UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Diseño de una base de concreto reforzado para cuatro condensadoras evaporativas

INFORME DE ACTIVIDADES PROFESIONALES

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Carlos Alberto Huerta García

ASESOR DE INFORME

M.I. José Antonio Pérez Pontón

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2025

PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL
(Titulación con trabajo escrito)

De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado DISEÑO DE UNA BASE DE CONCRETO REFORZADO PARA CUATRO CONDENSADORAS EVAPORATIVAS que presenté para obtener el titulo de INGENIERO CIVIL es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi Entidad Académica, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de titulación.

CARLOS ALBERTO HUERTA GARCIA
Número de cuenta: 317160806

Contenido

Introducción 3
Objetivo 3
Alcances 4
1. Breve de descripción de la empresa: Grupo SACMAG de México S.A. de C.V. 4
2. Proyecto de ingeniería desarrollado: Diseño estructural de una base de concreto reforzado para cuatro condensadoras evaporativas con un peso de 15,910 kg cada una 7
2.1 Definición del problema 7
2.2 Metodología utilizada 10
2.3 Resultados 11
2.4 Comentarios 87
3. Conclusiones 88
Referencias de consulta 89

Introducción

Durante mi estancia en la Facultad de ingeniería adquirí una gran variedad de conocimientos de diferentes áreas, sin embargo en el último semestre todos los estudiantes debemos seleccionar un área particular de enfoque, en mi caso el área en la cual decidí tener un enfoque principal fue el área de estructuras, particularmente me sentí muy atraído por esta área desde que inicie la licenciatura, las asignaturas que cursé fueron Estructuras de Acero y Estructuras de Concreto, los conocimientos adquiridos en estas asignaturas me permitieron tener los conocimientos suficientes para poder iniciar mi carrera laboral en dos empresas de ingeniería, pero en el presente informe mi enfoque será en una particularmente: SACMAG de México.

Fui contratado por SACMAG de México en noviembre de 2024 e ingresé al Departamento de Estructuras en el puesto de Ingeniero Nivel C. El objetivo de este puesto es que ingenieros que inician su carrera profesional en el área de estructuras, puedan comenzar a realizar sus primeros análisis y diseños aplicando los conocimientos teóricos aprendidos en la licenciatura para poder apoyar en la realización de un proyecto. En SACMAG se desarrollan proyectos ejecutivos de diferente índole, desde la fase de ingeniería conceptual, hasta la ingeniería básica y de detalle, por lo que durante el periodo que he estado laborando en la empresa he realizado diseños para el ramo industrial, incluidos: cobertizos para cuartos de maquinaria, cimentaciones para equipos y bases para equipos y los objetivos que se fijan en el Departamento de Estructuras para cada proyecto son: que sean técnicamente viables, económicos y que cumplan con los códigos y reglamentos que garanticen la integridad y seguridad estructural. Hasta el momento he tenido la oportunidad de hacer algunos diseños estructurales para diferentes usos y actualmente continúo laborando en SACMAG, aprendiendo diferentes aspectos relacionados al diseño estructural, además, los principales conocimientos que he aplicado fueron de las asignaturas: Análisis Estructural, Dinámica Estructural, Estructuras de Concreto, Estructuras de Acero y Cimentaciones.

El presente reporte contiene una breve presentación de la empresa en la que laboré y la descripción del proceso de diseño de dos bases de concreto reforzado para cuatro condensadoras evaporativas (equipos de enfriamiento) para la empresa SACMAG, hablando del problema al que me enfrenté, la metodología utilizada, los resultados obtenidos, algunos comentarios, conclusiones y finalizando con referencias de consulta.

Objetivo

El presente informe tiene como objetivo documentar las actividades profesionales que llevé a cabo en la empresa SACMAG, durante el periodo de noviembre de 2024 a mayo de 2025, particularmente en el proyecto de diseño estructural de una base de concreto reforzado para cuatro condensadoras evaporativas. Estas actividades requirieron la aplicación de los conocimientos adquiridos en el área de Estructuras, especialmente en las asignaturas de Mecánica de Materiales, Análisis Estructural, Dinámica Estructural, Cimentaciones y Estructuras de Concreto.

Alcances

El presente trabajo comprende el análisis y diseño estructural de una base de concreto reforzado destinada a soportar cuatro condensadoras evaporativas con peso en operación de 15,910 kgf cada una, desde la integración de la información necesaria, el análisis de cargas, el diseño estructural de la superestructura y, por último, la elaboración de croquis de diseño estructural.

Quedan fuera del alcance del presente informe aspectos ajenos a la ingeniería estructural y que también realiza la empresa antes de la entrega final al cliente como la cuantificación de materiales, catálogo de conceptos, entre otros.

1. Breve de descripción de la empresa: Grupo SACMAG de México S.A. de C.V.

La empresa SACMAG de México es una de las 8 empresas que conforman Grupo SACMAG, y en la que actualmente laboro. A continuación, se muestra una breve descripción acerca del Grupo:

Historia

En 1948, en la Universidad de la Habana en Cuba, los de ingeniería Civil de apellidos Cancio y Martín convencieron al maestro Sáenz de fundar una empresa de consultoría en Ingeniería y ahí crearon SACMAG, cuyo nombre obedece a las iniciales de los arquitectos e ingenieros fundadores: Sáenz, Cancio, Martín, Álvarez y Gutiérrez.

(Nuestra firma - Grupo Sacmag,2025)

Misión

Apoyar a nuestros clientes a desarrollar proyectos exitosos, construibles, funcionales, seguros y económicos, brindando servicios 360° que los acompañen en cualquier especialidad de la ingeniería.

(Nuestra firma - Grupo Sacmag,2025)

Visión

Ser reconocidos como la mejor firma de consultoría e ingeniería para el desarrollo de proyectos en México y Latinoamérica, manteniendo el número de colaboradores, mediante la profesionalización del personal, la incorporación de medidas de cuidado del medio y la responsabilidad social en todos los puntos en donde nuestra firma tenga presencia.

(Nuestra firma - Grupo Sacmag,2025)

Valores

- *Integridad*

Trabajaremos creando vínculos bajo la honestidad, la verdad y la transparencia buscando alcanzar los intereses del cliente.

- *Orientación al cliente*

  Todos nuestros proyectos son únicos. Cumpliremos con las necesidades específicas de nuestros clientes a través de una metodología de trabajo certificada y enriquecida bajo un programa interno de mejora continua.

- *Trabajo en equipo*

  Fomentamos un sentido de lealtad y seguridad al tener la capacidad de brindar servicios 360° para cualquier proyecto construible, a través de cada una de las empresas especializadas participando en conjunto en diversos proyectos.

- *Pasión*

  Amor por desarrollar y transformar a través de cada consultoría la infraestructura de México y de cualquier país en donde estemos presentes, dejando huella con nuestros proyectos exitosos.

  (Nuestra firma - Grupo Sacmag,2025)

Ubicación

Las oficinas de SACMAG de México se ubican en Av. Revolución 1597, San Ángel, Álvaro Obregón, 01000 Ciudad de México, CDMX.

Figura 1. Ubicación de oficinas de Grupos SACMAG (extraída de Google Maps)

Servicios

SACMAG ofrece servicios de ingeniería de forma integral, abarcando todos los aspectos del proyecto, como son:

- *Arquitectura*

- *Diseño de tuberías*
- *Estudios y levantamiento de puntos*
- *Ingeniería estructural*
- *Ingeniería eléctrica*
- *Ingeniería mecánica*
- *Ingeniería de proceso*
- *Ingeniería de servicios especiales*
- *Ingeniería hidráulica y sanitaria*
- *Ingeniería de aire acondicionado*
- *Ingeniería de instrumentación y control*
- *Ingeniería para sistemas contra incendio*
- *Ingeniería de instalaciones especiales*
- *Topografía*
- *Terracerías, vialidades y pavimentos*
- *(voz/datos, BMS, CCTV y control de acceso)*

(Sacmag - Grupo Sacmag, 2025)

2. Proyecto de ingeniería desarrollado: Diseño estructural de una base de concreto reforzado para cuatro condensadoras evaporativas con un peso de 15,910 kg cada una

2.1 Definición del problema

El primer proyecto que realicé en SACMAG consistió en el análisis y diseño de una base de concreto reforzado para soporte de cuatro condensadoras evaporativas de 15,910 kg cada una, para una planta industrial de alimentos ubicada en Veracruz. Figuras 2 a 5.

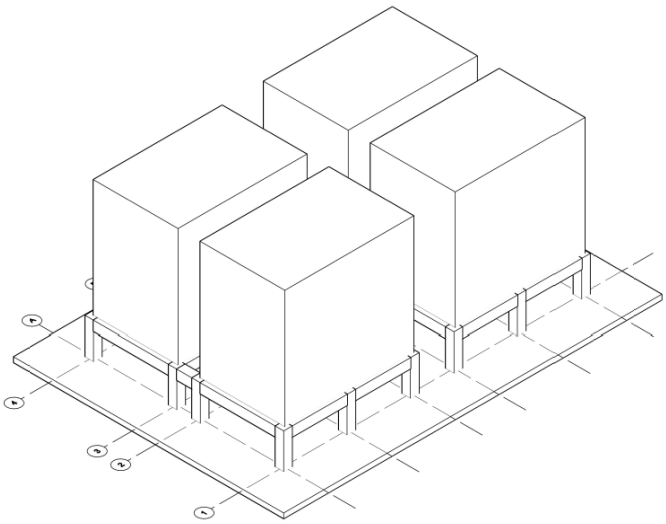


Figura 2. Vista isométrica de la estructura solicitada por el cliente (extraída de SACMAG de México)

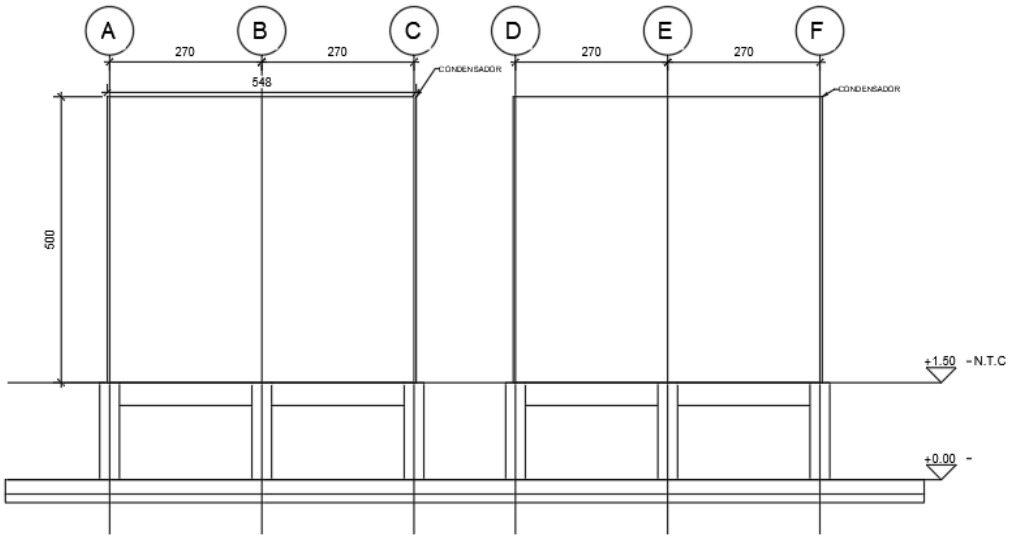


Figura 3. Elevación eje A de la estructura (extraída de SACMAG de México)

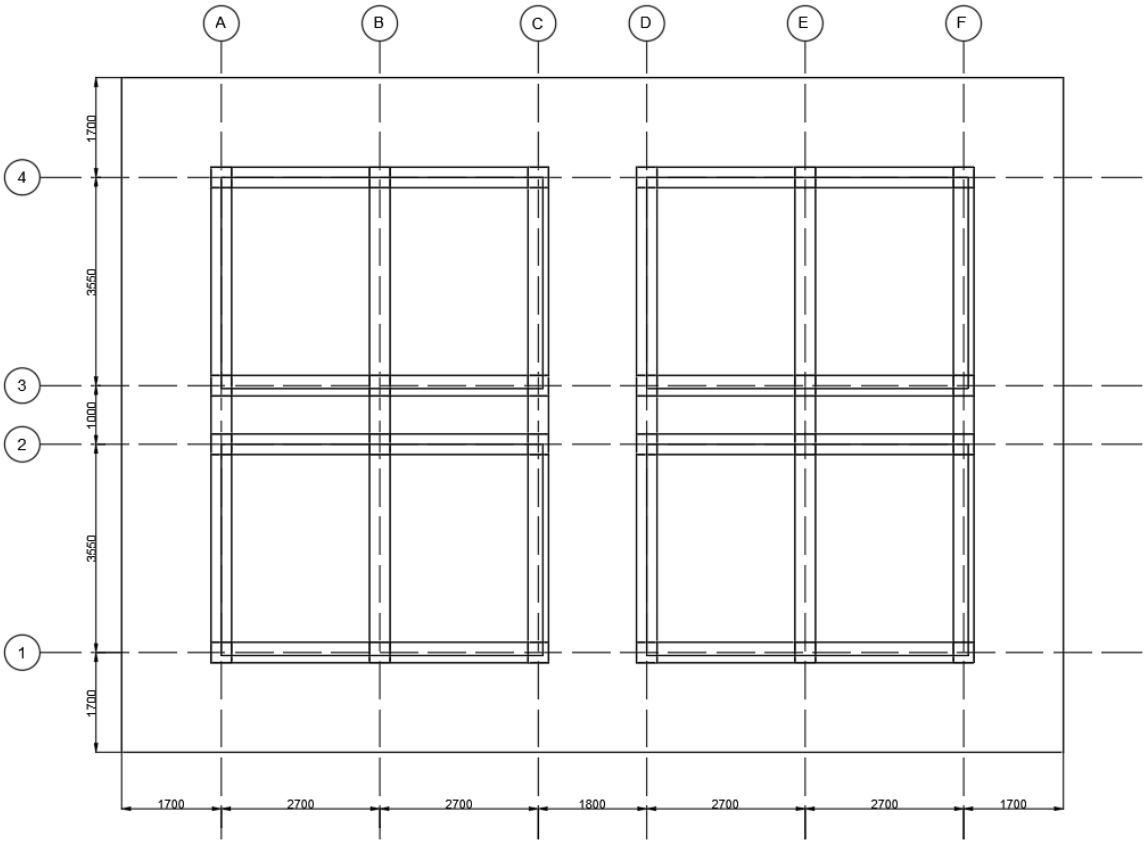


Figura 4. Planta de la estructura solicitada por el cliente (extraída de SACMAG de México)

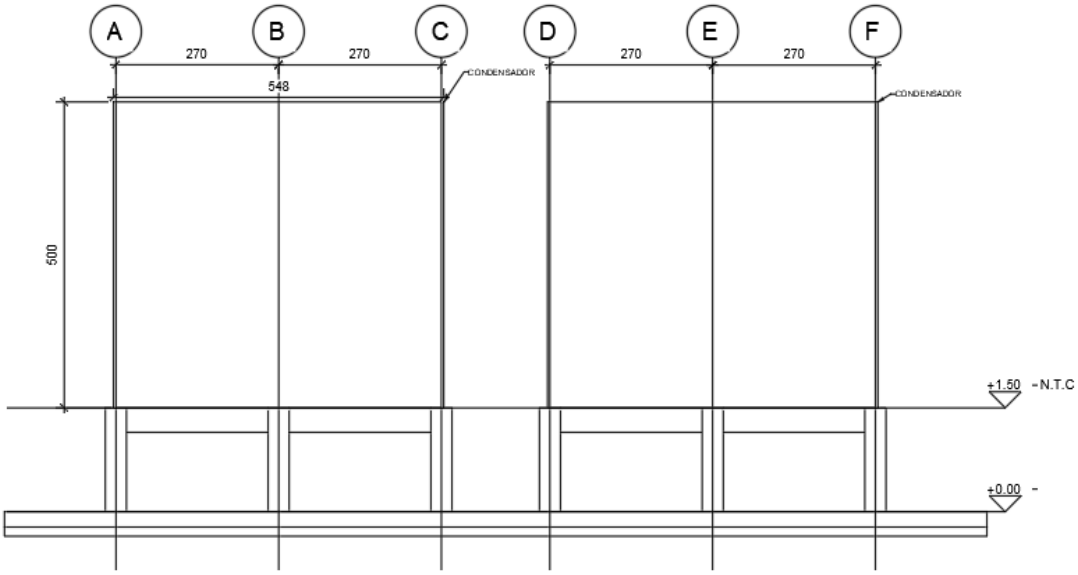


Figura 5. Elevación eje A de la estructura (extraída de SACMAG de México)

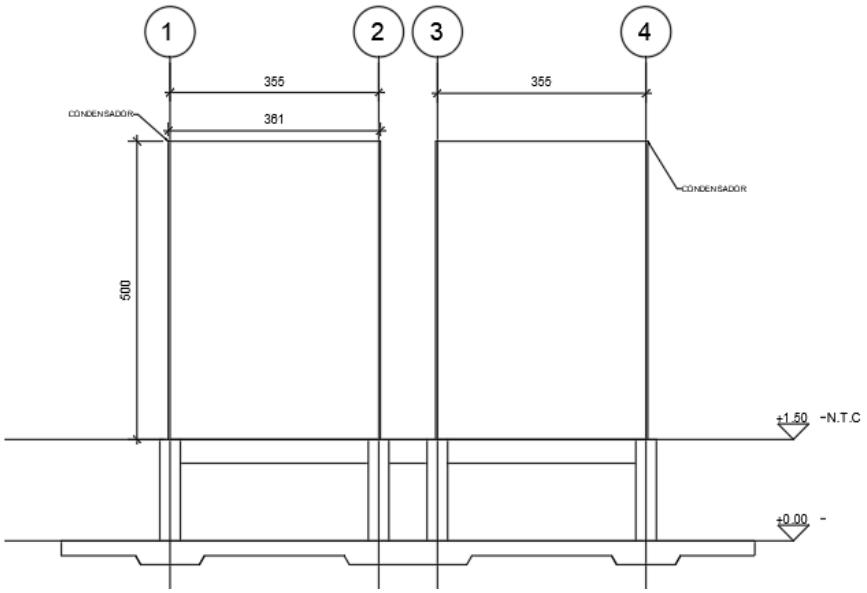


Figura 6. Elevación eje 1 de la estructura (extraída de SACMAG de México)

El cliente brindo las características de los equipos con fichas técnicas de las que se pudo extraer los puntos de fijación de los elementos y las dimensiones de los equipos, dicha información se detalla en el apartado de resultados del presente informe.

2.2 Metodología utilizada

Para el diseño de los elementos estructurales se emplearon los softwares ETABS y STAAD Pro, mientras que para el diseño de conexiones y anclajes empleé los softwares RAM Connection y HILTI Profis Engineering.

