
4. Diseño del edificio en Acero

4. Diseño del edificio en Acero.

4.1 Modelo de Análisis.

Al igual que en capítulo anterior, se utiliza el programa de cómputo ETABS, para realizar un modelo del edificio del cual se puedan obtener todas las fuerzas internas de cada uno de los elementos que componen la estructura como respuesta a las cargas aplicadas, y poder diseñar cada uno de dichos elementos.

El modelo se fue construyendo según los pasos que se enlistan a continuación:

13. 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).
14. Se define una malla, con los ejes que ya se habían definido en la estructuración, 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.
15. Se definen los materiales con los que se diseñará la estructura. Las características del acero estructural son las siguientes:

Masa	0.7981 ton/m ²
Peso volumétrico	7.833 ton/m ³
Modulo de Elasticidad	20 389 020 ton/m ²
Relación de Poisson's	0.3
Esfuerzo de fluencia	$f_y = 35150 \text{ ton/m}^2$
Esfuerzo de ruptura	$F_u = 45699.526 \text{ ton/m}^2$

16. Se ingresan las dimensiones de las secciones preliminares, de columnas, trabes y contr trabes.

Columnas	Sección cajón con distintas dimensiones: OK1: 0.5070 x 0.5070 x 0.0254; OK2: 0.4950 x 0.4570 x 0.0190 OK3: 0.4890 x 0.4890 x 0.0160 OK4: 0.4830 x 0.4830 x 0.0130 OK5: 0.4770 x 0.4770 x 0.0100 dimensiones en metros.
Trabes	Son perfiles laminados sección I. Se tomaron las variantes de secciones que el programa tiene de forma preestablecida.

Contratraves Sección rectangular, con las siguientes dimensiones: 0.40 x 0.90, dimensiones en metros.

17. Se definen las losas. Para este diseño se utiliza el sistema de piso losacero. De acuerdo a las cargas muertas y vivas que estarán actuando se selecciona del catálogo comercial el espesor de la losa. Se indicará más adelante los datos del catálogo de donde se tomaron las características de la losacero.

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 esta la distribuya a los distintos elementos estructurales.

18. 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

19. Se define el espectro de diseño. En este caso se realizará 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 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 tomaran 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. 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.

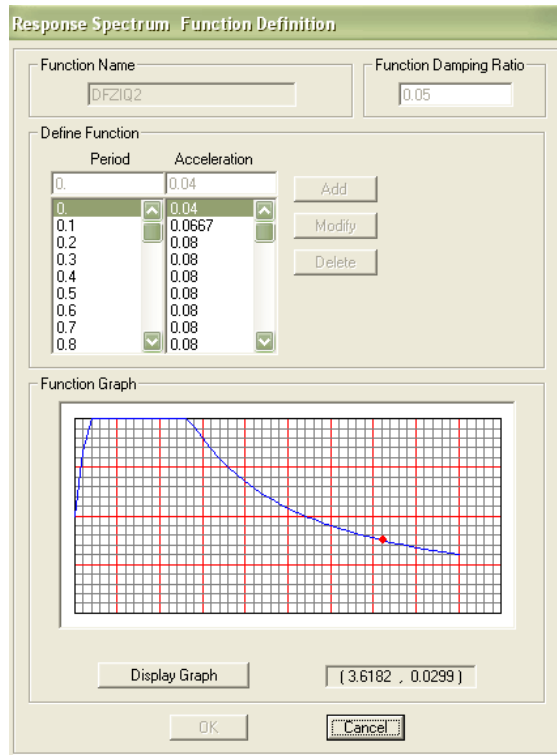


Figura. Espectro de diseño, definido en el modelo de ETABS

20. 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.

21. De acuerdo a la estructuración que se planteo en el capítulo 2, se dibujan barras, por elevación, que simularan las columnas. Para cada planta o

entrepiso 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.

22. 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.
23. 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.

24. 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. Ya que el programa cuenta con un post procesador para diseño, solo indicándole el

reglamento a utilizar, el programa es capaz de presentar 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.

4.2 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:

- vi. Periodos de la estructura
- vii. Desplazamientos de la estructura
- viii. Porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico
- ix. Cortante en la base
- x. Balance de cargas

vi. 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: $T_x = 1.8412 \text{ s}$

Para dirección en y: $T_y = 1.5746 \text{ s}$

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME) **2
1	1.841248	0.543110	3.412461	11.644887
2	1.574612	0.635077	3.990308	15.922556
3	1.190133	0.840242	5.279398	27.872038
4	0.659972	1.515215	9.520375	90.637547
5	0.555527	1.800093	11.310315	127.923237
6	0.435703	2.295139	14.420782	207.958961
7	0.403799	2.476479	15.560179	242.119172
8	0.361046	2.769731	17.402734	302.855142
9	0.286678	3.488232	21.917210	480.364076
10	0.270465	3.697340	23.231075	539.682862
11	0.256316	3.901434	24.513435	600.908520
12	0.240311	4.161278	26.146083	683.617656

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. También se observa que la solución con estructura metálica es más flexible que la de concreto reforzado.

vii. 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 entrepisos (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.

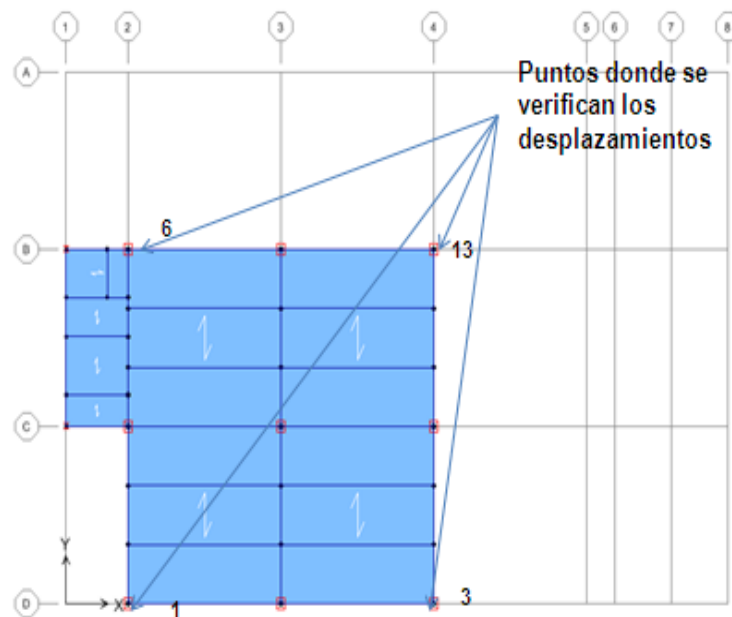


Figura. Nodos donde se verifican los desplazamientos.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
RZ0	0.149362	0.043015	0.001108	0.000351
N12	0.145810	0.041981	0.001848	0.000520
N11	0.139898	0.040404	0.002562	0.000677
N10	0.131611	0.038292	0.003017	0.000769
N09	0.121677	0.035813	0.003482	0.000876
N08	0.110011	0.032904	0.003886	0.000973
N07	0.096784	0.029601	0.004085	0.001015
N06	0.082703	0.026102	0.004310	0.001075
N05	0.067737	0.022357	0.004332	0.001119
N04	0.052682	0.018428	0.003640	0.001078
N03	0.040212	0.014623	0.002700	0.001029
N02	0.030698	0.010987	0.002634	0.000885
N01	0.021267	0.007881	0.002424	0.000821
E1	0.012797	0.005011	0.002183	0.000804
E2	0.005161	0.002198	0.001434	0.000611

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
RZ0	0.064630	0.107819	0.000451	0.000894
N12	0.063285	0.104784	0.000840	0.001267
N11	0.060712	0.100486	0.001207	0.001645
N10	0.056927	0.094899	0.001420	0.001891
N09	0.052346	0.088430	0.001642	0.002167
N08	0.046912	0.080958	0.001840	0.002410
N07	0.040705	0.072575	0.001938	0.002517
N06	0.034090	0.063751	0.002065	0.002657
N05	0.027047	0.054372	0.002113	0.002779
N04	0.020058	0.044507	0.001792	0.002753
N03	0.014879	0.034692	0.001040	0.002706
N02	0.011465	0.025016	0.000970	0.002351
N01	0.008025	0.016599	0.000895	0.001809
E1	0.004913	0.010271	0.000824	0.001656
E2	0.002039	0.004475	0.000566	0.001243

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.149361	0.046895	0.001109	0.000348
N12	0.145809	0.045753	0.001848	0.000566
N11	0.139897	0.043904	0.002562	0.000785
N10	0.131610	0.041307	0.003017	0.000921
N09	0.121675	0.038210	0.003482	0.001072
N08	0.110009	0.034553	0.003886	0.001206
N07	0.096782	0.030389	0.004086	0.001268
N06	0.082699	0.025966	0.004306	0.001356
N05	0.067745	0.021202	0.004354	0.001420
N04	0.052612	0.016197	0.003685	0.001402
N03	0.040071	0.011262	0.002633	0.001004
N02	0.030727	0.007773	0.002646	0.000787
N01	0.021261	0.005143	0.002421	0.000572
E1	0.012799	0.003157	0.002192	0.000527
E2	0.005131	0.001312	0.001425	0.000365

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.064624	0.133269	0.000451	0.000966
N12	0.063279	0.130055	0.000839	0.001594
N11	0.060707	0.124848	0.001206	0.002229
N10	0.056924	0.117519	0.001419	0.002618
N09	0.052344	0.108766	0.001642	0.003046
N08	0.046911	0.098422	0.001839	0.003422
N07	0.040705	0.086628	0.001938	0.003595
N06	0.034088	0.074092	0.002062	0.003850
N05	0.027056	0.060563	0.002125	0.004033
N04	0.020024	0.046328	0.001873	0.003965
N03	0.014838	0.032318	0.000975	0.002812
N02	0.011449	0.022362	0.000975	0.002184
N01	0.008013	0.014614	0.000892	0.001643
E1	0.004910	0.008876	0.000828	0.001483
E2	0.002024	0.003685	0.000562	0.001024

