
3. Diseño del edificio en concreto reforzado

3. Diseño del edificio en Concreto Reforzado.

3.1 Modelo de Análisis.

Hoy en día existen muchas herramientas para realizar un análisis estructural, que permiten de una manera más sencilla conocer la respuesta de la estructura ante acciones externas a las cuales puede estar sometida y generar de manera automática muchas de las propiedades geométricas y mecánicas, obteniendo así su diseño, sin que esto sea una tarea laboriosa y lleve mucho tiempo su realización. Una de esas herramientas son los programas de cómputo; dichos programas nos permiten realizar modelos en tercera dimensión; que ingresando las características de la estructura, tales como geometría, dimensiones, materiales, nos permite obtener a través de sus procesos iterativos con los que trabaja el problema, de manera más rápida las fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales debido a las cargas externas que se consideraron para su análisis.

En la actualidad están disponibles sistemas de cómputo que permiten generar una gran variedad de modelos estructurales y analizar su respuesta ante una gran variedad de condiciones de carga. Estos sistemas permiten visualizar en forma gráfica los modelos y generar de manera automática muchas de las propiedades geométricas y mecánicas requeridas para el análisis. También cuentan con postprocesadores de resultados que generan representaciones gráficas de las configuraciones de deformaciones y de esfuerzos, o aun de las formas de vibrar de las estructuras sujetas a efectos dinámicos.

La herramienta que se utilizará para realizar el análisis estructural del edificio, como ya se había mencionado, es el programa ETABS. El ambiente de trabajo de este programa es gráfico, lo que permite realizar de una manera sencilla un modelo más apegado a las características reales de la estructura.

A continuación se detalla la forma cómo se fueron introduciendo los datos al programa para construir el modelo.

1. Como primer paso, se deben elegir las unidades con las que se ingresarán los datos. Por sencillez y familiaridad con el sistema métrico este fue el que se eligió para proporcionar los datos al programa. Dimensiones en metros (m), cargas en toneladas (ton).
2. Se define una malla, con los ejes que ya se habían definido en la estructuración, como se indicó en el primer capítulo, respetando la separación entre ejes. Los ejes de hecho se pueden nombrar de acuerdo al proyecto arquitectónico, eso facilita mucho la ubicación de los elementos estructurales, que prácticamente es la misma que en planos.
3. Se definen los materiales con los que se diseñará la estructura. Las características del concreto reforzado son las siguientes:

Masa	0.24 ton/m ²
Peso volumétrico	2.4 ton/m ³
Modulo de Elasticidad	14000 $\sqrt{f'c}$ (se transforma a ton/m ²)
Relación de Poisson	0.2
Resistencia del concreto ⁽¹⁾	f'c=2500 ton/m ² , f'c=3000 ton/m ² , f'c=3500 ton/m ²
Esfuerzo de fluencia del acero	fy = 42000 ton/m ²

4. Se ingresan las dimensiones de las secciones preliminares, de columnas, trabes y contratrabes.

Columnas	Sección rectangular con las distintas dimensiones: 0.55x0.55, 0.65x0.65, 0.70x0.70 dimensiones en metros.
Trabes	Sección rectangular, de distintas dimensiones: 0.45x1.00, 0.45x0.70, 0.30x0.60, las dimensiones están en metros.
Contratrabes	Sección rectangular, con las siguientes dimensiones: 0.40x1.00, dimensiones en metros.

5. Se define el espesor de la losa a usar, que es de 10 cm. Para el caso de la losa, su diseño se hizo según los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, previo al modelo. Más adelante se presenta el diseño de la losa.

El diseño de la losa no se realizara en el modelo, el objetivo de estos elementos es aplicar la carga uniformemente repartida sobre esta, para que a su vez pueda ser transmitida a los distintos elementos estructurales.

6. Se definen los tipos de cargas estáticas:

PP	Peso Propio
CM	Carga Muerta
CV	Carga Viva
CVR	Carga Viva Reducida (para cargas accidentales, sismo, según el RCDF)
FACH	Cargas de Fachada

(1) Se emplearon tres resistencia diferentes para el concreto, ya que los elementos columna que están en los niveles inferiores demandaban ya sea mayor resistencia o mayor dimensión. Se opto por una resistencia más alta, en los niveles superiores la resistencia se pudo ir disminuyendo debido a que los esfuerzos eran menores.

7. Se define el espectro de diseño. En este caso se realizara el análisis dinámico modal, el programa permite realizar este tipo de análisis, solo definiendo el espectro de diseño según la zona en la que está ubicado el edificio.

En el capítulo 2, se mostró la gráfica del espectro de diseño. En el programa éste se ingresa como un archivo de texto; el programa al leer los datos puede desplegar la gráfica.

Ya definido el espectro, se deben definir también, los casos de respuesta. Se define la acción del sismo en dirección de X, definida como la carga SPECX; y se define otra condición de carga que sea en dirección de Y, SPECY. Estas cargas tomarán los valores del espectro de diseño para simular el efecto del sismo sobre la estructura.

Los valores de las ordenadas al origen del espectro se multiplican por el valor de la gravedad, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, para obtener las fuerzas que actúan sobre cada uno de los elementos, ésta se debe multiplicar por el valor de la aceleración gravitacional ya que los valores de “a” que son las ordenadas, están como una fracción de la aceleración de la gravedad.

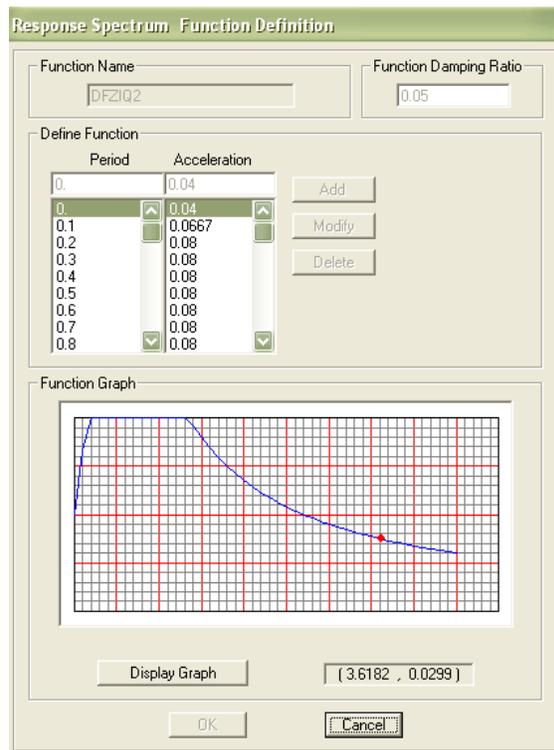


Figura. Espectro de diseño, definido en el modelo de ETABS

-
8. Se definen las combinaciones de carga. Estas se definen a partir de lo que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Se presenta una tabla para mostrar los factores que se tomaron para las combinaciones que van a servir para revisar estados límite de servicio y estados límite de falla, así como el diseño de cada uno de los elementos estructurales.

Estados límite de servicio. Según el RCDF se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

Estado límite de falla. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cuales quiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurra daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

9. De acuerdo a la estructuración que se planteo en el capítulo 2, se dibujan barras, por elevación, que simularán las columnas. Para cada planta o entepiso se unen los nodos de las columnas con barras, que simularan las trabes, así se forman los marcos.

Como anteriormente ya se definieron las secciones de columnas y trabes, al dibujar los elementos se puede hacer con la sección que se considerará para el diseño; o se pueden dibujar todos los elementos barra con una sección cualquiera y después asignar secciones.

10. Ya dibujados todos los marcos de la estructura, en planta se pueden dibujar las trabes secundarias, que son las que dividirán los tableros grandes en tableros más pequeños. Seguido de esto se pueden dibujar los elementos losa.

11. Cuando ya se tiene dibujada toda la geometría del edificio, asignadas las secciones que a su vez ya tienen asignadas las propiedades de los materiales, se procede a aplicar las cargas que se definieron anteriormente correspondientes a cada zona y nivel del edificio.

Para el caso de las cargas, ya sea de azotea, departamento, terraza o estacionamiento, a la carga total se está restando el peso de la losa, ya que este es un elemento que se está modelando y el programa automáticamente incluirá en el análisis el peso propio de cada uno de estos elementos, así como el de las columnas y trabes. Por ejemplo, para las cargas de azotea resulta lo siguiente:

Cargas en Azotea

Losa maciza 10 cm	240	kg/m ²
Entortado	80	kg/m ²
Impermeabilizante	15	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	380	kg/m²

Se tiene como carga total el valor de 380 kg/m², considerando también el peso de la losa, pero como en el modelo la losa esta modelada, de ese valor de carga total se resta el peso de la losa, 240 kg/m², por lo que la carga real aplicada resulta ser de 140 kg/m².

12. Se asigna el tipo de apoyo, para poder obtener las descargas que servirán para diseñar la cimentación.

Generado el modelo, con todas las características de la estructura en cuanto a propiedades de los materiales, dimensiones de los elementos y cargas aplicadas, se ejecuta la corrida del programa, para obtener los elementos mecánicos de cada barra que conforman el modelo y así obtener el diseño de dichos elementos. Como el programa cuenta con un postprocesador para diseño, solo se indica el reglamento de diseño (para este caso se selecciono el Reglamento de Diseño del Distrito Federal) y el programa es capaz de realizar el diseño de los elementos barra.

El diseño de todas las columnas y trabes se realizó con el post procesador del programa, se trato de obtener las dimensiones y armados más óptimos para la estructura. Se presenta más adelante resultados de diseño de algunos elementos y se elegirá un elemento columna y un elemento trabe, para mostrar su diseño de acuerdo al RCDF a manera de comparación con el diseño que presenta el post procesador del programa.

3.2 Respuesta Global

Resulta muy sencillo y de gran ventaja, el usar un programa de computo para realizar tanto el análisis estructural como el diseño de cada uno de los elementos. Sin embargo, siempre es necesario verificar los resultados que nos arrojan los programas de análisis, con la finalidad de comprobar que los datos que estamos obteniendo están dentro de los valores que marca el reglamento para tener una estructura que durante todo su tiempo de vida útil no represente un riesgo para quienes la usen.

En respuesta global, se revisan de manera general los resultados que arroja el programa, comparándolos con valores teóricos o valores que indica el reglamento para garantizar que dichos resultados permitirán obtener un diseño adecuado de cada uno de los elementos estructurales.

Se enlistan los resultados que se revisaran:

- i. Periodos de la estructura
- ii. Desplazamientos de la estructura
- iii. Porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico
- iv. Cortante en la base
- v. Balance de cargas

i. Periodos de la estructura

Los periodos de la estructura que se obtienen están relacionados con sus desplazamientos. Los valores de los periodos de la estructura obtenidos del programa de análisis son los siguientes:

Para dirección en x: $T_x = 1.661104$ s

Para dirección en y: $T_y = 1.646953$ s

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE PERIOD FREQUENCY FREQUENCY EIGENVALUE
(TIME) (CYC/TIME) (RAD/TIME) (RAD/TIME)**2

1	1.661104	0.602009	3.782535	14.307573
2	1.646953	0.607182	3.815035	14.554494
3	1.135403	0.880745	5.533882	30.623853
4	0.628142	1.591996	10.002807	100.056140
5	0.602665	1.659297	10.425669	108.694572
6	0.462187	2.163628	13.594477	184.809811
7	0.381093	2.624033	16.487283	271.830513
8	0.364778	2.741396	17.224698	296.690236
9	0.268374	3.726147	23.412072	548.125115
10	0.247329	4.043203	25.404193	645.373014
11	0.233115	4.289730	26.953171	726.473414
12	0.174361	5.735233	36.035532	1298.560
13	0.165289	6.050002	38.013286	1445.010
14	0.110388	9.058954	56.919085	3239.782
15	0.101312	9.870534	62.018393	3846.281

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFConcr-rA.OUT

Page

18

Periodos del edificio según análisis dinámico en el ETABS

Considerando estos valores y la gráfica del espectro de diseño, se puede observar que se trata de una estructura un tanto flexible, se deben revisar los desplazamientos para corroborar que cumple con los permisibles.

ii. Desplazamientos

Los desplazamientos que se revisan son los que resultan del análisis de las fuerzas sísmicas calculadas con el análisis dinámico.

Para obtener los desplazamientos de la estructura se generaron dos combinaciones: una para obtener los correspondientes a la dirección X y otra para obtener los desplazamientos en la dirección Y.

$$\text{Desplazamientos en X: } 2(\text{SPECX}) + 0.30 \times 2(\text{SPECY})$$

$$\text{Desplazamientos en Y: } 2(\text{SPECY}) + 0.30 \times 2(\text{SPECX})$$

Donde:

SPECX	Fuerza sísmica en dirección X
SPECY	Fuerza sísmica en dirección Y
2	Es el valor que corresponde a Q
0.30	Representa el 30% de participación para esa fuerza.