La metodología empleada para poder brindar una solución al proyecto fue la siguiente:

1. Recopilación de información:
   Recabar toda la información disponible de la solicitud realizada por el cliente, como fichas técnicas de los equipos, geometría, cargas, ubicación geográfica, reglamentos aplicables, zona sísmica donde se ubica, modelos matemáticos de referencia, memorias de cálculo de referencia, estudios de mecánica de suelos, etc.

2. Análisis de cargas:
   Determinar las cargas por considerar: cargas muertas (debidas a equipos, elementos no estructurales, etc.), cargas vivas y cargas accidentales (viento y sismo).

3. Diseño estructural de la superestructura:
   Realizar la modelación numérica de la superestructura en los softwares ETABS o STAAD Pro, considerando: la geometría, condiciones de frontera, articulaciones, materiales y cargas que más se asemejen a las condiciones reales del proyecto; aplicar el procedimiento numérico para obtener la respuesta de la estructura ante las combinaciones de acciones consideradas y revisar los estados límite establecidos por la normatividad aplicable.

4. Diseño estructural de la cimentación:
   Comienza con añadir al modelo numérico la cimentación, considerando los resultados del estudio de mecánica de suelos y realizar el análisis correspondiente para poder revisar los estados límite contemplados por la norma para el diseño de cimentaciones.

5. Elaboración de croquis del diseño estructural para su modelación BIM.
   Dibujar en AutoCAD el diseño de los elementos estructurales de la superestructura y la cimentación con las especificaciones necesarias, para después compartirlos al modelador de Revit, el cuál realiza los planos estructurales con las características establecidas por la empresa y el cliente.

2.3 Resultados

A continuación, se presentan los resultados de las diferentes actividades descritas en la metodología, con el propósito de dar solución al proyecto en cuestión.

1. Recopilación de información:

Para el desarrollo de este proyecto se contó con un estudio de mecánica de suelos y la ficha técnica del equipo.

Con base en las características del proyecto y los requerimientos de la empresa, se empleará la siguiente normativa para diseño de la estructura de concreto reforzado:

- ACI (2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318M-19.

Además, se emplearon los siguientes manuales para la determinación de acciones, análisis y diseño sísmico, así como de aspectos relacionados con el diseño de la cimentación.

- Manual de diseño de obras civiles: Acciones y criterios generales de análisis y diseño (Capítulo C.1.1).
- Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo, 2015.
- Manual de diseño de obras civiles: Diseño por viento, 2020.
- Manual de diseño de obras civiles: Cimentaciones en suelos (Capítulo C.B.2.5). Subdirección de Programas de Construcción, Gerencia de Normas.

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, para las condensadoras evaporativas es posible emplear una solución con losa de cimentación considerando un mejoramiento del suelo, Figura 7.

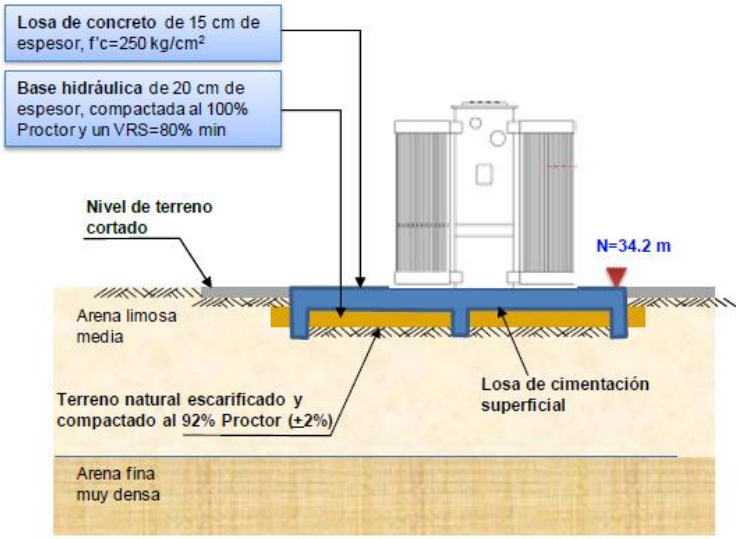


Figura 7. Especificaciones del estudio de mecánica de suelos para la solución con losa de cimentación (extraída de SACMAG de México)

En ese mismo estudio se nos proporcionó el espectro transparente del sitio, construido con base en lo establecido en el Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo 2015 (MDOC-DS-2015) para estructuras del grupo B y considerando un 5% de amortiguamiento, Figura 7 y Tabla1.

DATOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE SITIO (TRANSPARENTE)

ao =	0.24	g	Aceleración máxima del terreno
c =	0.86	g	Aceleración máxima espectral
Ta =	0.20	s	Límite inferior de la meseta del espectro
Tb =	1.40	s	Límite superior de la meseta del espectro
k =	1.00		Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para Te≥Tc
β =	1		Factor de amortiguamiento
Tc =	2	s	Periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno.
r =	0.66		Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para Tb≤T<Tc
Ts =	0.3	s	Periodo dominante del terreno

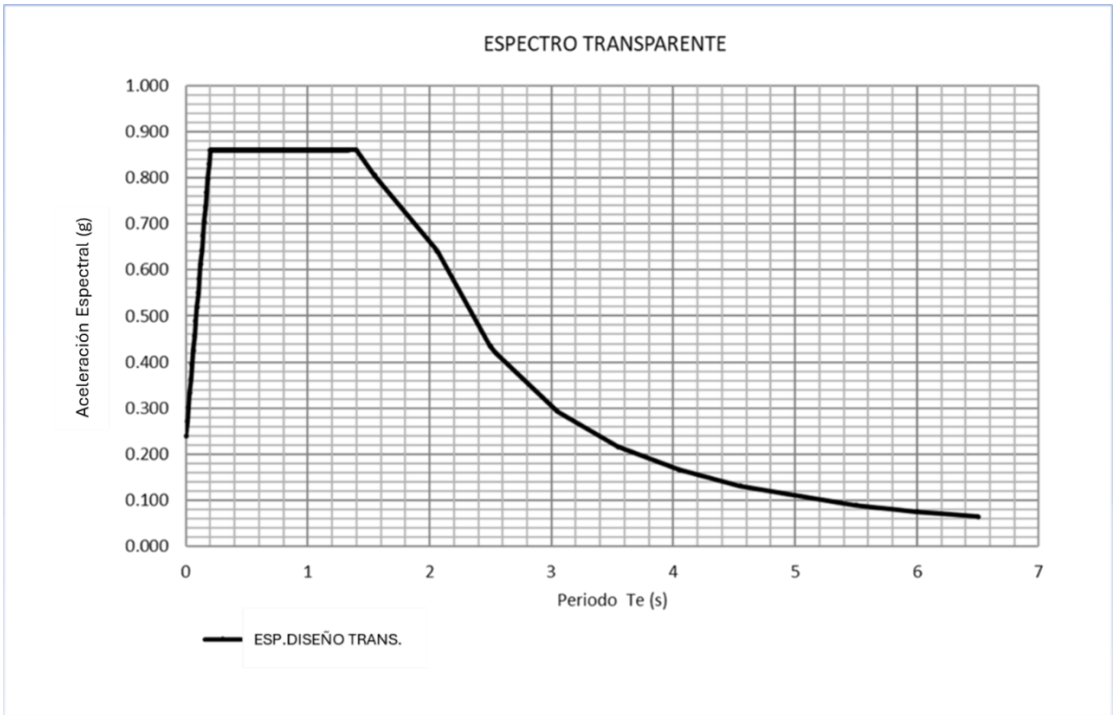


Figura 8. Espectro de diseño transparente proporcionado en el estudio de mecánica de suelos (extraída de SACMAG de México)

Periodo	Espectro elástico transparente
0.00	0.24
0.01	0.27
0.02	0.30
0.03	0.33
0.04	0.36
0.05	0.39
0.06	0.42
0.07	0.46
0.08	0.49
0.09	0.52
0.10	0.55
0.11	0.58
0.12	0.61
0.13	0.64
0.14	0.67
0.15	0.70
0.16	0.74
0.17	0.78
0.19	0.82
0.23	0.86
1.40	0.86
1.41	0.86
1.42	0.85
1.43	0.85
1.44	0.84
1.45	0.84
1.46	0.84
1.47	0.83
1.48	0.83
1.49	0.82
1.50	0.82
1.51	0.82
1.52	0.81
1.53	0.81
1.54	0.81
1.55	0.80
1.56	0.80
1.57	0.80
1.58	0.79
1.59	0.79
1.60	0.79
1.61	0.78
1.62	0.78
1.63	0.78
1.64	0.77
1.65	0.77
1.66	0.77
1.67	0.76
1.68	0.76
1.69	0.76
1.70	0.76
1.71	0.75
1.72	0.75
1.73	0.75
1.74	0.74
1.75	0.74
1.76	0.74
1.77	0.74
1.78	0.73
1.79	0.73
1.80	0.73
1.81	0.72
1.82	0.72
1.83	0.72
1.84	0.72
1.85	0.71
1.86	0.71
1.87	0.71
1.88	0.71
1.89	0.70
1.90	0.70
1.91	0.70
1.92	0.70
1.93	0.69
1.94	0.69
1.95	0.69
1.96	0.69
1.97	0.68
1.98	0.68
1.99	0.68
2.00	0.68
2.01	0.67
2.02	0.66
2.03	0.66
2.04	0.65
2.05	0.64
2.06	0.64
2.07	0.63
2.08	0.63
2.09	0.62
2.10	0.61
2.11	0.61
2.12	0.60
2.13	0.60
2.14	0.59
2.15	0.59
2.16	0.58
2.17	0.58
2.18	0.57
2.19	0.57
2.20	0.56
2.21	0.55
2.22	0.55
2.23	0.55
2.24	0.54
2.25	0.54
2.26	0.53
2.27	0.53
2.28	0.52
2.29	0.52
2.30	0.51
2.31	0.51
2.32	0.50
2.33	0.50
2.34	0.49
2.35	0.49
2.36	0.49
2.37	0.48
2.38	0.48
2.39	0.47
2.40	0.47
2.41	0.47
2.42	0.46
2.43	0.46
2.44	0.46
2.45	0.45
2.46	0.45
2.47	0.44
2.48	0.44
2.49	0.44
2.50	0.43
2.51	0.43
2.52	0.43
2.53	0.42
2.54	0.42
2.55	0.42
2.56	0.41
2.57	0.41
2.58	0.41
2.59	0.40
2.60	0.40
2.61	0.40
2.62	0.39
2.63	0.39
2.64	0.39
2.65	0.39
2.66	0.38
2.67	0.38
2.68	0.38
2.69	0.37
2.70	0.37
2.71	0.37
2.72	0.37
2.73	0.36
2.74	0.36
2.75	0.36
2.76	0.36
2.77	0.35
2.78	0.35
2.79	0.35
2.80	0.35
2.81	0.34
2.82	0.34
2.83	0.34
2.84	0.34
2.85	0.33
2.86	0.33
2.87	0.33
2.88	0.33
2.89	0.32
2.90	0.32
2.91	0.32
2.92	0.32
2.93	0.32
2.94	0.31
2.95	0.31
2.96	0.31
2.97	0.31
2.98	0.31
2.99	0.30
3.00	0.30

Tabla 1.Puntos que forman el espectro de diseño transparente (extraída de SACMAG de México)

Para establecer la geometría de las bases y la cimentación, revisé la ficha técnica del equipo, Figura 9 y Figura 10, así como las dimensiones entre ejes de la superestructura y las dimensiones de la cimentación.

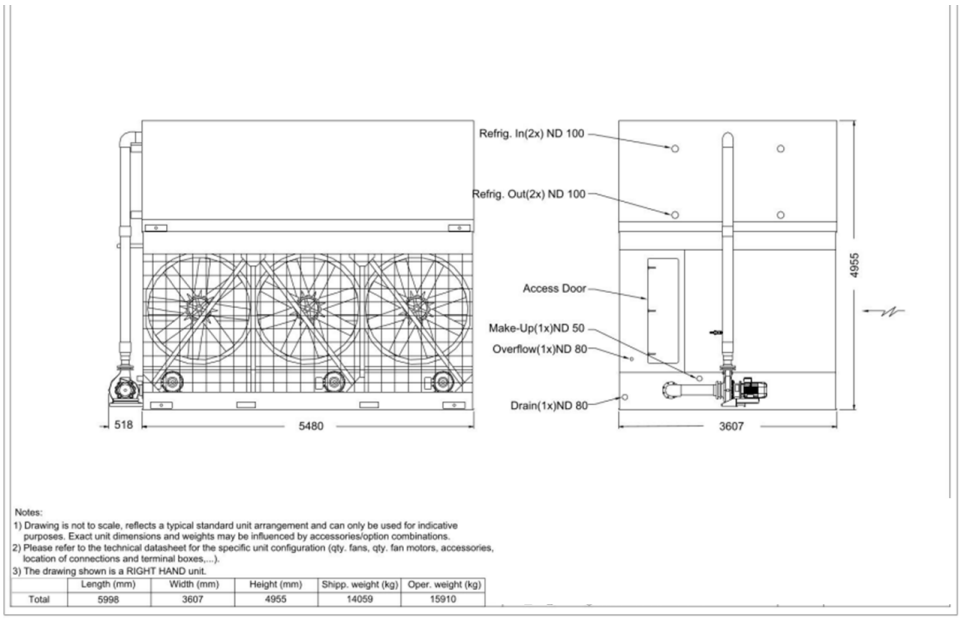
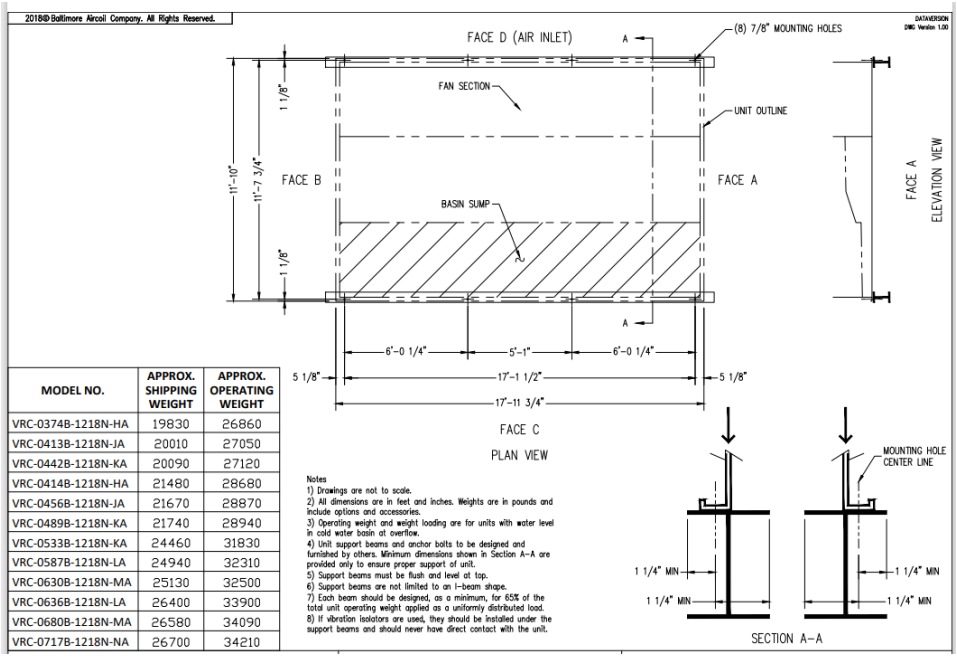


Figura 9. Ficha técnica de la condensadora parte I (SACMAG)



MODEL NO.	APPROX. SHIPPING WEIGHT	APPROX. OPERATING WEIGHT
VRC-0374B-1218N-HA	19830	26860
VRC-0413B-1218N-JA	20010	27050
VRC-0442B-1218N-KA	20090	27120
VRC-0414B-1218N-HA	21480	28680
VRC-0456B-1218N-JA	21670	28870
VRC-0489B-1218N-KA	21740	28940
VRC-0533B-1218N-KA	24460	31830
VRC-0587B-1218N-LA	24940	32310
VRC-0630B-1218N-MA	25130	32500
VRC-0636B-1218N-LA	26400	33900
VRC-0680B-1218N-MA	26580	34090
VRC-0717B-1218N-NA	26700	34210

Figura 10.Ficha técnica de condensadora parte II (extraída de SACMAG de México)

2. Análisis de cargas:

Para este proyecto se consideraron las siguientes cargas:

a) Carga muerta:
   - Peso propio
   - Sobrecarga muerta

b) Cargas vivas

c) Carga sísmica

d) Carga por viento

A continuación describo con mayor detalle la obtención de cada una de las cargas y la forma en que se distribuyeron en el modelo matemático.

a) Carga muerta: Peso Propio + sobrecarga muerta

El peso propio se consideró con base al cálculo del software ETABS, que posteriormente se verificará en los pesos sísmicos. Para sobrecarga muerta consideré el peso de los equipos distribuido en áreas tributarias a las vigas de los ejes numéricos, debido a que es en estas en las que se apoyarán, Figura 11.