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 6				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.139614	0.043060	0.001117	0.000361
N12	0.136014	0.041982	0.001795	0.000521
N11	0.130202	0.040413	0.002438	0.000678
N10	0.122241	0.038299	0.002850	0.000774
N09	0.112790	0.035801	0.003273	0.000879
N08	0.101770	0.032883	0.003642	0.000973
N07	0.089335	0.029579	0.003823	0.001020
N06	0.076141	0.026062	0.004028	0.001077
N05	0.062156	0.022307	0.004056	0.001119
N04	0.048116	0.018375	0.003441	0.001079
N03	0.036425	0.014562	0.002583	0.001027
N02	0.027306	0.010935	0.002637	0.000873
N01	0.017872	0.007920	0.002127	0.000847
E1	0.010439	0.004957	0.001827	0.000814
E2	0.004048	0.002108	0.001124	0.000585

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	0.054715	0.107856	0.000452	0.000915
N12	0.053424	0.104746	0.000753	0.001269
N11	0.051205	0.100445	0.001033	0.001648
N10	0.048045	0.094848	0.001195	0.001896
N09	0.044245	0.088362	0.001370	0.002170
N08	0.039755	0.080877	0.001530	0.002412
N07	0.034635	0.072487	0.001611	0.002521
N06	0.029179	0.063646	0.001726	0.002658
N05	0.023385	0.054263	0.001783	0.002781
N04	0.017732	0.044389	0.001546	0.002750
N03	0.013680	0.034581	0.000970	0.002709
N02	0.010410	0.024894	0.001015	0.002373
N01	0.006798	0.016413	0.000801	0.001765
E1	0.004002	0.010240	0.000690	0.001664
E2	0.001590	0.004416	0.000442	0.001227

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 6

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.139603	0.046884	0.001115	0.000343
N12	0.136008	0.045751	0.001793	0.000566
N11	0.130207	0.043900	0.002439	0.000786
N10	0.122242	0.041303	0.002850	0.000920
N09	0.112788	0.038208	0.003274	0.001072
N08	0.101766	0.034552	0.003642	0.001206
N07	0.089330	0.030387	0.003824	0.001267
N06	0.076129	0.025968	0.004025	0.001356
N05	0.062157	0.021204	0.004077	0.001421
N04	0.048042	0.016194	0.003485	0.001397
N03	0.036316	0.011270	0.002531	0.001011
N02	0.027336	0.007774	0.002664	0.000796
N01	0.017809	0.005142	0.002106	0.000569
E1	0.010449	0.003160	0.001825	0.000529
E2	0.004065	0.001308	0.001129	0.000363

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 13

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.054710	0.133265	0.000451	0.000963
N12	0.053412	0.130059	0.000752	0.001594
N11	0.051198	0.124852	0.001032	0.002229
N10	0.048039	0.117522	0.001195	0.002618
N09	0.044238	0.108771	0.001370	0.003045
N08	0.039748	0.098428	0.001529	0.003422
N07	0.034628	0.086635	0.001612	0.003595
N06	0.029169	0.074101	0.001722	0.003850
N05	0.023384	0.060571	0.001794	0.004033
N04	0.017699	0.046335	0.001622	0.003965
N03	0.013763	0.032324	0.000965	0.002814
N02	0.010365	0.022366	0.001017	0.002197
N01	0.006752	0.014577	0.000791	0.001625
E1	0.003991	0.008900	0.000689	0.001489
E2	0.001582	0.003689	0.000440	0.001025

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 13

Según las tablas que muestran las diferencias de desplazamientos entre los entresijos 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.

viii. 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.

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS							
MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.841248	63.3361	0.2213	0.0000	63.3361	0.2213	0.0000
2	1.574612	0.1979	62.8488	0.0001	63.5340	63.0701	0.0001
3	1.190133	0.0665	0.7063	0.0003	63.6005	63.7764	0.0003
4	0.659972	18.7270	0.0037	0.0009	82.3275	63.7801	0.0013
5	0.555527	0.0059	18.6786	0.0005	82.3334	82.4586	0.0018
6	0.435703	0.3367	0.0529	0.0003	82.6701	82.5116	0.0021
7	0.403799	7.2020	0.0085	0.0002	89.8721	82.5200	0.0022
8	0.361046	0.0117	7.5475	0.0006	89.8838	90.0676	0.0028
9	0.286678	0.7827	0.4353	0.0000	90.6665	90.5029	0.0028
10	0.270465	2.1260	0.0207	0.0020	92.7925	90.5236	0.0048
11	0.256316	0.0045	0.0000	0.4150	92.7970	90.5236	0.4198
12	0.240311	0.0082	2.7287	0.0003	92.8053	93.2523	0.4201

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFacero_rA.OUT

Page

20

Según los valores de la tabla, en el modo 9 ya se tiene el porcentaje de masas arriba del 90 %, lo que nos indica que si efectivamente el programa si está considerando adecuadamente la participación de cada una de las cargas.

ix. 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_0 , en la dirección que se considere, no debe ser menor que

$$0.8a \frac{W_0}{Q}$$

Donde:

- α ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de 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.

Cargas totales aplicada									
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	289.05	140	588.76	67.99	86.57	883.32	255.32
N12	50.40	3.60	273.12	232	588.33	93.58	96.26	1,010.12	275.88
N11	46.80	3.60	273.12	232	587.77	87.41	96.26	1,003.38	274.04
N10	43.20	3.60	273.12	232	592.85	135.68	96.26	1,056.74	288.61
N09	39.60	3.60	273.12	232	592.85	135.68	96.26	1,056.74	288.61
N08	36.00	3.60	273.12	232	592.85	135.68	96.26	1,056.74	288.61
N07	32.40	3.60	273.12	232	597.93	135.68	96.26	1,061.82	290.00
N06	28.80	3.60	273.12	232	597.93	189.39	96.26	1,115.53	304.67
N05	25.20	3.60	273.12	232	597.93	189.39	96.26	1,115.53	304.67
N04	21.60	3.60	273.12	232	603.01	147.16	96.26	1,078.38	294.52
N03	18.00	3.60	404.34	202.51	729.10	135.75	81.13	1,148.49	464.38
N02	14.40	3.60	404.34	233.6	731.12	86.00	94.23	1,144.94	462.94
N01	10.80	3.60	734.82	203.91	1059.49	46.74	79.70	1,389.84	1,021.27
E01	7.20	3.60	734.82	119.97	1059.36	16.00	100	1,295.33	951.83
E02	3.60	3.60	734.82	108.00	1060.30	20.26	100	1,288.56	946.86
Base	-		5,760.21						6,712.21

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:

$$W_o = 6712.21 \text{ ton}$$

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

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

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

$T_x = 1.84 \text{ s}$ (este valor se obtuvo del modelo)

Como $T = 1.84 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s}$ $Q' = 2^{(1)}$

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

$$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.84 \text{ s}$$

$$r = 1$$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.84} \right) = 0.7337$$

$$c = 0.16$$

$$a = 0.7337 * 0.16 = 0.1174$$

Por lo tanto $V_o = 0.8 * 0.1174 * \frac{6712.21}{2} = 315.21 \text{ ton}$

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

$$\text{SPECXx} = 322.438 \text{ ton}$$

$$\text{SPECXy} = 31.839 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante es:

$$F_{ox} = \sqrt{322.438^2 + 31.839^2} = 324.01 \text{ ton}$$

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:

$T_x = 1.57 \text{ s}$ (este valor se obtuvo del modelo)

Como $T = 1.57 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s}$ $Q' = 2$

$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.57 \text{ s}$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.57} \right) = 0.86$$

$$a = 0.86 * 0.16 = 0.1376$$

Por lo tanto $V_o = 0.8 * 0.1376 * \frac{6712.21}{2} = 369.38 \text{ ton}$

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

$$\text{SPECY}_x = 36.933 \text{ ton} \qquad \text{SPECY}_y = 382.414 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante en dirección Y es:

$$F_{oy} = \sqrt{36.933^2 + 382.414^2} = 384.193 \text{ ton}$$

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.

x. 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	-2.09E-30	3.02E-16	-2123.227	-21769.507	30635.924	9.29E-16
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	4.24E-10	-2.79E-11	2123.227	21769.507	-30635.924	-6.00E-09
TOTAL	4.24E-10	-2.79E-11	2.00E-11	1.35E-09	9.17E-09	-6.00E-09
LOADCMA	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	5.12E-31	0	-880.00173	-8107.355	12101.968	-4.52E-30
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	-1.06E-10	-9.37E-12	880.00173	8107.355	-12101.968	7.46E-10
TOTAL	-1.06E-10	-9.37E-12	1.28E-11	5.21E-10	-7.40E-10	7.46E-10
LOADCV	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-2.30E-30	0	-1076.103	-10872.432	15176.757	2.03E-29
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	2.31E-10	-1.85E-11	1076.103	10872.432	-15176.757	-3.24E-09
TOTAL	2.31E-10	-1.85E-11	1.21E-11	8.48E-10	4.67E-09	-3.24E-09
LOADCVR	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	2.36E-30	0	-546.5916	-5450.318	7423.711	-2.09E-29
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	2.23E-10	-1.12E-11	546.5916	5450.318	-7423.711	-2.93E-09
TOTAL	2.23E-10	-1.12E-11	5.46E-12	5.10E-10	4.10E-09	-2.93E-09
LOADFACH	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	0	0	-438.308076	-4061.928	6015.342	0
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	1.78E-10	-3.49E-12	438.308076	4061.928	-6015.342	-2.45E-09
TOTAL	1.78E-10	-3.49E-12	3.75E-12	2.23E-10	4.36E-09	-2.45E-09
LOADCM0	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	5.58E-31	1.94E-16	-2359.522	-24113.925	33924.453	7.19E-16
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	4.88E-10	-3.21E-11	2359.522	24113.925	-33924.453	-6.89E-09
TOTAL	4.88E-10	-3.21E-11	2.14E-11	1.52E-09	1.06E-08	-6.89E-09

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.

4.3 Diseño de Elementos Estructurales.

Como se ha mencionado anteriormente, el usar un programa de computo 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 implico 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.

