta), las acciones variables (carga viva con la intensidad correspondiente) y las acciones accidentales (carga de sismo). En el caso de la carga viva, se considera con intensidad máxima para la combinación con las acciones permanentes y con intensidad instantánea para la combinación con las acciones accidentales.

Estas cargas se distribuyen en los diferentes elementos estructurales de soporte de cada nivel mediante las correspondientes áreas tributarias. Las cargas a considerar por nivel se presentan a continuación:

Cargas por nivel:

Cargas Muertas	Kg/m ²
Losa Maciza de 8 cm	200
Reglamento	40
Instalaciones	50
Firme	144
Muros	120
Acabado de Pisos	90
Total de Carga Muerta por nivel Kg/m ² =	644
Carga Viva Maxima	170
Carga Viva Instantanea	90

Para los materiales de concreto a emplear se obtuvieron los siguientes valores

Concretos $f'c$ (kg/cm ²)	Modulo de Elasticidad kg/cm ² RCDF
500	300066
600	318207
700	334889
800	350416
900	365000
1000	378794

Para el acero de refuerzo solo se usaran los de resistencia de $f_y=4200$ kg/cm² y $E=2,100,000$ kg/cm²

Las combinaciones de carga a emplear en el programa para analizar las condiciones mas desfavorables son las siguientes:

CM + CVert = DEAD+LOSMAC+REGL+ACABPISO+FIRME+INSTAL+MUROS

Comb 1 = 1.4(CM + CVmax)

Comb 2 = 1.1(CVert+CVins+Sx+0.3Sy)

Comb 3 = 1.1(CVert+CVins+Sx - 0.3Sy)

Comb 4 = 1.1(CVert+CVins - Sx+0.3Sy)

Comb 5 = 1.1(CVert+CVins - Sx - 0.3Sy)

Comb 6 = 1.1(CVert+CVins+0.3Sx+Sy)

Comb 7 = 1.1(CVert+CVins + 0.3Sx - Sy)

Comb 8 = 1.1(CVert+CVins - 0.3Sx + Sy)

Comb 9 = 1.1(CVert+CVins - 0.3Sx - Sy)

ENVOLVENTE

Las geometria de los elementos estructurales con que fue modelado el proyecto en sus inicios se muestran en el Apendice A y con los que modelaremos esta estructuraempleando concretos de alta resistencia se muestran en el apendice 2, se debiera tomar en cuenta que se analizara la estructura en el programa con fines de sustraer los resultados y cargas que actuan en las secciones, y posteriormente se realizara el diseño de algunas de ellas apoyandose en los criterios de diseño de las NTC para el Diseño de Estructuras de Concreto del RCDF-2004.

VII.2.1 Analisis y Obtención de Datos para Diseño del Edificio Alto de Ejemplo utilizando el Espectro de Diseño

Se realiza la obtención de las fuerzas sismicas empleando el modelo de ejemplo con nuevas secciones, incorporando las características mecanicas del concreto de alta resistencia e incluyendo las siguientes consideraciones con el espectro de diseño que tienen que cumplir con los siguiente para su visto bueno:

- Que las comprobaciones del Programa de modelacion cumpla con la comprobacion que los pesos modales de la estructura sumen al menos el 90%
- Incluir todas las combinaciones de carga antes descritas
- Que la fuerza cortante en la base en direccion del sismo en X y Y fuera al menos igual o mayor al 80% del producto de peso del edificio mas la carga accidental por la ordenada espectral derivada del periodo en funcion de la direccion X y Y respectivamente.

Del analisis estructural hecho con el programa se obtuvieron los siguientes datos:

Con 60 modos se obtuvo mas del 90% de la suma modal del peso de la estructura

Periodo en Direccion X, $T_x = 1.60$ seg $a/Q' = 0.0526$

Periodo en Direccion Y, $T_y = 1.39$ seg $a/Q' = 0.0658$

Cortante en Direccion X, $V_x = 3134.61$ ton

Cortante en Direccion Y, $V_y = 3878.95$ ton

$a_0 = 0.067$

Se obtuvieron las siguientes reacciones en la base:

CARGA	FZ (TON)
PESO PROPIO DEL EDIFICIO	50433.01
LOSA MACIZA 08 CM	6851.45
REGLAMENTO	1370.29
INSTALACIÓN	1712.86
FIRME	4933.04
MUROS	4110.87
CARGA VIVA INSTANTÁNEA	3120.88
ACABADO DE PISOS	3083.15
SUMA TOTAL = $W_0 =$	75615.55

Tabla 20.- Datos obtenidos del analisis estructural del Edificio ejemplo

Formula para la comprobacion de que la fuerza cortante en la base es al menos igual al 80% del peso de la estructura mas la carga accidental por el factor que se

obtiene de la ordenada espectral usando como abcisa el periodo en la direccion en estudio.

$$V_x \text{ o } V_y \geq \frac{0.8aW_0}{Q'} \geq a_0W_0 \quad (\text{ec. 62})$$

Para la direccion X se tiene

$$V_x = 3134.61 \text{ ton} \geq 0.80 * 0.052 * 75615.55 \geq 0.067 * 75615.55$$

$$V_x = 3134.61 \text{ ton} < 3145.61 \text{ ton} < 5066.24 \text{ ton}$$

Se observa que el cortante basal V_x no cumple con la desigualdad, por tanto se proceda a realizar el calculo del Factor de Correccion al Espectro por Cortante Basal

$$F_x = \frac{5066.24 \text{ ton}}{3134.61 \text{ ton}} = 1.616$$

El numero obtenido anteriormente se multiplicara por la aceleracion de la gravedad 9.81 m/s^2 y asi se obtendra que el cortante Basal V_x cumpla con la desigualdad..

Para la direccion Y se tiene

$$V_x = 3878.95 \text{ ton} \geq 0.80 * 0.0658 * 75615.55 \geq 0.067 * 75615.55$$

$$V_x = 3878.95 \text{ ton} < 3980 \text{ ton} < 5066.24 \text{ ton}$$

Se observa que el cortante basal V_y no cumple con la desigualdad, por tanto se proceda a realizar el calculo del Factor de Correccion al Espectro por Cortante Basal

$$F_y = \frac{5066.24 \text{ ton}}{3878.95 \text{ ton}} = 1.306$$

Con esto se obtiene el factor de escala para correccion del espectro

En direccion X = 15.853

En direccion Y = 12.812

Se insertan estos valores en el programa y se vuelve a analizar el modelo, y de ahora en adelante se decidira cual carga accidental dominara el diseño de los elementos estructurales del edificio alto. Como resultado del analisis del edificio resulta que el cortante que actua en la base es igual a 5,070 toneladas.

Se realiza la comparacion de las fuerzas por cortante en la base del edificio provocadas por Viento y Sismo, y se obtiene de manera directa que las fuerzas del Sismo dominaran ampliamente el diseño para los elementos estructurales del edificio alto.

VII.2.2 Revisión de lo Desplazamientos y de Distorsiones en el Edificio Ejemplo

Se realiza la revisión de los desplazamientos que se obtuvieron por nivel en el edificio, provocadas por la simulacion en ambas direcciones. Y se procede a la comparacion de los desplazamientos y distorsiones que resultaron en el proyecto original y el propuesto empleando concretos de alta resistencia.

Se aplicara para correccion de los desplazamientos el factor de ductilidad $Q = 2$, para mostrar los desplazamientos reales de la estructura.

Se anexa tabla para comparar las distorsiones resultado de la diferencia entre los desplazamientos obtenidos del piso inferior N y el piso superior N+1, dividido por la altura h del entrepiso en que se encuentran.

COMPARACIÓN DE LAS DISTORSIONES					
Q = 2	PROPUESTO CON CAR		ORIGINAL		% DIFERENCIA
Nivel	DriftX	DriftY	DriftX	DriftY	
Z24	0.000834		0.001044		20.11
Z24		0.00132		0.00147	10.20
Z23	0.000982		0.001266		22.43
Z23		0.00163		0.00188	13.30
Z22	0.001182		0.001518		22.13
Z22		0.001556		0.001702	8.58
Z21	0.00136		0.00175		22.29
Z21		0.00161		0.001776	9.35
Z20	0.001512		0.001944		22.22
Z20		0.001674		0.00185	9.51
Z19	0.00164		0.0021		21.90
Z19		0.001726		0.0019	9.16
Z18	0.001746		0.002224		21.49
Z18		0.000278		0.000354	21.47
Z17	0.001832		0.002318		20.97
Z17		0.001804		0.001978	8.80
Z16	0.0019		0.002388		20.44
Z16		0.001854		0.00201	7.76
Z15	0.001954		0.002436		19.79
Z15		0.00192		0.002076	7.51
Z14	0.001968		0.00246		20.00
Z14		0.001754		0.001978	11.32
Z13	0.002002		0.00249		19.60
Z13		0.001732		0.001954	11.36