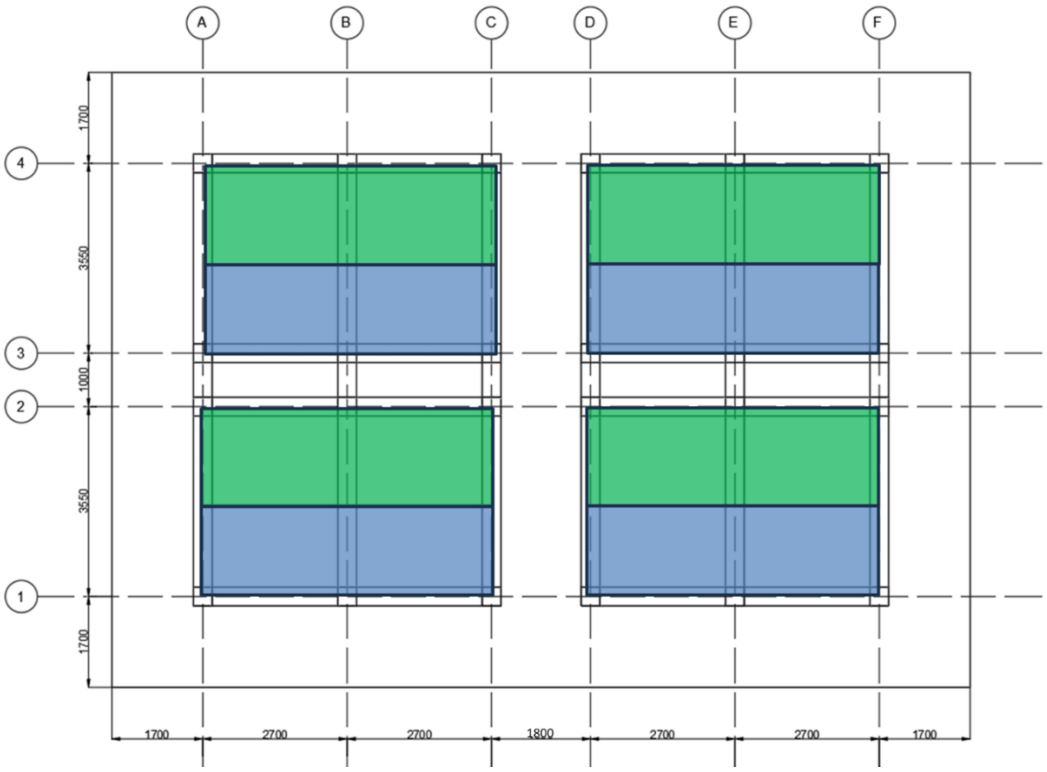


Figura 11. Distribución de áreas tributarias sobre las bases (extraída de SACMAG de México)

La distribución de la carga muerta a las vigas de los ejes 1,2,3 y 4 fue la siguiente:

- Sobrecarga muerta por equipo

$$SCM = 15{,}910\ kg$$

- Área de aplicación de la carga

$$A = (3.55\ m)(5.4\ m) = 19.17\ m^2$$

- Carga por unidad de área

$$W_{SCM} = \frac{15{,}910\ kg}{19.17\ m^2} = 829.9\ \frac{kg}{m^2}$$

- Carga uniformemente distribuida en viga

$$Ancho\ triburario = \frac{3.55\ m}{2} = 1.775\ m$$

$$w_{SCM} = (1.775\ m)\left(829.9\frac{kg}{m^2}\right) = 1{,}473\ \frac{kg}{m}$$

$$w_{SCM} = 1.473\frac{ton}{m} \rightarrow 1.475\frac{ton}{m}$$

b) Cargas Vivas

Debido a que en la zona superior (tapa) de los equipos tienen acceso para que trabajadores puedan dar mantenimiento a los equipos, se consideraron las cargas vivas de azotea establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles Cap.C.1.2 Acciones, Tema1: Criterios Generales de Análisis y Diseño 2017 (MDOC-A-2017). En la tabla 2 presento las cargas vivas establecidas en el Manual.

Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias de diseño

Destino del piso o cubierta	w N/m²	w_a N/m²	w_m N/m²	Observaciones
I. Habitación (casas habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitalles y similares	700	900	1700	1
II. Oficinas, despachos y laboratorios	1000	1800	2500	2
III. Aulas	1000	1800	2500	
IV. Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	400	1500	3500	3, 4
V. Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	400	3500	4500	5
VI. Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	400	2500	3500	5
VII. Comercios, fábricas y bodegas	$0.8w_m$	$0.9w_m$	w_m	6
VIII. Tanques y cisternas	$0.7w_m$	$0.8w_m$	$0.9w_m$	7
IX. Azoteas con pendiente no mayor al 5%	150	700	1000	4, 8
X. Azoteas con pendiente mayor al 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente	50	200	400	4, 8, 9, 10
XI. Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	150	700	3000	
XII. Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	400	1000	2500	11

Tabla 2. Cargas vivas por considerar de acuerdo con el uso de la estructura (extraída del Manual de Diseño de Obras Civiles Sismo 2015)

Las cargas que consideré para la azotea de los equipos fueron para azoteas de con pendiente menor al 5%, es decir los siguientes valores:

W = 150 N/m² (15 kg/m²)

Wa = 700 N/m² (70 kg/m²)

Wm = 1000 N/m² (100 kg/m²)

La distribución de las cargas la realicé de la misma forma que para la sobrecarga muerta. Por lo tanto, la carga en debido a los diferentes tipos de carga viva es:

$$W_m = \left(100\frac{kg}{m^2}\right)(1.775\ m)$$

$$W_m = 177.5\frac{kg}{m} \rightarrow 180\frac{kg}{m}$$

$$W_a = \left(70\frac{kg}{m^2}\right)(1.775\ m)$$

$$W_a = 124.25\frac{kg}{m} \rightarrow 125\frac{kg}{m}$$

$$W = \left(15\frac{kg}{m^2}\right)(1.775\ m)$$

$$W = 26.62\frac{kg}{m} \rightarrow 30\frac{kg}{m}$$

c) Carga sísmica

Clasificación de la estructura

Para realizar el análisis sísmico de la estructura consideré el tipo de estructura a diseñar y el grupo correspondiente (MDOC-DS-2015), de acuerdo con la Tabla 2.1 Clasificación de las construcciones según su estructuración, los diferentes tipos de estructuras son las siguientes:

- *Tipo 1. Edificios: Estructuras comunes en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.*

- *Tipo 2. Estructuras Industriales: Son todos aquellos sistemas estructurales que forman parte de plantas industriales y que requieren que los criterios de diseño sísmico consideren efectos particulares y un tanto diferentes a los especificados para estructuras comunes de edificios, como la consideración de diagrama flexible.*

- *Tipo 3. Péndulos invertidos y apéndices: Estructuras en que el 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta. Apéndices o elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura, tales como tanques, parapetos, pretiles, anuncios, ornamentos, ventanales, muros y revestimientos, entre otros.*

- *Tipo 4. Muros de retención: Estructuras que soportan grandes presiones debidas a rellenos que aumentan con la presencia del agua.*

- *Tipo 5. Chimeneas, silos y similares. Estructuras en que su masa y rigidez se encuentren distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión.*

- *Tipo 6. Tanques, depósitos y similares. Estructuras destinadas al almacenamiento de líquidos que originan importantes fuerzas hidrodinámicas sobre el recipiente.*

- *Tipo 7. Puentes. Estructuras destinadas a cubrir claros de hasta 100 m, construidos de concreto de peso normal, acero estructural o mixto, cuya subestructura está formada por pilas y estribos o caballetes.*

- *Tipo 8. Tuberías. Estructuras destinadas al transporte de materiales líquidos o gaseosos, que cubren grandes distancias. La masa y la rigidez se distribuyen uniformemente a lo largo de estas estructuras.*

- *Tipo 9. Presas. Son estructuras formadas por grandes masas de material, cuya estabilidad se proporciona fundamentalmente por su peso propio. Se destinan para contener una gran cantidad de agua, lo cual genera altas presiones hidrodinámicas.*

- *Tipo 10. Sistemas de aislamiento sísmico y disipación de energía. Son elementos estructurales que forman parte del sistema que soporta la carga gravitacional de cualquier tipo de estructura. Su función es controlar la respuesta sísmica estructural, ya sea por alargar el periodo de la estructura (aisladores de base), por aumentar el amortiguamiento del conjunto estructural (disipadores de energía) o por ambos efectos.*

- *Tipo 11. Torres de telecomunicación. Estructuras esbeltas de soporte para equipos de telecomunicación. Estos sistemas generalmente están constituidos por estructuras de celosía y pueden ser autoportantes o constar con sistemas de arriostramiento.*

- *Tipo 12. Túneles y lumbreras. Son estructuras subterráneas construidas para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo similar.*

- *Tipo 13. Aerogeneradores. Estructuras utilizadas para soportar un equipo colocado en el extremo libre, cuyo efecto dinámico debido a los diferentes estados de operación produce acciones importantes. Se trata de estructuras de altura considerable, esbeltas y con muy bajo amortiguamiento, por ello es posible que la contribución de los modos superiores de vibración en traslación y/o rotación a la respuesta de la estructura sea importante*

(Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo,2015)

De acuerdo con la clasificación anterior establecida por MDOC-DS-2015, la estructura la clasifique como Tipo 2 debido a que pertenece a una planta industrial.

Además de esta clasificación por tipo de estructura, existe una clasificación adicional para las estructuras industriales, que se dividen en Tipo industrial I, II y III. Las características de cada tipo son las siguientes:

- *Tipo industrial I: Son todas las estructuras que por su dimensionamiento cubren grandes claros. La longitud de la estructura suele ser la dimensión característica de la construcción, tales como almacenes y/o bodegas, talleres y casas de máquinas.*

- *Tipo industrial II: Estructuras que dan soporte a tuberías o líneas de conducción. Son aquellas estructuras que tanto en longitud como en altura estarán definidas por la dirección y trayectoria de una tubería o el dimensionamiento de un equipo, como es el caso de rack de tuberías.*

- *Tipo industrial III: Estas estructuras dan soporte a equipos industriales, cuyas dimensiones estarán definidas por las dimensiones de estos, los accesos o los lugares para maniobras. Estos pueden ser calderas, recuperadores de calor, transformadores o turbinas, torres de enfriamiento y tanques horizontales.*

(Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo, 2015)

Con base en esto, clasifiqué la estructura como Tipo industrial III, debido a que está definida por la geometría de los equipos y los equipos cumplen una función similar a la de una torre de enfriamiento.

Tipo de análisis sísmico

De acuerdo con el MDOC-DS-2015, se tienen dos tipos de análisis sísmico, el método estático y el método dinámico. Debido a que la estructura es de un solo nivel y tiene forma regular, es posible realizar un análisis sísmico estático. La carga lateral equivalente, depende de diferentes factores que se detallan a continuación:

Factores reductores para determinar carga lateral equivalente

Para el análisis sísmico de la estructura en cuestión empleé el espectro transparente proporcionado por el estudio de mecánica de suelos, reducido con los factores de ordenadas espectrales establecidos por el MDOC-DS-2015. A continuación presento las consideraciones realizadas para obtener los factores de reducción de ordenadas espectrales para obtener el espectro de diseño símico.

De acuerdo con el MDOC-DS-2015, los factores de reducción de ordenadas espectrales son los siguientes:

1) Factor de amortiguamiento, $\beta(T_e, \zeta_e)$
2) Factor reductor por ductilidad, $Q'(T_e, Q)$ y factor reductor por sobrerresistencia $R(T_e, R_0)$
3) Factor por redundancia

1) Factor por Amortiguamiento, $\beta(T_e, \zeta_e)$

El factor de amortiguamiento tiene como objetivo modificar las ordenadas espectrales con el fin de considerar otros niveles de amortiguamiento proporcionados por el tipo de estructuración, por los materiales, el uso de dispositivos disipadores de energía o debidos a los efectos de la interacción suelo estructura. El factor de amortiguamiento está definido por la siguiente ecuación:

$$\beta(T_e, \zeta_e) = \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} \quad si\ T_e < T_c$$

$$\beta(T_e, \zeta_e) = \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45\left(\frac{T_c}{T_e}\right)} \quad si\ T_e \geq T_c$$

Donde

T_c *es el periodo del inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno.*

T_e *es el periodo estructural en la dirección del análisis.*

ζ_e *es el amortiguamiento estructural. Cuando se utilicen sistemas de aislamiento y disipación de energía, este valor es la suma del amortiguamiento inherente de la estructura más el que proporcionan los sistemas.*

(Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo, 2015)

Para determinar el porcentaje de amortiguamiento para estructuras tipo 2, el MDOC-DS-2015 proporciona la tabla 3.

Sistema estructural	ζ_e (%)
Estructuras ligeras de acero soldadas o con juntas a base de tornillos de alta resistencia trabajando a fricción	*2*
Estructuras ligeras de acero atornilladas	*3*
Estructuras rígidas de acero con conexiones rígidas soldadas	*4*
Estructuras rígidas de acero con conexiones rígidas atornilladas	*5*
Estructuras de concreto presforzado	*4*
Estructuras de concreto reforzado	*5*
Estructuras de madera	*4*

Tabla 3.Valores de amortiguamiento (extraído de Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo 2015)

2) *Factor reductor por ductilidad y Factor reductor por sobrerresistencia*

El factor reductor por ductilidad es empleado para la revisión del estado límite de prevención de colapso, debido a que se debe considerar el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Las ordenadas espectrales se deberán dividir por el factor $Q'(T_e, Q)$ con el fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas. El factor Q' se determina con las siguientes ecuaciones:

$$Q'(T_e, Q) = 1 + (Q - 1)\sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e)}{k}}\frac{T_e}{T_b} \quad si \;\; T_e \leq T_b$$

$$Q'(T_e, Q) = 1 + (Q - 1)\sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e)p_b(T_e)}{k}} \quad si \;\; T_e > T_b$$

Donde

Q *es el factor de comportamiento sísmico especificado para cada tipo de estructura*

T_b *es el límite de la meseta del espectro de diseño*

k *es el parámetro que controla la caída del espectro*

$p_b(T_e)$ *es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente, calculado con la siguiente ecuación:*

$$P_b(T_e) = k + (1 - k)\left(\frac{T_b}{T_e}\right)^2$$

Existen diversos factores que generan que las estructuras tengan una sobreresistencia. La opción más práctica es considerar un factor reductor para las acciones sísmicas. El factor reductor por ductilidad $R(T_e, R_o)$ *está definido por la siguiente ecuación:*

$$R(T_e, R_o) = R_o + 1.0 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} \quad si \;\; T_e \leq T_a$$

$$R(T_e, R_o) = R_o \qquad\qquad si \;\; T_e > T_a$$

Donde

T_a *es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño*

R_o *es la sobrerresistencia índice, dependiendo del sistema estructural*

El factor $R(T_e, R_o)$ *puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.*

(Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo 2015)

Los valores de Q y $\mathrm{R_o}$ para estructuras tipo 2 industrial se obtienen de la Tabla 4.

Tipo de estructuración			*Q*	R_o
Tipo Industrial I	*Baja altura* $\frac{h}{b} \leq 0.5$	*Acero*	*2*	*1.8*
		Concreto	*1.5*	*1.8*
		Acero	*1.25*	*2*

	Gran altura $\frac{h}{b} > 0.5$	*Concreto*	*1.25*	*2*
Tipo Industrial II		*Acero*	*2*	*2*
		Concreto	*1.5*	*2*
Tipo Industrial III		*Acero*	*1.8*	*2*
		Concreto	*1.5*	*2*
Donde b es la base y h es la altura de la estructura de acuerdo al inciso 3.4.2. Alternativamente, podrán emplearse otros valores de Q' *y* R_o *siempre y cuando se justifique técnicamente su valor.*				

Tabla 4. Factores de comportamiento sísmico y sobrerresistencia (extraído de Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo 2015)

3) Factor por redundancia

El criterio para definir este factor en los tres tipos de estructuras industriales (I, II y III) será el mismo que se especifica en el inciso 3.3.1.4 para estructuras tipo Edificios del MDOC-CFE-2015 .

De acuerdo con el inciso 3.3.1.4 que indica el Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo 2015, se establece lo siguiente para el factor por redundancia:

Para cada dirección ortogonal de análisis, la redundancia de la estructuración empleada se tomará en cuenta mediante el factor por redundancia, ρ*, de la siguiente manera:*

- $\rho = 0.8$ *cuando se cumplan los siguientes requisitos:*
  En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.).
- $\rho = 1.0$ *cuando se cumplan los siguientes requisitos:*
  En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.).
- $\rho = 1.25$ *cuando se cumplan los siguientes requisitos:*
  En estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujías o estructuraciones equivalentes.

  (Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo, 2015)

Considerando los factores anteriormente descritos, las cargas laterales equivalentes del sismo se pueden determinar de dos formas, la primera es sin determinar el periodo fundamental de vibrar de la estructura y el segundo es considerando el periodo fundamental de vibrar de la estructura. Para el diseño de esta estructura decidí utilizar el primer caso, debido a que se considera la aceleración máxima del espectro y esto hace que se tenga un diseño un poco más conservador.

De acuerdo con el MDOC-DS-2015, las cargas laterales equivalentes para cada nivel de la estructura se pueden determinar de la siguiente manera:

$$P_n = 0.95 W_n h_n' \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n'} \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) R(T_a, R_o) \rho}$$

Donde

P_n *es la fuerza lateral que actúa en el centro de la masa del nivel n*

W_n *es el peso del nivel n, incluyendo las cargas muertas y vivas*

h_n' *es la altura del nivel n sobre el desplante*

N_e *es el número de masas concentradas*

Por otra parte, se debe considerar una carga en el extremo superior de la estructura sin incluir elementos como tanques, apéndices u otros elementos que difieran de la estructuración del resto de la construcción. La fuerza debe ser igual a:

$$P_n = 0.05 W_T \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) R(T_a, R_0) \rho}$$

Donde

W_T *Peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas*

(Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo,2015)

Una vez que describí todos los parámetros que debí considerar para obtener las cargas laterales, presento los resultados que obtuve para ingresar al software ETABS en el caso de cargas sísmicas.

Obtención del peso sísmico

Para poder obtener la carga lateral equivalente, primero obtuve el peso de la estructura idealizando la estructura como un sistema de un grado de libertad dinámico, por lo que, el peso sísmico lo calcule como presento a continuación.

- Peso sísmico debido a los dos equipos en una base

Debido a que en cada base llevaría dos equipos, el peso sísmico es el siguiente:

$$W_{equipos} = 2\ (15{,}910\ kg) = 31{,}820\ kg$$

$$W_{equipos} = 31{,}820\ kg$$

- Peso sísmico debido al peso propio de la estructura

Para poder obtener el peso sísmico aportado por la estructura, consideré la mitad superior de las columnas y todas las vigas de la estructura, entonces el peso sísmico aportado por la estructura lo obtuve como presento en la Tabla 5.

Elemento	Longitud [m]	Área sección [m²]	γ [kg/m³]	Peso [kg]
Columna	18	0.123	2400	5,313.6
Vigas	45.9	0.12	2400	13,224.7
			Total	18,538.3

Tabla 5. Cálculo de peso sísmico aportado por la estructura.

$$W_{estructura} = 18{,}538.3\ kg$$

- Peso sísmico debido a carga viva

Se consideraron 70 kg/m² de carga viva accidental en cada uno de los equipos, por lo tanto, el peso sísmico debido a carga viva accidental es:

$$W_{w_a} = \left(70\frac{kg}{m^2}\right)(2)(5.4\ m\ x\ 3.55m) = 2{,}683.8\ kg$$

$$W_{w_a} = 2{,}683.8\ kg$$

- Peso sísmico total

El peso sísmico total que obtuve resulta de la suma del peso sísmico debido a los equipos más el peso sísmico que aporta la estructura y el peso sísmico aportado por la carga viva accidental, es decir:

$$W_{sísmico} = 31{,}820\ kg + 18{,}538.3\ kg$$

$$W_{sísmico} = 50{,}355\ kg$$

Así la masa sísmica sería:

$$M_{sísmica} = \frac{50{,}355\ kg}{981\frac{cm}{s^2}}$$

$$M_{sísmica} = 51.33\frac{kg\ s^2}{cm}$$

Con el fin de verificar mi estimación del peso sísmico, decidí compararlo con el calculado por ETABS, Figura 11.

Mass Summary by Story

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Story	UX kgf-s²/cm	UY kgf-s²/cm	UZ kgf-s²/cm
▶	N.T.C +1.50	51.6463	51.6463	0
	N.P.T +0.00	2.7013	2.7013	0

Figura 12. Peso sísmico obtenido en ETABS (extraída de SACMAG de México)

La diferencia entre el paseo estimado por ETABS y mi estimación es de $0.31\frac{kg\ s^2}{cm}$, esta diferencia en porcentaje es de apenas 0.57%.