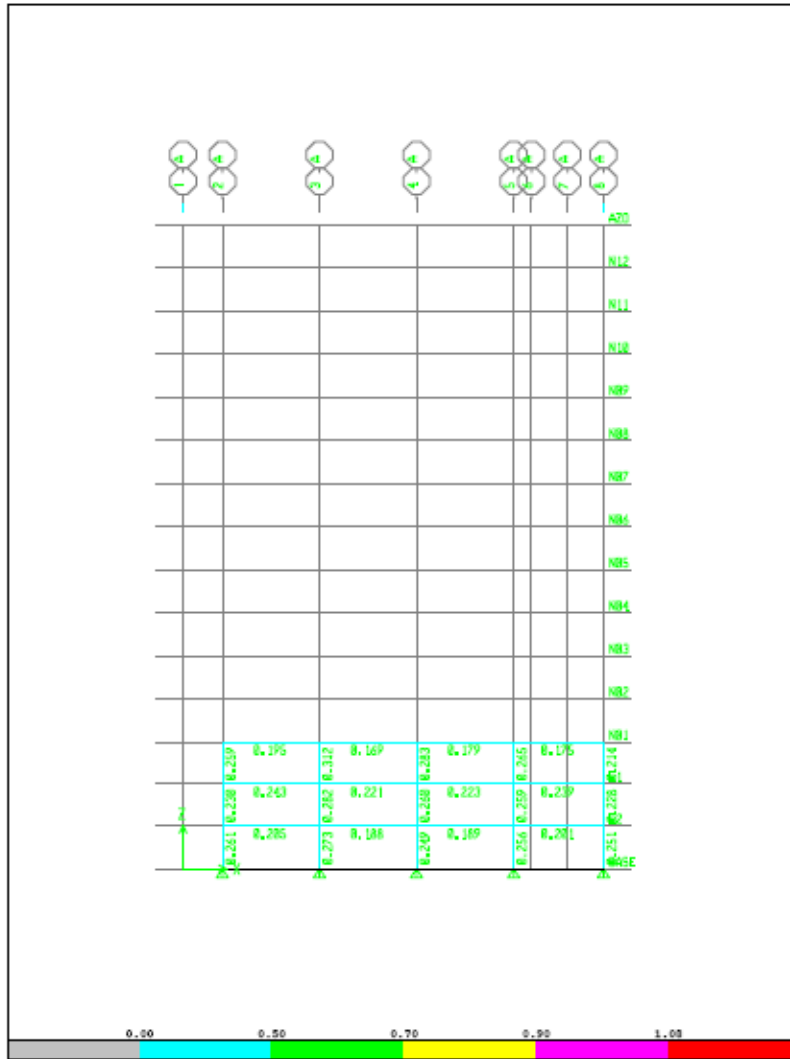


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y traves eje A

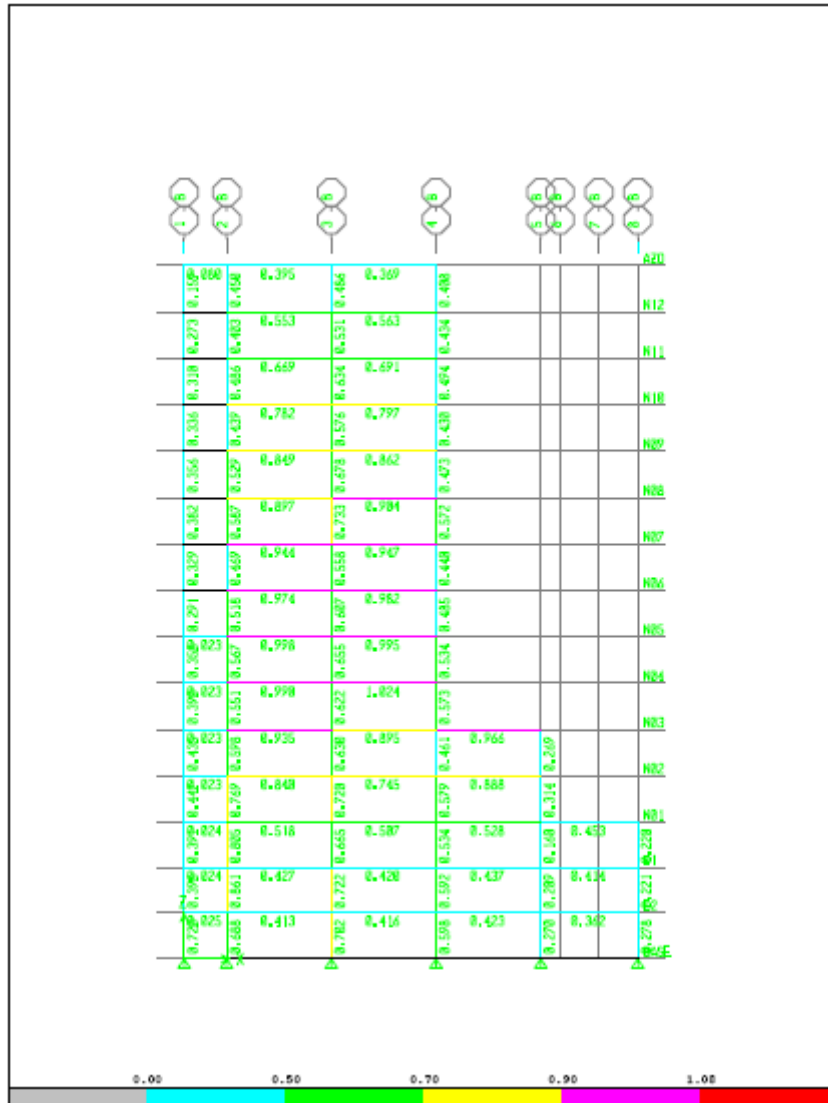


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y traves eje B

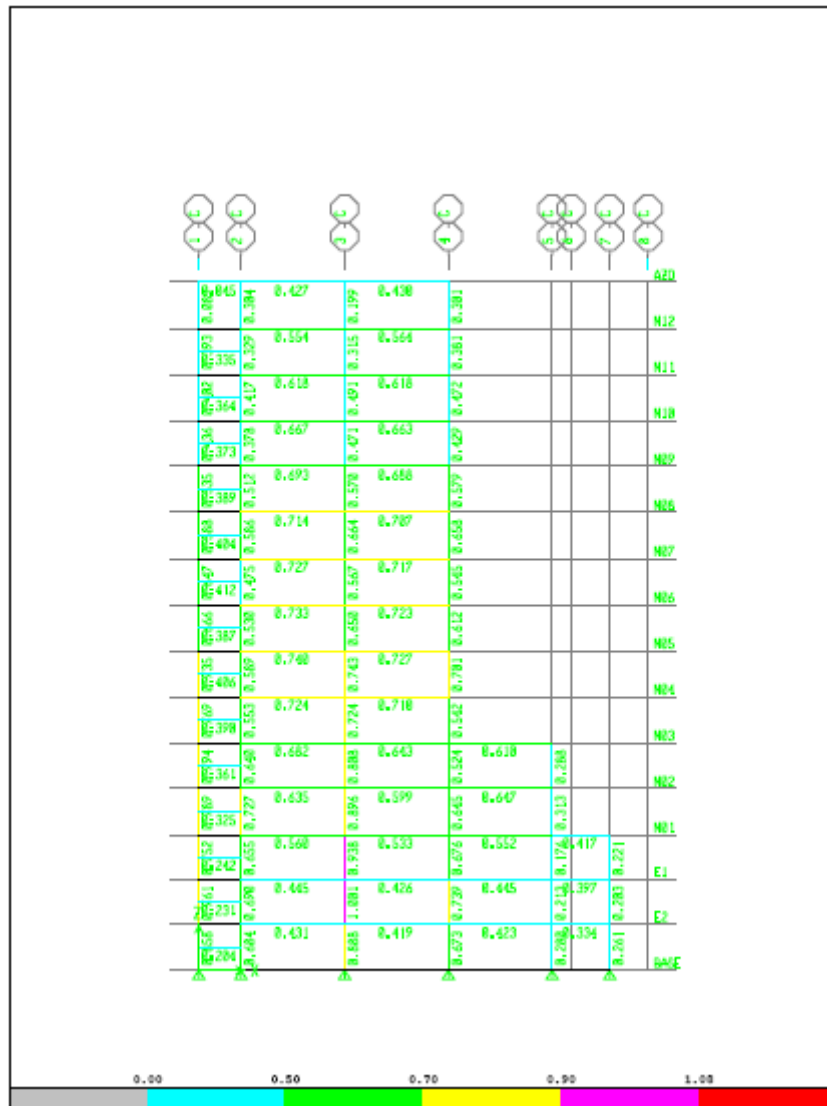


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y traves eje C

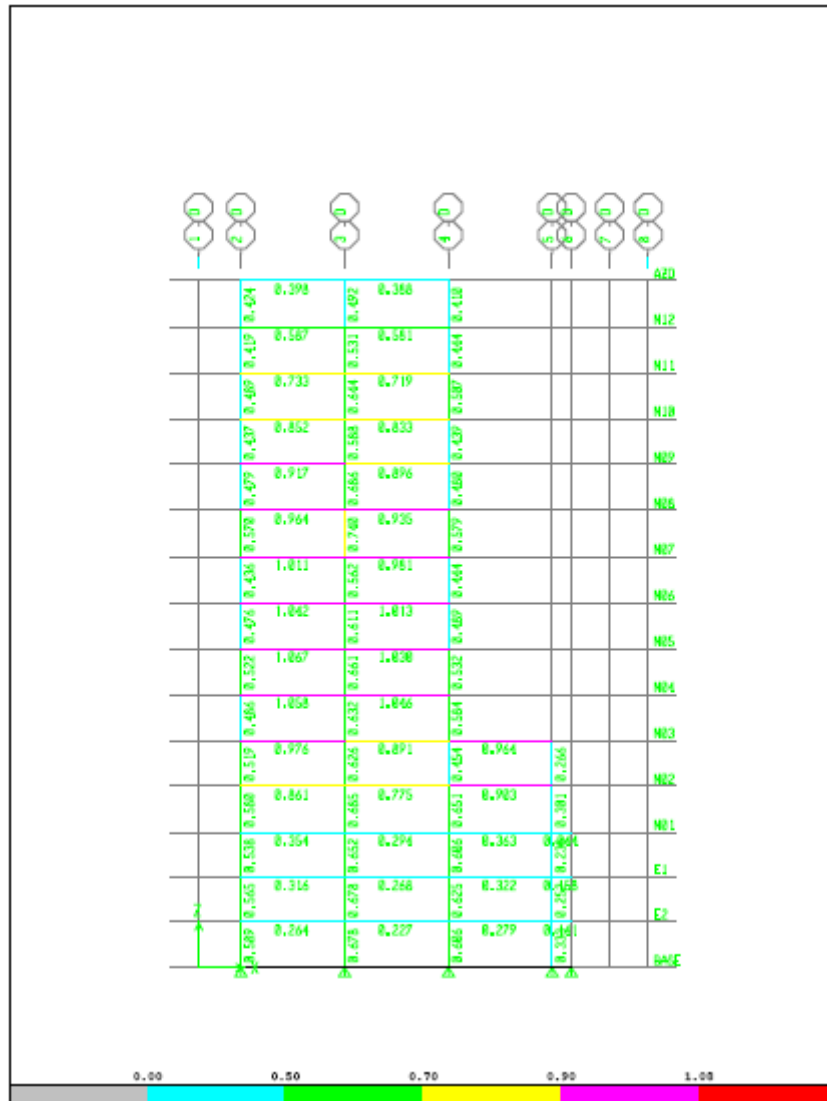


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y traves eje D

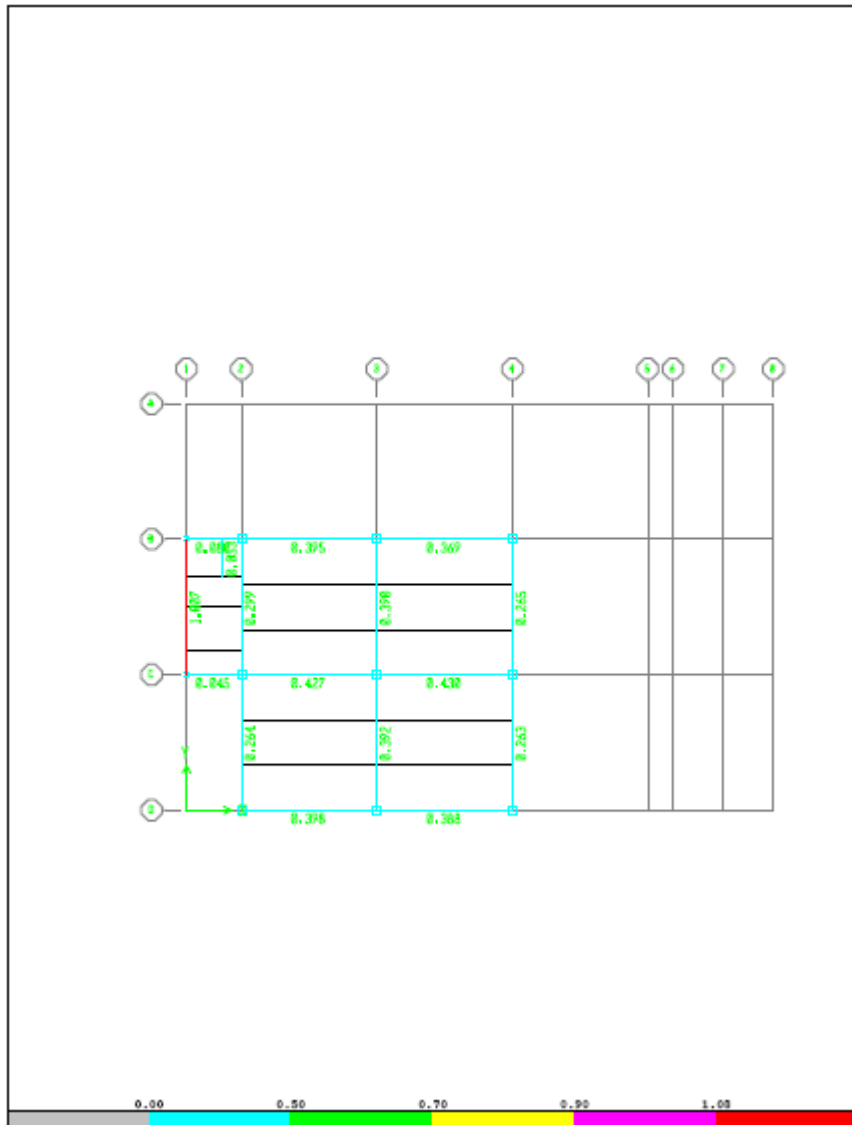