Según el RCDF, en sus NTC para diseño por sismo, en la sección 1.8 se establece que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Se muestra los desplazamientos de todos los entresijos (valores de columnas DISP-X y DISP-Y) y la diferencia de desplazamientos entre cada nivel en los nodos de las esquinas para la dirección en X y la dirección en Y (valores de columnas DRIFT-X y DRIFT-Y), verificando que no exceden el límite antes mencionado.

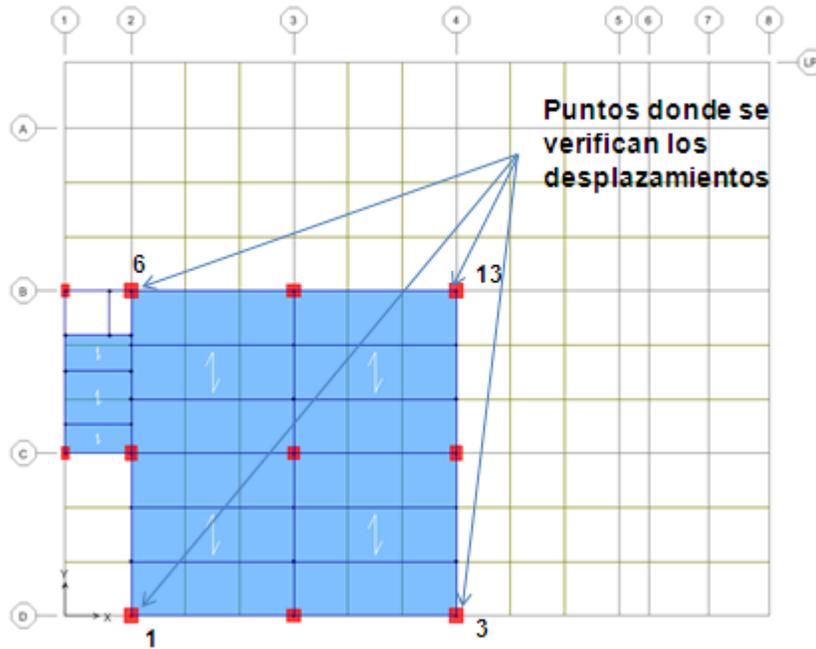


Figura. Nodos donde se verifican los desplazamientos.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.143196	0.045003	0.001331	0.000570
N12	0.138739	0.043493	0.001940	0.000704
N11	0.132337	0.041397	0.002428	0.000818
N10	0.124343	0.038948	0.002862	0.000912
N09	0.114866	0.036208	0.003159	0.000966
N08	0.104312	0.033277	0.003233	0.000966
N07	0.093395	0.030307	0.003445	0.000989
N06	0.081664	0.027188	0.003630	0.000996
N05	0.069227	0.023952	0.003749	0.000989
N04	0.056379	0.020654	0.003573	0.000989
N03	0.044223	0.017278	0.002884	0.000989
N02	0.034180	0.013850	0.002621	0.000955
N01	0.024896	0.010490	0.002559	0.001057
E1	0.015716	0.006702	0.002532	0.001073
E2	0.006614	0.002853	0.001837	0.000793

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.060272	0.119545	0.000616	0.001392
N12	0.058421	0.114799	0.000961	0.001740
N11	0.055592	0.108796	0.001207	0.002005
N10	0.052048	0.101894	0.001423	0.002240
N09	0.047829	0.094186	0.001553	0.002408
N08	0.043173	0.085885	0.001552	0.002468
N07	0.038450	0.077344	0.001633	0.002568
N06	0.033432	0.068412	0.001719	0.002615
N05	0.028150	0.059260	0.001811	0.002625
N04	0.022750	0.050024	0.001754	0.002650
N03	0.017959	0.040651	0.001211	0.002651
N02	0.014285	0.031234	0.001059	0.002461
N01	0.010730	0.022457	0.001061	0.002280
E1	0.006936	0.014276	0.001105	0.002221
E2	0.002968	0.006291	0.000824	0.001748

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.143180	0.055425	0.001325	0.000592
N12	0.138751	0.053604	0.001952	0.000851
N11	0.132310	0.051035	0.002420	0.000998
N10	0.124342	0.047989	0.002863	0.001170
N09	0.114863	0.044368	0.003159	0.001282
N08	0.104310	0.040359	0.003232	0.001297
N07	0.093395	0.036238	0.003446	0.001364
N06	0.081660	0.031835	0.003626	0.001425
N05	0.069236	0.027177	0.003772	0.001474
N04	0.056307	0.022321	0.003639	0.001504
N03	0.043987	0.017332	0.002790	0.001182
N02	0.034212	0.013318	0.002673	0.001053
N01	0.024743	0.009656	0.002539	0.000961
E1	0.015636	0.006227	0.002462	0.000961
E2	0.006784	0.002775	0.001884	0.000771

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.060217	0.150160	0.000607	0.001528
N12	0.058419	0.144968	0.000970	0.002170
N11	0.055556	0.137749	0.001200	0.002558
N10	0.052037	0.129274	0.001423	0.003012
N09	0.047816	0.119276	0.001551	0.003324
N08	0.043164	0.108172	0.001550	0.003403
N07	0.038450	0.096689	0.001632	0.003603
N06	0.033432	0.084429	0.001717	0.003766
N05	0.028154	0.071528	0.001823	0.003900
N04	0.022713	0.058108	0.001840	0.004050
N03	0.017835	0.044119	0.001121	0.003249
N02	0.014278	0.032784	0.001083	0.002799
N01	0.010643	0.022912	0.001050	0.002349
E1	0.006888	0.014520	0.001071	0.002253
E2	0.003046	0.006423	0.000846	0.001784

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 6				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.128144	0.045078	0.001374	0.000588
N12	0.123526	0.043499	0.001872	0.000705
N11	0.117310	0.041405	0.002278	0.000822
N10	0.109765	0.038943	0.002641	0.000913
N09	0.100966	0.036199	0.002897	0.000966
N08	0.091220	0.033267	0.002959	0.000971
N07	0.081152	0.030274	0.003135	0.000990
N06	0.070382	0.027145	0.003278	0.000998
N05	0.059038	0.023897	0.003365	0.000991
N04	0.047346	0.020585	0.003222	0.000994
N03	0.036165	0.017181	0.002657	0.000985
N02	0.026847	0.013765	0.002401	0.000960
N01	0.018373	0.010392	0.001866	0.001068
E1	0.011709	0.006567	0.001795	0.001059
E2	0.005262	0.002768	0.001462	0.000769

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 6

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 6				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.053444	0.119643	0.000571	0.001434
N12	0.051775	0.114747	0.000828	0.001744
N11	0.049353	0.108730	0.001019	0.002014
N10	0.046326	0.101797	0.001194	0.002242
N09	0.042673	0.094083	0.001312	0.002411
N08	0.038557	0.085771	0.001324	0.002479
N07	0.034303	0.077187	0.001407	0.002571
N06	0.029690	0.068239	0.001489	0.002622
N05	0.024742	0.059061	0.001571	0.002629
N04	0.019513	0.049807	0.001558	0.002657
N03	0.014465	0.040405	0.001133	0.002645
N02	0.010688	0.031009	0.000986	0.002474
N01	0.007329	0.022188	0.000727	0.002267
E1	0.004754	0.014055	0.000720	0.002206
E2	0.002179	0.006124	0.000605	0.001701

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 6

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.128071	0.055458	0.001344	0.000592
N12	0.123564	0.053617	0.001884	0.000850
N11	0.117306	0.051058	0.002271	0.000999
N10	0.109783	0.048005	0.002643	0.001170
N09	0.100975	0.044386	0.002897	0.001282
N08	0.091228	0.040376	0.002957	0.001298
N07	0.081166	0.036250	0.003135	0.001365
N06	0.070396	0.031843	0.003275	0.001425
N05	0.059064	0.027185	0.003391	0.001473
N04	0.047279	0.022335	0.003280	0.001510
N03	0.035933	0.017320	0.002587	0.001182
N02	0.026833	0.013309	0.002419	0.001057
N01	0.018297	0.009638	0.001830	0.000954
E1	0.011761	0.006235	0.001797	0.000965
E2	0.005306	0.002770	0.001474	0.000769

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 13

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.053385	0.150170	0.000557	0.001527
N12	0.051777	0.144976	0.000836	0.002169
N11	0.049321	0.137763	0.001013	0.002558
N10	0.046318	0.129286	0.001194	0.003011
N09	0.042668	0.119291	0.001311	0.003324
N08	0.038558	0.108187	0.001322	0.003403
N07	0.034311	0.096705	0.001406	0.003604
N06	0.029702	0.084444	0.001487	0.003766
N05	0.024762	0.071546	0.001587	0.003900
N04	0.019478	0.058125	0.001649	0.004052
N03	0.014228	0.044130	0.001044	0.003256
N02	0.010676	0.032768	0.000990	0.002816
N01	0.007302	0.022838	0.000711	0.002316
E1	0.004781	0.014561	0.000721	0.002262
E2	0.002199	0.006431	0.000611	0.001786

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 13

Según las tablas que muestran las diferencias de desplazamientos entre los entrepisos para 4 nodos, no existe ningún valor que rebase el límite de 0.012. Se compara con este valor ya que la estructura no tiene elementos que no soporten deformaciones, en este caso muros.

iii. Porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico

Para realizar el análisis dinámico las masas se toman de las cargas gravitacionales que se aplicaron, en este caso es de la carga muerta, incluyendo la carga de fachada y la carga viva reducida. El reglamento indica que para revisar una condición de carga accidental la carga viva que se emplea es la reducida.

Para que el análisis dinámico sea válido el porcentaje de participación de todas las masas debe rebasar el 90 %, esto es con la finalidad de estar seguros de que el programa está considerando si no todas, la gran parte de las cargas aplicadas.

En el siguiente listado se muestra el porcentaje de participación de masas para cada uno de los modos. Los valores fueron calculados por el programa.

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.661104	51.6752	8.8882	0.0000	51.6752	8.8882	0.0000
2	1.646953	8.9803	52.8992	0.0000	60.6556	61.7874	0.0000
3	1.135403	0.3164	0.4617	0.0002	60.9720	62.2490	0.0002
4	0.628142	3.4707	17.4968	0.0008	64.4427	79.7459	0.0010
5	0.602665	17.4279	4.6248	0.0049	81.8706	84.3707	0.0059
6	0.462187	1.4692	0.0689	0.0005	83.3398	84.4396	0.0064
7	0.381093	0.5513	5.8616	0.0001	83.8911	90.3012	0.0064
8	0.364778	7.5966	0.2599	0.0022	91.4877	90.5611	0.0086
9	0.268374	1.0354	1.7049	0.0015	92.5231	92.2660	0.0102
10	0.247329	0.8104	2.1441	0.0109	93.3335	94.4101	0.0210
11	0.233115	1.3680	0.4127	0.0593	94.7015	94.8228	0.0804
12	0.174361	2.0907	0.4939	0.0199	96.7922	95.3168	0.1003
13	0.165289	0.3621	2.2040	0.0026	97.1544	97.5208	0.1029
14	0.110388	2.5998	0.1200	0.0000	99.7542	97.6408	0.1029
15	0.101312	0.0716	2.1298	0.0036	99.8258	99.7705	0.1065

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFConcr-rA.OUT

Page
20

Según los valores de la tabla, en el modo 8 ya se tiene el porcentaje de masas arriba del 90 %, lo que nos indica que efectivamente el programa si está considerando adecuadamente la participación de cada una de las cargas.

iv. Cortante en la base

El RCDF en sus NTC para diseño por sismo especifica que cuando se realice un análisis dinámico la fuerza cortante basal V_o , en la dirección que se considere, no debe ser menor que

$$0.8a \frac{W_o}{Q'}$$

Donde:

- a ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.
- W_o Peso de la construcción en la base de la estructura, incluyendo carga muerta y carga viva.
- Q' factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural.

De no cumplir con dicho límite se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una porción tal que V_o iguale a este valor.

Para calcular el cortante en la base se calcula primero el peso en la base, en la siguiente tabla se muestran los peso por nivel para obtener el peso total.