Carga sísmica lateral

Para determinar la carga sísmica lateral para realizar el análisis sísmico estático primero obtuve el valor de los factores de reducción que mencioné anteriormente.

- Factor por Amortiguamiento

De acuerdo con la **Tabla 3**, para estructuras de concreto reforzado se considera un amortiguamiento del $\zeta = 0.05$, además, como decidí realizar un análisis sísmico estático sin estimar el periodo T_{e0}, empleé la ordenada espectral máxima del espectro de diseño y el periodo $T_e = T_a < T_C$, por lo tanto, el valor del factor β es:

$$\beta(T_e, \zeta_e) = \left(\frac{0.05}{0.05}\right)^{0.45}$$

$$\beta = 1$$

- Factor reductor por ductilidad

Considerando los valores de Q de la tabla 4.2 del MDOC-DS-2015, el factor Q debe ser de 1.5 debido a que la estructura es Industrial Tipo II.

$$Q = 1.5$$

Debido a que $T_e = T_a < T_b$ entonces Q' se determina de la siguiente forma:

$$Q'(T_e, Q) = 1 + (Q - 1)\sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e)}{k}}\ \frac{T_e}{T_b}$$

$$Q' = 1 + (1.5 - 1)\sqrt{\frac{1}{1}\frac{0.2}{1.4}}$$

$$Q' = 1.07$$

- Factor por sobre resistencia

De acuerdo con la tabla 4.2 del MDOC-DS-2015, el factor R_0 para esta estructura debe ser $R_0 = 2$, por lo tanto, el factor por sobrerresistencia es:

$$R(T_e, R_o) = R_o + 1.0 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}}$$

$$R = 2 + 1.0 - \sqrt{\frac{0.2}{0.2}}$$

$$R = 2$$

- Factor por redundancia

Para determinar el factor por redundancia utilicé el inciso 3.3.1.4 del MDOC-DS-2015, debido a que en una de las direcciones el marco cuenta con dos crujías, decidí tomar el valor más crítico de ρ; por lo tanto, el valor es:

$$\rho = 1$$

Una vez que determiné los factores reductores de las ordenadas espectrales, proseguí a determinar la carga lateral equivalente y el momento generado por la carga, los cuales dstribuí en los nodos donde estaría anclada cada una de las condensadoras.

La fuerza lateral equivalente tiene el siguiente valor:

$$P_1 = 0.95W_1h'_1\frac{W_1}{W_1h'_1}\frac{a(T_a,\beta)}{Q'(T_a,Q)R(T_a,R_o)\rho} = P_1 = 0.95W_1\frac{a(T_a,\beta)}{Q'(T_a,Q)R(T_a,R_o)\rho}$$

$$P_1 = 0.95(50.65\ t)\frac{0.86}{(1.07)(2)(1)}$$

$$P_1 = 19.34\ t$$

Además de esta carga, consideré la carga de extremo que establece el MDOC-DS-2015, la carga tiene el siguiente valor:

$$P_n = 0.05W_T\frac{a(T_a,\beta)}{Q'(T_a,Q)R(T_a,R_0)\rho}$$

$$P_1 = 0.05(50.65\ t)\frac{0.86}{(1.07)(2)(1)}$$

$$P_1 = 1.02\ t$$

Por lo tanto, la carga lateral total que obtuve es la siguiente

$$P_T = 20.36\ t$$

Para determinar el momento se consideró el punto de aplicación a 2/3 de la altura del equipo, por lo tanto, el momento que genera la carga lateral equivalente es:

$$M_1 = (20.36\ t)\left(\frac{2}{3}\right)(5\ m)$$

$$M_1 = 67.87\ t - m$$

Distribuyendo ambas cargas entre los 12 nodos totales en los que se apoyarían las condensadoras, en cada nodo aplique las siguientes cargas:

- Carga lateral equivalente por nodo

$$P_{nodo} = \frac{20.36\ t}{12}$$

$$P_{nodo} = 1.70\ t$$

- Momento por nodo

$$M_{nodo} = \frac{67.87\ t - m}{12}$$

$$M_{nodo} = 5.66\ t - m$$

Para el estado límite de servicio se empleó un factor de reducción de ordenadas espectrales con un valor de 5.5. establecido por el MDOC-DS-2015, por lo que los valores de cargas que obtuve fueron los siguientes:

$$P_{1serv} = W_1 \frac{a(T_e, \beta)}{5.5} = (50.65\ t)\frac{0.86}{5.5}$$

$$P_{1serv} = 7.92\ t$$

La carga lateral por nodo para el estado límite de servicio que obtuve fue la siguiente:

$$P_{nodo\ serv} = \frac{7.92\ t}{12}$$

$$P_{nodo\ serv} = 0.66\ t$$

Para el momento que produce la fuerza lateral para el estado límite servicio, el valor fue el siguiente:

$$M_1 = (7.92\ t)\left(\frac{2}{3}\right)(5\ m)$$

$$M_1 = 26.4\ t - m$$

El momento por nodo fue el siguiente:

$$M_{nodo\ serv} = \frac{26.4\ t - m}{12}$$

$$M_{nodo\ serv} = 2.2\ t - m$$

Carga por viento

De acuerdo con lo especificado por el cliente, las condensadoras se encuentran a la intemperie en la planta, por lo tanto, tuve que determinar las presiones y cargas laterales que generaría el viento en estos equipos. Para ello utilicé el sistema *viento 2.0* desarrollado por la CFE-2020 Diseño por viento.

De acuerdo con las dimensiones de la condensadora, ingresé los parámetros a Sistema Viento y obtuve los siguientes resultados que presento en las Figuras 12 a 17.

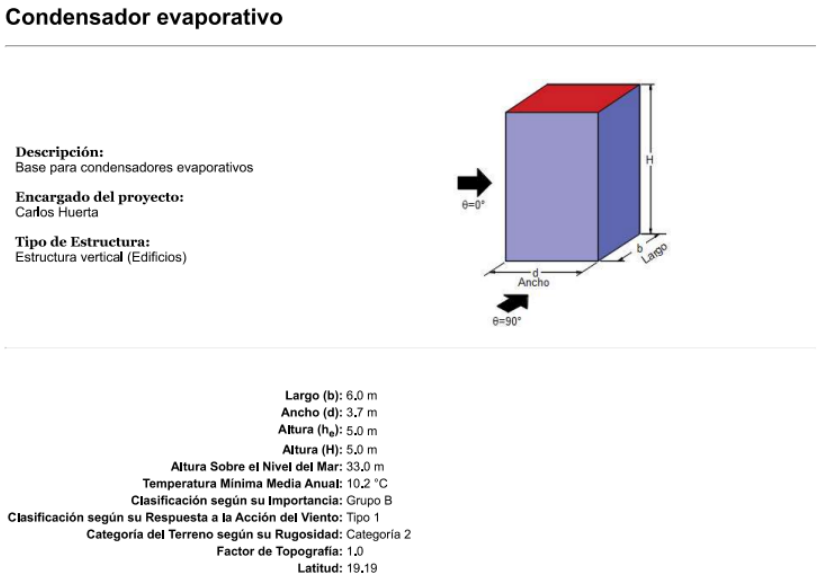
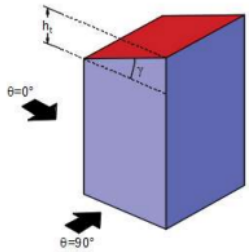


Figura 13. Información introducida a Sistema Viento 2.0 (extraída de SACMAG de México)

Longitud: -96.28
Velocidad Regional: 171.0 km/h (47.5 m/s)
Velocidad de Diseño: 171.0 km/h (47.5 m/s)
Ciudad: Otra
Periodo de Retorno: 50 años
Factor de Exposición : 1.0
Factor G: 1.05
Presión Dinámica de Base (q_z): 1440.74 Pa (146.91 kg/m^2)
Altura del Techo: 0.0 m
Pendiente (γ): 0.0 °
Cubierta para θ = 0° : Barlovento

Tipo de Techo:



Los marcos principales se encuentran entre el Muro 1 y el Muro 3

NO existen aberturas

Figura 14. Información introducida a Sistema Viento 2.0 (2) (extraída de SACMAG de México)

Los marcos principales se encuentran entre el Muro 1 y el Muro 3

NO existen aberturas

MURO 1

Permeable

MURO 2

Permeable

MURO 3

Permeable

MURO 4

Permeable

TECHO

Permeable

PRESIONES INTERIORES DE DISEÑO PARA ESTRUCTURA PRINCIPAL Y ELEMENTOS SECUNDARIOS

Dirección del Viento, θ = 0° (a lo largo de los 3.7 m)

$p_{i1} = C_{pi}\, K_{ra}\, q_{(5.0m)}$ = -0.3 (1.0) (1440.74) = -432.22 Pa (-44.07 kgf/m^2)

$p_{i2} = C_{pi}\, K_{ra}\, q_{(5.0m)}$ = 0.0 (1.0) (1440.74) = 0.0 Pa (0.0 kgf/m^2)

Dirección del Viento, θ = 90° (a lo largo de los 6.0 m)

$p_{i1} = C_{pi}\, K_{ra}\, q_{(5.0m)}$ = -0.3 (1.0) (1440.74) = -432.22 Pa (-44.07 kgf/m^2)

$p_{i2} = C_{pi}\, K_{ra}\, q_{(5.0m)}$ = 0.0 (1.0) (1440.74) = 0.0 Pa (0.0 kgf/m^2)

Figura 15. Información obtenida de Sistema Viento 2.0 (3) (extraída de SACMAG de México)

PRESIONES DE DISEÑO PARA LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

Dirección del Viento, θ = 0° (a lo largo de los 3.7 m)

Muro de Barlovento (muro 1)

$p_{eq1} = p_e - p_{i1}$ = 0.8 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = 1584.81 Pa (161.61 kgf/m^2)

F_{eq1} = 47544.38 N

$p_{eq2} = p_e - p_{i2}$ = 0.8 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = 1152.59 Pa (117.53 kgf/m^2)

F_{eq2} = 34577.73 N

Muro de Sotavento (muro 3)

$p_{eq1} = p_e - p_{i1}$ = -0.5 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -288.15 Pa (-29.38 kgf/m^2)

F_{eq1} = -8644.43 N

$p_{eq2} = p_e - p_{i2}$ = -0.5 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -720.37 Pa (-73.46 kgf/m^2)

F_{eq2} = -21611.08 N

Muros Laterales

K_L = 1.0

K_{ra} = 1.0

C_{pe} = -0.65 (0.0 - 3.7 m)

→ **Muro 2**

p_{z1} = (-0.65)(0.94)(1.0)(1.0)(1440.74) - (-432.22) = -451.19 Pa (-46.01 kgf/m^2) (0.0 - 3.7 m)

p_{z2} = (-0.65)(0.94)(1.0)(1.0)(1440.74) - (0.0) = -883.41 Pa (-90.08 kgf/m^2) (0.0 - 3.7 m)

F_{z1} = -8347.04 N (-851.16 kgf)

F_{z2} = -16343.14 N (-1666.54 kgf)

→ **Muro 4**

p_{z1} = (-0.65)(0.94)(1.0)(1.0)(1440.74) - (-432.22) = -451.19 Pa (-46.01 kgf/m^2) (0.0 - 3.7 m)

Figura 16. Información obtenida de Sistema Viento 2.0 (4) (extraída de SACMAG de México)

p_{z2} = (-0.65)(0.94)(1.0)(1.0)(1440.74) - (0.0) = -883.41 Pa (-90.08 kgf/m^2) (0.0 - 3.7 m)

F_{z1} = -8347.04 N (-851.16 kgf)

F_{z2} = -16343.14 N (-1666.54 kgf)

Cubierta

C_{pe1} = -1.3 (0.0 - 2.5 m)
= -0.7 (2.5 - 3.7 m)

C_{pe2} = -0.6 (0.0 - 2.5 m)
= -0.3 (2.5 - 3.7 m)

p_{z1} = -1.3 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -1288.4 Pa (-131.38 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)

p_{z1} = -0.7 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -494.27 Pa (-50.4 kgf/m^2) (2.5 - 3.7 m)

p_{z2} = -0.6 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -361.91Pa (-36.9 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)

p_{z2} = -0.3 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = 35.15Pa (3.58 kgf/m^2) (2.5 - 3.7 m)

p_{z3} = -1.3 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -1720.63 Pa (-175.45 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)

p_{z3} = -0.7 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -926.49 Pa (-94.48 kgf/m^2) (2.5 - 3.7 m)

p_{z4} = -0.6 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -794.14Pa (-80.98 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)

p_{z4} = -0.3 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -397.07Pa (-40.49 kgf/m^2) (2.5 - 3.7 m)

Dirección del Viento, θ = 90° (a lo largo de los 6.0 m)

Muro de Barlovento (muro 2)

p_{eq1} = p_e - p_{i1} = 0.8 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = 1584.81 Pa (161.61 kgf/m^2)

F_{eq1} = 29319.04 N

p_{eq2} = p_e - p_{i2} = 0.8 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = 1152.59 Pa (117.53 kgf/m^2)

F_{eq2} = 21322.94 N

Muro de Sotavento (muro 4)

p_{eq1} = p_e - p_{i1} = -0.38 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -109.03Pa (-11.12 kgf/m^2)

F_{eq1} = -2017.03 N

p_{eq2} = p_e - p_{i2} = -0.38 (1.0) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -541.25Pa (-55.19 kgf/m^2)

F_{eq2} = -10013.14 N

Muros Laterales

K_L = 1.0

K_{ra} = 1.0

Figura 17. Información obtenida con Sistema Viento 2.0 (5) (extraída de SACMAG de México)

C_{pe} = -0.65 (0.0 - 5.0 m)
= -0.5 (5.0 - 6.0 m)

→ **Muro 1**

p_{z1} = -0.65 (0.94) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -410.61 Pa (0.0 - 5.0 m)
p_{z1} = -0.5 (0.94) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -288.15 Pa (5.0 - 6.0 m)

F_{z1} = -14047.2 N

p_{z2} = -0.65 (0.94) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -842.83 Pa (0.0 - 5.0 m)
p_{z2} = -0.5 (0.94) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -720.37 Pa (5.0 - 6.0 m)

F_{z2} = -27013.85 N

→ **Muro 3**

p_{z1} = -0.65 (0.94) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -410.61 Pa (0.0 - 5.0 m)
p_{z1} = -0.5 (0.94) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -288.15 Pa (5.0 - 6.0 m)

F_{z1} = -14047.2 N

p_{z2} = -0.65 (0.94) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -842.83 Pa (0.0 - 5.0 m)
p_{z2} = -0.5 (0.94) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -720.37 Pa (5.0 - 6.0 m)

F_{z2} = -27013.85 N

Cubierta

K_L = 1.0

K_{ra} = 1.0

C_{pe1} = -1.17 (0.0 - 2.5 m)
= -0.77 (2.5 - 5.0 m)
= -0.63 (5.0 - 6.0 m)

C_{pe2} = -0.53 (0.0 - 2.5 m)
= -0.33 (2.5 - 5.0 m)
= -0.2 (5.0 - 6.0 m)

p_{z1} = -1.17 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -1111.93 Pa (-113.38 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)
p_{z1} = -0.77 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -582.51 Pa (-59.4 kgf/m^2) (2.5 - 5.0 m)
p_{z1} = -0.63 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -406.03 Pa (-41.4 kgf/m^2) (5.0 - 6.0 m)

p_{z2} = -0.53 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -273.68Pa (-27.91 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)
p_{z2} = -0.33 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = -8.96Pa (-0.91 kgf/m^2) (2.5 - 5.0 m)
p_{z2} = -0.2 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (-432.22) = 167.51Pa (17.08 kgf/m^2) (5.0 - 6.0 m)

p_{z3} = -1.17 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -1544.15 Pa (-157.46 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)
p_{z3} = -0.77 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -1014.73 Pa (-103.47 kgf/m^2) (2.5 - 5.0 m)
p_{z3} = -0.63 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -838.25 Pa (-85.48 kgf/m^2) (5.0 - 6.0 m)

p_{z4} = -0.53 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -705.9Pa (-71.98 kgf/m^2) (0.0 - 2.5 m)
p_{z4} = -0.33 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -441.19Pa (-44.99 kgf/m^2) (2.5 - 5.0 m)
p_{z4} = -0.2 (0.92) (1.0) (1.0) (1440.74) - (0.0) = -264.71Pa (-26.99 kgf/m^2) (5.0 - 6.0 m)

Figura 18. Información obtenida con Sistema Viento 2.0 (6) (extraída de SACMAG de México)

De acuerdo con los resultados que obtuve con Sistema Viento, consideré las cargas más críticas tanto en la dirección del viento a $\theta = 0°$ y $\theta = 90°$.