Z12	0.002038		0.002546		19.95
Z12		0.001718		0.001944	11.63
Z11	0.002072		0.002538		18.36
Z11		0.001706		0.001914	10.87
Z10	0.002102		0.002582		18.59
Z10		0.00169		0.00191	11.52
Z9	0.002128		0.002628		19.03
Z9		0.001666		0.0019	12.32
Z8	0.002144		0.00267		19.70
Z8		0.001628		0.00188	13.40
Z7	0.002152		0.002698		20.24
Z7		0.001574		0.001848	14.83
Z6	0.00218		0.002714		19.68
Z6		0.001502		0.001802	16.65
Z5	0.002054		0.002712		24.26
Z5		0.001388		0.001734	19.95
Z4	0.002006		0.002616		23.32
Z4		0.001254		0.001586	20.93
Z3	0.00184		0.002396		23.21
Z3		0.001034		0.001316	21.43
Z2	0.001746		0.002124		17.80
Z2		0.000798		0.000994	19.72
Z1	0.000704		0.000774		9.04
Z1		0.000546		0.000612	10.78
Z-1	0.00034		0.000338		0.59
Z-1		0.000068		0.000067	1.49

Tabla 21.- Datos obtenidos del programa y mutliplicados por Q=2

Se observan que las distorsiones en los entrepisos no rebasan el limite permitido de 0.006 para este tipo de estructuras, con esto se determina que los modelos no sobrepasan este limite y se pueden usar los elementos estructurales tal como se idealizaron.

Se menciona que el desplazamiento maximo que se obtuvo a en la estructura fue de 7.97 cm en el ultimo nivel y que este no representa peligro alguno para el buen comportamiento del edificio.

VII.3 Diseño de los Elementos Estructurales del Ejemplo de Aplicación

La estructura se diseñará aplicando las Normas Técnicas para diseño de Estructuras de concreto (NTCC-04) con las combinaciones indicadas anteriormente,

se calculara el acero de refuerzo requerido para resistir las fuerzas de carga axial y flexocompresion para vigas y columnas.

Se realizara el diseño de los elementos cumpliendo como mínimo con el acero de refuerzo y no se excederán en ningún caso los parámetros de acero de refuerzo máximo por la sección.

Se calculara el área de acero longitudinal de acuerdo a las solicitaciones más desfavorables para la estructura, empleando la tercia más pesada (P_u , M_{UM} , M_{Um}), la cual se ilustra a continuación.

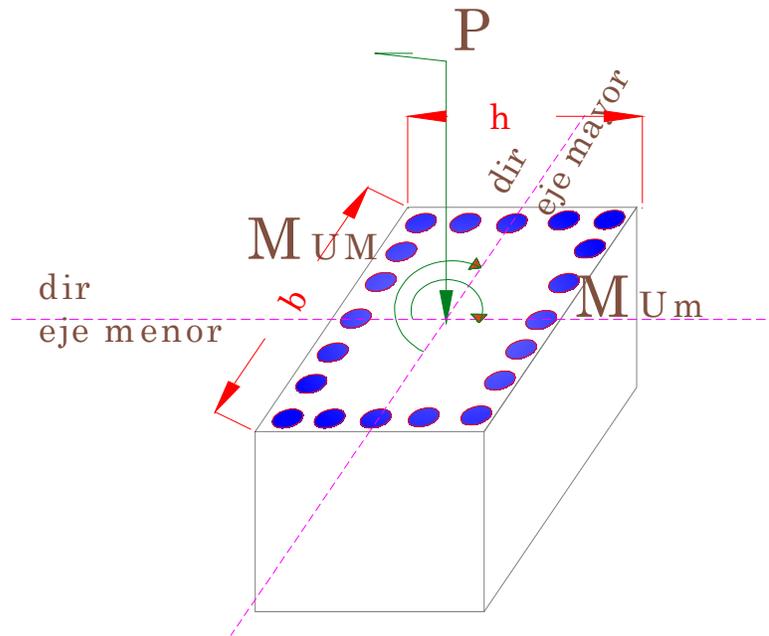


Fig. 54.- Corte Transversal de una columna sujeta a compresión y flexión axial.