Pesos por nivel del edificio									
Nivel	Elev. (m)	h (m)	Area (m ²)	CM (kg/m ²)	Col, Losa, Trab. (Kg/m ²)	Fach (Kg/m ²)	CVR (kg/m ²)	CTOT (kg/m ²)	Wtot (ton)
Azotea	54.00	3.60	281.82	140	809.59	67.99	70	1,087.58	306.50
N12	50.40	3.60	277.88	237	867.03	93.58	90	1,287.61	357.80
N11	46.80	3.60	273.12	217.8	865.32	87.41	128.4	1,298.93	354.76
N10	43.20	3.60	273.12	237	865.32	135.68	90	1,328.00	362.70
N09	39.60	3.60	273.12	237	871.83	135.68	90	1,334.51	364.48
N08	36.00	3.60	273.12	237	913.18	135.68	90	1,375.85	375.77
N07	32.40	3.60	273.12	237	913.18	135.68	90	1,375.85	375.77
N06	28.80	3.60	273.12	237	926.48	189.39	90	1,442.87	394.07
N05	25.20	3.60	273.12	237	929.89	189.39	90	1,446.29	395.00
N04	21.60	3.60	273.12	237	937.93	147.16	90	1,412.09	385.66
N03	18.00	3.60	404.34	221.48	851.10	135.75	121.04	1,329.37	537.51
N02	14.40	3.60	404.34	218.6	851.10	86.00	126.8	1,282.50	518.56
N01	10.80	3.60	734.82	197.16	777.97	46.74	169.68	1,191.54	875.56
E01	7.20	3.60	734.82	123.33	773.93	16.00	113.73	1,026.99	754.65
E02	3.60	3.60	734.82	123.33	777.47	20.26	113.73	1,034.80	760.38
Base	-		5,757.75						7,119.18

Tabla. Pesos del edificio por nivel.

Se tiene que el peso total en la base, considerando peso propio, carga muerta (se considera la carga de fachadas como carga muerta) y la carga viva reducida es:

$$W_o = 7119.19 \text{ ton}$$

Para calcular el cortante basal en dirección X, se tiene:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{si } T < T_a$$

$$T_x = 1.66 \text{ s} \quad (\text{este valor se obtuvo del modelo de análisis})$$

$$\text{Como } T = 1.66 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s} \quad Q' = 2^{(1)}$$

(1) Para el análisis dinámico se considero un $Q = 2$

Para calcular el valor de a se tiene que:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc \quad \text{si } T > T_b$$

donde: $q = (T_b/T)^r$

$$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.66 \text{ s}$$

$$r = 1$$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.66}\right) = 0.813$$

$$c = 0.16$$

$$a = 0.813 * 0.16 = 0.1301$$

Por lo tanto $V_o = 0.8 * 0.1301 * \frac{7119.19}{2} = 370.48 \text{ ton}$

De acuerdo al análisis dinámico que realizó el programa, se tiene que el cortante en la base para la dirección X es:

$$\text{SPECXx} = 369.192 \text{ ton}$$

$$\text{SPECXy} = 36.456 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante es:

$$F_{ox} = \sqrt{369.192^2 + 36.456^2} = 370.988 \text{ ton}$$

Se calcula una resultante ya que en la combinación se toma la acción total del sismo en X mas el 30 % del sismo en Y.

Se puede ver que el resultado obtenido es casi el mismo valor, por lo que se considera que se toma por bueno el análisis dinámico para la dirección en X.

Para calcular el cortante basal en dirección Y, se tiene:

$$T_x = 1.65 \text{ s} \quad (\text{este valor se obtuvo del modelo de análisis})$$

$$\text{Como } T = 1.66 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s} \quad Q' = 2$$

$$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.65 \text{ s}$$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.65}\right) = 0.812$$

$$a = 0.812 * 0.16 = 0.1299$$

Por lo tanto
$$V_o = 0.8 * 0.1299 * \frac{7119.19}{2} = 369.91 \text{ ton}$$

De acuerdo al análisis dinámico que realizó el programa, se tiene que el cortante en la base para la dirección Y es:

$$\text{SPECYx} = 35.660 \text{ ton} \qquad \text{SPECYy} = 369.227 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante en dirección X es:

$$F_{oy} = \sqrt{35.660^2 + 369.227^2} = 370.945 \text{ ton}$$

Se puede ver que el resultado obtenido es casi el mismo valor, por lo que se considera que se toma por bueno el análisis dinámico para la dirección en Y.

v. Balance de cargas

El balance de cargas se refiere a verificar que el programa está considerando las cargas que fueron aplicadas.

En la tabla que se muestra a continuación se calcularon los pesos de las cargas aplicadas: carga muerta (CM), carga viva (CV), carga viva reducida (CVR) y carga de fachada (FACH), en toneladas para poder comparar con la descarga que calculó el programa y verificar que no se están duplicando cargas.

Cargas totales aplicada					
Nivel	Elev. (m)	CM (Ton)	Fach (Ton)	CV (Ton)	CVR (Ton)
Azotea	54.00	51.96	13.26	41.08	23.53
N12	50.40	78.36	20.10	60.14	28.81
N11	46.80	71.98	17.97	59.33	38.87
N10	43.20	77.23	31.16	59.33	28.38
N09	39.60	77.23	31.16	59.33	28.38
N08	36.00	77.23	31.16	59.33	28.38
N07	32.40	77.23	31.16	59.33	28.38
N06	28.80	77.23	45.83	59.33	28.38
N05	25.20	77.23	45.83	59.33	28.38
N04	21.60	77.23	34.29	59.33	28.38
N03	18.00	102.05	48.99	81.64	52.74
N02	14.40	100.89	28.87	81.64	55.07
N01	10.80	157.38	28.44	137.82	128.48
E01	7.20	103.13	5.86	196.60	87.37
E02	3.60	103.13	8.99	196.60	87.37
Base	-	1,309.46	423.06	1,270.16	700.90

Tabla. Cargas aplicadas

LOADPP -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	-1.83E-15	-5257.565	-53183.309	69546.564	-4.24E-15
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-8.22E-11	6.27E-11	5257.565	53183.309	-69546.564	1.37E-09
TOTAL	-8.22E-11	6.27E-11	-9.09E-12	-2.07E-09	-4.67E-09	1.37E-09
LOADCM -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	205.743600	277.898400	-6566.872	-64743.175	86429.988	4120.387
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-205.743600	-277.898400	6566.872	64743.175	-86429.988	-4120.387
TOTAL	-1.67E-09	1.40E-10	-2.46E-11	-3.70E-09	-8.31E-08	2.41E-08
LOADCV -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-1.17E-31	1.65E-16	-1270.560	-13142.575	17872.425	1.84E-15
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-3.40E-10	1.49E-11	1270.560	13142.575	-17872.425	4.75E-09
TOTAL	-3.40E-10	1.49E-11	-5.23E-12	-5.04E-10	-1.31E-08	4.75E-09
LOADCVR -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-4.01E-32	1.52E-17	-700.472191	-7185.102	9768.313	8.36E-16
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-6.15E-11	8.14E-12	700.472191	7185.102	-9768.313	8.80E-10
TOTAL	-6.15E-11	8.14E-12	-7.96E-13	-2.67E-10	-2.42E-09	8.80E-10
LOADFACH -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-423.186304	-3500.621	4981.806	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	2.18E-11	-6.17E-13	423.186304	3500.621	-4981.806	-3.04E-10
TOTAL	2.18E-11	-6.17E-13	-2.84E-13	3.32E-11	5.30E-10	-3.04E-10

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFConcr-rA.OUT

Page

22

Tabla. Descargas obtenidas por el programa.

Se puede apreciar que en ambas tablas los valores de las descargas son prácticamente iguales, lo que muestra que en ningún momento el programa esta duplicando o restando carga.

3.3 Diseño de Elementos Estructurales.

Como se ha mencionado anteriormente, el usar un programa de computó para realizar el análisis estructural resulta muy práctico, ya que facilita mucho el trabajo y reduce el tiempo de ejecución; pero también es muy cierto que se deben verificar los resultados que nos arroja el programa para saber si en realidad está

funcionando, si los valores devueltos por el programa están dentro de los valores esperados.

Para llegar al diseño de los elementos estructurales, el modelo se estuvo ajustando, esto implicó realizar varias corridas, donde se iban ajustando las dimensiones o características de los materiales de manera que cada uno de los elementos soportara las fuerzas a las que estaba siendo sometido.

El diseño de todos elementos estructurales: vigas principales, vigas secundarias y columnas se realizó con el post procesador del programa. Se presentan en seguida imágenes del modelo donde se muestra la relación demanda capacidad de los ejes principales, para las columnas y para las trabes se muestran los porcentajes de refuerzo; esto es con la finalidad de poder ver que todos los elementos ya tienen la sección adecuada para soportar todas las cargas a las que estará sometida.