- Dirección $\theta = 0°$

La distribución de presiones consideradas para obtener la fuerza lateral total producida por el viento la presento en la Figura 18, de acuerdo con los resultados de sistema viento, las fuerzas concentradas en barlovento y sotavento son las siguientes:

Barlovento

$$F_{eq2} = 34{,}577\ N = 3.526\ t$$

Sotavento

$$F_{eq2} = -21611\ N = -2.204\ t$$

Por lo tanto, la fuerza lateral total debida al viento en la dirección 0° es:

$$V_{\theta=0°} = 2(3.526\ t) + 2(2.204\ t) = 11.46\ t$$

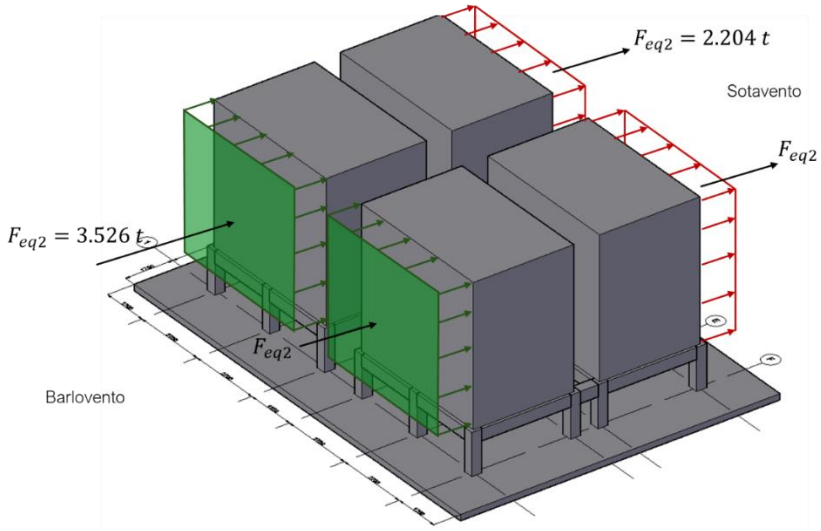


Figura 19. Distribución de presiones para la dirección a 0° (extraída de SACMAG de México)

- Dirección $\theta = 90°$

La distribución de presiones consideradas para obtener la fuerza lateral total producida por el viento la presento en la Figura 20, de acuerdo con los resultados de sistema viento, las fuerzas concentradas en barlovento y sotavento son las siguientes:

Barlovento

$$F_{eq2} = 29{,}319\ N = 2.90\ t$$

Sotavento

$$F_{eq2} = -2017\ N = -0.206\ t$$

Por lo tanto, la fuerza lateral total debida al viento en la dirección 90° es:

$$V_{\theta=90°} = 2(2.90\ t) + 2(0.206\ t) = 6.212\ t$$

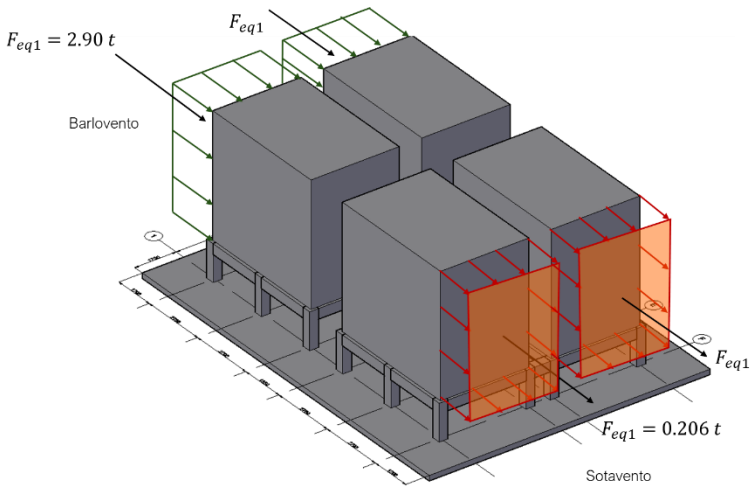


Figura 20. Distribución de presiones para la dirección a 90° (extraída de SACMAG de México)

Después de obtener las cargas laterales debidas al viento, las comparé con la carga lateral por sismo y determiné que la carga lateral por sismo era mayor que las cagas por viento en ambas direcciones.

$$20.36\ t > 11.46\ t$$

$$20.36\ t > 6.212\ t$$

Por lo tanto, el análisis por sismo rige el diseño y no fue necesario realizar el análisis por viento en el modelo de ETABS

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga empleadas en el proyecto son las que presento en la Figura 20.

1.4PP+1.4CM
1.2PP+1.2CM+1.6CV
1.2PP+1.2CM+1.0SX+0.3SY
1.2PP+1.2CM+1.0SX-0.3SY
1.2PP+1.2CM-1.0SX+0.3SY
1.2PP+1.2CM-1.0SX-0.3SY
1.2PP+1.2CM+0.3SX+1.0SY
1.2PP+1.2CM+0.3SX-1.0SY
1.2PP+1.2CM-0.3SX+1.0SY
1.2PP+1.2CM-0.3SX-1.0SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV-1.0SX+0.3SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV-1.0SX-0.3SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX+1.0SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX-1.0SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX+1.0SY
1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX-1.0SY

1.0PP+1.0CM
1.0PP+1.0CM+1.0CV
1.0PP+1.0CM+1.0SX+0.3SY
1.0PP+1.0CM+1.0SX-0.3SY
1.0PP+1.0CM-1.0SX+0.3SY
1.0PP+1.0CM-1.0SX-0.3SY
1.0PP+1.0CM+0.3SX+1.0SY
1.0PP+1.0CM+0.3SX-1.0SY
1.0PP+1.0CM-0.3SX+1.0SY
1.0PP+1.0CM-0.3SX-1.0SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV-1.0SX+0.3SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV-1.0SX-0.3SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV+0.3SX+1.0SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV+0.3SX-1.0SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV-0.3SX+1.0SY
1.0PP+1.0CM+0.5CV-0.3SX-1.0SY

Figura 21. Combinaciones de carga utilizadas para el proyecto, estado límite de falla (izquierda) y estado límite de servicio (derecha) (extraída de SACMAG de México)

3. Modelado de la propuesta para la superestructura:

Para diseñar la estructura generé el modelo numérico correspondiente en el programa ETABS para realizar el análisis estructural y revisar los estados límite reglamentarios. El procedimiento consistió en lo siguiente:

1) Definición de unidades del modelo
2) Definición de materiales y secciones transversales de la estructura
3) Modelado de la geometría y condiciones de apoyo de la estructura con las secciones transversales y materiales anteriormente definidos
4) Generación de los patrones de carga
5) Asignación de las cargas a la estructura
6) Generación las combinaciones de carga
7) Análisis estructural
8) Revisión de los estados límites reglamentarios

A continuación, describo detalladamente con imágenes y tablas de apoyo el proceso anterior.

1) Definición de unidades del modelo

Para este primer paso es definir las unidades en las que modelaremos la estructura, el sistema empleado fue el denominado MKS, es decir que este sistema tiene como unidades metros, kilogramos y segundos, pero con el fin de obtener resultados más entendibles, decidí modificar algunas unidades.

Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
Structure Dimensions							
Absolute Distance	m			m	4	1	5E-07
Relative Distance					4	1	5E-07
Structure Area	m			m2	2	1	5E-05
Angles				deg	3	1	5E-06
Section Dimensions							
Length	cm			cm	1	1	0.0005
Area	cm			cm2	1	1	0.0005
Length3	cm			cm3	1	1	0.0005
Length4	cm			cm4	1	1	0.0005
Length6	cm			cm6	1	1	0.0005
Rebar Area	cm			cm2	2	1	0.005
Rebar Area/Length	cm2/m			cm2/m	2	1	5E-05
Displacements							
Translational Displ	mm			mm	3	1	1E-12
Rotational Displ				rad	6	1	1E-12
Drift					6	1	5E-09
Gen Displ L/Rad	mm			mm/rad	3	1	5E-06
Gen Displ Rad/L	mm			rad/mm	3	1	5E-06
Forces							
Force		tonf		tonf	4	1	5E-07
Force/Length	m	tonf		tonf/m	3	1	5E-06
Force/Area	m	tonf		tonf/m2	2	1	5E-05
Moment	m	tonf		tonf-m	4	1	5E-07
Moment/Length	m	tonf		tonf-m/m	4	1	5E-07
Temperature			C	C	3	1	5E-06
Temperature Change			C	C	3	1	5E-06

Figura 22. Unidades establecidas en el modelo (1) (extraída de SACMAG de México)

Display Units

Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
Moment/Length	m	tonf		tonf-m/m	4	1	5E-07
Temperature			C	C	3	1	5E-06
Temperature Change			C	C	3	1	5E-06
Temperature Gradient	m		C	C/m	2	1	5E-05
Stresses							
Modulus	cm	kgf		kgf/cm2	2	1	5E-05
Stress Input	cm	kgf		kgf/cm2	2	1	5E-05
Stress Output	cm	kgf		kgf/cm2	2	1	5E-05
Strain	mm			mm/mm	6	1	5E-09
Stiffness							
Translational Stiffness	mm	tonf		tonf/mm	5	1	5E-08
Rotational Stiffness	mm	tonf		tonf-mm/rad	2	1	5E-05
TransRot Coupled Stiff		tonf		tonf/rad	4	1	5E-07
Trans Stiffness/Length	mm	tonf		tonf/mm/mm	6	1	5E-09
Rot Stiffness/Length		tonf		tonf/rad	4	1	5E-07
Trans Stiffness/Area	m	tonf		tonf/m/m2	6	1	5E-09
Time Related							
Period				sec	3	1	5E-06
Frequency				cyc/sec	3	1	5E-06
Acceleration-Trans	mm			mm/sec2	2	1	5E-05
Acceleration-Rot				rad/sec2	3	1	5E-06
Velocity-Trans	mm			mm/sec	2	1	5E-05
Velocity-Rot				rad/sec	3	1	5E-06
Other Time (Seconds)				sec	4	2	5E-07
Mass and Weight							
Mass	m	N		kg	2	1	5E-05
Mass/Length	m	N		kg/m	3	1	5E-06

Expand Form OK Cancel

Figura 23. Unidades establecidas en el modelo (2) (extraída de SACMAG de México)

Display Units

Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
Velocity-Rot				rad/sec	3	1	5E-06
Other Time (Seconds)				sec	4	2	5E-07
Mass and Weight							
Mass	m	N		kg	2	1	5E-05
Mass/Length	m	N		kg/m	3	1	5E-06
Mass/Area	m	N		kg/m2	3	1	5E-06
Mass/Volume	m	N		kg/m3	3	1	5E-06
Weight		tonf		tonf	5	1	5E-08
Weight/Length	m	kgf		kgf/m	2	1	5E-05
Weight/Area	m	kgf		kgf/m2	2	1	5E-05
Weight/Volume	m	kgf		kgf/m3	2	1	5E-05
Weight*Length2	m	kgf		kgf-m2	2	1	5E-05
Rotational Inertia	m	tonf		tonf-m-s2	4	1	5E-07
Length5	m			m5	6	1	5E-09
Modal Factors							
Modal Participation - Trans	mm	tonf		tonf-mm	6	1	5E-09
Modal Participation - Rot	mm	tonf		tonf-mm	6	1	5E-09
Modal Stiffness	mm	tonf		tonf-mm	3	1	5E-06
Participation Mass Ratios					4	1	5E-07
Modal Mass	mm	tonf		tonf-mm-s2	4	1	5E-07
Damping Items							
Eff Damping - Trans	mm	tonf		tonf-s/mm	5	1	5E-08
Eff Damping - Rot	mm	tonf		tonf-mm-s/rad	2	1	5E-05
Eff Damping - Coupled		tonf		tonf-s/rad	5	1	5E-08
NL Damping - Trans	mm	tonf		tonf*(s/mm)^Cexp	2	1	5E-05
NL Damping - Rot	mm	tonf		tonf-mm*(s/rad)^Cexp	3	1	5E-06
Eff Damping - Trans/Length	mm	tonf		tonf-s/mm2	6	1	5E-09

Expand Form OK Cancel

Figura 24. Unidades de diseño establecidas en el modelo (3) (extraída de SACMAG de México)

2) Definición de materiales y secciones transversales de la estructura

Los materiales que propuse para el diseño de la estructura fueron los siguientes:

- Concreto estructural: $f_c' = 300\,\frac{kg}{cm^2}$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200\,\frac{kg}{cm^2}$

En la Figura 25 y Figura 26 presento como definí los materiales en ETABS.

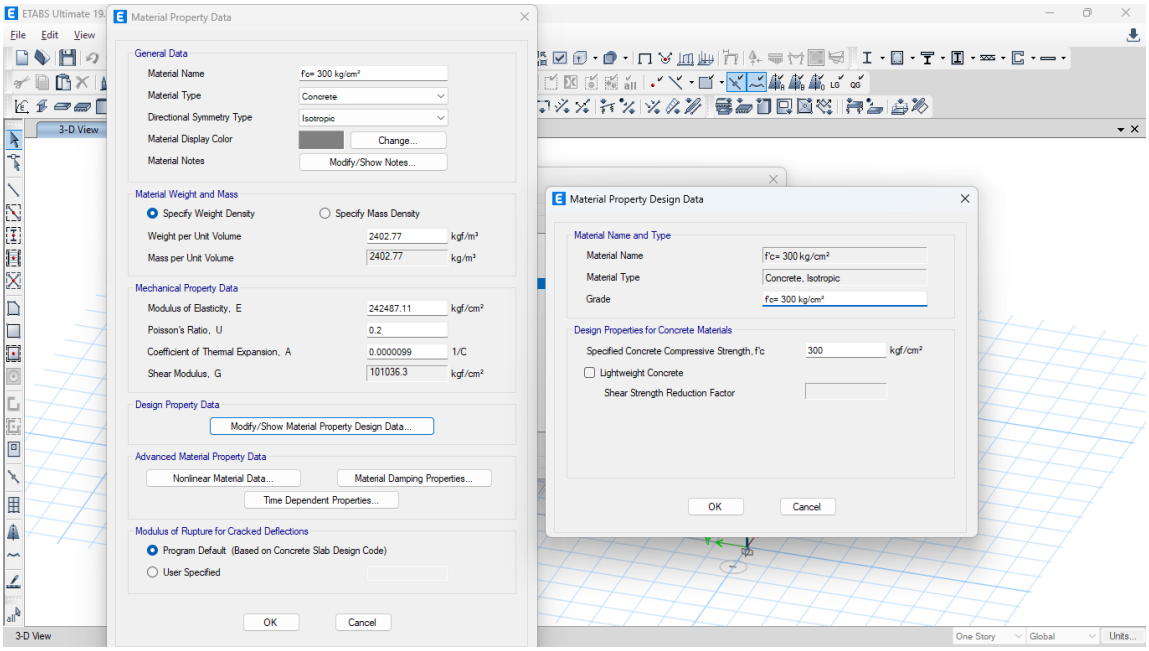


Figura 25. Definición de propiedades del concreto en ETABS (extraída de SACMAG de México)

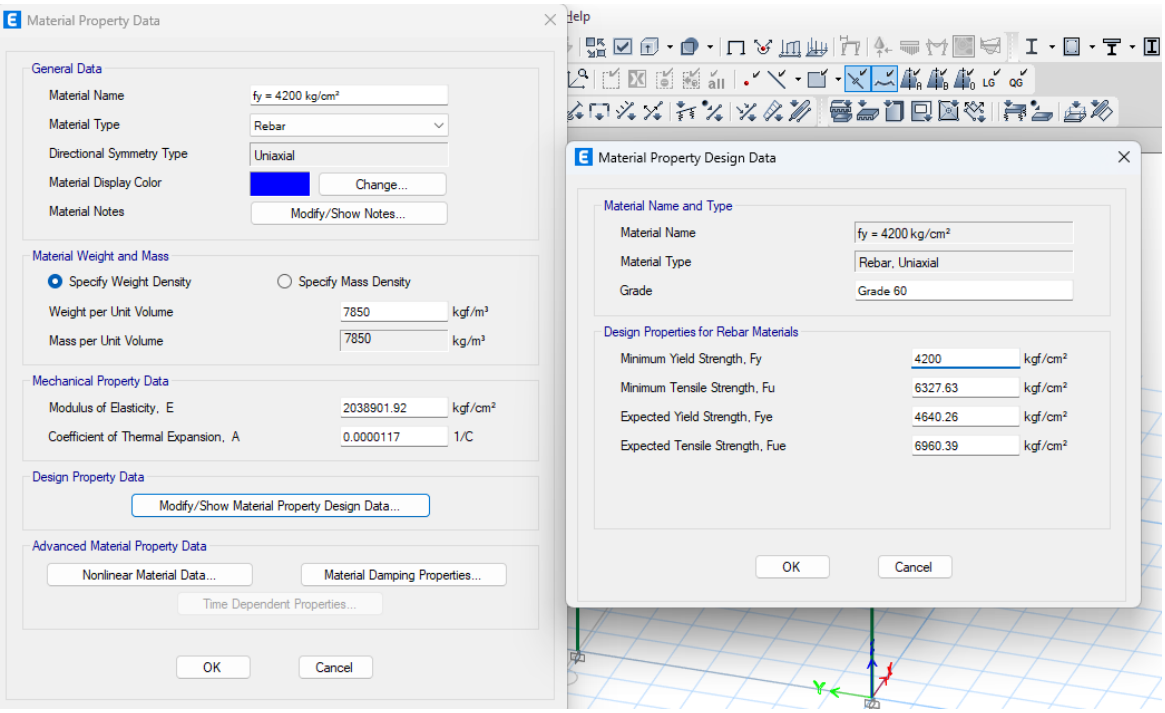


Figura 26. Definición de propiedades del acero de refuerzo (extraída de SACMAG de México)

Para definir las dimensiones de las secciones transversales, propuse las vigas de acuerdo con el siguiente criterio:

$$h = \frac{L}{10} \ , b = \frac{h}{2}$$

Donde L es la longitud del claro entre columnas

Entonces las dimensiones que se obtienen según este criterio son las siguientes:

$$h = \frac{355\ cm}{10} = 35.5\ cm\ , b = \frac{35.5\ cm}{2} = 17.75\ cm$$

Sin embargo, debido a que el coeficiente sísmico es de 0.86g y la zona sísmica se clasifica como C con base en lo establecido en el MDOC-DS-2015, que es considerada como zona de intensidad sísmica alta, decidí utilizar el siguiente predimensionamiento:

Elemento	b [cm]	h [cm]
Viga	35	40
Columna	35	35

Por otra parte, el ACI 318-19 establece que, para considerar los efectos de agrietamiento en el concreto, el momento de inercia de los elementos estructurales debe reducirse, las reducciones de inercia gruesa de cada elemento son las que presento en la Figura 26.

Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	b_wh
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

Figura 27. Tabla 6.6.3.1.1 (a) del ACI 318-19 (Extraída de ACI CODE 318-19)

En la 27y 28 presento la definición de las secciones transversales en ETABS.