Se utilizara la formula de Bresler para el cálculo de las cargas que son capaces de soportar las columnas que fueron determinadas en el programa estructural, así como también se escogerá la tercia más pesada para el diseño de cada columna.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o} \quad (\text{ec. 63})$$

Donde

P_n = Carga normal máxima que actúa a excentricidades “ e_x ” y “ e_y ”

P_x = Carga normal máxima a una excentricidad e_x contenida en un plano de simetría ($e_y=0$).

P_y = Carga normal máxima a una excentricidad e_y contenida en un plano de simetría normal al anterior ($e_x=0$)

P_o = Carga axial máxima que puede resistir el elemento ($e_x = e_y = 0$).

A) Diseño de la Columna COL-150x135 ubicada en corte transversal del eje 2 y en el nivel Z-1 por flexión biaxial, cortante y torsion de acuerdo al RCDF-2004.

La combinación de cargas más desfavorable fue la Combinación 9, con los siguientes datos:

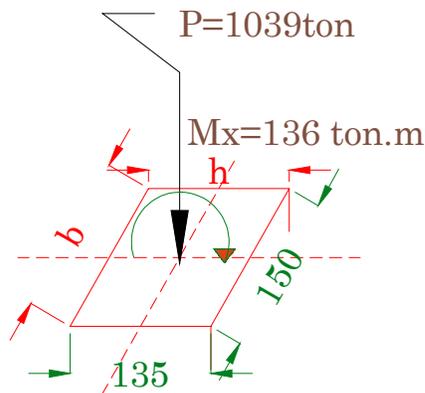
$$P_u = 1038.733 \text{ ton}$$

$$M_{y\max} = -45.34 \text{ ton.m} \quad M_{x\max} = -104.80 \text{ ton.m} \quad T_u = 17 \text{ ton.m}$$

$$V_x = 103.24 \text{ ton} \quad V_y = 29.30 \text{ ton}$$

Se tomara como inicio que el As de refuerzo longitudinal sea el 1.5% del Area Transversal Bruta, es decir $A_s = 0.015 * 150 * 135 = 303 \text{ cm}^2$

Se realizan cálculos de elementos mecánicos para hallar P_x



Calculo de la excentricidad en el eje " e_x "

$$e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{136 \text{ t.m}}{1039 \text{ t}} = 0.131 \text{ m} * 100 = 13.10 \text{ cm}$$

Calculo de la Cuantia "p" y de la "q"

$$p = \frac{A_s}{b * d} = \frac{300}{150 * 135} = 0.015$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.015 * \frac{4200}{680} = 0.093$$

$$d_x = h - \text{recubrimiento} = 135 - 12 = 123 \text{ cm}$$

$$\frac{d_x}{h} = \frac{123}{135} = 0.90$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{13.90}{135} = 0.103$$

Teniendo los valores de d_x/h , e_x/h y de q, se selecciona la grafica de iteración figura C.14 de la referencia no 14, y con los datos de columna Rectangular, acero de refuerzo uniformemente distribuido, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, y $f'_c=500 \text{ kg/cm}^2$.

Se obtendrá por medio grafico un valor de “K”, el cual lo usaremos para calcular P, con ayuda de la ecuación 64.

$$K = \frac{P}{F_R * b * h * f'c}$$

despejando a P

(ec.64)

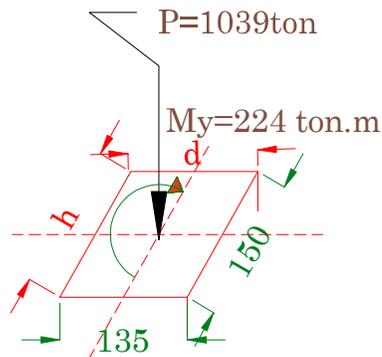
$$P = K(F_R * b * h * f'c)$$

De la grafica se obtiene que K=0.6, por lo tanto se procede a calcular la carga P_x

$$P_x = K(F_R * b * h * f'c)$$

$$P_x = 0.60 * 0.70 * 135 * 150 * 1000 = 8,505,000kg = 8,505ton$$

Calculo para P_y



Calculo de la excentricidad en el eje "e_y"