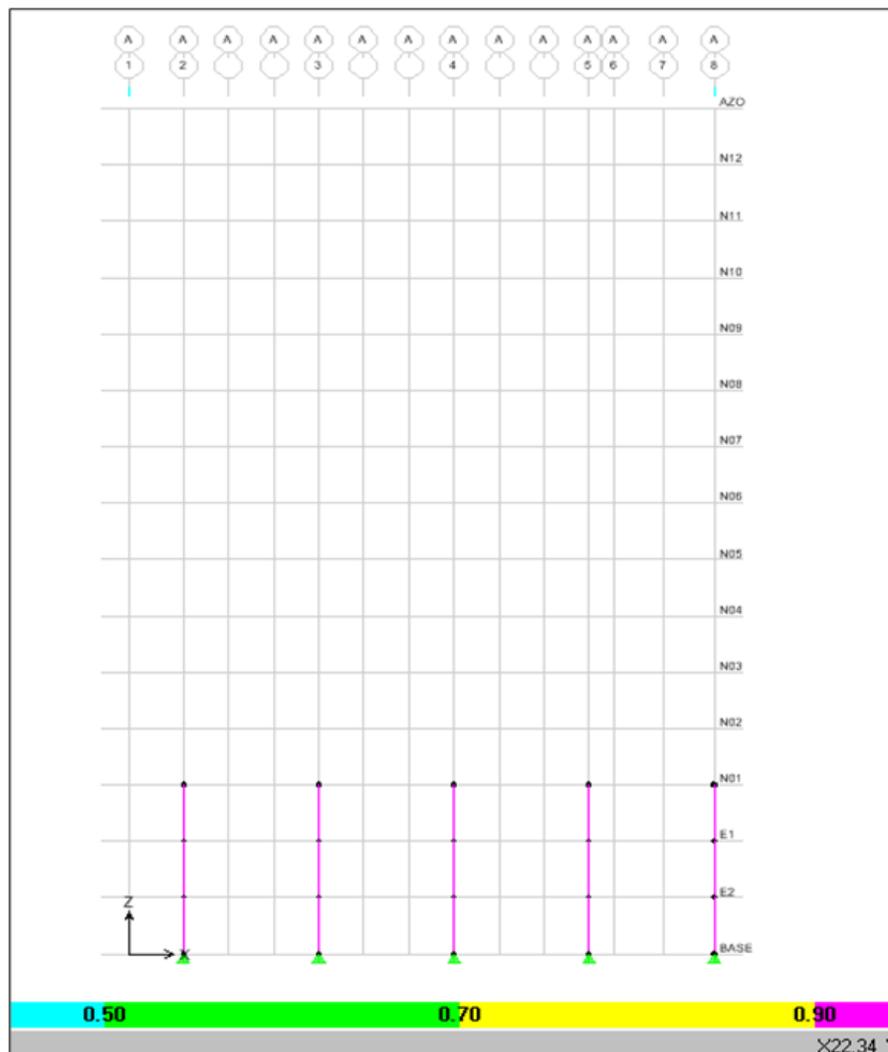


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje A

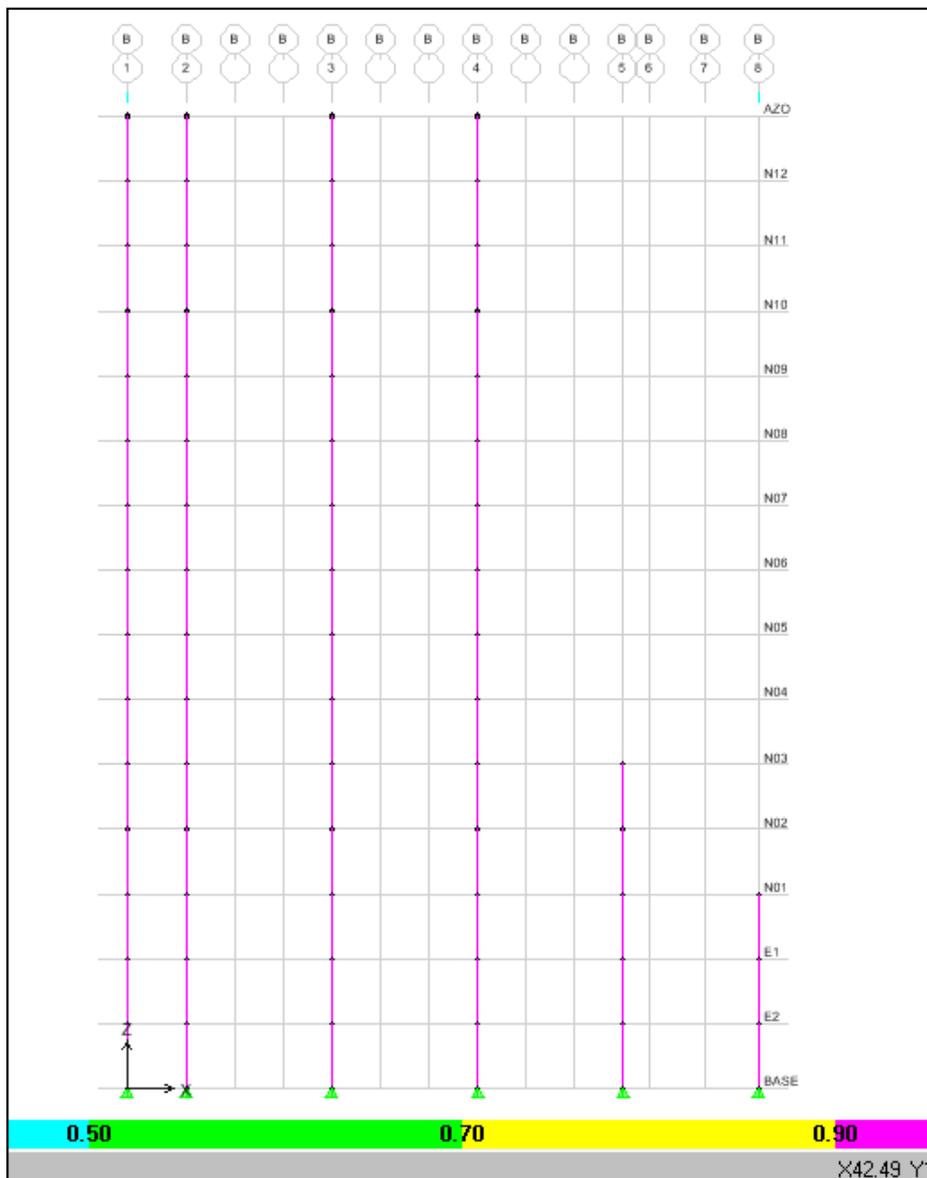


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje B

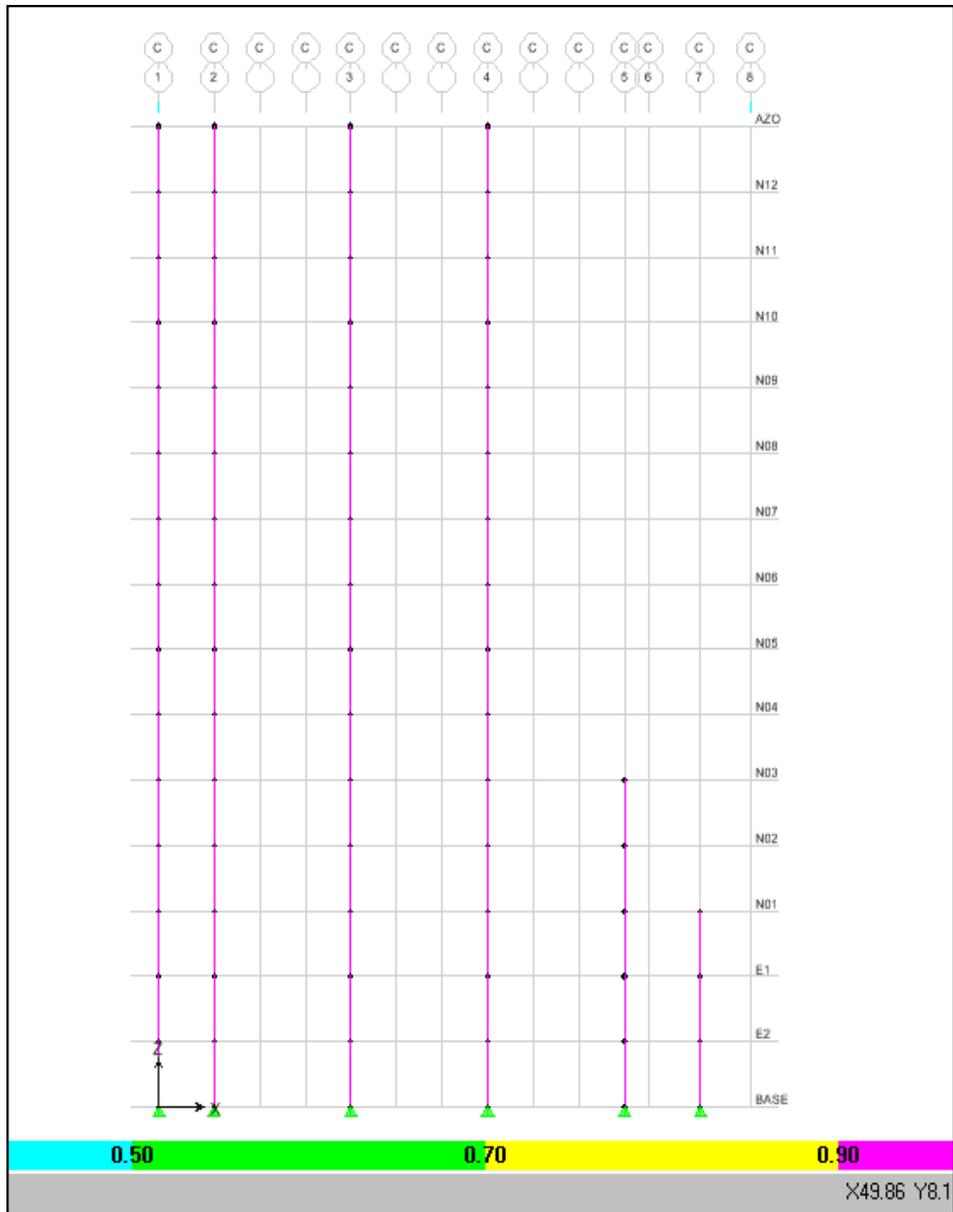


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje C

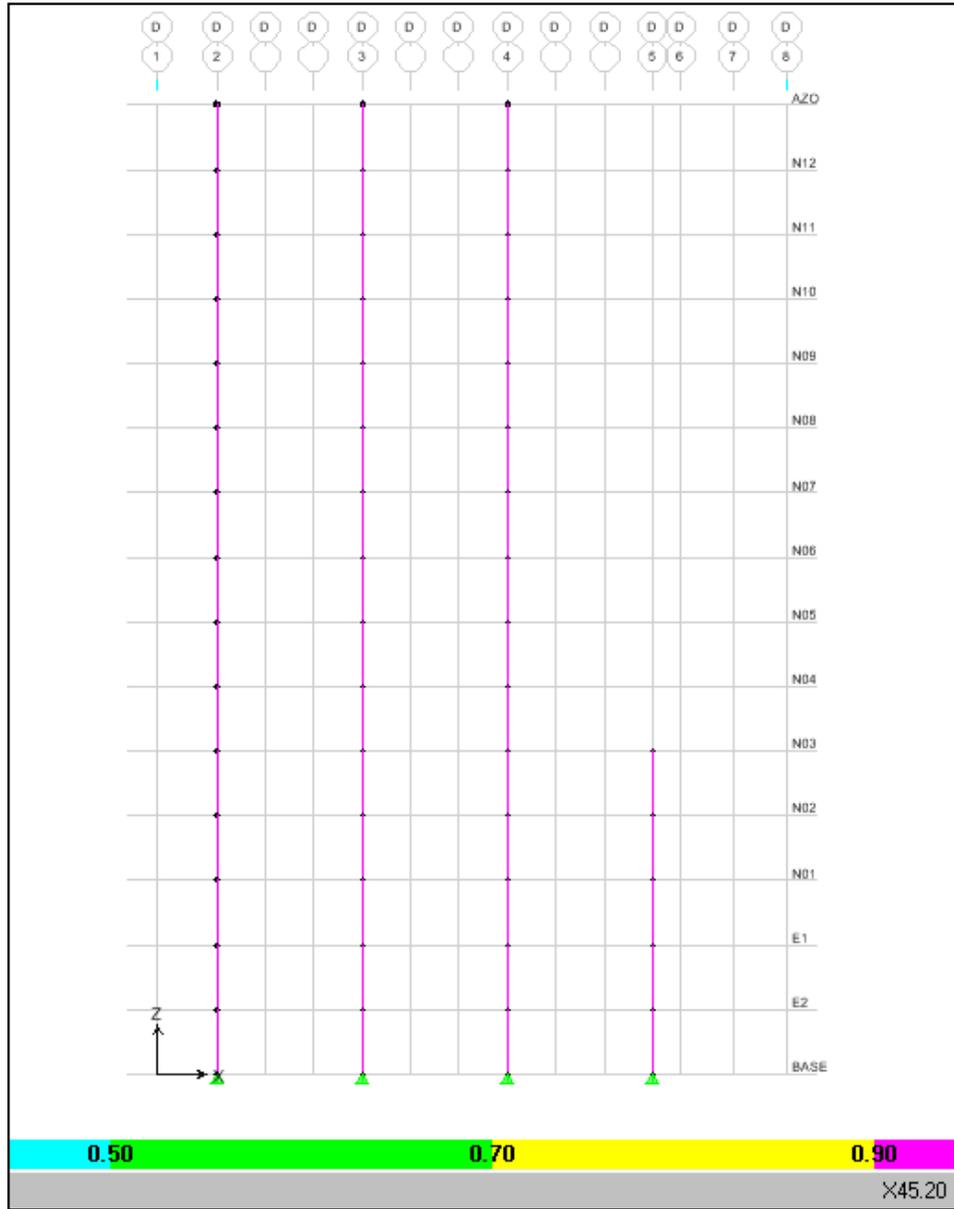


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje D

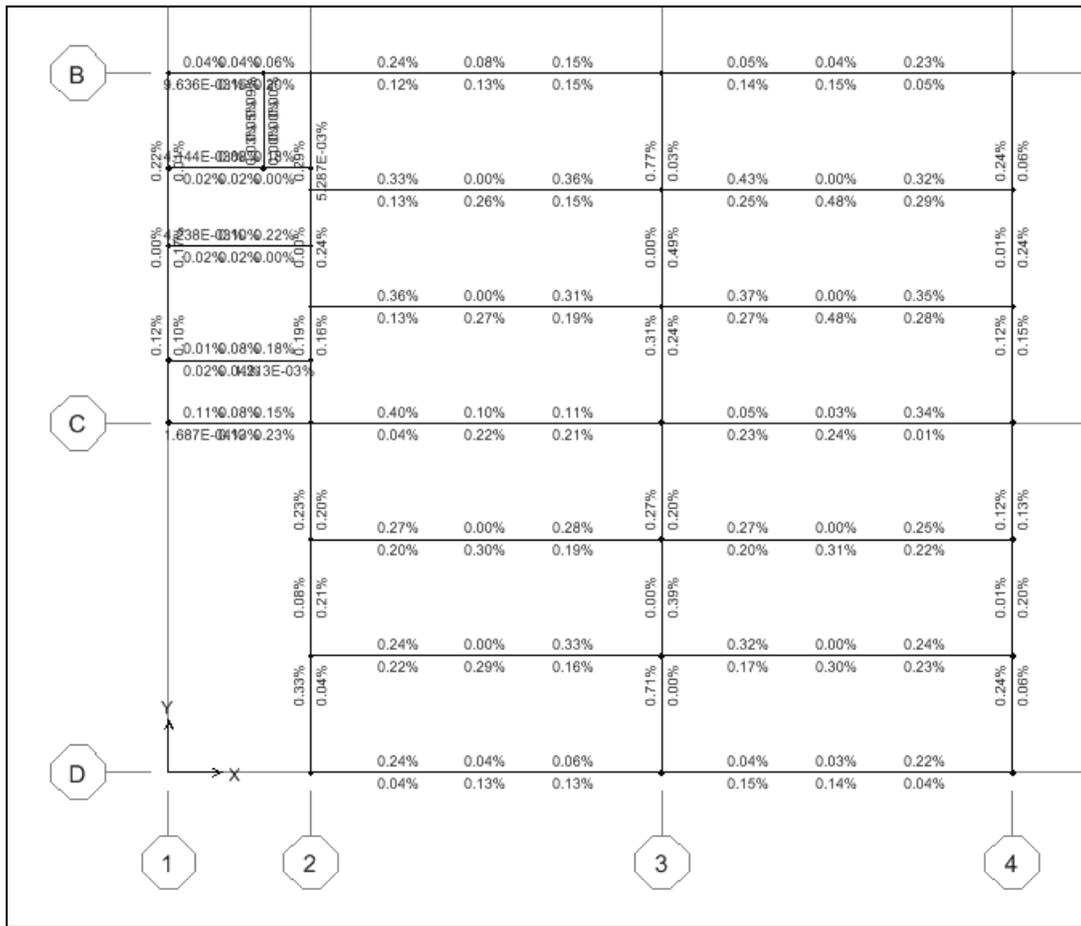


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel de Azotea

B	0.1252E-03%	0.44%	0.19%	0.33%	0.24%	0.24%	0.52%	
	0.02% 0.1252E-03%	0.24%	0.24%	0.27%	0.33%	0.24%	0.18%	
C	0.00% 0.21% 0.36%	0.47%	0.00%	0.39%	0.88%	0.41%	0.00%	0.32%
	0.27%	0.16%	0.33%	0.20%	0.04%	0.23%	0.38%	0.24%
	0.22E-03%	0.05%	0.00%	0.00%	0.09%	0.52%	0.00%	0.24%
	0.02% 0.01%	0.48%	0.00%	0.34%	0.51%	0.35%	0.00%	0.37%
	0.203E-03%	0.17%	0.34%	0.24%	0.24%	0.24%	0.38%	0.24%
	0.05% 0.12%	0.04%	0.17%	0.03%	0.24%	0.24%	0.22%	0.65%
	0.00% 0.00%	0.03%	0.20%	0.10%	0.24%	0.29%	0.25%	0.08%
	0.00% 0.24%	0.64%	0.22%	0.27%	0.24%	0.24%	0.22%	0.65%
	0.00% 0.31%	0.14%	0.24%	0.27%	0.29%	0.25%	0.08%	0.08%
	0.1252E-03%	0.33%	0.29%	0.33%	0.54%	0.37%	0.00%	0.36%