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel de Azotea

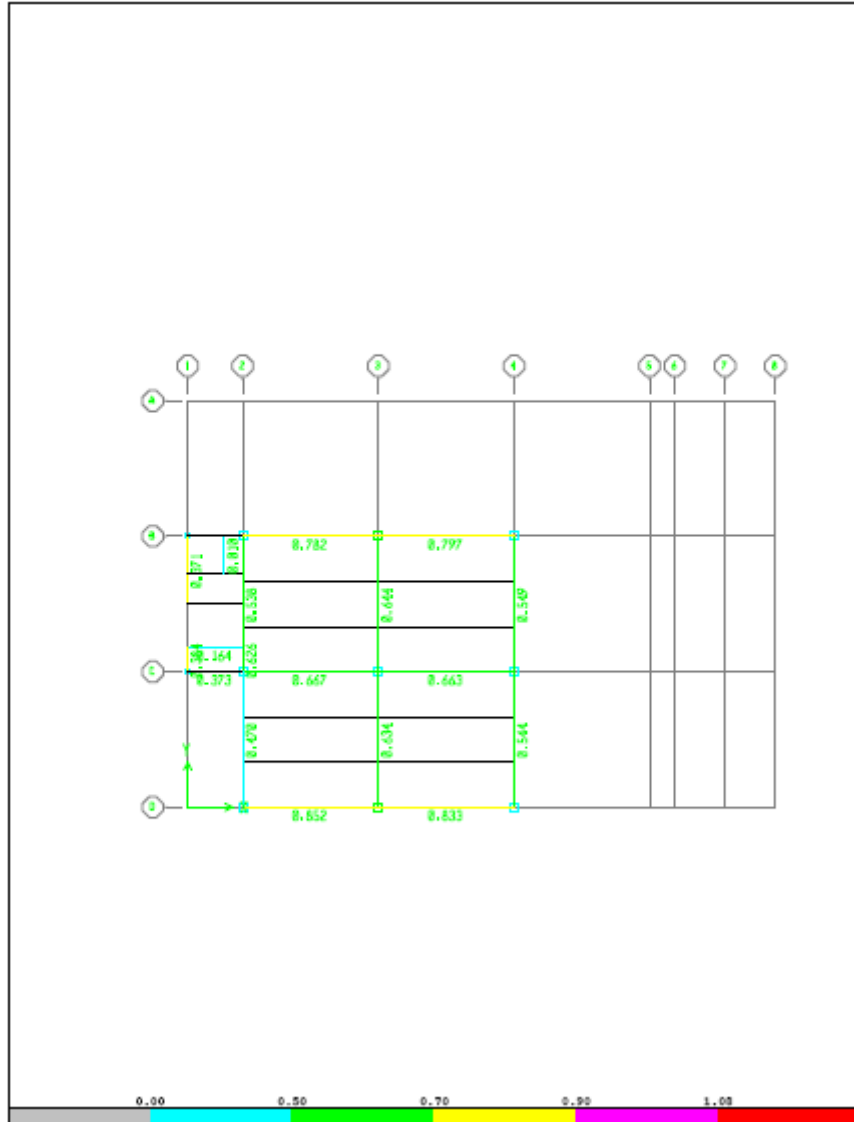


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 10

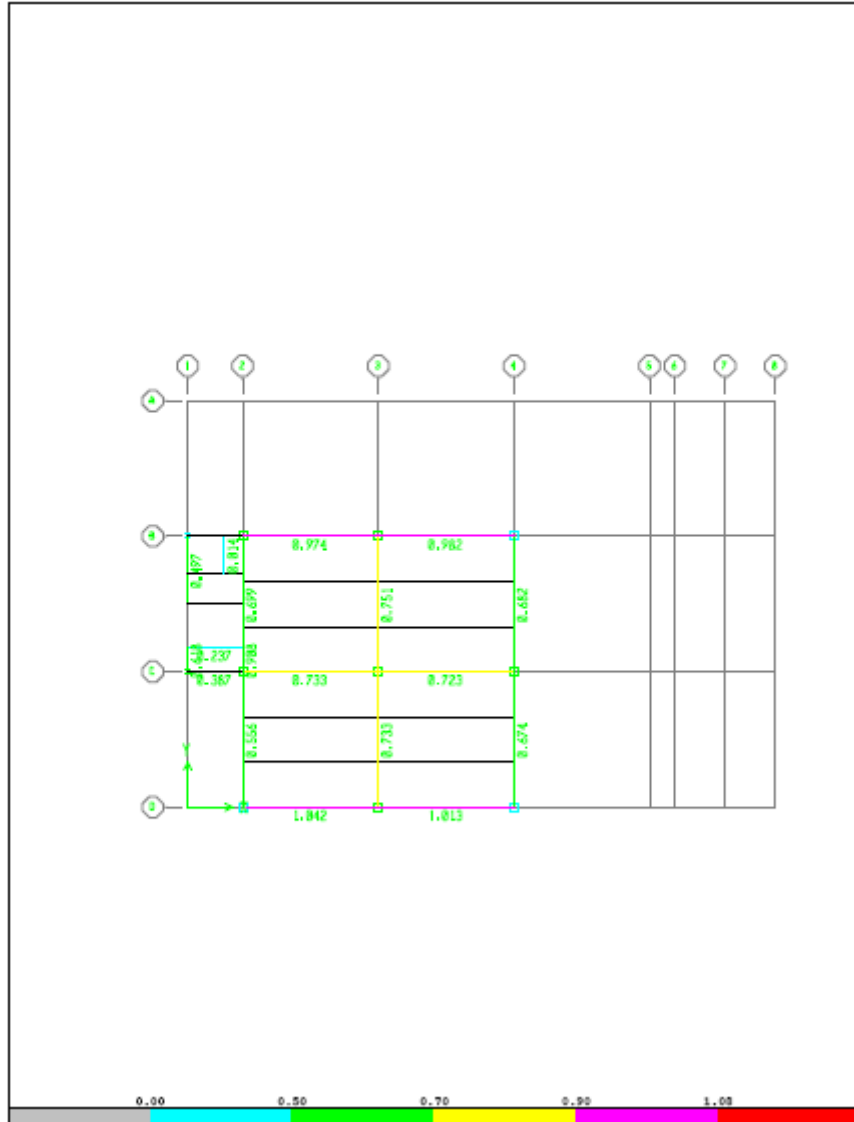


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 06

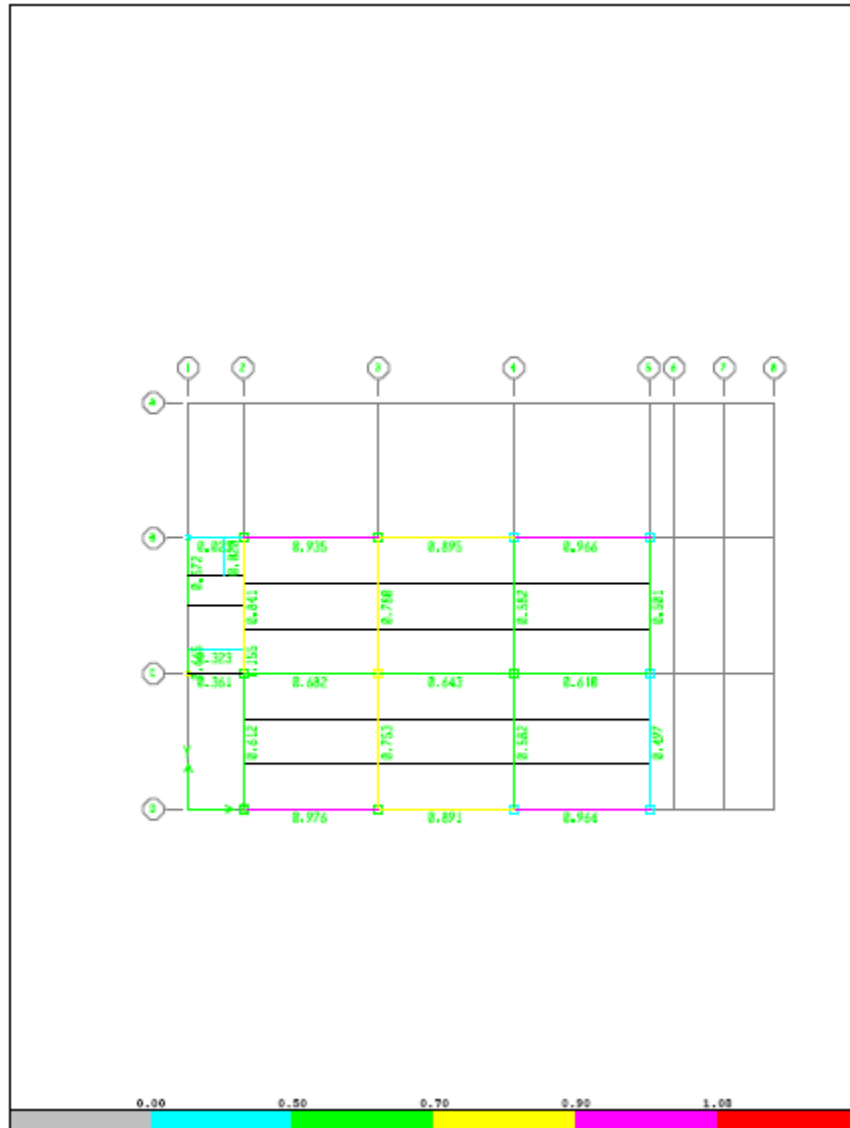


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 03

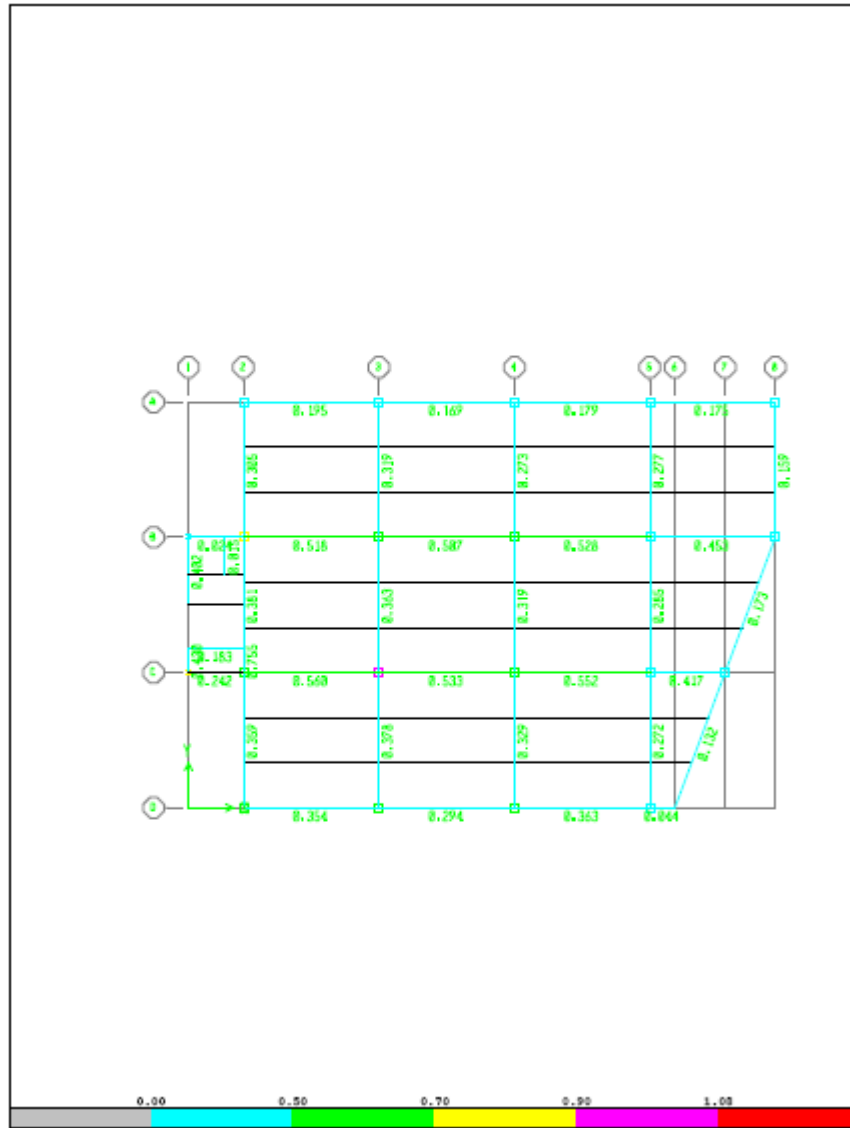


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 01

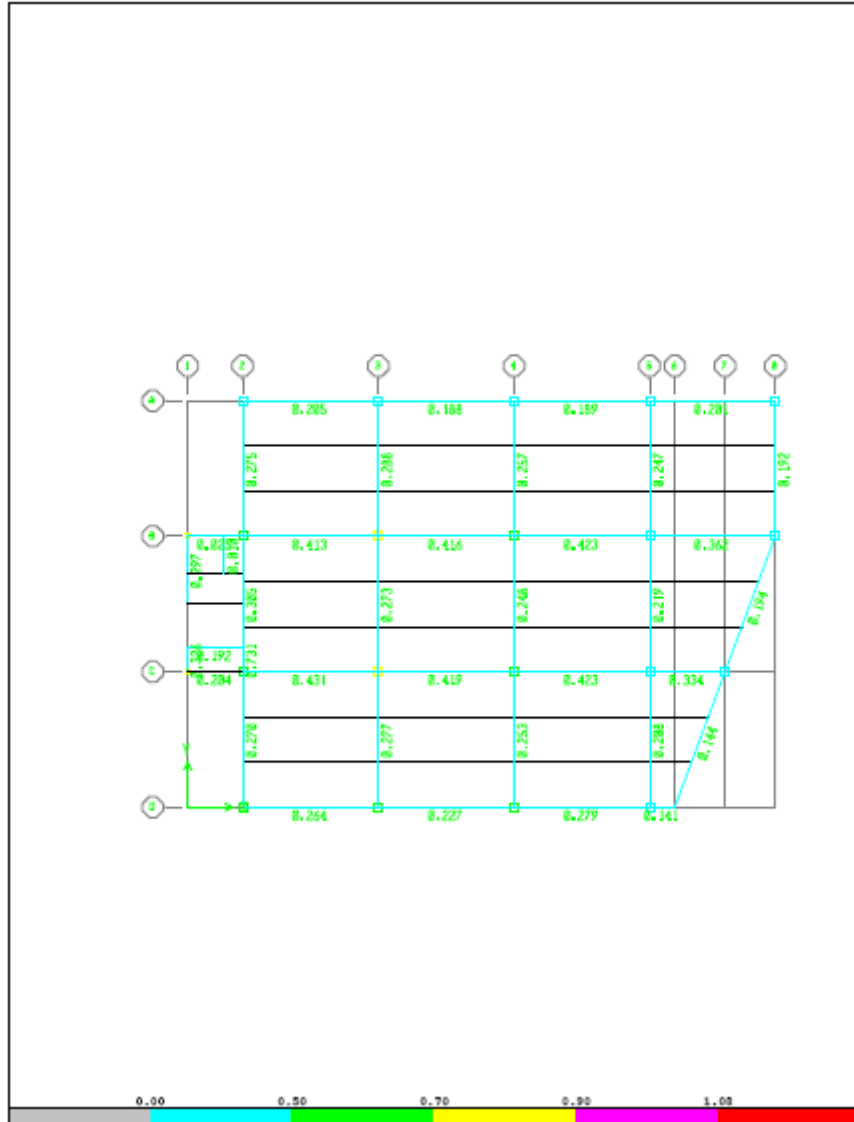


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel E2

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 trabes, la relación demanda – capacidad es menor de 1, lo que indica que la sección elegida es adecuada.

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 AISC-LRFD93.

4.3.1. Diseño de elementos estructurales según el post procesador de programas ETABS.

4.3.1.1. 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 K01, que corresponde a una sección cajón de 495x457x19 mm.