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{224t.m}{1039t} = 0.2155m * 100 = 21.55cm$$

Calculo de la Cuantia "p" y de la "q"

$$p = \frac{A_s}{b * d} = \frac{300}{150 * 135} = 0.015$$

$$q = p \frac{f_y}{f'c} = 0.015 * \frac{4200}{680} = 0.093$$

$$d_y = h - recubrimiento = 150 - 12 = 138cm$$

$$\frac{d_x}{h} = \frac{138}{150} = 0.92 \approx 0.90$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{21.55}{150} = 0.144$$

Teniendo los valores de dx/h, e_x/h y de q, se selecciona de nueva cuenta la grafica de iteración figura C.14 y se obtiene el valor de “K”, el cual usaremos para calcular P_y.

De la grafica se obtiene que $K=0.5$, por lo tanto se procede a calcular la carga P_y

$$P_y = K(F_R * b * h * f'_c)$$

$$P_y = 0.50 * 0.70 * 135 * 150 * 1000 = 7,087,500kg = 7,088ton$$

Del RCDF-2004 se obtiene la fórmula para calcular la carga axial que soporta la columna:

$$P_o = 0.85f'_c * A_g + A_s f_y$$

$$P_o = 0.85 * 800 * 150 * 135 + 300 * 4200$$

$$P_o = 15,000ton$$

Calculo de P_n

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o} \quad \text{tambien se puede expresar como} \quad P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}}$$

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{8,505} + \frac{1}{7,088} - \frac{1}{15,000}} = \frac{1}{0.0001919999}$$

$$P_n = 5,208ton$$

Se realiza comparación del valor de P_n contra el valor de P_u ,

$$P_n = 5,208 \text{ ton} \gg P_u = 1,038 \text{ ton}$$

Por tanto el diseño de la columnas pasa y la cantidad de acero esta dentro de los límites permitidos, $0.06 < p < 0.01$.

Nota importante: Es necesario mencionar que el valor obtenido de P_n , es aproximado, ya que no se encuentra aun disponibles graficas de iteración que puedan proporcionarnos los valores correctos de "K", por ello se comenta que si existiera tal grafica, el valor de "Pn", aumentaría considerablemente.

Revisión de la columna por cortante:

Se hará revisión de la columna de acuerdo a las NTCD de Estructuras de Concreto y las ecuaciones que se emplearan son las siguientes

$$V_{CR} = F_R b d (0.20 + 20p) \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p < 0.015$$

$$V_{CR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p \geq 0.015$$

sí "h" es mayor a 700 mm, se deberá obtener el producto de V_{CR} por el siguiente factor :

$$1 < 1 - 0.0004(h - 700) \leq 0.80$$

sí L/h es menor que 4, se multiplica por el siguiente factor

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0$$

al final el cortante V_{CR} no deberá ser mayor a

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c}$$

Se define que el lado $d=135$ cm y el lado $d=138$ cm, se analizara la sección para el cortante que actúa perpendicular al eje Y, de 103.24 ton.

Se sabe que $p = 0.15$ por lo tanto V_{CR} se calculará con la siguiente ecuacion.

$$V_{CR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p \geq 0.015$$

$$V_{CR} = 0.5 * 0.80 * 135 * 138 * \sqrt{800}$$

$$V_{CR} = 210,774 \text{ kg} = 210.77 \text{ ton}$$

como "h" es mayor a 700 mm, se multiplica V_{CR} por el siguiente factor :

$$1 < 1 - 0.0004(h - 700) \geq 0.80$$

$$1 < 1 - 0.0004(150 - 700) \leq 0.80$$

$$1 < 0.68 < 0.80 \quad \therefore \text{ se escoge el valor de } 0.80$$

$$V_{CR} = 0.80 * 210.77 = 168.62 \text{ ton}$$

como L/h es menor que 4, se multiplica por el siguiente factor

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0 \quad \therefore 3.5 - 2.5 \frac{136 \text{ ton.m}}{103.24 \text{ ton} * 1.35 \text{ m}} > 1.0 = 1.0$$

al final el cortante V_{CR} no debera ser mayor a

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} = 1.5 * 0.80 * 135 * 138 * \sqrt{800} = 632,325 \text{ kg} = 532.33 \text{ ton}$$