D	0.22%	0.34%	0.00%	0.38%	0.24%	0.37%	0.00%	0.36%
	0.25%	0.24%	0.38%	0.24%	0.24%	0.24%	0.38%	0.24%
	0.59%	0.30%	0.00%	0.44%	0.10%	0.43%	0.00%	0.31%
	0.16%	0.24%	0.38%	0.21%	0.05%	0.21%	0.37%	0.24%
	1.03%	0.47%	0.21%	0.28%	1.03%	0.25%	0.24%	0.54%
	0.05%	0.24%	0.24%	0.29%	0.05%	0.36%	0.24%	0.20%
	0.10%	0.24%	0.24%	0.29%	0.54%	0.36%	0.24%	0.20%
	0.54%	0.24%	0.24%	0.29%	0.54%	0.36%	0.24%	0.20%
	0.24%	0.24%	0.24%	0.29%	0.54%	0.36%	0.24%	0.20%
	0.24%	0.24%	0.24%	0.29%	0.54%	0.36%	0.24%	0.20%

Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 10

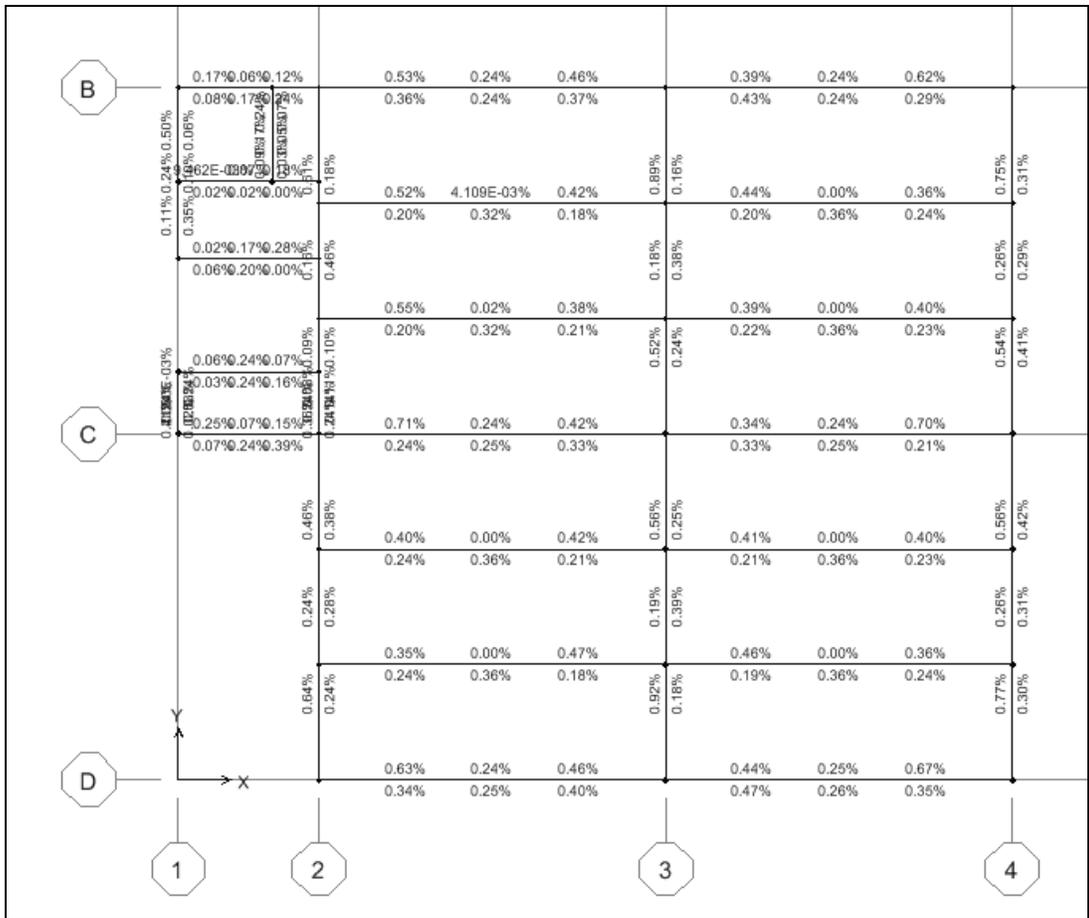


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 06

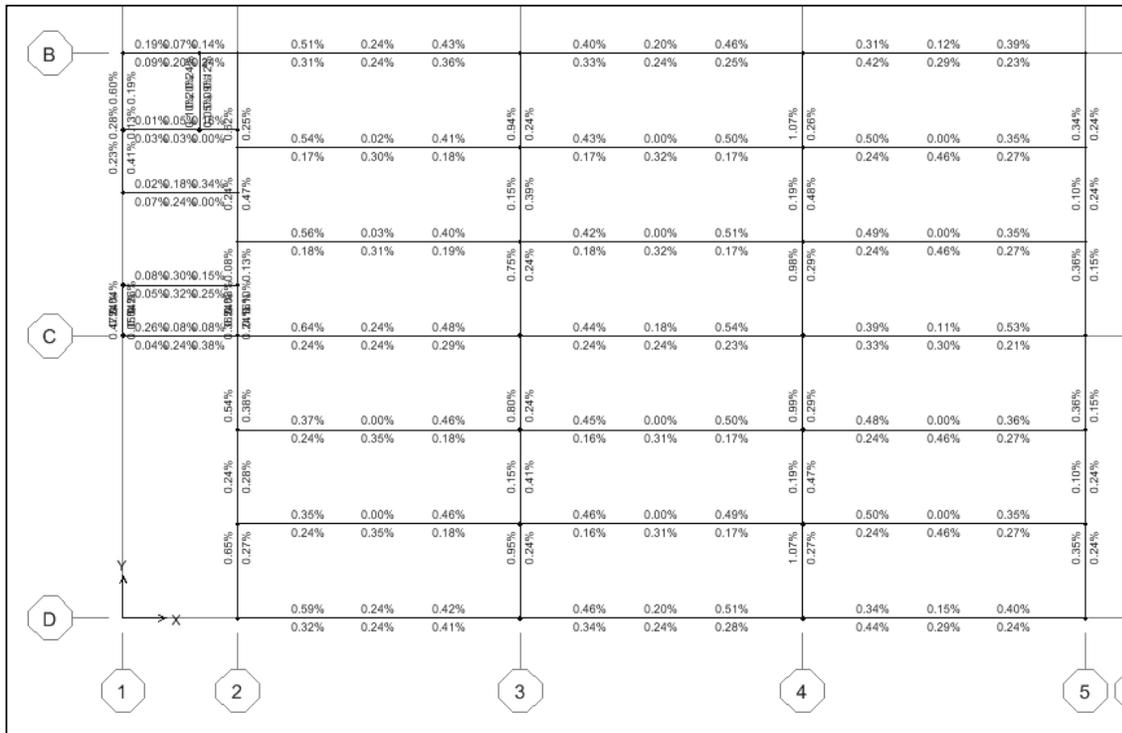


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 03

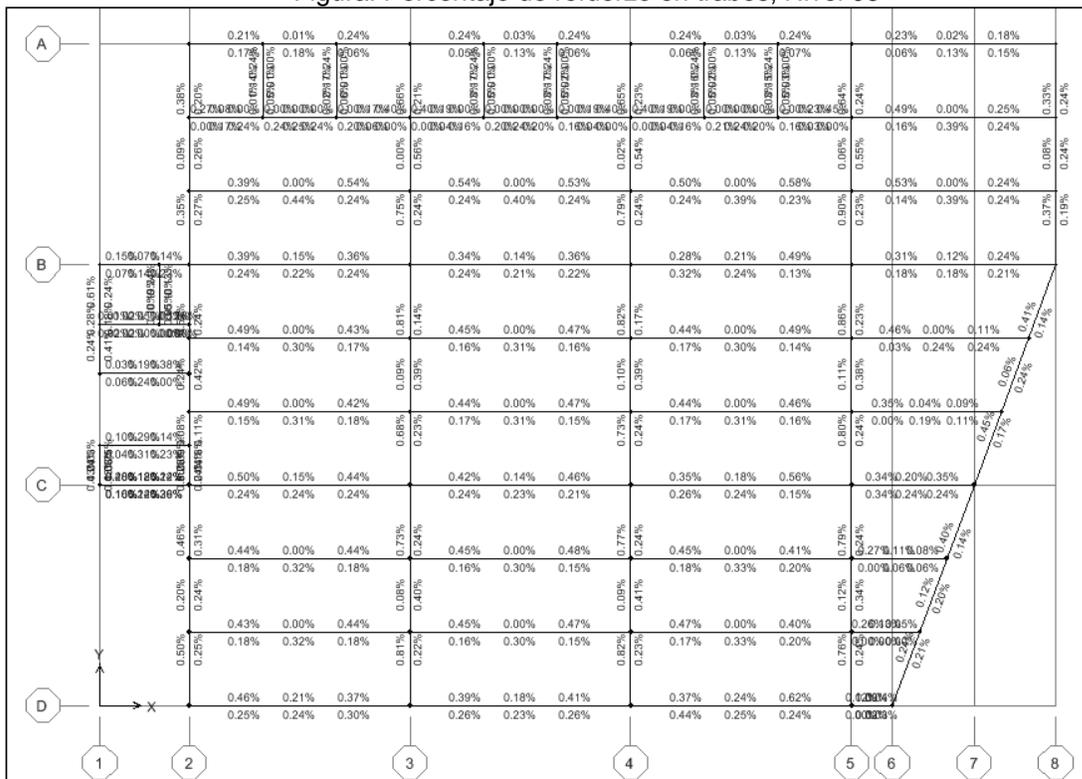


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 01

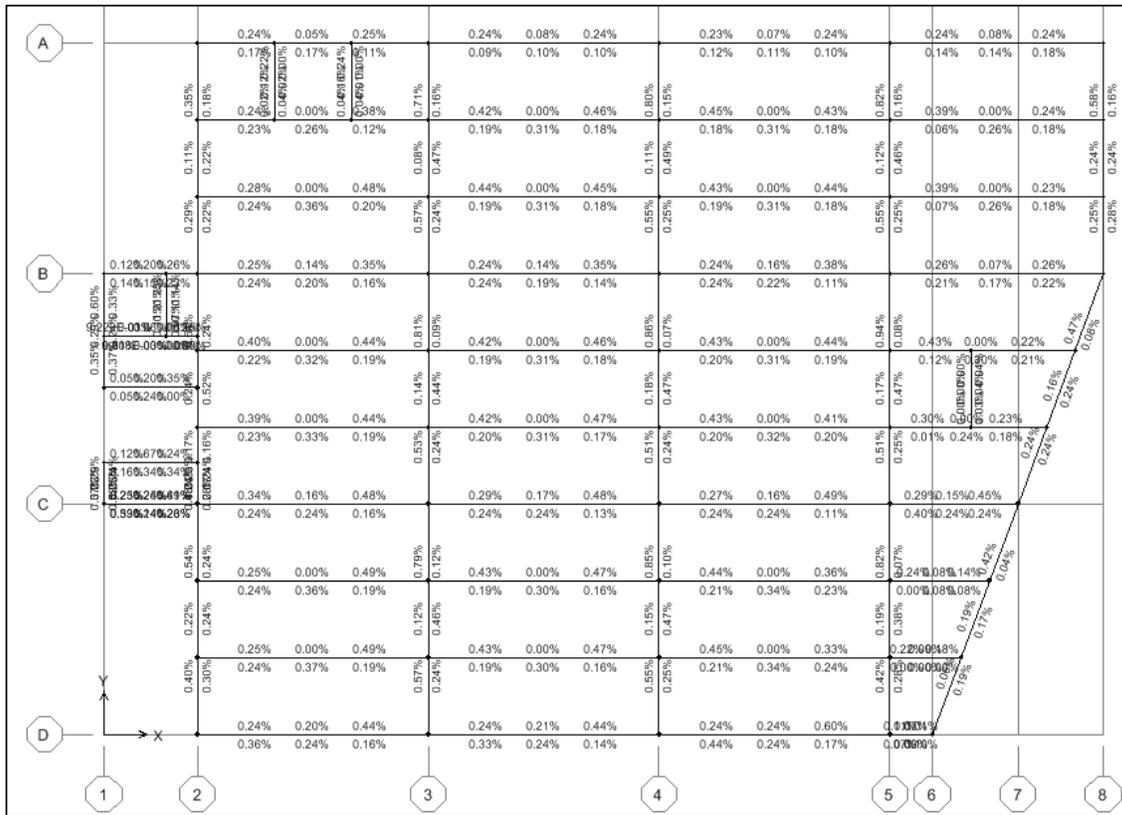


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel E1

En las figuras anteriores, para el caso de las columnas se puede apreciar que la relación demanda capacidad no rebasa el valor de 1, lo que significa que todas resisten las fuerzas que actúan sobre de ella.