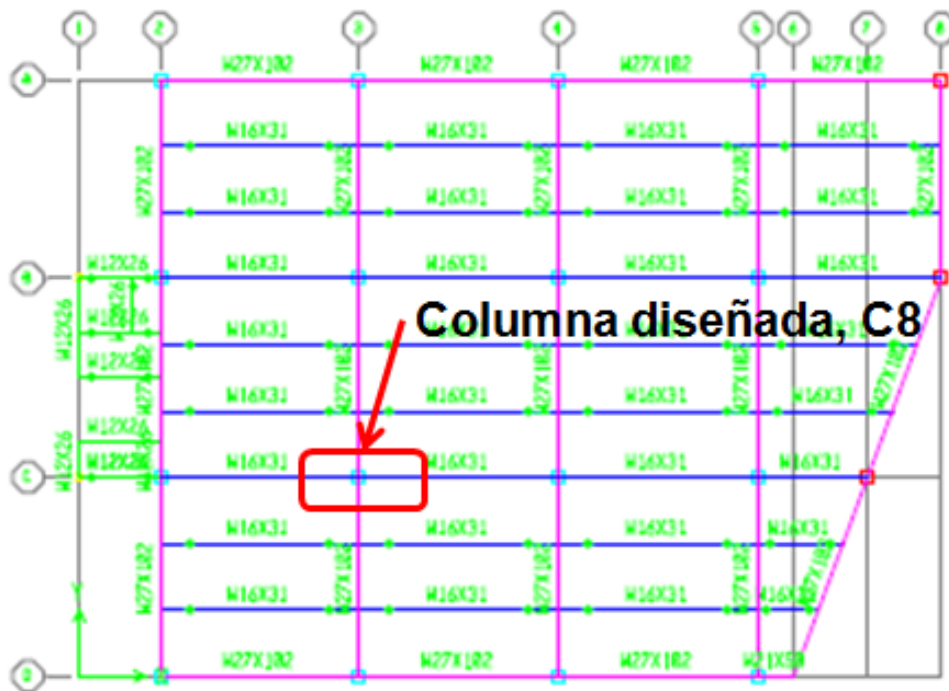


Figura. Ubicación en planta de la columna diseñada



Figura. Ubicación en elevación de la columna diseñada

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Ton-m (Summary for Combo and Station)									
Level: E2 Element: C8 Station Loc: 2.912 Section ID: OK2									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=3.600									
A=0.035 i22=0.001 i33=0.001 z22=0.006 z33=0.006									
s22=0.005 s33=0.005 r22=0.181 r33=0.192									
E=20389020.000 fy=35150.000									
RLLF=0.400									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.888 = 0.885 + 0.002 + 0.001									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
		P	M33	M22	V2	V3			
Combo	GRAV	-858.080	-0.465	0.216	0.161	-0.057			
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)									
		Pu	phi*Pnc	phi*Pnc					
		Load	Strength	Strength					
Axial		858.080	970.016	1098.747					
		Mu	phi*Mn	Cm	B1	B2	K	L	Cb
		Moment	Capacity	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Bending		0.465	193.517	0.597	1.000	1.000	1.359	0.809	1.676
Minor Bending		0.216	183.079	0.694	1.000	1.000	1.886	0.809	
SHEAR DESIGN									
		Vu	Phi*Vn	Stress					
		Force	Strength	Ratio					
Major Shear		0.161	357.033	0.000					
Minor Shear		0.057	329.624	0.000					

4.3.1.2. 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 IR (W16x31).

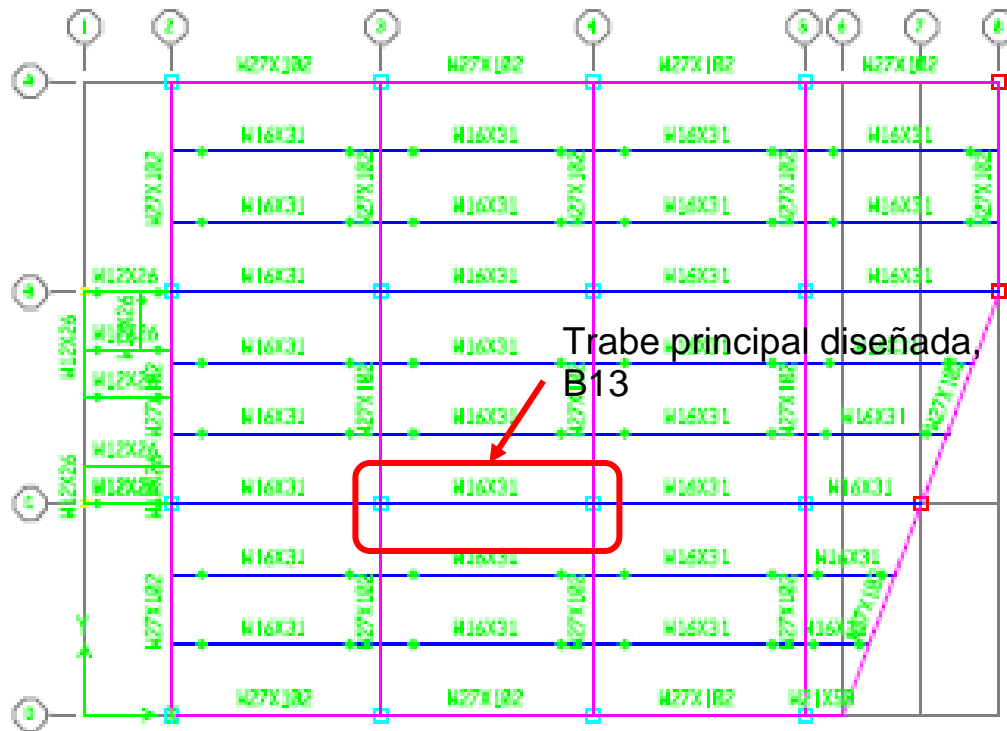


Figura. Ubicación de la trabe principal diseñada

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Ton-m (Summary for Combo and Station)									
Level: E2 Element: B13 Station Loc: 7.872 Section ID: W16X31									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=8.100									
A=0.006 -122=5.161E-06 -133=1.561E-04 -222=1.152E-04 -233=8.849E-04									
s22=7.349E-05 s33=7.730E-04 r22=0.030 r33=0.163									
E=20389020.000 fy=35150.000									
RLLF=0.932									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.419 = 0.000 + 0.418 + 0.000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
		P	M33	M22	V2	V3			
Combo	GRAV	0.117	-11.295	2.149E-04	9.038	1.922E-04			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
		Pu	phi*Pnc	phi*Pnt					
		Load	Strength	Strength					
Axial		0.117	141.379	186.340					
		Mu	phi*Mn	Cm	B1	B2	K	L	Cb
		Moment	Capacity	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Bending		11.295	27.009	1.000	1.000	1.000	1.000	0.944	1.018
Minor Bending		2.149E-04	3.487	1.000	1.000	1.000	1.000	0.200	
SHEAR DESIGN									
		Vu	Phi*Vn	Stress					
		Force	Strength	Ratio					
Major Shear		9.038	53.545	0.169					
Minor Shear		1.922E-04	49.661	3.870E-06					

4.3.1.3. Diseño trabe secundaria.

La trabe secundaria, de la cual se muestra el diseño, es la B49, está ubicada en el Nivel E2 , entre los ejes 3 y 4. Se trata de una sección I W16x31.

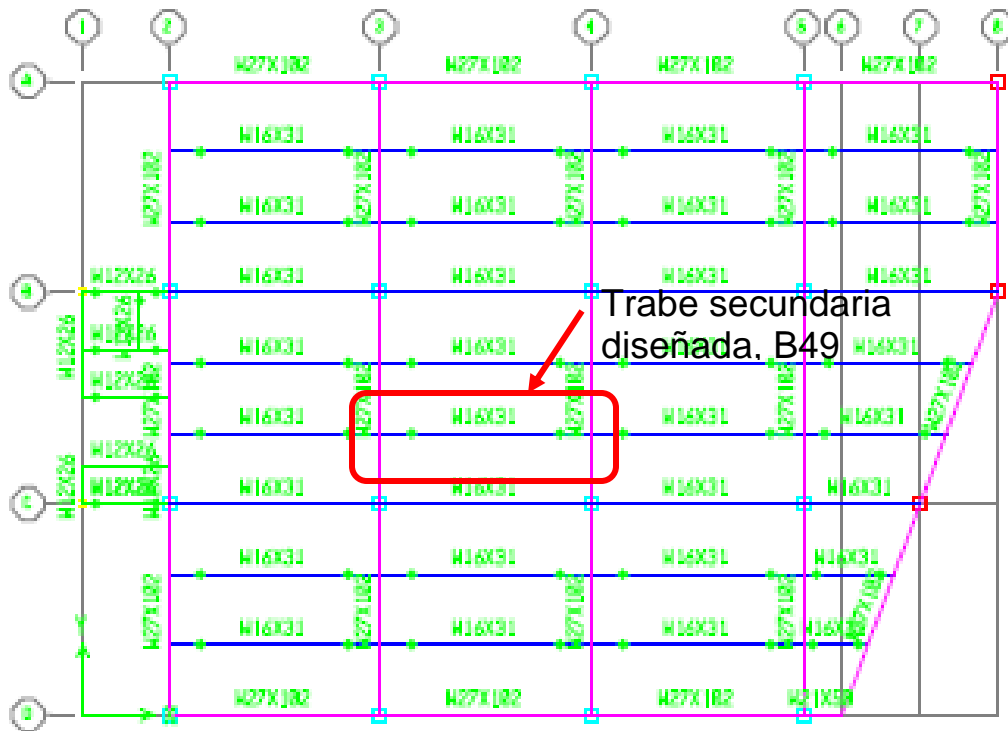


Figura. Ubicación de la trabe secundaria diseñada

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m			
Beam Label: B49	Story: E2	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 8.100	Camber: 0.025	b-cp: N/A
Beam: W16X31	Loc X: 15.435	Comparative: \$10344.65	t-cp: N/A
Fy: 35150.000	Loc Y: 5.400	Stud Diam.: 0.016	Fy-cp: N/A
Fu: 45699.526	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 0.932	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	b _{eff} Left: 1.013	b _{eff} Right: 1.013
Dir. Left: Perpdclr	Dir. Right: Perpdclr	F' _c Left: 2500.000	F' _c Right: 2500.000
Ctop Left: 0.027	Ctop Right: 0.027	Ec(S) Left: 2210000.000	Ec(S) Right: 2210000.000
Cbot Left: 0.000	Cbot Right: 0.000	Ec(D) Left: 2210000.000	Ec(D) Right: 2210000.000
		Ec(V) Left: 2983500.000	Ec(V) Right: 2983500.000
Is: 1.561E-04			
I _{bare} : 1.561E-04	y _{bare} : 0.202		
I _{trans} (S): 5.465E-04	y _{trans} (S): 0.415	I _{eff} (S): 3.634E-04	y _{eff} (S): 0.342
I _{trans} (D): 5.465E-04	y _{trans} (D): 0.415	I _{eff} (D): 3.634E-04	y _{eff} (D): 0.342
I _{trans} (V): 6.111E-04	y _{trans} (V): 0.449	I _{eff} (V): 6.111E-04	y _{eff} (V): 0.449
Qn: [7.30(1 stud/row), 5.16 (2studs/row)]			
Stud Layout: 18			
Seg. Length: 7.821			
Stud Ratio: 0.360			
PCC: 28.21%	Utilization Limit: 0.950		
Overall Ratio: 0.780	Stress Ratio: 0.780	Deflection Ratio: 0.397	