Finalmente se obtiene que el cortante que la columna puede soportar es de

$$V_{CR} = 168.62 \text{ ton} \gg V_U = 103 \text{ ton}$$

Revisión de la columna por torsión

De acuerdo al RCDF-04, se tomara en cuenta los efectos de torsión en un elemento cuando este no cumpla con la siguiente condición.

$$T_u < 0.27 F_R \sqrt{f * c} \frac{A_g^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_U}{A_g \sqrt{f * c}}}$$

Donde

T_u es el momento torsionante que actúa en el elemento estructural

P_{cp} es el perímetro del elemento estructural

N_U es la carga axial que actúa en el elemento estructural

$$T_u = 1,700 \text{ ton.cm} < 0.27 * 0.80 * \sqrt{800} * \frac{(135 * 150)^2}{2(135 + 150)} \sqrt{1 + \frac{1039}{(150 * 135)\sqrt{800}}}$$

$$1,700 \text{ ton.cm} < 6.11 * 719,407.89 * \sqrt{1 + \frac{1039}{572,756}}$$

$$1,700 \text{ ton.cm} < 4,395,582 \text{ kg.cm}$$

$$1,700 \text{ ton.cm} < 4,396 \text{ ton.cm}$$

La sección tiene una resistencia satisfactoria ante la torsión, por lo tanto no se diseñara por torsión.

La sección COL-150x135 cumple satisfactoriamente a las solicitaciones de flexocompresion biaxial, cortante y torsión.

B) Diseño de la Trabe VIGA-100x70 ubicada en corte transversal del eje B y en el nivel Z5 por flexión biaxial, cortante y torsión de acuerdo al RCDF-2004.

La viga está sometida a los siguientes elementos mecánicos a lo largo de su longitud

DISTANCIA (M)	0
M+ (Ton.m)	55
M- (Ton.m)	11
Vu (Ton)	-20
Tu (Ton.m)	3

Calculo del acero de refuerzo longitudinal A_s necesario para soportar los momentos negativos y positivos, se utilizaran las ecuaciones 8, 9 y 10 del capítulo 2 para realizar las operaciones.

$$M_U \leq M_R = F_R b d^2 f_c' q (1 - 0.5q) \quad (\text{ec. 8, cap. 2})$$

Se calcula es A_s min y A_s máx.

$$A_{S_{\min}} = 0.70 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d = 0.70 \frac{\sqrt{500}}{4200} * 70 * 94 = 24.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.75p_b = 0.75 \left[\left(\frac{f''c}{fy} \frac{6000\beta}{fy+6000} \right) b * d \right]$$

$$A_{S_{\max}} = 0.75 \left[\left(\frac{340}{4200} \frac{6000 * .80}{4200+6000} \right) * 70 * 94 \right] = 188 \text{ cm}^2$$

$$M_U \leq M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) = 5,500,000 \text{ k g.cm}$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad \text{ec(9)} \quad p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{ec(10)}$$

sustituyen do las ecuaciones 9 y 10

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) = F_R A_s f_y d \left(1 - 0.5 \frac{A_s}{bd} \frac{f_y}{f_c''} \right)$$

$$5,500,000 = 0.90 A_s * 4200 * 94 \left(1 - 0.5 \frac{A_s}{70 * 94} \frac{4200}{340} \right)$$

$$5,500,000 = 362,880 A_s - 340.63 A_s^2$$

$$A_s = 15.40 < A_s \text{ min}$$

Se toma como bueno el $A_{s \text{ min}} = \underline{24.52 \text{ cm}^2}$

Diseño por Cortante se utilizara el cortante de 20 ton.