Para el caso de las traves, el porcentaje de refuerzo que se muestra no rebasa el 1%, que de acuerdo al diseño de vigas, dicho porcentaje de refuerzo debe estar por debajo de este valor para asegurar que el elemento no está sobreforzado y asegurar que geoméricamente la sección podrá alojar todo el refuerzo que demanda.

Ya que el edificio es muy alto, y su estructura está formada de muchos elementos estructurales, se elige solo una columna, una trabe principal y una trabe secundaria para mostrar su diseño.

Se presenta el diseño de cada uno de estos elementos estructurales obtenido del postprocesador del programa y el calculado de forma tradicional, ambos con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

3.3.1. Diseño de elementos estructurales según el post procesador de programa ETABS.

3.3.1.1. Diseño columna.

La columna para la que se mostrara el diseño está ubicada en la intersección de los ejes 3, C, en el nivel E2, es la columna C8, la sección de la columna es una 00C5A, que corresponde a una sección rectangular de 70x70 cm.

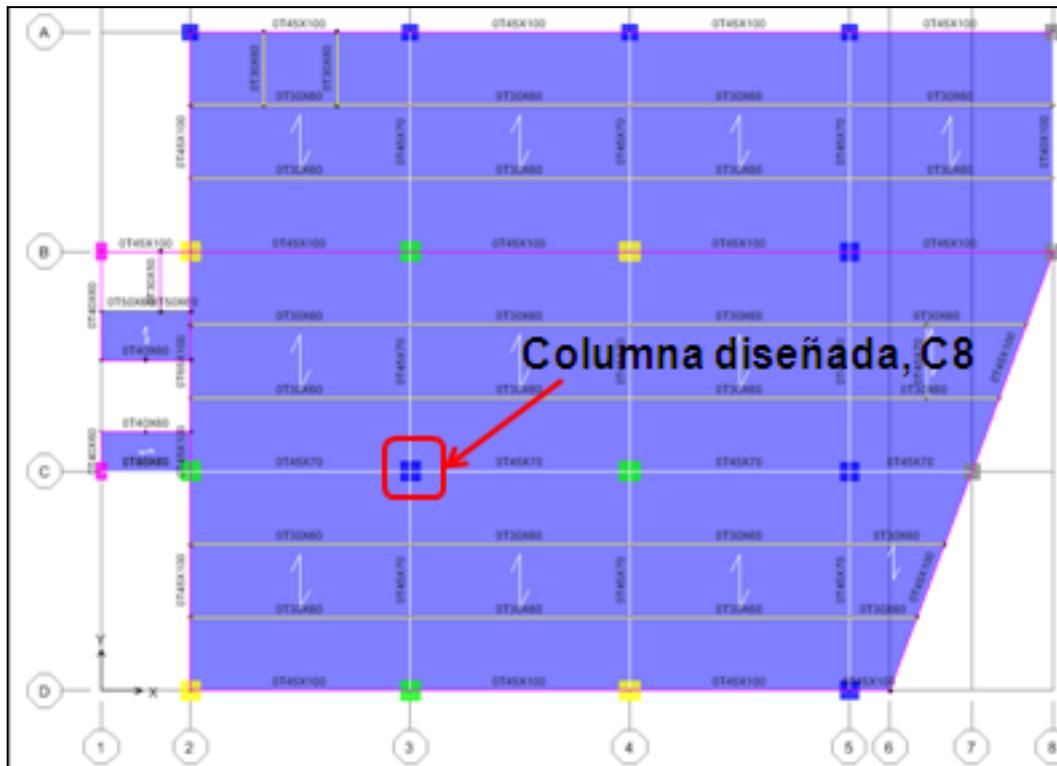


Figura. Ubicación en planta de la columna diseñada

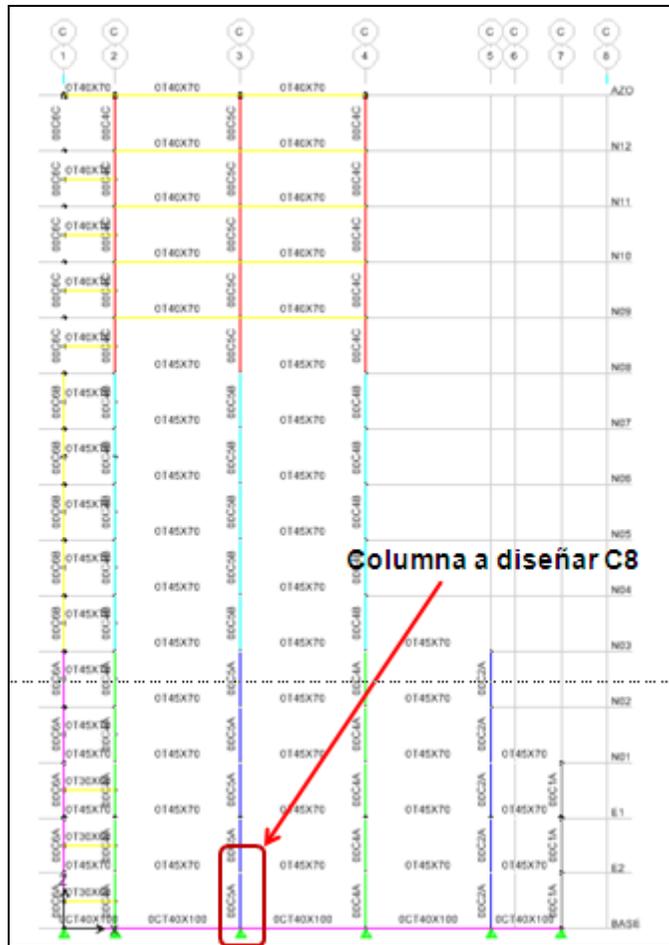


Figura. Ubicación en elevación de la columna diseñada

Mexican RCDF 2001 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Intermediate Units: Ton-m (Summary)

Level : E2 L=3.600
 Element : C8 B=0.700 D=0.700 dc=0.070
 Section ID : 00C5A E=2619160.000 fc=3500.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : GRAV fy=42000.000 fys=42000.000
 Station Loc : 0.000 RLLF=0.400

FR(Compression-Spiral): 0.800 Overstrength Factor: 1.25
 FR(Compression-Tied): 0.700
 FR(Tension): 0.800
 FR(Bending): 0.900
 FR(Shear): 0.800

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR PU, Mu2, Mu3

	Rebar Area	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3	Minimum Mu2	Minimum Mu3
	0.024	1171.986	-41.020	26.591	41.020	41.020

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Fab Factor	Fas Factor	k Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.400	1.000	1.000	1.000	2.900
Minor Bending(M2)	0.400	1.000	1.000	1.000	2.900

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear VcR	Shear VsR	Shear Vp
Major Shear(V2)	6.972E-04	14.273	36.956	14.759	0.000
Minor Shear(V3)	6.972E-04	12.091	36.956	14.759	0.000

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Shear VuTot	Shear VcR	Joint Area
Major Shear(V2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(V3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(1.5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

	Major Ratio	Minor Ratio
	N/A	N/A

3.3.1.2. Diseño trabe principal.

La trabe principal, de la cual se muestra el diseño, es la B13, está ubicada en el Nivel E2 , sobre el eje C, entre los ejes 3 y 4. Se trata de una sección rectangular de 45x70 cm.

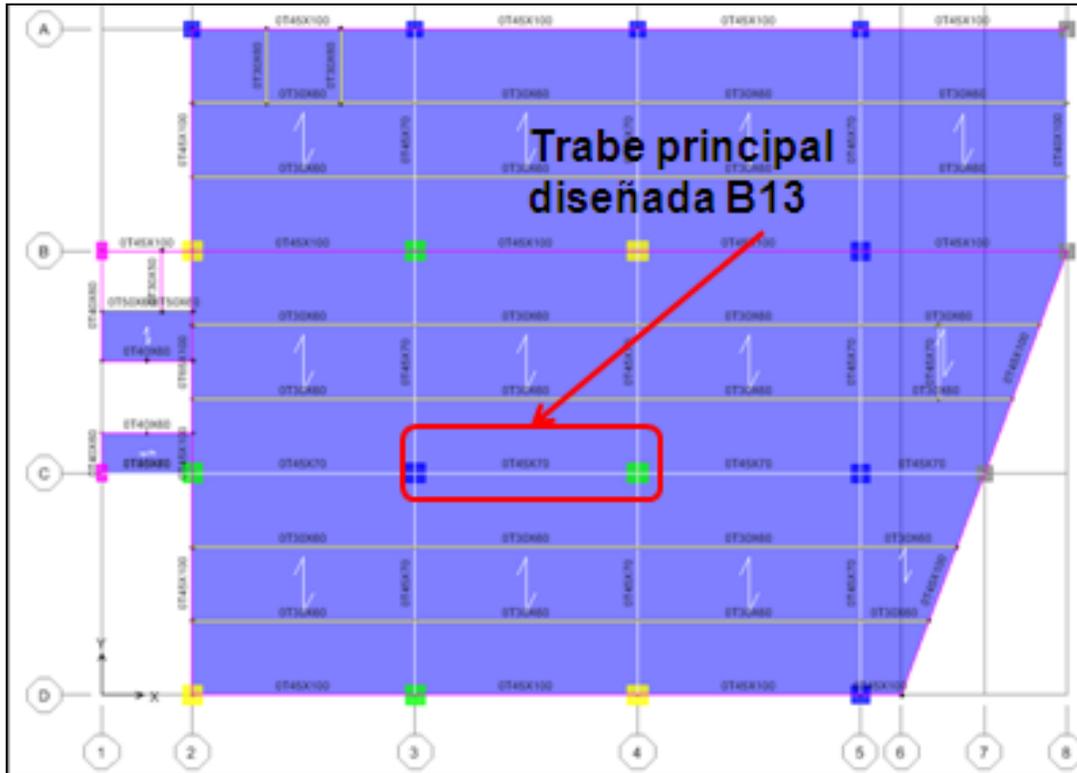
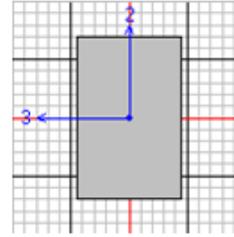


Figura. Ubicación de la trabe principal diseñada

Story Level: E2
 Element: B13
 Section Name: OT45X70
 Frame Type: Sway Ordinary



$\lambda_c=8.100$
 $D=0.700$ $B=0.450$ $b_f=0.450$
 $d_s=0.000$ $d_{ct}=0.065$ $d_{cb}=0.065$
 $E=2210000.000$ $f_c=2500.000$ $Lt.Wt. Fac.=1.000$
 $f_y=42000.000$ $f_{ys}=42000.000$

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment

End-I		Middle		End-J		
Rebar Area	Rebar %	Rebar Area	Rebar %	Rebar Area	Rebar %	
9.210E-04	0.292	5.278E-04	0.167	0.002	0.483	Top (+2 Axis)
7.530E-04	0.239	7.530E-04	0.239	4.151E-04	0.132	Bot (-2 Axis)
Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	
-21.226	0.350	-9.334	5.777	-34.097	7.750	Top (+2 Axis)
14.913	1.890	13.725	2.323	7.373	6.270	Bot (-2 Axis)
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo		
COMBENV		COMBENV		COMBENV		Top (+2 Axis)
COMBENV		COMBENV		COMBENV		Bot (-2 Axis)

Shear Reinforcement for Major Shear (V2)

End-I		Middle		End-J	
Rebar Av/s		Rebar Av/s		Rebar Av/s	
3.788E-04		3.788E-04		3.788E-04	
Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc
8.034	1.890	10.414	5.777	14.684	7.750
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo	
COMBENV		COMBENV		COMBENV	

3.3.1.3. Diseño trabe secundaria.

La trabe secundaria, de la cual se muestra el diseño, es la B45, está ubicada en el Nivel E2 , entre los ejes 3 y 4. Se trata de una sección rectangular de 30x60 cm.