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m			
PCC PNA: 0.321	PCC phiMn: 39.986		
Full PNA: 0.404	Full phiMn: 55.273		
Pmax: 0.00	Pmax Combo: NA		
Moment Design			
Type	Combo	Lb	Cb
Constr Pos	DCMPC2	0.000	1.000
Final Pos	DCMPS2	0.000	1.000
		Mu	phiMn
		21.821	27.994
		25.669	39.986
		Ratio	
		0.780	0.642
Shear Design			
Type	Combo	Block	Vu
Constr Left	DCMPC2	OK	10.81
Constr Right	DCMPC2	OK	10.81
Final Left	DCMPS2	OK	12.72
Final Right	DCMPS2	OK	12.72
		PhiVn	Ratio
		49.91	0.217
		49.91	0.217
		49.91	0.255
		49.91	0.255
End Reactions			
Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction
DCMPS2	12.72	DCMPS2	12.72

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m			
Shear Stud Details (PCC Provided=28.21%)			
Location	Distance	Combo	L1 Left L1 Right Vh Reqd.
Max Moment	3.812	DCMPS1	3.672 4.149 13.62
Max Moment	4.288	DCMPS1	4.149 3.672 13.62
Max Moment	3.812	DCMPS2	3.672 4.149 51.76
Max Moment	4.288	DCMPS2	4.149 3.672 51.76
Max Moment	3.812	DCMPS2	3.672 4.149 51.76
Max Moment	4.288	DCMPS2	4.149 3.672 51.76

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m			
Deflection Design			
Type	Consider	Combo	Defl Limit Ratio OK
PreComp DL	Yes	DCMPD2	0.027 0.068 0.397 Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	0.006 0.068 0.096 Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.005 0.023 0.225 Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	0.008 0.034 0.233 Yes
Vibration Design Neff: 1.00			
Type	Consider	Combo	Actual Target Ratio OK
Frequency	No	DCMPD2	6.1 8.0 1.302 No
Murray Damp	No	DCMPD2	4.0% 4.3% 1.070 No

4.3.2. 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.

4.3.2.1. 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.

$$\begin{aligned} P &= 859.2 \text{ ton} \\ M_x &= 0.465 \text{ t-m} \\ M_y &= 0.216 \text{ t-m} \end{aligned}$$

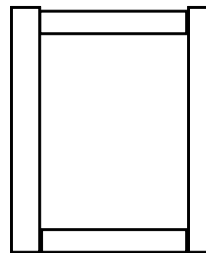
Diseño preliminar

$$\begin{aligned} P &= 859.19 \text{ t} \\ F_y &= 3515 \text{ kg/cm}^2 \\ E &= 2039000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$A = 244.44 \text{ cm}^2$$

SECCIÓN PROPUESTA SECCIÓN CUADRADA (49.5x45.7 x1.9)

$$\begin{aligned} A &= 347.32 \text{ cm}^2 \\ d &= 49.5 \text{ cm} \\ b &= 45.7 \text{ cm} \\ t_f &= 1.9 \text{ cm} \\ t_w &= 1.9 \text{ cm} \\ I_x &= 113,565.25 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 128,644.14 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 6280.40 \text{ cm}^3 \\ S_y &= 6684.36 \text{ cm}^3 \\ Z_x &= 5787.22 \text{ cm}^3 \\ Z_y &= 6117.174 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 18.08 \text{ cm} \\ r_y &= 19.25 \text{ cm} \end{aligned}$$



CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

$$\frac{b}{2 \ t_p} = 12.03$$

$$\frac{d - 2 \ t_p}{t_a} = 24.05$$

SECCION TIPO 2

COMB1 Gravitacional 1.4 CM + 1.4 CV

Revisión Secciones Extremas

Extremo Inferior

$$\frac{P_u}{FRP_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{FRM_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{FRM_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{uox}}{FRM_{px}} + \frac{M_{uoy}}{FRM_{py}} \leq 1.0$$

FR=	0.9
Pu=	859.19 t
Py=	1220.83 t
Mpx=	203.42 t-m
Mpy=	215.02 t-m
Muox=	0.051 t-m
Muoy=	0.004 t-m

Demanda/Capacidad = 0.78 Bien
Demanda/Capacidad = 0.00 Bien

Extremo Superior

FR=	0.9
Pu=	859.19 t
Py=	1220.83 t
Mpx=	203.42 t-m
Mpy=	215.02 t-m
Muox=	0.22 t-m
Muoy=	0.47 t-m

Demanda/Capacidad = 0.78 Bien
Demanda/Capacidad = 0.00 Bien

Columna Completa

$$\frac{Pu}{Rc} + \frac{M^*uox}{Mm} + \frac{M^*uoy}{FRMpy} \leq 1.0$$

FR=	0.9
Pu=	859.19 t
Muox=	0.22 t-m
Muoy=	0.47 t-m
L=	360 cm
K=	1
n=	1.4
λ =	0.26
Fy At FR=	1098.75 t
Rc=	1084.18 t
Mpx=	203.42 t-m
Mpy=	215.02 t-m
Mm=	183.08 t-m

Demanda / Capacidad = 0.80 Bien

4.3.2.2. 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:

$$M = 11.30 \text{ t-m}$$
$$V = 9.04 \text{ ton}$$

Datos

Fy=	2530.0 kg/cm ²
E=	2,039,000.00 kg/cm ²
G=	784,000.00 kg/cm ²
FR=	0.9
Sx=	496.27 cm ³

SECCION IR 553 x 138.3 (W16x31)

L=	8.1 m		
d=	40.3 cm		
bf=	14 cm		
tf=	1.12 cm		
tw=	0.7 cm		
Ix=	15,609.00 cm ⁴		
Iy=	516.00 cm ⁴		
Sx=	773.00 cm ³	Zx=	885.00 cm ³
Sy=	74.00 cm ³	Zy=	115.00 cm ³
rx=	16.3 cm		
ry=	3 cm		
J=	19.1 cm ⁴		

CLASIFICACION DE LA SECCIÓN

$$\frac{b}{2 \ t_p} = 6.25$$

SECCION TIPO 1

$$\frac{d - 2 \ t_p}{t_a} = 54.37$$

My=	19.5569 t-m	
MR=	20.15 t-m	BIEN

Relación Demanda/Capacidad= 0.56

REVISIÓN POR PANDEO LATERAL.

Mu= 11.3 t-m

Mp= 22.39 t-m

2/3 Mp= 14.93 t-m

L= 270.00 cm

C= 0.99

Ca= 198,024.34 cm⁶

Mu= 31.70 t-m

MR= 18.59 t-m BIEN

REVISIÓN POR CORTANTE

V= 9.04 t

FR= 0.9

VR= 34.35 t BIEN

3.3.2.3. Verificación del diseño de la trabe secundaria.

Para verificar el diseño de la trabe B49 se toman los elementos mecánicos del programa, y son:

$$M = 19.22 \text{ t-m}$$

$$V = 9.52 \text{ ton}$$

DISEÑO DE TRABES EN SECCIÓN COMPUESTA

DATOS DE LA SECCIÓN

W16X31

A=	59.9 cm ²
Peso=	46.12 kg/m
I _x =	15550.9 cm ⁴
I _y =	515.9 cm ⁴
S _x =	771.1 cm ³
r _x =	16.1 cm
J=	17.4 cm ⁴
Z _x =	885.1 cm ³

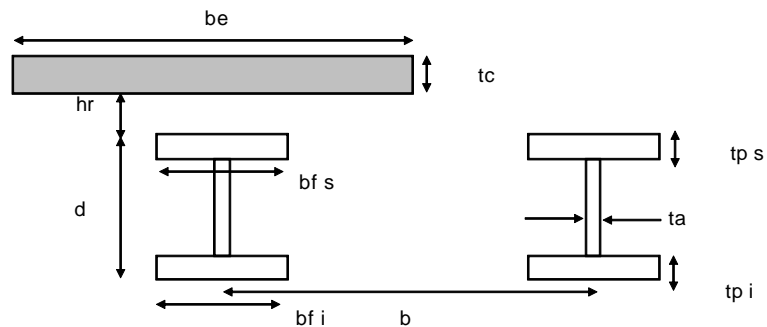
e ₁ =	135 cm
e ₂ =	270 cm
d=	40.3 cm
b _{f s} =	14.03 cm
b _{f i} =	14.03 cm
t _c =	10 cm
t _{p s} =	1.12 cm
t _{p i} =	1.12 cm
t _a =	0.7 cm
h _r =	5 cm

distancia al borde de la losa
separación entre vigas

b _e =	101.25 cm
------------------	-----------

DATOS GENERALES

L =	8.1 m
E =	2039000 Kg/cm ²
F _y =	3515 Kg/cm ²
G=	784000 Kg/cm ²
f _c =	250 Kg/cm ²
E _c =	221359.436 Kg/cm ²



ANÁLISIS DE CARGAS

CARGA MUERTAS	Etapas de servicio	Etapas de construcción
Lamina losacero	40 kg/m ²	40 kg/m ²
Capa de compresión 6 cm	144 kg/m ²	
Acabados	0 kg/m ²	
Firme para nivel 2 cm	0 kg/m ²	
Plafond	0 kg/m ²	
Instalaciones	0 kg/m ²	
Otras	590 kg/m ²	300
Sobrecarga	40 kg/m ²	
	814 kg/m²	340 kg/m²
CARGA VIVA	170 kg/m²	100 kg/m²
CARGA TOTAL	984 kg/m²	440 kg/m²

CÁLCULO DE MOMENTOS ACTUANTES

B=	2.7 m	Ancho tributario para cálculo de momento
Mserv=	21.79 t-m	Momento actuante en la etapa de servicio
Mcons=	9.74 t-m	Momento actuante en la etapa de construcción

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

Patines	b/2t=	6.28
	TIPO	1
Tipo 1	$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.71$	
Tipo 2	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$	
Tipo 3	$0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.97$	
Alma	h/t=	54.55
	TIPO	1
Tipo 1	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.01$	
Tipo 2	$3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89.36$	
Tipo 3	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 134.88$	
Tipo de sección:	Compacta	

REVISIÓN EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Ca=	198356.782 cm ⁶
C=	1
Mu=	5.59 t-m
Mp=	31.11 t-m
2/3Mp=	20.74 t-m

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a}$$

MR= 5.03 t-m Momento resistente en la etapa de construcción

Mu= 9.74 t-m

**La sección no adecuada, ajustar
o colocar arriostramiento**

La= 4.05 m Longitud arriostrada

Mu=	15.50 t-m
Mp=	31.11 t-m
2/3Mp=	20.74 t-m
MR=	13.95 t-m

La sección es adecuada en etapa de construcción

REVISIÓN EN LA ETAPA DE SERVICIO

SECCIÓN COMPUESTA.