Calculo de la cuantía de acero para escoger la ecuación con la cual diseñar

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{24.52}{94 * 70} = 0.0037$$

Se utiliza la siguiente ecuación

Como $p < 0.15$, V_{CR} se calculara con la siguiente ecuacion.

$$V_{CR} = F_R b d (0.20 + 20p) \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p < 0.015$$

$$V_{CR} = 0.80 * 70 * 94 * (0.20 + 20 * 0.0037) \sqrt{400}$$

$$V_{CR} = 28,846 \text{ kg} = 28,846 \text{ ton}$$

Como "h" es mayor a 700 mm, se multiplica V_{CR} por el siguiente factor :

$$1 < 1 - 0.0004(h - 700) \geq 0.80$$

$$1 < 1 - 0.0004(1000 - 700) \geq 0.88$$

$$1 < 0.88 > 0.80$$

$$V_{CR} = 0.88 * 28.846 = 25.385 \text{ ton}$$

Como L/h es mayor que 4, no se aplica el siguiente factor

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0$$

al final el cortante V_{CR} no debera ser mayor a

$$1.5F_R b d \sqrt{f * c} = 1.5 * 0.80 * 70 * 94 \sqrt{400} = 157,920 \text{ kg} = 157.92 \text{ ton}$$

Finalmente se obtiene que el cortante que la viga puede soportar es de

$$V_{CR} = 25,385 \text{ ton} \gg V_U = 20 \text{ ton}$$

Revisión por torsión

Se tomaran los efectos de torsión si no se cumple con la siguiente desigualdad

$$T_u < 0.27 F_R \sqrt{f * c} \frac{A_g^2}{P_{cp}}$$

$$300,000 \text{ kg.cm} < 0.27 * 0.80 * \sqrt{400} \frac{(70 * 94)^2}{2 * (70 + 94)}$$

$$300,000 \text{ kg.cm} < 570,245 \text{ kg.cm}$$

La sección VIGA-100x70 cumple satisfactoriamente a las solicitaciones de flexocompresion biaxial, cortante y torsión, se adhiere como comentario, que se uso el Asmin, esto influye mucho, ya que si hubiésemos usado un As mayor podríamos haber alcanzado una respuesta mayor, aun así nuestra sección soporta las solicitaciones antes dichas.

Se anexa el Apéndice C, el cual contiene las tablas de Áreas de Refuerzo Longitudinal que el Programa ETABS V9.60 nos proporcione con el comando de Diseño de Secciones de Concreto.

Efectos de Segundo Orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos se pueden despreciar si en algún entrepiso no se cumple

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{W} \quad (\text{ec. 65})$$

Donde

Δ es el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado

H altura del entrepiso

V fuerza cortante calculada en el entrepiso, multiplicada por el factor de carga correspondiente

W peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas.

En la tabla de análisis se obtuvo como resultado que se pueden despreciar los efectos de segundo orden.

Se anexa el Apéndice D, que contiene la tabla de cálculo para la obtención de los efectos de segundo orden de acuerdo a la NTC para Diseño por Sismo del RCDF-04, que dice lo siguiente:

VII.3.1 Comparacion entre Proyecto Original y el Ejemplo de Aplicación

Es de importancia aclarar que se obtuvieron muchas ventajas al usar el concreto con alta resistencia en la estructuracion y el diseño del ediicios alto.

Se añade tabla comparativa donde podemos ver el ahorro de material concreto entre el Proyecto Original y el Ejemplo de aplicación.

	Concreto Normal	Concreto de Alta Resistencia	Diferencia	Porcentaje
PESO TOTAL DEL EDIFICIO (TON.)	85,911	75,616	10,296	12%
PESO PROPIO DEL EDIFICIO (TON.)	55,190.89	45,251	9,940	18%

Tabla 22.- Comparación del uso de concreto en el proyecto original y el ejemplo de aplicación, considerando todas cargas muertas y el peso propio de la estructura.

Es de gran relevancia observar como el peso de la estructura disminuyo un 12% del total original, esto representa las siguientes ventajas.

- Ahorro del material principal, el concreto
- Disminución de las Fuerzas Sísmicas actuantes en el edificio
- Menor peso para diseño de la Cimentación
- Reducción de las Secciones de Diseño para el Sistema Estructural

- Posible igualdad en costos de Materiales
- Reducción en el acortamiento de columnas por nivel debidos al peso propio de la estructura conforme crece.
- Menor deformación en los elementos como vigas y columnas, y reducción en los desplazamientos y distorsiones.
- Se reducen las áreas de acero de refuerzo longitudinal y transversal de la estructura.
- Se crea una estructura monolítica al estar totalmente conectados la losa, trabes y columnas, al ser coladas en sitio.
- Mayor área libre en planta entre columnas, y mayor altura libre de entrepisos.