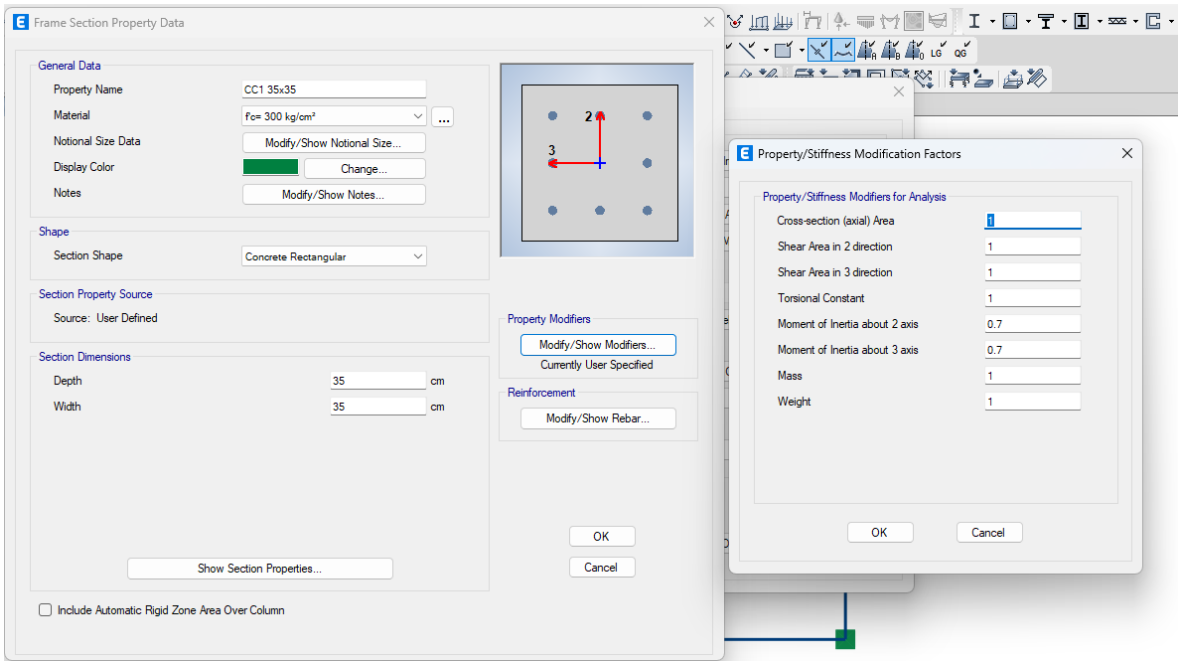


Figura 28. Definición de propiedades físicas y geométricas para columnas (extraída de SACMAG de México)

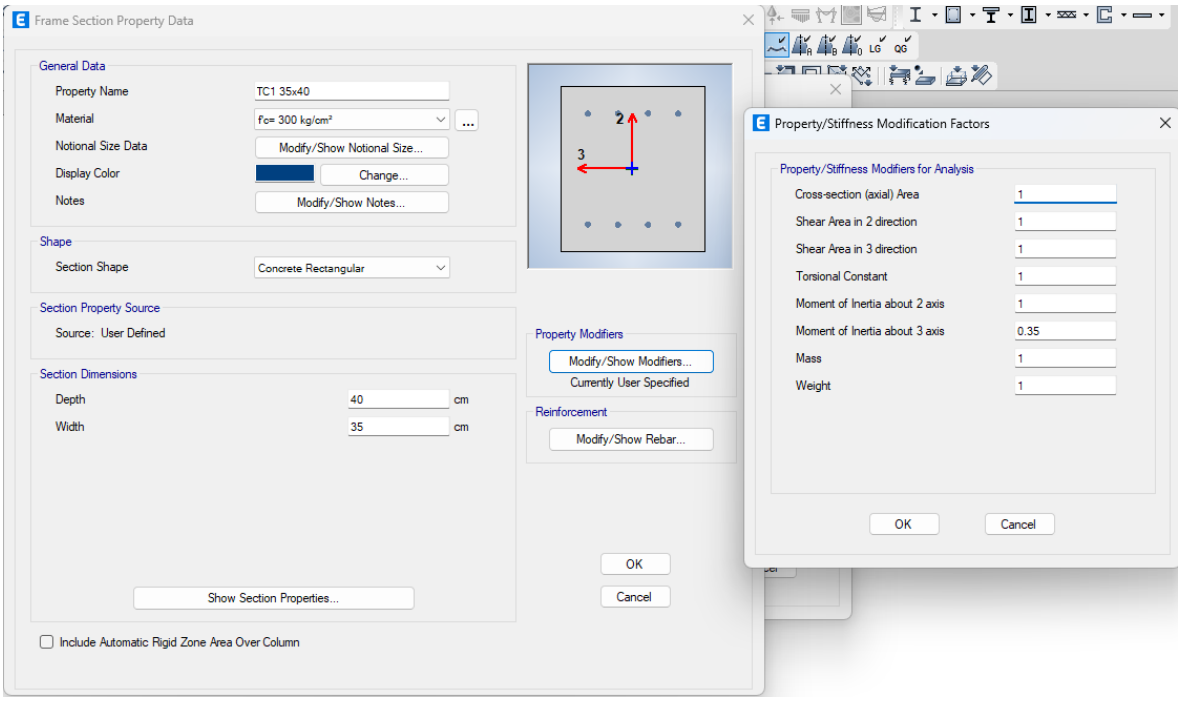


Figura 29. Definición de propiedades físicas y geométricas para vigas (extraída de SACMAG de México)

3) Modelado de la geometría y condiciones de apoyo de la estructura con las secciones transversales y materiales anteriormente definidos

Para poder modelar la geometría de la estructura, primero se definen los ejes de referencia de la estructura con las dimensiones de la estructura. En la 29 y 30 presento las vistas en planta e isométrica de la geometría modelada en ETABS.

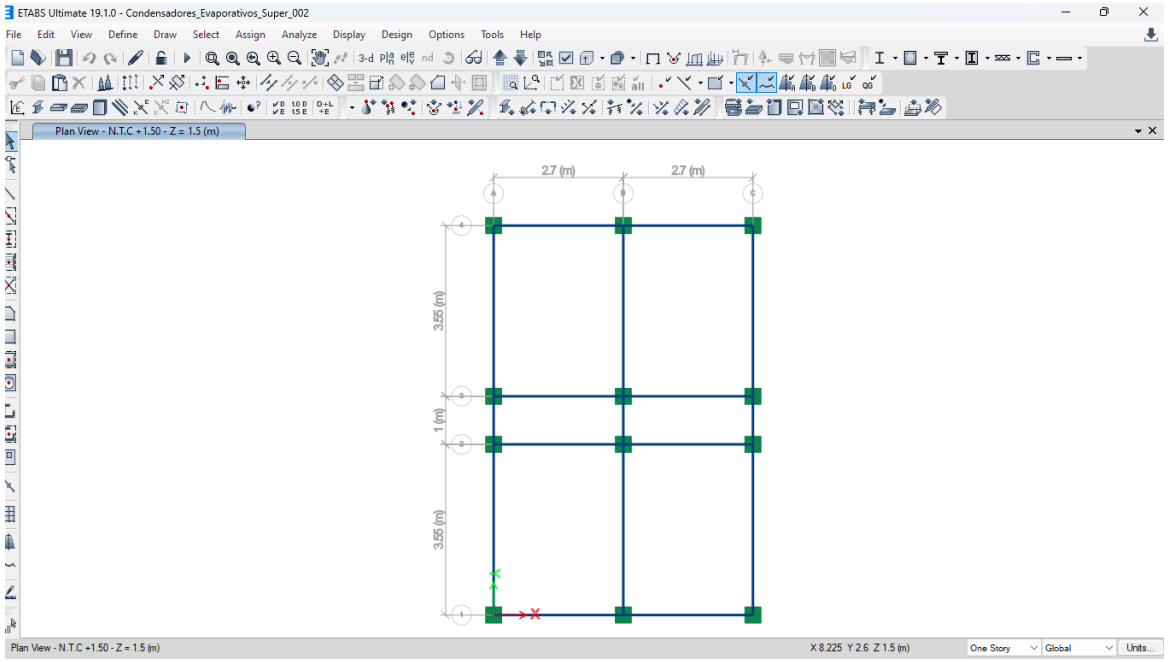


Figura 30. Vista en planta de la geometría de la estructura (extraída de SACMAG de México)

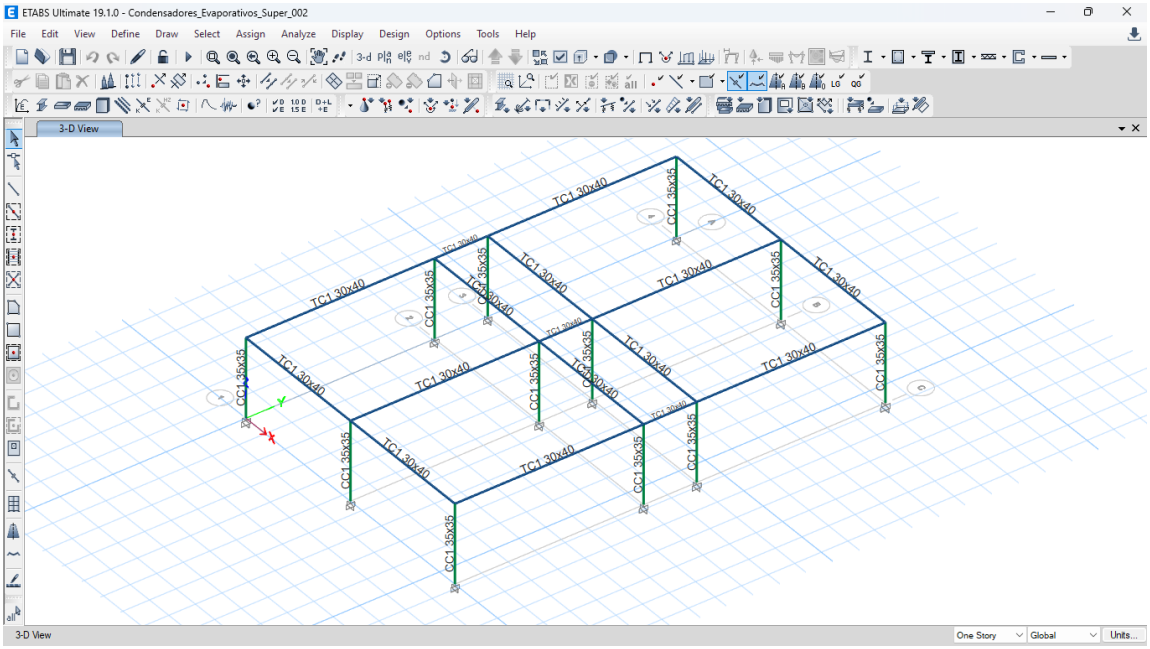


Figura 31. Vista isométrica de la geometría de la estructura (extraída de SACMAG de México)

4) Generación de los patrones de carga

Para poder ingresar las cargas en el modelo y definir el comportamiento que tendrían, primero definí los patrones de carga en ETABS. En la Figura 31, presento los patrones de carga que definí.

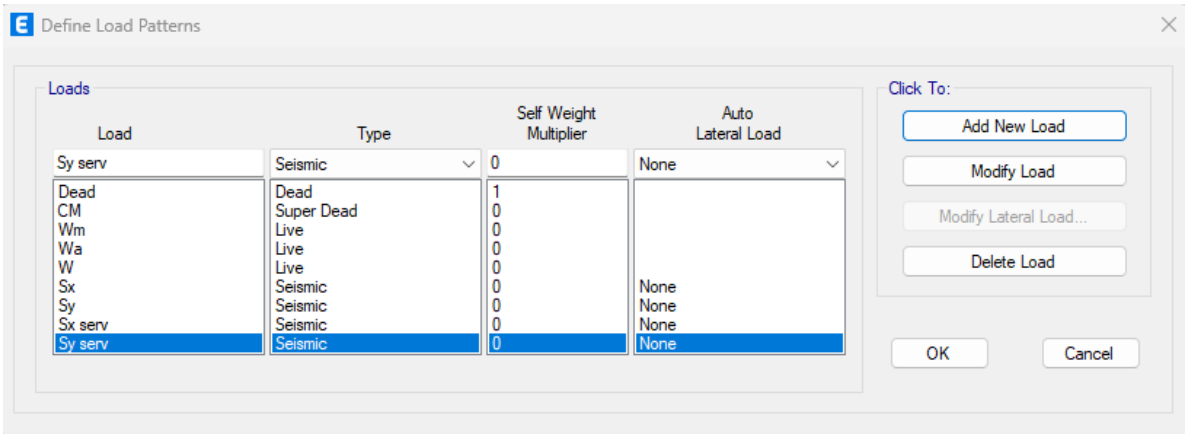


Figura 32. Definición de patrones de carga en ETABS (extraída de SACMAG de México)

Los patrones de carga para viento no los definí debido a que como presente en un análisis anterior, el efecto por las cargas sísmicas es dominante sobre los efectos del viento.

5) Asignación de las cargas a la estructura

La asignación de cargas la realicé a elementos o nodos para poder lograr el efecto deseado, en las siguientes figuras presento las cargas asignadas de acuerdo a cada patrón de carga que generé.

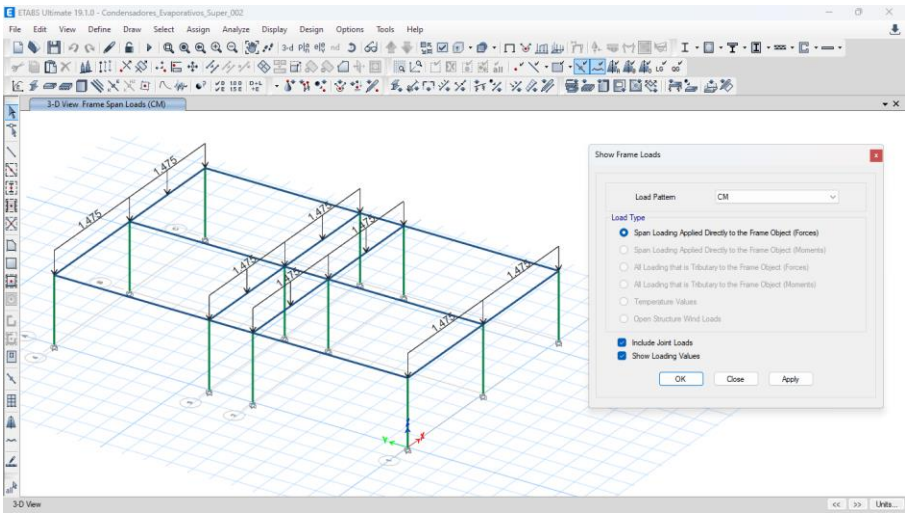


Figura 33. Cargas aplicadas a la estructura debidas a sobrecarga muerta (SCM) (extraída de SACMAG de México)

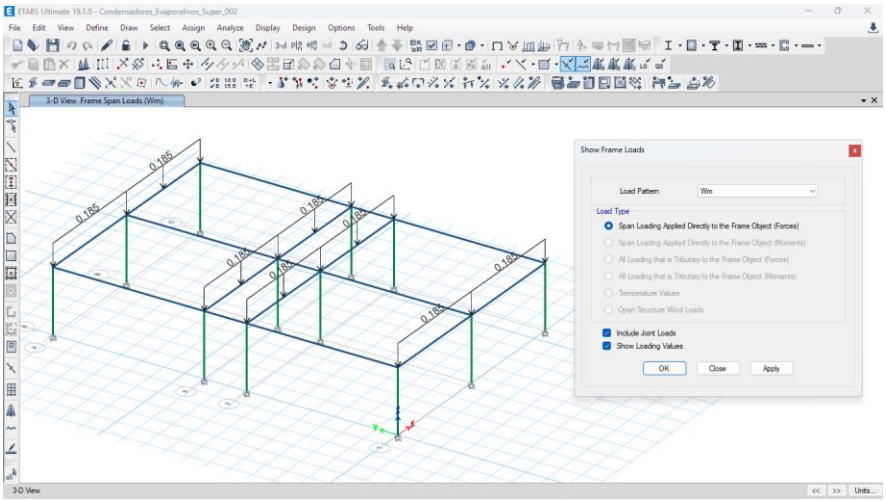


Figura 34. Cargas aplicadas a la estructura debidas a carga viva máxima (Wm) (extraída de SACMAG de México)

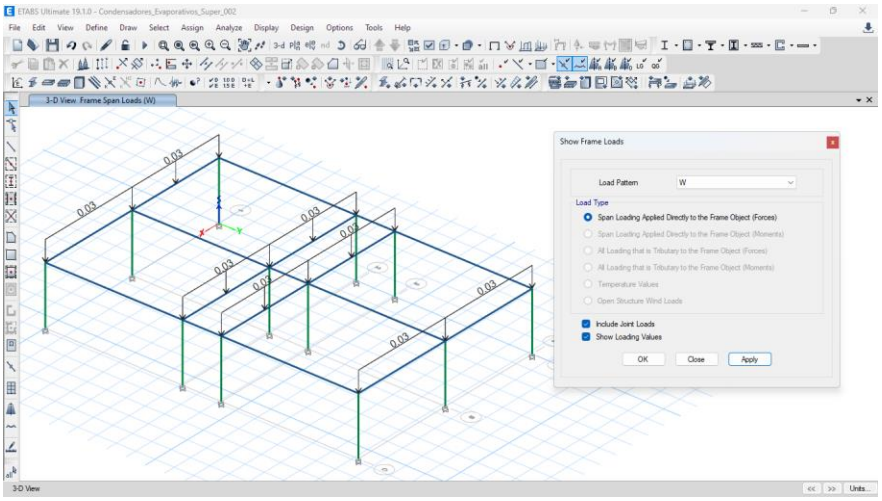


Figura 35. Cargas aplicadas a la estructura debidas a carga viva media (W) (extraída de SACMAG de México)

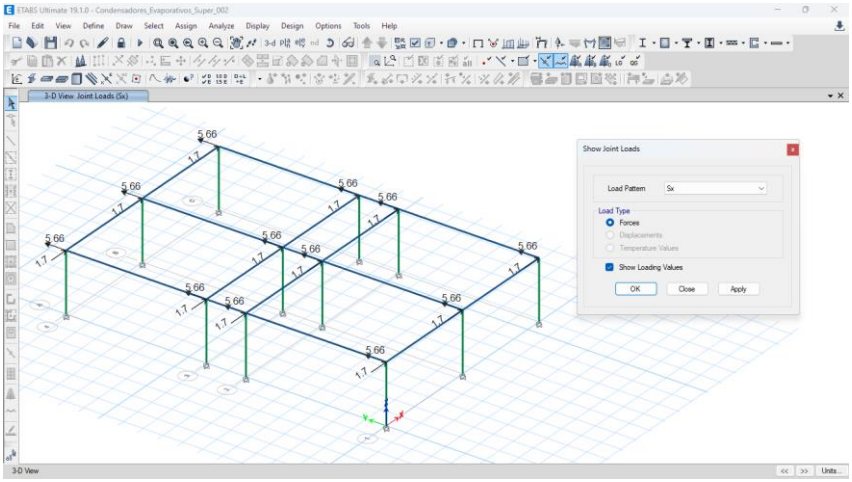


Figura 36. Cargas aplicadas a la estructura debidas a carga sísmica en dirección X para estado límite de prevención al colapso (extraída de SACMAG de México)

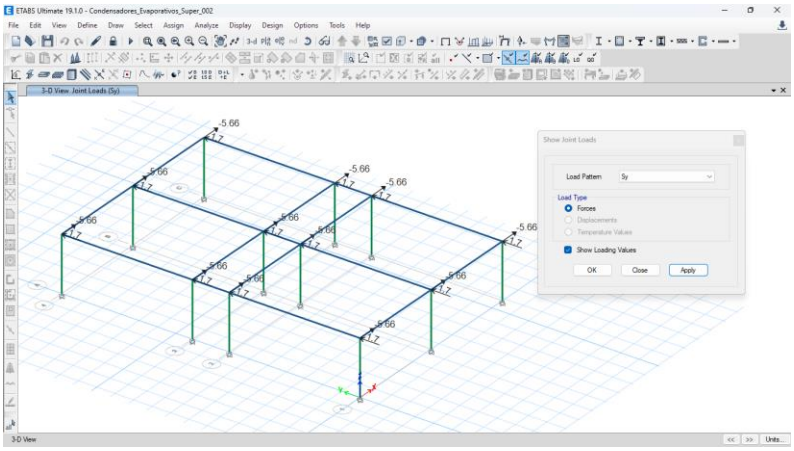


Figura 37.Cargas aplicadas a la estructura debidas a carga sísmica en dirección Y para estado límite de prevención al colapso (extraída de SACMAG de México)