Según las NTC del RCDF

$$a = \frac{A_a \cdot f_y}{f'_c \cdot b_e}$$

a=	12.227 cm	> tc
----	-----------	------

Se revisa con el caso IIa ó IIb, el EN esta en la viga de acero

CASO 1: EJE NEUTRO DENTRO DE LA LOSA DE CONCRETO

dt=	13.45 cm
d1=	22.34 cm
Mn=	47.01 t-m
MR=	39.96 t-m

$$d_t = \frac{0.5A_{ps}(t_{ps}) + 0.5A_{al}(d + t_{ps} - t_{pi}) + A_{pi}(d - 0.5t_{pi})}{A_a}$$

C=	270.28 ton
T=	155.33 ton

Como C>=T, Se aplica el caso IIa

CASO Ila: EJE NEUTRO EN EL PATIN SUPERIOR

Cc=	215.16 ton	
Ca=	-2.35 ton	
tpc=	-0.05 cm	profundidad de la zona comprimida del patín
dt=	19.31 cm	
d'2=	29.31 cm	
d"2=	19.34 cm	
Mn=	62.62 t-m	
MR=	53.22 t-m	

CASO Iib: EJE NEUTRO PASA POR EL ALMA DE LA VIGA

hc=	-0.96 cm
dc=	0.56 cm
dt=	12.75 cm
d'3=	37.58 cm
d"3=	27.03 cm
Mn=	80.23 t-m
MR=	68.19 t-m

Momento Resistente de Diseño	MR=	53.22 t-m
-------------------------------------	------------	------------------

DATOS CONECTORES DE CORTANTE

Tipo de conector: perno

Datos perno

DIAM = 1.27 cm
Asc= 1.21 cm²
Fu= 4600 Kg/cm²

Datos Canal

tp= 1 cm
ta= 0.9 cm
Lc= 5 cm

Qn= 4.50 ton

Factor de reducción de la resistencia por el uso de lámina acanalada

Orientación de las nervaduras: perpendicular

Wr= 14 cm
hr= 7.6 cm
Hs= 12.7 cm
Nr= 1

Factor= 1.00

Qn= 4.50 ton

Fuerza Cortante= 210.46 ton

Número de conectores=	47	Del centro del claro al apoyo
Número de conectores=	94	En toda la trabe

DEFLEXIONES

$$n = 9.2$$
$$Y_a = 35.1676 \text{ cm}$$

$$y = \frac{nA_a}{b_e} \left(\sqrt{1 + \frac{2b_e y_a}{nA_a}} - 1 \right) \leq t_c$$

$$A_{ct} = 109.92 \text{ cm}^2$$
$$I_{ct} = 916.00 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{(A_{ct})(0.5t_c) + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$y = 14.87 \text{ cm} > t_c$$
$$\bar{y} = y = 15.64 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{b_e y^3}{3n} + I_a + A_a (y_a - y)^2 \quad \text{En la losa de acero}$$

$$I_t = (I_{ct} + I_a) + A_{ct} (y - 0.5t_c)^2 + A_a (y_a - y)^2 \quad \text{En la sección de acero}$$

$$I_t = 51743.00 \text{ cm}^4$$

SIN APUNTALAMIENTO DURANTE CONSTRUCCIÓN

$$\Delta 1 = 0.08 \text{ cm} \quad \text{Flecha antes de que frague el concreto}$$
$$\Delta 2 = 0.53 \text{ cm} \quad \text{Flecha posterior al fraguado del concreto}$$
$$\Delta t = 0.61 \text{ cm} \quad \Delta s = 1.48 \text{ cm}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm} \quad \text{Flecha producida por el flujo plastico}$$

$$\Delta t = 2.09 \text{ cm} \quad \text{SECCIÓN ADECUADA}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm} \quad \text{RCDF}$$

APUNTALAMIENTO DURANTE CONSTRUCCIÓN

$$\Delta 2 = 0.26 \text{ cm}$$
$$\Delta t = 0.26 \text{ cm} \quad \Delta s = 1.48 \text{ cm}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm}$$

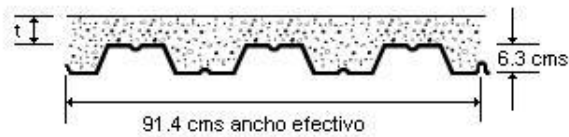
$$\Delta t = 1.74 \text{ cm} \quad \text{SECCIÓN ADECUADA}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm}$$

4.3.2.4. Diseño de la losacero.

Como se menciona anteriormente las losas son los elementos estructurales sobre los cuales se aplicó la carga para distribuirla a los demás elementos, de ahí su importancia para modelarla.

La determinación del tipo de losacero a utilizar se limita a seleccionar del catalogo de algún proveedor la lamina que se empleara. La selección de la lámina está en función de las cargas muertas y vivas, y de la separación entre apoyos.

En seguida se muestra el catálogo del cual se obtuvo el calibre de la losacero.



SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M2)						
CALIBRE	L metros	ESPESOR DE CONCRETO (cms)				
		t=5	t=6	t=8	t=10	t=12
22	1.80	1408	1706	2302	2900	3496
	2.00	1248	1514	2046	2579	3111
	2.20	1116	1352	1835	2316	2795
	2.40	907	1101	1597	2097	2532
	2.60	744	906	1321	1884	2310
	2.80	614	751	1102	1582	2119
	3.00	510	623	926	1338	1874
	3.20	424	523	782	1138	1604
	3.40	353	438	662	972	1380
	3.60	294	367	562	833	1192
	3.80	243	307	477	716	1033
	4.00	200	255	404	616	897
	4.20	163	211	342	529	781
	4.40	131	173	288	455	679
	4.60	103	139	241	389	591
	4.80		110	199	332	514
	5.00			163	282	445

NOTA: Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

Las vigas secundarias están a 2.7 m de separación, y por la carga muerta mas la carga viva que se tiene, 407 kg/cm^2 , se utilizara una losacero Galvadek 15 Cal. 22, con una capa de concreto de 6 cm de espesor.

4.3.2.5. Diseño de 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 del modelo de acero, considerando la profundidad de desplante y la capacidad de carga indicada en el capítulo 1.

Datos Geométricos:

Lx=	390 cm	(Dimensión de Zapata)		
Ly=	390 cm	(Dimensión de Zapata)		
H=	150 cm	(Profundidad de desplante)		
Hdado=	0 cm	(Altura del dado sobre NTC 0.00)		
h1=	120 cm	(peralte inicial)		
h2=	120 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=	115.0 cm	(peralte al paño del dado)	dflex y=	115.0 cm
ddir x=	115.0 cm	(peralte a d/2 del dado)	dcort y=	115.0 cm
dcor x=	115.0 cm	(peralte a d del dado)	ddir y=	115.0 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=	28.836 ton	
Wterr=	4.320 ton	
Wadic=	5.310 ton	
	38.466 ton	

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

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

		d (cm)	FC qa (ton/m2)	Mu (ton m)	Mu/ Fr b d2 f'c	q req	p req	As req (cm2/m)	S req (cm)
Grav. Xx	Alrededor Y	115.0	63.00	70.88	0.035	0.036	0.0014	30.31	26.20
	Alrededor X	115.0	74.25	83.53	0.041	0.042	0.0017	30.31	26.20
Acc.	Alrededor Y	115.0	63.00	70.88	0.035	0.036	0.0014	30.31	26.20
	Alrededor X	115.0	74.25	83.53	0.041	0.042	0.0017	30.31	26.20
		115.0					0.0017	30.31	26.20
	Separación a utilizar:	20 cm					O.K.		
	ρ=	0.0035							

b) Revisión por Tensión Diagonal

vcr=	9.90 kg/cm2		Datos contratraves
d=	115.0 cm	(peralte crítico a d/2 del paño)	b= 40 cm
b0=	820.0 cm	(perímetro crítico)	h= 100 cm
Acr z=	94,300.0 cm2	(Área crítica zapata)	No. Ct.= 4
			Acr Ct= -3,200.0 cm2
Acr tot=	91,100.0 cm2	(Considerando Contratraves)	
Aneta=	110,075.0 cm2	(Área para calcular carga)	
Vu grav =	693.47 ton		
Vu sism =	817.31 ton		
	vu grav= 7.61 kg/cm2		
	vu sism= 8.97 kg/cm2		
	vu max= 8.97 kg/cm2		vu/vcr= 0.91 o.k.

c) Revisión por Cortante como viga ancha

vcr=	3.43	kg/cm ²			
d=	115.0	cm	(peralte crítico a d del paño)		
(L-D)/2=	150	cm	(lado tributario crítico)		
Lmin=	390	cm			
Lmax=	390	cm			
Lx=	100	cm	x=	95	cm
			y=		49% cm
fe=	0.7436		(factor de eficiencia o participación de carga)		
Vu grav=	15.17	ton/m			
Vu sism=	18.36	ton/m			
vu grav=	1.32	kg/cm ²			
vu sism=	1.60	kg/cm ²			
vu max=	1.60	kg/cm ²			
			vu/vcr=	0.46	o.k.

d) Capacidad Máxima

P grav=	645.98 ton
P sism=	988.21 ton

Volumen de Concreto:

Dado:	1.215	m ³
Zapata:	10.800	m ³
	12.015	m³

e) Acero Mínimo en Cara Superior

En contacto con el terreno:	si
as (cm ² /cm) =	0.1286
As req. (cm ²) =	12.857
Vars #	8
	Vars #8 @ 40 cm

Al igual que en el diseño de concreto, se diseño solo un tipo de zapata.