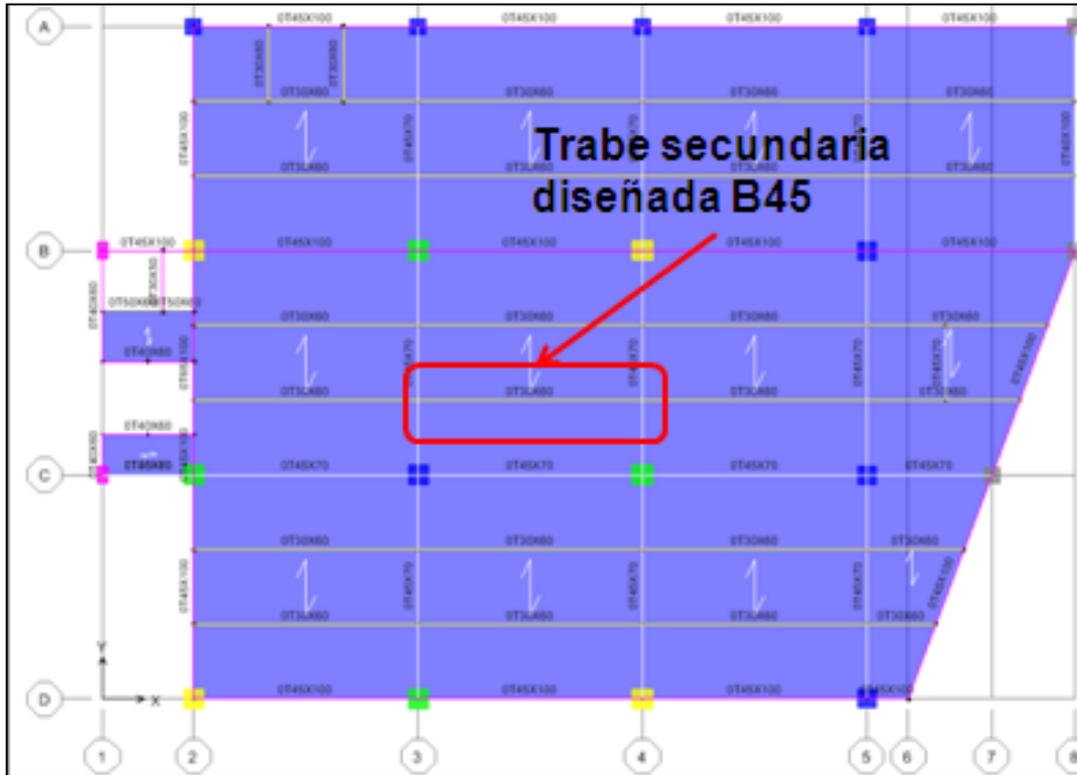
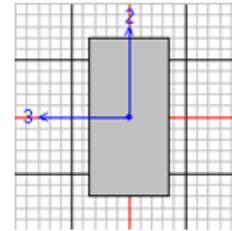


Figura. Ubicación de la trabe secundaria diseñada

Story Level: E2
 Element: B45
 Section Name: OT30X60
 Frame Type: Sway Ordinary



L=8.100
 D=0.600 B=0.300 bf=0.300
 ds=0.000 dcs=0.050 dcb=0.050
 E=2210000.000 fc=2500.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 fy=42000.000 fys=42000.000

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment

End-I		Middle		End-J		
Rebar Area	Rebar #	Rebar Area	Rebar #	Rebar Area	Rebar #	
7.498E-04	0.417	0.000	0.000	8.409E-04	0.467	Top (+2 Axis)
3.581E-04	0.199	5.589E-04	0.310	3.114E-04	0.173	Bot (-2 Axis)
Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	
-14.713	0.000	0.000	5.718	-16.381	8.100	Top (+2 Axis)
5.472	1.906	11.133	3.812	4.770	6.194	Bot (-2 Axis)
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo		
COMBENV		COMBENV		COMBENV		Top (+2 Axis)
GRAV		GRAV		GRAV		Bot (-2 Axis)

Shear Reinforcement for Major Shear (V2)

End-I		Middle		End-J	
Rebar Av/s		Rebar Av/s		Rebar Av/s	
2.525E-04		2.525E-04		2.564E-04	
Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc
5.942	1.906	4.987	5.718	11.818	8.100
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo	
COMBENV		COMBENV		COMBENV	

3.3.2. Verificación del diseño

Ya se han presentado el diseño de tres tipos de elementos estructurales, realizado con el post procesador del programa, lo que se pretende presentar en seguida es una verificación de diseño de la forma tradicional.

3.3.2.1. Verificación del diseño de la columna.

El diseño que se verificara es el de la columna C8, de la cual se presento el diseño anteriormente.

Del modelo tomamos los elementos mecánicos con los cuales se verificara el diseño.

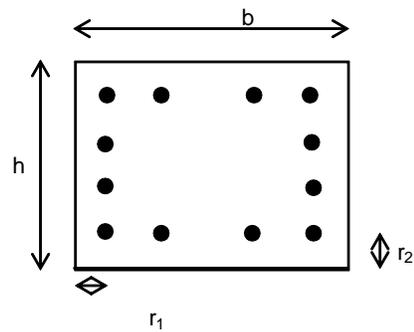
$$P = 1171.99 \text{ ton}$$

$$M_x = 41.020 \text{ t-m}$$

$$M_y = 26.591 \text{ t-m}$$

DISEÑO DE COLUMNAS RECTANGULRES (FLEXION BIAIXIAL)

SECCIÓN



DATOS

b =	70 cm		
h =	70 cm		
r ₁ =	7 cm		
r ₂ =	7 cm		
f'c =	350 kg/cm ²		
f _y =	4200 kg/cm ²		
M _{ux} =	4,102,000.00 kg cm	K =	1.44
M _{uy} =	2,659,100.00 kg cm	R _x =	0.07
P _u =	1171990 kg	R _y =	0.05
FR =	0.7		

ACERO PROPUESTO

A _{s_x} =	121.68	24	#	8
A _{s_y} =	121.68	24	#	8
ρ _x =	0.025	A _s =	243.36 cm ²	
ρ _y =	0.025			
q _x =	0.45			
q _y =	0.44			

METODO DE BRESSLER

$$P_r = 1 / (1/P_{rx} + 1/P_{ry} - 1/P_{ro}) > P_u$$

CALCULO DE CONSTANTES

d/h =	0.90
e _x =	3.50
e _y =	2.27
e _x / h =	0.05
e _y / h =	0.03

Consultando en los diagramas de interacción

$$K_x = 1.44$$

$$K_y = 1.44$$

$$P_{rx} = K_x FR bh f''c$$

$$P_{ry} = K_y FR bh f''c$$

$$P_{ro} = FR (Ac f''c + A_s f_y)$$

$$P_{rx} = 1175530 \text{ kg}$$

$$P_{ry} = 1175530 \text{ kg}$$

$$P_{ro} = 1174079 \text{ kg}$$

$$P_r = 1176983.6 \text{ kg} \quad \text{BIEN}$$

Por lo tanto se acepta el área de acero propuesta

*El diagrama de interacción que se empleó, se puede ver en la referencia bibliográfica No. 2

3.3.2.2. Verificación del diseño de la trabe principal.

El diseño que se verificara es de la trabe B13, los elementos mecánicos para diseño, se tomaron del programa, y se tiene:

$$M = 34.10 \text{ t-m}$$

$$V = 11.24 \text{ ton}$$

Datos

$$h = 70 \text{ cm} \quad (\text{Peralte Total})$$

$$b = 45 \text{ cm} \quad (\text{Ancho})$$

$$\text{rec} = 5.5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento al centro de varillas})$$

$$f''c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$FR_m = 0.9$$

$$FR_c = 0.8$$

$$d = 64.5 \text{ cm}$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$E = 158,114 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo mínimo:

$$\rho_{\min} = 0.0026$$

$$A_{\min} = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$\left(A_{s,\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right)$$

Refuerzo máximo:

$$\begin{array}{ll} \rho_b = & 0.0202 & A_b = & 58.74 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\max} = & 0.0152 & A_{\max} = & 44.06 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$A_b = \left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right)$$

$$A_{\max} = 0.75 A_b$$

De acuerdo a esto se propone un refuerzo y se revisa el momento resistente:

Acero de refuerzo por flexión propuesto

Vars #	No.	Area (cm ²)
8	3	15.21
3	0	0

15.21 cm²

La expresión que se utiliza para evaluar el momento resistente en secciones rectangulares es:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

Donde:

F_R : factor de resistencia, 0.9

$$\rho = 0.0052$$

$$q = 0.1295$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c''}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

Obteniendo cada uno de los valores de todos los parámetros se tiene el siguiente momento resistente

Mr = 34.68 ton m

Ya que el momento resistente resulto mayor al actuante, se acepta la sección y el refuerzo propuesto.

Comparando el resultado de esta sencilla revisión con el diseño que se obtuvo en el programa ETABS resultan muy similares, esto nos da un gran porcentaje de confianza en los resultados obtenidos del postprocesador del programa.

3.3.2.3. Verificación del diseño de la trabe secundaria.

Para verificar el diseño de la trabe B45 se toman los elementos mecánicos del programa, y son:

$$M = 16.38 \text{ t-m}$$

$$V = 11.82 \text{ ton}$$

Datos

h=	60 cm	(Peralte Total)
b=	30 cm	(Ancho)
rec=	5.5 cm	(Recubrimiento al centro de varillas)
f'c=	250 kg/cm ²	
Fy=	4200 kg/cm ²	
FRm=	0.9	
FRc=	0.8	
d=	54.5 cm	
f*c=	200 kg/cm ²	
f"c=	170 kg/cm ²	
β1=	0.85	
E=	158,114 kg/cm ²	

Refuerzo mínimo:

ρmin=	0.0026	Amin=	4.31 cm ²
-------	--------	-------	----------------------

Refuerzo máximo:

ρb=	0.0202	Ab=	33.09 cm ²
ρmax=	0.0152	Amax=	24.82 cm ²

$$A_{max} = 0.75A_b$$

De acuerdo a esto se propone un refuerzo y se revisa el momento resistente:

Acero de refuerzo por flexión propuesto

Vars #	No.	Area (cm ²)
4	4	5.08
3	0	0
		5.08 cm ²

Donde:

F_R : factor de resistencia, 0.9
 $\rho =$ 0.0031
 $q =$ 0.0768

Obteniendo cada uno de los valores de todos los parámetros se tiene el siguiente momento resistente

$$M_r = 10.06 \text{ ton m}$$

Ya que el momento resistente resulto mayor al actuante, se acepta la sección y el refuerzo propuesto.

Comparando el resultado de esta sencilla revisión con el diseño que se obtuvo en el programa ETABS resultan muy similares, esto nos da un gran porcentaje de confianza en los resultados obtenidos del postprocesador del programa.

3.3.2.4. Diseño de la losa de concreto.

Las losas son los elementos estructurales sobre los cuales se aplico la carga para distribuirla a los demás elementos, de ahí su importancia para modelarla.

El diseño de este elemento estructural se realizó conforme a lo indicado en el RCDF y sus NTC, y su diseño se presenta a continuación.