Se muestra una tabla con dimensiones de proyecto original y dimensiones propuestas para la estructura para ejemplo de aplicación de los concretos de alta resistencia.

Proyecto Original		Ejemplo de Aplicación	
Sección	f'c (Kg/cm2)	Sección	f'c (Kg/cm2)
COL-50X50	400	COL-50X50	400
COL-50X80	400	COL-70X45	700
COL-90X110	400	COL-100X80	800
COL.-150X190	400	COL-110X95	900
TPL-80X110	500	COL-140X120	900
TPT-80X110	500	COL-150X135	1000
TR-80X100	500	VIGA-SEC-70X35	400
TR-100X140	500	VIGA-100X60	500
TR-120X162	500	VIGA-100X70	500
MURO DE 50 CM	400	VIGAX-100X60	600
LOSA TIPO "T" 8 CM	500	VIGA-120X80	600
		VIGA-140X120	600
		MURO DE 25 CM	300
		LOS MACIZA 08 CM	350

Tabla 23.- Secciones del proyecto original y del ejemplo de aplicación

El resultado obtenido utilizando los concretos de alta resistencia es satisfactorio, se cumplieron con las disposiciones técnicas de los reglamentos y manuales utilizados en este trabajo de tesis, todo este trabajo está encaminado a aprender a diseñar estructuras que sean seguras y económicas, empleando los concretos de alta resistencia para el diseño de edificios altos tipo torre.

Tabla comparativa para revisar el ahorro de material concreto en el edificio, por tipo de sección y en comparación con el proyecto original.

Sección	f'c	W(ton)	Vol (m3)	Sección	f'c	W(ton)	Vol. (m3)
Columnas							
COL-110X95	CON800	1,035.80	431.59	COL-50X50	CON400	45.42	18.92
COL-140X120	CON900	1,397.09	582.12	COL-50X80	CON400	24.90	10.37
COL-150X135	CON1000	306.18	127.58	COL-90X110	CON400	11,270.61	4,696.09
COL-100X80	CON800	8,111.04	3,379.60	COL-150X190	CON400	2,118.94	882.89
COL-50X50	CON400	45.42	18.92				
COL-70X45	CON700	19.60	8.17				
	TOTAL =	10,915.13	4,547.97		TOTAL =	13,459.86	5,608.28
Trabes							
VIGA-100X70	CON500	10,608.83	4,420.35	TPL-80X110	CON400	4,254.66	1,772.77
VIGAX-100X60	CON600	2,952.72	1,230.30	TPT-80X110	CON400	5,981.09	2,492.12
VIGA-SEC-70X35	CON400	4,062.86	1,692.86	TR-80X100	CON400	13,097.61	5,457.34
VIGA-100X60	CON500	4,171.42	1,738.09	TR-120X162	CON400	1,589.69	662.37
VIGA-140X120	CON600	1,320.64	550.27	TR-100X140	CON400	1,841.50	767.29
VIGA-120X80	CON600	1,346.32	560.97				
	TOTAL =	24,462.79	10,192.83		TOTAL =	26,764.54	11,151.89
Muro y Losa							
MURO25CM	CON300	3,288.63	1,370.26	MURO50CM	CON400	8,380.88	3,492.03
LOSA08CM	CON300	6,584.51	2,743.55	TEEQ8CM	CON300	6,585.61	2,744.00
	TOTAL =	9,873.15	4,113.81		TOTAL =	14,966.49	6,236.04
GRAN TOTAL =		45,251.07	18,854.61	GRAN TOTAL =		55,190.89	22,996.20
Diferencia de Pesos Y Volúmenes de Concreto							
PROYECTOS		PESO (ton)	Diferencia	%	VOLUMEN	Diferencia	%
Concreto Normal		55,190.89	9,939.82	18	22,996.20	4,141.59	18
Concreto de Alta Resistencia		45,251.07			18,854.61		

Tabla 24.- Comparaciones de Pesos y Volumen de Material Concreto colocado en Proyecto Original vs Pesos y Volúmenes de Material del Ejemplo de Aplicación

De la tabla anterior se obtuvo como resultado que el haber empleado Concreto de Alta Resistencia en el Proyecto, hubiera reducido en 4,141.69 m³ el volumen de Concreto Normal empleado en el proyecto real, lo que significaría un 18 % del Total empleado realmente en el edificio.