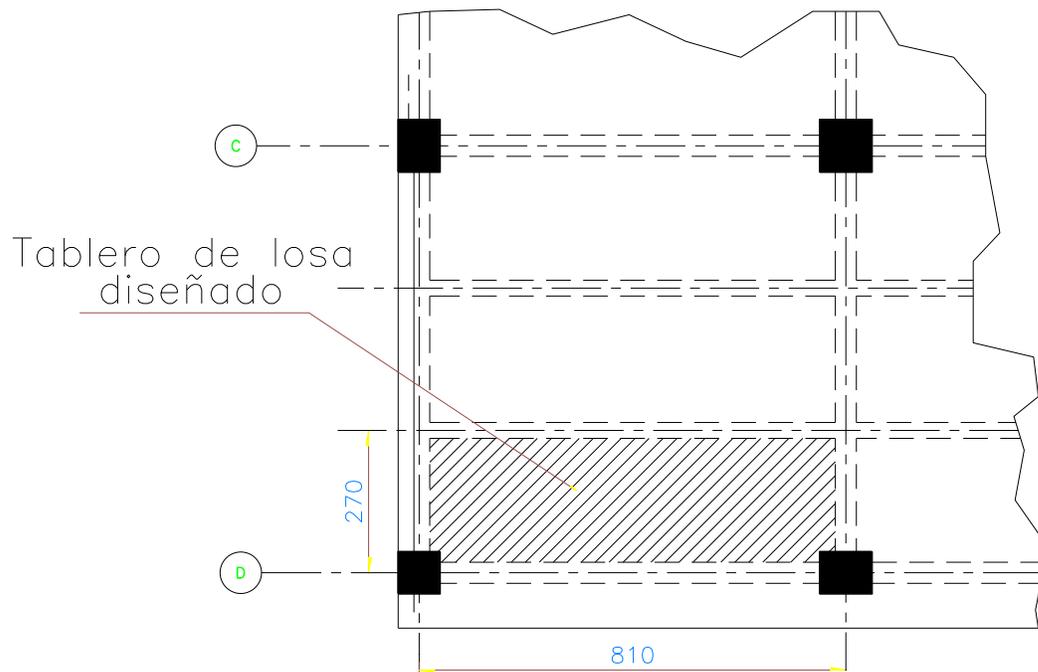


Figura. Ubicación del tablero de losa diseñado

**PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
DISEÑO DE LOSAS
LOSA DE ENTREPISO**

Diseño de acuerdo a NTC-Concreto

DATOS GEOMETRÍA

h= 10 cm (espesor de losa)
d= 7 cm
a1= 270 cm
a2= 810 cm
Tipo: 4 1 Interior
2 De borde (corto discontinuo)
3 De borde (largo discontinuo)
4 De esquina
5 Aislado
Colado: 1 1 Colado monolítico con apoyos
2 Colado no monolítico con apoyos

$m = a1/a2 = 0.333333333$
 $I = 8333.333333 \text{ CM}^4$

Cargas concentradas: no
En contacto con el terreno: no

DATOS MATERIALES

f'c= 250 kg/cm² f'c= 200 kg/cm²
fy= 4,200.00 kg/cm² fbc= 170 kg/cm²
fs= 2,520.00 kg/cm² (0.6 fy)
Ec= 221,359.44 kg/cm² (14000 RAIZ(f'c)) Ó (8000 RAIZ(f'c))

DATOS CARGAS

CM	Losa	240 kg/m ²	CARGA PUNTUAL	P =	0 ton	
	Firme para nivelar	42 kg/m ²		AREA	0 cm	
	Acabados	35 kg/m ²			0 cm	Cantidad de puntos
	Instalaciones	5 kg/m ²		r =	0.00 m	0
	Plafond	15 kg/m ²		Pu =	0 ton	
	Densidad de muros	100 kg/m ²		distancia =	1.1 m	
	Sobrecarga	40 kg/m ²		Momento a incrementar =	0.00 kg-m	
		477.00 kg/m ²				
CV	Departamento	170 kg/m ²	CVm	Habitación	90 kg/m ²	
CM+CV	Total	647 kg/m ²				

DATOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

FRflexion = 0.9
FRcortante = 0.8
Fcarga = 1.4 (Grupo B1)

Revisión por peralte mínimo

Factor 1= 1.14 (por carga y fs)
Factor 2= 0.25 (por colado)
Perímetro = 1822.5 cm
d min= 8.34 cm
dmin/d= 1.19

!!!! d<dmin aumentar d o revisar por deformaciones

Revisión a cortante

Fuerza cortante básica:

V= 8.27 kg/cm

Fuerza cortante:

Vu= 13.32 kg/cm

Capacidad:

Vr= 39.60 kg/cm

Vr > Vu o.k.

Vu/Vr=

0.34

Revisión por flexión (Franjas centrales)

pmin = 0.002

Smax = 17.5 cm

Diseño

			factor	Mu (kg m)	Dif Mu	Mu (kg m)	Mu/(Fr b d2 fbc)
Dirección corta	negativo	continuo	551.4576	364.14		364.14	0.0486
	positivo		325.8064	215.14		215.14	0.0287
	negativo	discontinuo	330.613867	218.31		218.31	0.0291
Dirección larga	negativo	continuo	448.413333	296.10		296.10	0.0395
	positivo		149.1872	98.51		98.51	0.0131
	negativo	discontinuo	247.121067	163.18		163.18	0.0218

			q	p=q fbc/fy	As = p b d (cm2/ m)	Varillas #	S req. (cm)
Dirección corta	negativo	continuo	0.050	0.0020	1.411	3	50.31
	positivo		0.029	0.0012	1.400	3	50.71
	negativo	discontinuo	0.030	0.0012	1.400	3	50.71
Dirección larga	negativo	continuo	0.040	0.0016	1.400	3	50.71
	positivo		0.013	0.0005	1.400	3	50.71
	negativo	discontinuo	0.022	0.0009	1.400	3	50.71

REFUERZO POR TEMPERATURA

As = 1.429 cm2/m
S = 49.70 cm

UN LECHO

Smin = 35 cm

Mcr (kg cm)	Mcr / M	le (cm4)
52704.63	1.45	8333.33
52704.63	2.45	8333.33
52704.63	2.41	8333.33
52704.63	1.78	8333.33
52704.63	5.35	8333.33
52704.63	3.23	8333.33

SE COLOCARA REFUERZO:

			S (cm)	As (cm2/m)	p=q fbc/fy	np	K	Icr (cm4)	Icr total	h equivalente
Dirección corta	negativo	continuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		
	positivo		25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57	8333.33	10.00 cm
	negativo	discontinuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		
Dirección larga	negativo	continuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		
	positivo		25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57	8333.33	10.00 cm
	negativo	discontinuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		

REVISION POR DEFORMACIONES

n = 9.4868

REFUERZO EN COMPRESIÓN		
As (cm2/m)		
Dirección corta	0	0.0000
Dirección larga	0	0.0000

CALCULO DE DEFORMACIÓN INSTANTÁNEA

PARA TABLERO AISLADO	PARA TABLERO CENTRAL	PARA TABLERO DE ESQUINA
Wb = 0.078902439 kg/cm Wa = 6.391097561 kg/cm	Wb = 0.07890244 kg/cm Wa = 6.39109756 kg/cm	Wb = 0.078902439 kg/cm Wa = 6.391097561 kg/cm
δb = 0.24 cm δa = 0.24 cm	δb = 0.05 cm δa = 0.05 cm	δb = 0.10 cm δa = 0.10 cm

PARA TABLERO CON UN LADO CORTO DISCONTINUO	PARA TABLERO CON UN LADO LARGO DISCONTINUO
Wb = 0.038254658 kg/cm Wa = 6.431745342 kg/cm	Wb = 0.16165528 kg/cm Wa = 6.30834472 kg/cm
δb = 0.05 cm δa = 0.05 cm	δb = 0.10 cm δa = 0.10 cm

PARA TABLERO CON DOS LADOS CORTOS DISCONTINUOS	PARA TABLERO CON DOS LADOS LARGOS DISCONTINUOS
Wb = 0.015935961 kg/cm Wa = 6.454064039 kg/cm	Wb = 0.37616279 kg/cm Wa = 6.09383721 kg/cm
δb = 0.05 cm δa = 0.05 cm	δb = 0.23 cm δa = 0.23 cm

CALCULO DE DEFORMACIÓN DIFERIDA

PARA TABLERO AISLADO $W_b = 0.069146341 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.600853659 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.42 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.42 \text{ cm}$	PARA TABLERO CENTRAL $W_b = 0.06914634 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.60085366 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.08 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.08 \text{ cm}$	PARA TABLERO DE ESQUINA $W_b = 0.069146341 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.600853659 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.17 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.17 \text{ cm}$
--	--	---

PARA TABLERO CON UN LADO CORTO DISCONTINUO $W_b = 0.033524561 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.636475439 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.08 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.08 \text{ cm}$	PARA TABLERO CON UN LADO LARGO DISCONTINUO $W_b = 0.14166699 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.52833301 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.17 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.17 \text{ cm}$
--	--

PARA TABLERO CON DOS LADOS CORTOS DISCONTINUOS $W_b = 0.013965517 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.656034483 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.08 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.08 \text{ cm}$	PARA TABLERO CON UN LADO LARGO DISCONTINUO $W_b = 0.32965116 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.34034884 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.40 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.40 \text{ cm}$
--	--

DEFORMACION PERMISIBLE **1.63** cm
3.88 cm

DEFORMACION EXISTENTE

AISLADO	0.66	cm
CENTRAL	0.13	cm
ESQUINA	0.27	cm
UN LADO CORTO DISC	0.13	cm
UN LADO LARGO DISC	0.27	cm
DOS LADOS COSRTOS DISC	0.13	cm
DOS LADOS LARGOS DISC	0.63	cm

3.3.2.5. Diseño zapata

Se realiza el diseño de una zapata considerando las descargas de la combinación más desfavorable. Se hizo de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño de cimentaciones del RCDF.

Para el diseño de la zapata se tomaron las descargas de los resultados del programa, considerando la profundidad de desplante y la capacidad de carga indicada en el capítulo 1.

Datos Geométricos:

Lx=	450	cm	(Dimensión de Zapata)		
Ly=	450	cm	(Dimensión de Zapata)		
H=	150	cm	(Profundidad de desplante)		
Hdado=	0	cm	(Altura del dado sobre NTC 0.00)		
h1=	140	cm	(peralte inicial)		
h2=	140	cm	(peralte final)		
rec=	5	cm	(Recubrimiento al centro de varillas)		
Dx=	90	cm	(Dimensión del dado)		
Dy=	90	cm	(Dimensión del dado)		
dflex x=	135.0	cm	(peralte al paño del dado)	dflex y=	135.0 cm
ddir x=	135.0	cm	(peralte a d/2 del dado)	dcort y=	135.0 cm
dcor x=	135.0	cm	(peralte a d del dado)	ddir y=	135.0 cm

Datos de Resistencia:

f'c=	250	kg/cm2	f'c=	200	kg/cm2	f'c=	170	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm2				β1=	0.85	
qa grav=	45.00	ton/m2	(Resistencia del terreno ante cargas permanentes)					
qa sismo=	67.50	ton/m2	(Resistencia del terreno ante cargas accidentales)					
FRm=	0.9		(Factor de reducción de resistencia en Flexión)					
FRc=	0.8		(Factor de reducción de resistencia en Cortante)					
FRd=	0.7		(Factor de reducción de resistencia tensión diagonal)					
FC grav=	1.4		(Factor de carga condición gravitacional)					
FC sism=	1.1		(Factor de carga condición sismo)					

Datos Adicionales:

γt=	1.6	ton/m3	(Peso del terreno)
ωa=	590	kg/m2	(Sobrecarga adicional sobre proyección de zapata)
Wz+d=	46.462	ton	
Wterr=	2.074	ton	
Wadic=	7.646	ton	
	56.182	ton	

a) Revisión por Flexión (zona crítica al paño del dado)

ρmax=	0.0152	Vars #	10
ρmin=	0.0026	Avar=	7.94 cm2

		d	FC qa	Mu	Mu/		As req	S req	
		(cm)	(ton/m2)	(ton m)	Fr b d2 f'c	q req	p req	(cm2/m)	(cm)
Grav. Xx	Alrededor Y	135.0	63.00	102.06	0.037	0.037	0.0015	35.58	22.32
	Alrededor X	135.0	74.25	120.29	0.043	0.044	0.0018	35.58	22.32
Acc.	Alrededor Y	135.0	63.00	102.06	0.037	0.037	0.0015	35.58	22.32
	Alrededor X	135.0	74.25	120.29	0.043	0.044	0.0018	35.58	22.32
		135.0					0.0018	35.58	22.32
Separación a utilizar:		20	cm				O.K.		
	ρ=	0.0029							

b) Revisión por Tensión Diagonal

vcr=	9.90 kg/cm2		Datos contratraves
d=	135.0 cm	(peralte crítico a d/2 del paño)	b= 40 cm
b0=	900.0 cm	(perímetro crítico)	h= 100 cm
Acr z=	121,500.0 cm2	(Área crítica zapata)	No. Ct.= 4
			Acr Ct= -6,400.0 cm2
Acr tot=	115,100.0 cm2	(Considerando Contratraves)	
Aneta=	151,875.0 cm2	(Área para calcular carga)	
Vu grav=	956.81 ton		
Vu sism=	1,127.67 ton		
vu grav=	8.31 kg/cm2		
vu sism=	9.80 kg/cm2		
vu max=	9.80 kg/cm2		
		vu/vcr= 0.99 o.k.	

c) Revisión por Cortante como viga ancha

vcr=	3.26 kg/cm2		
d=	135.0 cm	(peralte crítico a d del paño)	
(L-D)/2=	180 cm	(lado tributario crítico)	
Lmin=	450 cm		
Lmax=	450 cm		
Lx=	100 cm	x= 125 cm	y= 56% cm
fe=	0.7778	(factor de eficiencia o participación de carga)	
Vu grav=	20.33 ton/m		
Vu sism=	24.63 ton/m		
vu grav=	1.51 kg/cm2		
vu sism=	1.82 kg/cm2		
vu max=	1.82 kg/cm2		
		vu/vcr= 0.56 o.k.	

d) Capacidad Máxima

P grav=	855.07 ton
P sism=	1,310.69 ton

Volumen de Concreto:

Dado:	1.215 m3
Zapata:	18.144 m3
	19.359 m3

e) Acero Mínimo en Cara Superior

En contacto con el terreno:	si
as (cm2/cm) =	0.1375
As req. (cm2) =	13.75
Vars #	8
	Vars #8 @ 37 cm

Para fines de este trabajo, se consideró un solo tipo de zapata, que corresponde a la combinación más desfavorable.