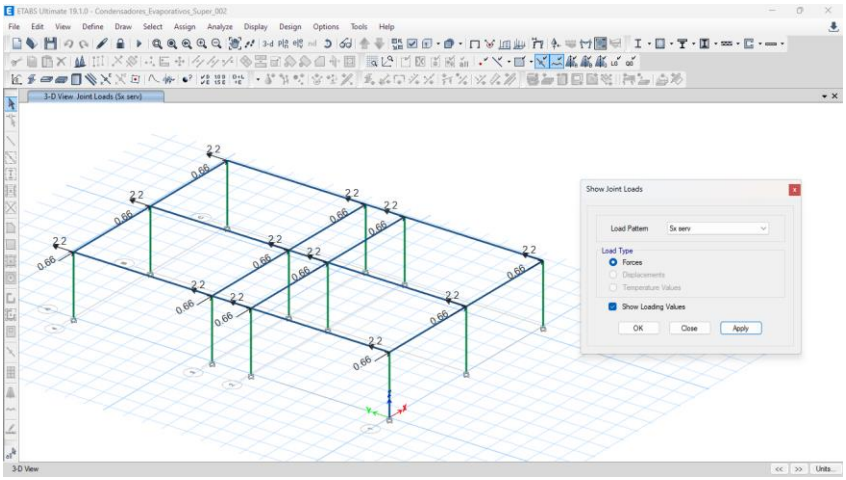


Figura 38. Cargas aplicadas a la estructura debidas a carga sísmica en dirección X para estado límite de servicio (extraída de SACMAG de México)

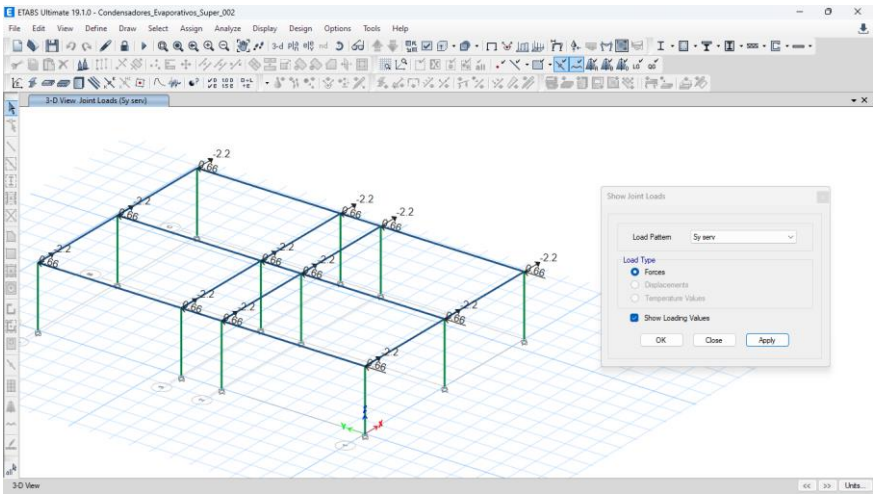


Figura 39. Cargas aplicadas a la estructura debidas a sismo en dirección Y para estado límite de servicio (extraída de SACMAG de México)

6) Generación de combinaciones de carga

Las combinaciones de carga para el diseño estructural se deben sumar linealmente, pero además de las combinaciones de carga que consideré, agregué la combinación de carga de tipo envolvente, este tipo de combinación determina cual de todas las combinaciones provoca las mayores fuerzas internas en la estructura, esta combinación me sirvió para poder obtener los desplazamientos y distorsiones máximas, pero para poder diseñar los elementos estructurales consideré todas las combinaciones de carga.

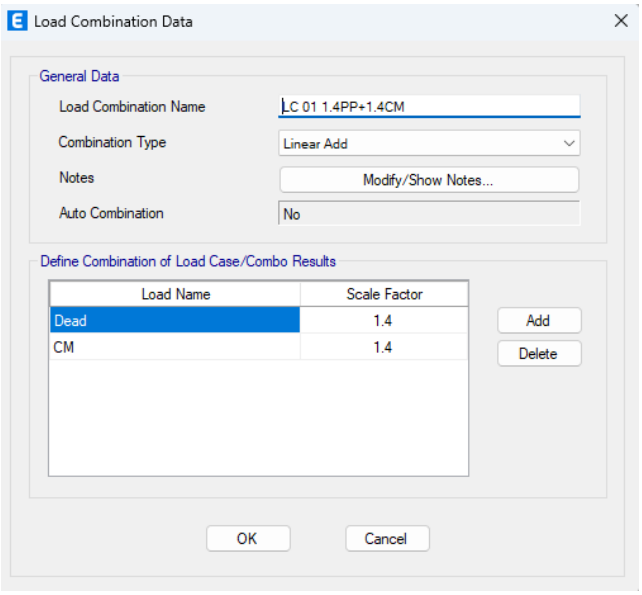


Figura 40. Definición de la combinación de carga número 1 (extraída de SACMAG de México)

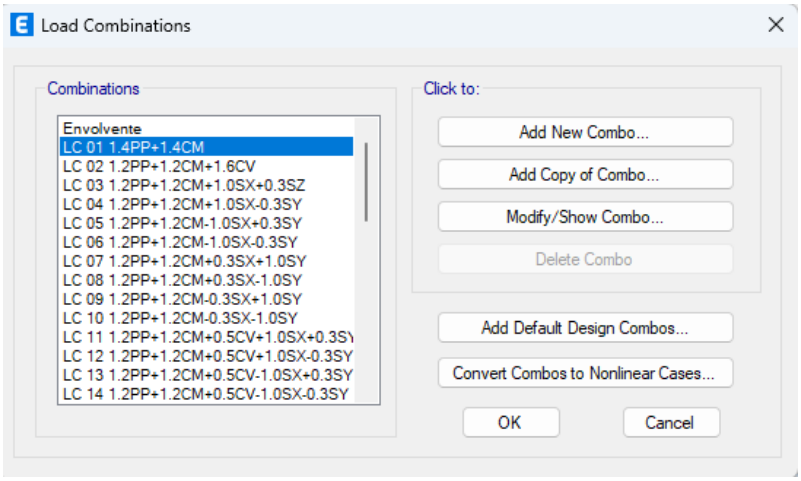


Figura 41. Definición de combinaciones de carga (extraída de SACMAG de México)

7) Análisis estructural

Después de haber definido las combinaciones de carga, calcule la estructura con la opción “Run analysis” de ETABS, para realizar una verificación general de que los resultados obtenidos tienen un sentido físico correcto, obtengo las configuraciones deformadas de la estructura bajo los diferentes patrones de carga, así como por las diferentes combinaciones de carga.

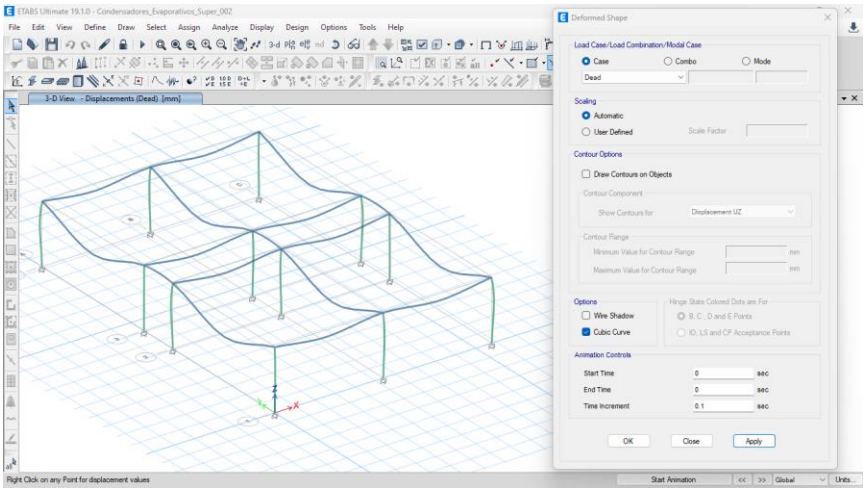


Figura 42. Configuración deformada de la estructura debido al peso propio de la estructura (extraída de SACMAG de México)

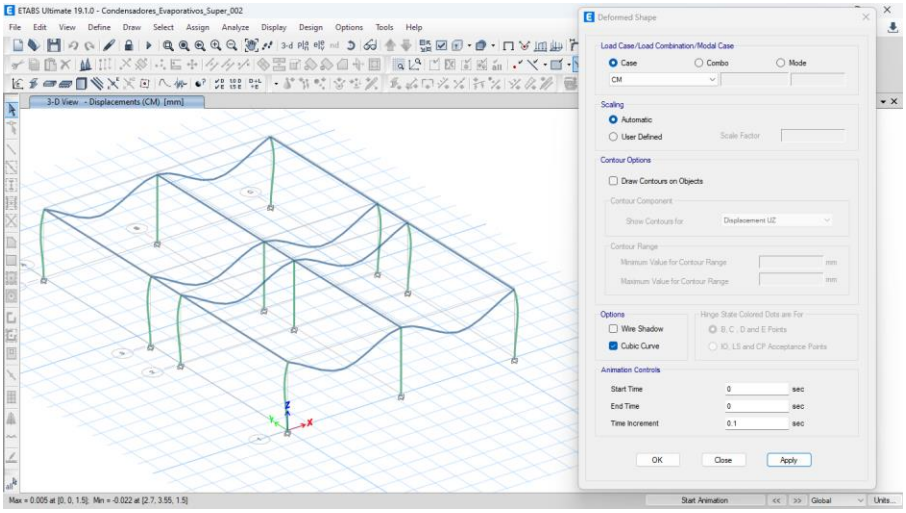


Figura 43. Configuración deformada debida a la carga por equipos

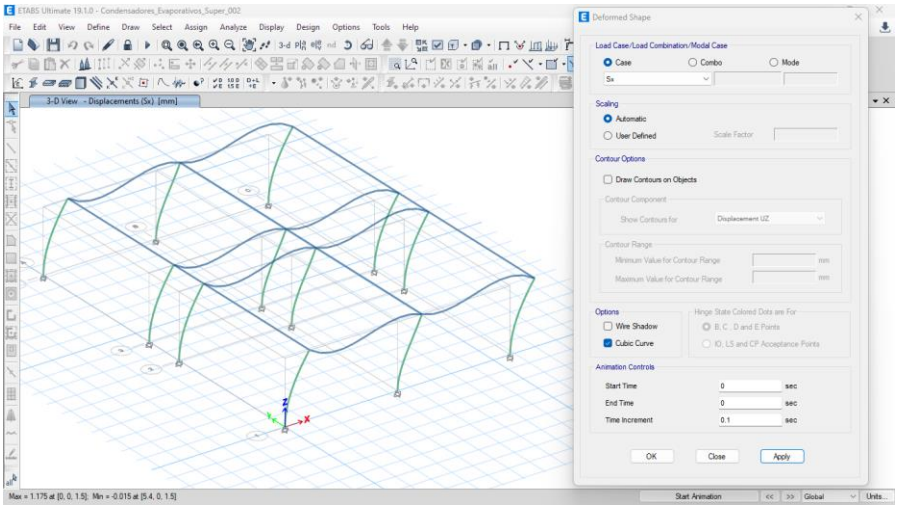


Figura 44. Configuración deformada debida a carga sísmica en dirección X (extraída de SACMAG de México)

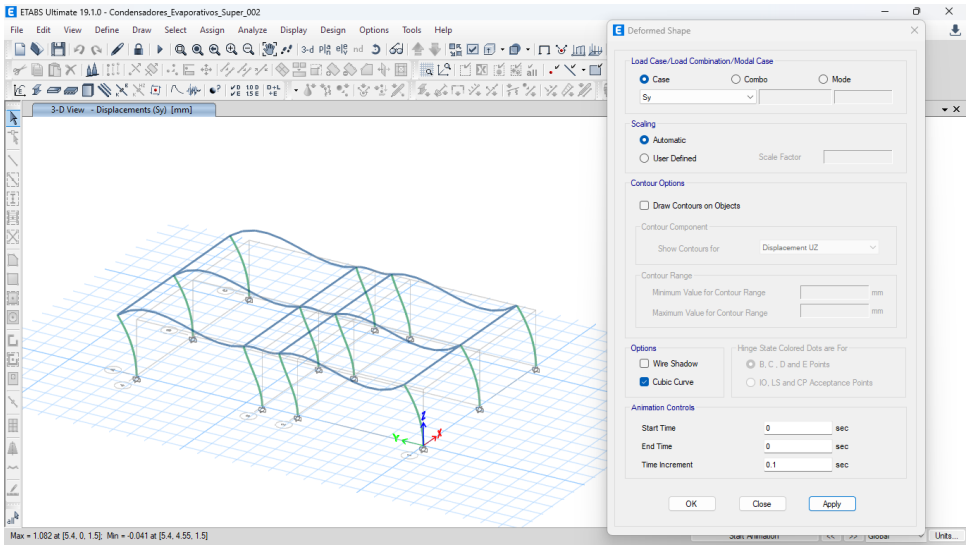


Figura 45. configuración deformada debida a carga sísmica en Y (extraída de SACMAG de México)

Después de obtener las configuraciones deformadas de acuerdo con cada patrón de carga, procedí a revisar los resultados obtenidos, como son los desplazamientos y fuerzas internas máximos para determinar si la estructura cumplía con las distorsiones máximas permisibles y después diseñar el acero de refuerzo en los elementos estructurales, o que, en caso de ser necesario, cambiar las dimensiones de las secciones propuestas.

8) Estados límite reglamentarios.

De acuerdo con el MDOC-S-2015, los estados límite que deben revisarse en un diseño por sismo son los siguientes:

1) Estado límite de prevención al colapso
2) Estado límite de servicio o de limitación de daños

Para ambos casos se deben revisar las distorsiones de entrepiso de la estructura que, de acuerdo con el MDOC-DS-2015, las condiciones que se deben cumplir son las siguientes:

1) Estado límite de prevención al colapso

Para la evaluación de este estado límite se considera el desplazamiento relativo, es decir la diferencia entre niveles consecutivos que se determinaron con las ordenadas espectrales definidas por $a(T_e,\beta)/Q'(T_e,Q)R(T_e,R_o)\rho$ multiplicadas por $QR(T_e,R_o)\rho$ y divididas por la altura entre ambos niveles. El resultado de las operaciones anteriores debe ser menor a los límites de distorsión establecidos en la Tabla 4.3 del MDOC-S-2015.

2) Estado límite de servicio o de limitación de daños a elementos no estructurales

Para poder evaluar este estado límite de servicio, se considera el desplazamiento relativo entre niveles determinados por $a(T_e,\beta)/5.5$ multiplicadas por $Q'R(T_e,R_0)\rho$ dividido entre la altura de entrepiso.

Revisión de desplazamientos y estados límite

1) Estado límite de prevención al colapso

De acuerdo con el análisis estructural que obtuve con ETABS, el desplazamiento máximo absoluto de la estructura en dirección X es el que presento en la Tabla 6.

Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Joir Sort: Ux DESC

Filter: None

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Ux mm
N.T.C +1.50	1	1	Envolvente	Combination	Max	1.182
N.T.C +1.50	2	3	Envolvente	Combination	Max	1.182
N.T.C +1.50	3	5	Envolvente	Combination	Max	1.182
N.T.C +1.50	4	7	Envolvente	Combination	Max	1.182
N.T.C +1.50	9	17	Envolvente	Combination	Max	1.17
N.T.C +1.50	10	19	Envolvente	Combination	Max	1.17
N.T.C +1.50	11	21	Envolvente	Combination	Max	1.17
N.T.C +1.50	12	23	Envolvente	Combination	Max	1.17
N.T.C +1.50	5	9	Envolvente	Combination	Max	1.168
N.T.C +1.50	6	11	Envolvente	Combination	Max	1.168
N.T.C +1.50	7	13	Envolvente	Combination	Max	1.168
N.T.C +1.50	8	15	Envolvente	Combination	Max	1.168

Record: << < 1 > >> of 48 Add Tables... Done

Tabla 6. Desplazamiento máximo absoluto en dirección X (extraída de SACMAG de México)

Para poder evaluar el estado límite de prevención al colapso tuve que realizar las operaciones que establece el Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo 2015. Las operaciones dieron como resultado lo siguiente:

$$\delta_X = 1.182\ mm$$

$$QR\rho\delta_X = (1.5)(2)(1)(1.182\ mm) = 3.546\ mm$$

$$\gamma = \frac{3.546\ mm}{1500\ mm} = 0.0024$$

De acuerdo con la Tabla 4.3 Distorsiones permisibles de entrepiso del Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo 2015, la distorsión permisible para Marcos de concreto reforzado de ductilidad limitada es de **0.015**, por lo tanto, la estructura cumplió el estado límite de prevención al colapso en dirección X, debido a que:

$$0.0024 < 0.015$$

Para la dirección Y obtuve los resultados de la Tabla 7.

Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Joir Sort: Uy DESC

Filter: None

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Uy mm
N.T.C +1.50	1	1	Envolvente	Combination	Max	1.086
N.T.C +1.50	5	9	Envolvente	Combination	Max	1.086
N.T.C +1.50	9	17	Envolvente	Combination	Max	1.086
N.T.C +1.50	4	7	Envolvente	Combination	Max	1.08
N.T.C +1.50	8	15	Envolvente	Combination	Max	1.08
N.T.C +1.50	12	23	Envolvente	Combination	Max	1.08
N.T.C +1.50	2	3	Envolvente	Combination	Max	1.061
N.T.C +1.50	3	5	Envolvente	Combination	Max	1.061
N.T.C +1.50	6	11	Envolvente	Combination	Max	1.061
N.T.C +1.50	7	13	Envolvente	Combination	Max	1.061
N.T.C +1.50	10	19	Envolvente	Combination	Max	1.061
N.T.C +1.50	11	21	Envolvente	Combination	Max	1.061
N.P.T +0.00	1	2	Envolvente	Combination	Max	0

Record: << < 1 > >> of 48 Add Tables... Done

Tabla 7. Desplazamiento máximo absoluto en dirección Y (extraída de SACMAG de México)

Realicé las mismas operaciones que empleé para la dirección X, los resultados que obtuve fueron los siguientes:

$$\delta_Y = 1.086\ mm$$

$$QR\rho\delta_Y = (1.5)(2)(1)(1.182\ mm) = 3.258\ mm$$

$$\gamma = \frac{3.258\ mm}{1500\ mm} = 0.0022$$

Por lo tanto, la estructura cumplió con el estado límite de prevención al colapso dado que:

$$0.0022 < 0.015$$

2) Estado límite de servicio o de limitación de daños a elementos no estructurales

De acuerdo con los resultados que obtuve con el análisis estructural en ETABS, para las combinaciones de servicio, el desplazamiento máximo absoluto en dirección X fue el que presento en la Tabla 8.

Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: Ux DESC cements

Filter: None

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux mm
N.T.C +1.50	1	1	LC 37 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	1	1	LC 38 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	2	3	LC 37 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	2	3	LC 38 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	3	5	LC 37 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	3	5	LC 38 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	4	7	LC 37 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	4	7	LC 38 1.0PP+1.0CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	Combination	0.463
N.T.C +1.50	1	1	LC 29 1.0PP+1.0CM+1.0SX+0.3SY	Combination	0.462
N.T.C +1.50	1	1	LC 30 1.0PP+1.0CM+1.0SX-0.3SY	Combination	0.462
N.T.C +1.50	1	1	LC 32 1.0PP+1.0CM-1.0SX-0.3SY	Combination	0.462
N.T.C +1.50	2	3	LC 29 1.0PP+1.0CM+1.0SX+0.3SY	Combination	0.462
N.T.C +1.50	2	3	LC 30 1.0PP+1.0CM+1.0SX-0.3SY	Combination	0.462
N.T.C +1.50	2	3	LC 32 1.0PP+1.0CM-1.0SX-0.3SY	Combination	0.462
N.T.C +1.50	3	5	LC 29 1.0PP+1.0CM+1.0SX+0.3SY	Combination	0.462
N.T.C +1.50	3	5	LC 30 1.0PP+1.0CM+1.0SX-0.3SY	Combination	0.462

Record: << < 1 > >> of 432 Add Tables... Done

Tabla 8. Desplazamiento máximo absoluto para estado límite de servicio en dirección X (extraída de SACMAG de México)

Al multiplicar el desplazamiento por los factores $Q'R\rho$ obtuve los siguientes resultados.

$$\delta_{X_{serv}} = 0.463\ mm$$

$$Q'R\rho\delta_{X_{serv}} = (1.07)(2)(1)(0.463\ mm) = 0.99\ mm$$

$$\gamma = \frac{0.99\ mm}{1500\ mm} = 0.00066$$

Debido a que el límite de distorsión para el estado límite de servicio es de 0.004 concluí que la estructura cumplía con el estado límite de servicio dado que:

$$0.00066 < 0.004$$

Para la dirección Y el desplazamiento máximo absoluto fue el que presento en la Tabla 9, y los resultados para la revisión del estado límite de servicio fueron los siguientes:

$$\delta_{Y_{serv}} = 0.423\ mm$$

$$Q'R\rho\delta_{Yserv} = (1.07)(2)(1)(0.423\ mm) = 0.91\ mm$$

$$\gamma = \frac{0.91\ mm}{1500\ mm} = 0.0006 < 0.004$$

Por lo tanto, la estructura cumplió con el estado límite de servicio.

Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: Uy DESC cements

Filter: None

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Uy mm
N.T.C +1.50	1	1	LC 33 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	1	1	LC 35 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	1	1	LC 41 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	1	1	LC 43 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	5	9	LC 33 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	5	9	LC 35 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	5	9	LC 41 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	5	9	LC 43 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	9	17	LC 33 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	9	17	LC 35 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	9	17	LC 41 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	9	17	LC 43 1.0PP+...	Combination	0.423
N.T.C +1.50	4	7	LC 33 1.0PP+...	Combination	0.418
N.T.C +1.50	4	7	LC 35 1.0PP+...	Combination	0.418
N.T.C +1.50	4	7	LC 41 1.0PP+...	Combination	0.418
N.T.C +1.50	4	7	LC 43 1.0PP+...	Combination	0.418

Record: << < 1 > >> of 432 Add Tables... Done

Tabla 9. Desplazamiento máximo absoluto para estado límite de servicio en dirección X (extraída de SACMAG de México)

Diseño de elementos estructurales

Después de hacer la revisión de desplazamientos y distorsiones límite procedí con el diseño de los elementos estructurales de la superestructura, los materiales y propiedades físicas que propuse fueron las que presento en la Tabla 10 y 11.

Concreto estructural (superestructura y cimentación)	
Propiedad física	Valor
f_c'	*300 kg/cm²*
$E_c\ (14000\sqrt{f_c'})$	*242,487.11 kg/cm²*
G	*101,036.3 kg/cm²*

Tabla 10. Propiedades físicas del concreto estructural empleado en la estructura (extraída de SACMAG de México)

Acero de refuerzo (superestructura y cimentación)	
Propiedad física	Valor
f_y	*4200 kg/cm²*
E_S	*2,039,000 kg/cm²*

Tabla 11. Propiedades físicas del acero de refuerzo empleado para el diseño (extraída de SACMAG de México)

1) Diseño a flexión de vigas

Para diseñar las vigas a flexión de la estructura, decidí diseñar bajo los momentos flexionantes positivos y negativos máximos, esto con el fin de que el diseño fuera más homogéneo y se pudiera construir de forma más sencilla. Para poder ubicar las vigas con los momentos positivos y negativos máximos, indique a ETABS que mostrará los *unique names* de cada elemento como presento en la Figura 46.

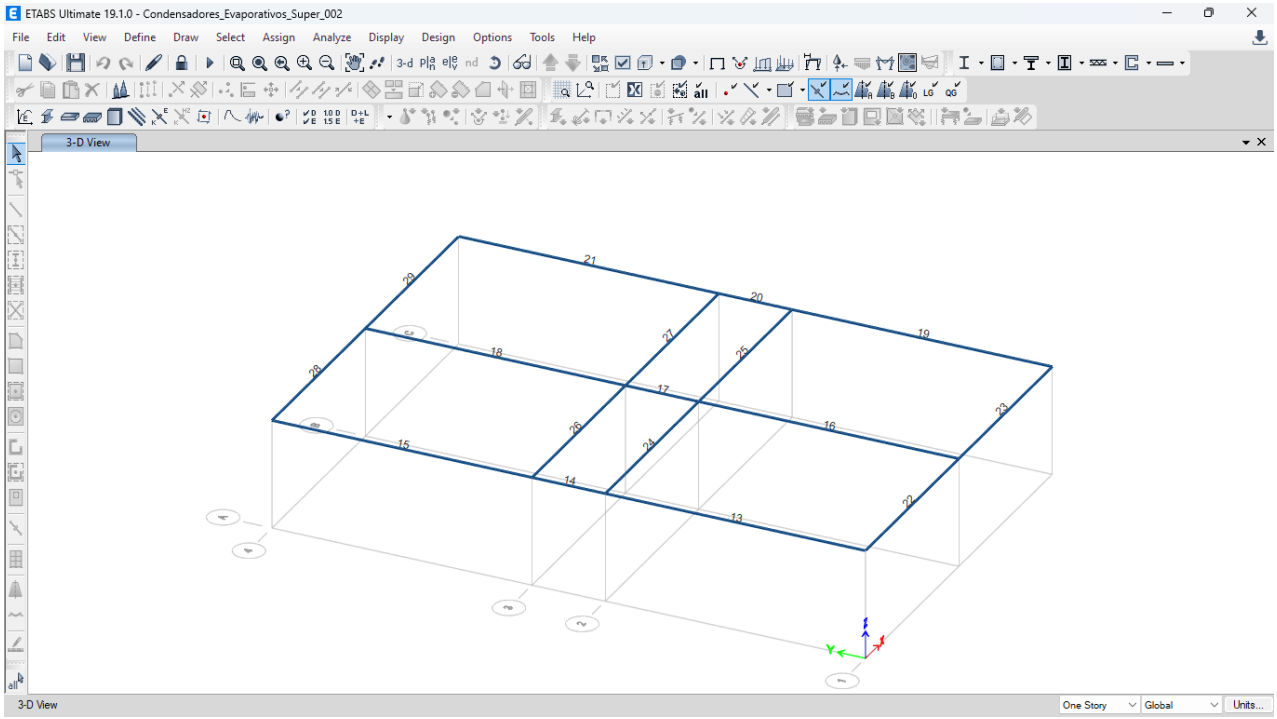


Figura 46. Unique names asignados por ETABS a vigas (extraída de SACMAG de México)

Después de obtener la ubicación de cada elemento con ayuda de los *unique names*, obtuve con ETABS los momentos flexionantes positivos y negativos máximos. Los valores de los momentos los presento en la Tabla 12 y Tabla 13.

Element Forces - Beams

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: M3 DESC - Beams

Filter: None

Story	Unique Name	Output Case	Station m	M3 tonf-m	V2 tonf
N.T.C +1.50	22	LC 19 0.9PP+0.9CM+1.0SX+0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	22	LC 20 0.9PP+0.9CM+1.0SX-0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	23	LC 21 0.9PP+0.9CM-1.0SX+0.3SY	2.525	3.3597	-1.1316
N.T.C +1.50	23	LC 22 0.9PP+0.9CM-1.0SX-0.3SY	2.525	3.3597	-1.1316
N.T.C +1.50	24	LC 19 0.9PP+0.9CM+1.0SX+0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	24	LC 20 0.9PP+0.9CM+1.0SX-0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	25	LC 21 0.9PP+0.9CM-1.0SX+0.3SY	2.525	3.3597	-1.1316
N.T.C +1.50	25	LC 22 0.9PP+0.9CM-1.0SX-0.3SY	2.525	3.3597	-1.1316
N.T.C +1.50	26	LC 19 0.9PP+0.9CM+1.0SX+0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	26	LC 20 0.9PP+0.9CM+1.0SX-0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	27	LC 21 0.9PP+0.9CM-1.0SX+0.3SY	2.525	3.3597	-1.1316
N.T.C +1.50	27	LC 22 0.9PP+0.9CM-1.0SX-0.3SY	2.525	3.3597	-1.1316
N.T.C +1.50	28	LC 19 0.9PP+0.9CM+1.0SX+0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	28	LC 20 0.9PP+0.9CM+1.0SX-0.3SY	0.175	3.3597	1.1316
N.T.C +1.50	29	LC 21 0.9PP+0.9CM-1.0SX+0.3SY	2.525	3.3597	-1.1316

Record: << < 1 > >> of 11220 Add Tables... Done

Tabla 12. Momento flexionante M3 positivo máximo (extraída de SACMAG de México)

Element Forces - Beams

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: M3 ASC s - Beams

Filter: None

Story	Unique Name	Output Case	Station m	M3 tonf-m	V2 tonf	V3 tonf
N.T.C +1.50	22	LC 13 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	22	LC 14 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	23	LC 11 1.2PP+...	2.525	-4.2151	5.2918	0
N.T.C +1.50	23	LC 12 1.2PP+...	2.525	-4.2151	5.2918	0
N.T.C +1.50	24	LC 13 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	24	LC 14 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	25	LC 11 1.2PP+...	2.525	-4.2151	5.2918	0
N.T.C +1.50	25	LC 12 1.2PP+...	2.525	-4.2151	5.2918	0
N.T.C +1.50	26	LC 13 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	26	LC 14 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	27	LC 11 1.2PP+...	2.525	-4.2151	5.2918	0
N.T.C +1.50	27	LC 12 1.2PP+...	2.525	-4.2151	5.2918	0
N.T.C +1.50	28	LC 13 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	28	LC 14 1.2PP+...	0.175	-4.2151	-5.2918	0
N.T.C +1.50	29	LC 11 1.2PP+...	2.525	-4.2151	5.2918	0

Record: << < 1 > >> of 11220 Add Tables... Done

Tabla 13. Momento flexionante M3 negativo máximo (extraída de SACMAG de México)

Para simplificar el diseño, decidí tomar el momento máximo absoluto y armar ambos lechos de acero de la viga de la misma manera. Por lo tanto, el momento de diseño que utilice fue el momento de $M_3 = -4.215\ tonf - m$.

Por otra parte, para proteger el acero de refuerzo del medio ambiente, definí un recubrimiento al acero longitudinal de 5 cm. Por lo tanto, el peralte efectivo "d" lo definí como el recubrimiento libre más el diámetro de una barra del #3, es decir que el valor del peralte efectivo fue $d = 40\ cm - 5\ cm - 0.95\ cm$, $d = 34\ cm$.

Para el diseño de elementos viga, se obtiene el acero requerido con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{0.85 f_c'}{f_y} bd \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi b d^2 0.85 f_C'}}\right)$$

$$A_s = \frac{0.85\left(300\,\frac{kg}{cm^2}\right)}{4200\,\frac{kg}{cm^2}}(35\ cm)(34\ cm)\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.215x10^5\ kg - cm)}{(0.9)(35\ cm)(34\ cm)^2(0.85)\left(300\,\frac{kg}{cm^2}\right)}}\right)$$

$$As = 3.16\ cm^2$$

El área de acero obtenida debe ser mayor al área de acero mínima y al área de acero máxima, el valor de esas áreas de acero la determiné conforme a lo establecido por el Building Code Requirements for Structural Concrete del ACI 318-19 como presento a continuación.

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} bd = \frac{0.8\sqrt{300\,\frac{kg}{cm^2}}}{4200\,\frac{kg}{cm^2}}(35\ cm)(34\ cm) = 3.93\ cm^2$$

$$As_{min} = 3.93\ \ cm^2$$

$$As_b = \frac{0.85 f_c'}{f_y}\frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} bd = \frac{0.85\left(300\,\frac{kg}{cm^2}\right)}{4200\,\frac{kg}{cm^2}}\frac{\left(6000\,\frac{kg}{cm^2}\right)(0.85)}{4200\,\frac{kg}{cm^2} + 6000\,\frac{kg}{cm^2}}(35\ cm)(34\ cm) = 36.13\ cm^2$$

$$As_{max} = 0.9As_b = 0.9(36.13\ cm^2)$$

$$As_{max} = 32.51\ cm^2$$

Debido a que el acero de refuerzo es requerido es menor al acero mínimo $(2.84\ cm^2 < 3.96\ cm^2)$ tome el área de acero mínima para proponer una disposición de acero de refuerzo a flexión. La propuesta que definí fue la siguiente:

$$4\#4 \rightarrow As_{4\#4} = 5.08\ cm^2$$

La propuesta que decidí utilizar fue una sección con dos lechos de 4#4, ya es que muy próxima al área de acero mínimo. Para poder saber el porcentaje de utilización, determiné el momento resistente de la viga considerando el armado propuesto.

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(5.08\ cm^2)\left(4200\,\frac{kg}{cm^2}\right)}{(0.85)\left(300\,\frac{kg}{cm^2}\right)(35\ cm)}$$

$$a = 2.39\ cm$$

$$\phi M_n = \phi As f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = (0.9)(\,5.08\ cm^2)\left(4200\,\frac{kg}{cm^2}\right)\left(34\ cm - \frac{2.39\ cm}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 629{,}934.7\ kg - cm$$

$$\phi M_n = 6.30\ tonf - m$$

Por lo tanto, la relación de trabajo de la sección transversal más demandada de la viga es:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{4.215\ tonf - m}{6.30\ tonf - m} = 0.669 \rightarrow 66.9\%$$

Realizando una verificación del diseño en el programa ETABS, introduje al programa el armado obtenido, fig. 47 y en la Figura 48 presento la relación de trabajo de las vigas considerando dicho armado. Como se puede observar, el porcentaje es de 0.555 (55%), por lo que los resultados que obtuve a mano son similares a lo generado por el software ETABS.

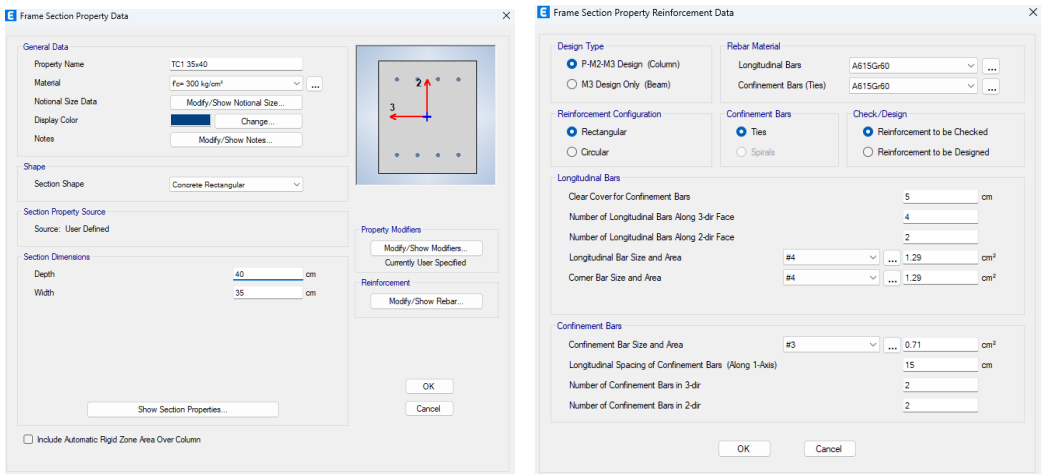


Figura 47. Definición de acero de refuerzo en vigas para revisión por ETABS (extraída de SACMAG de México)

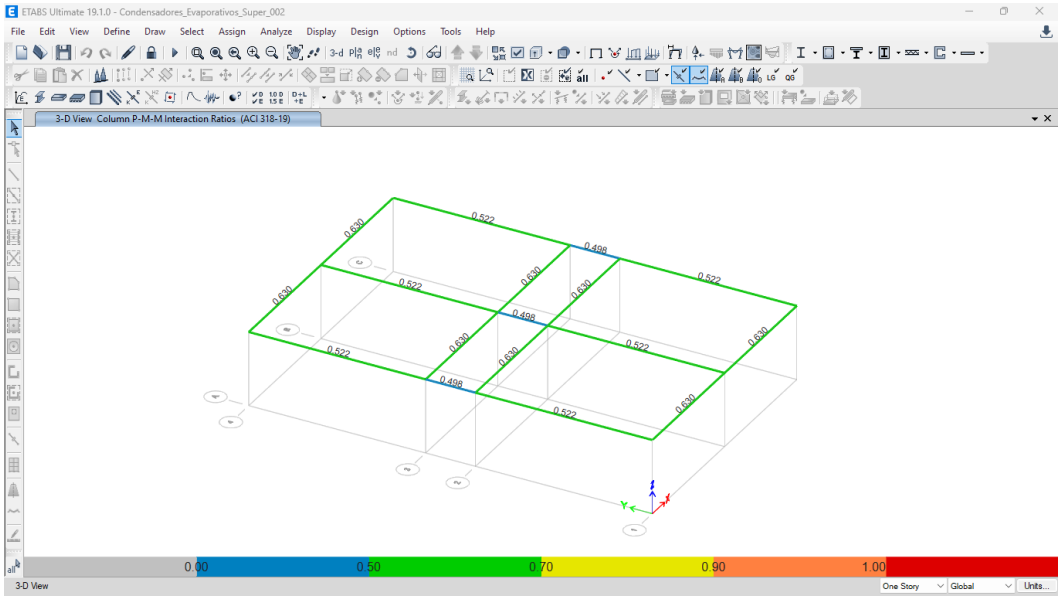


Figura 48. Porcentajes de utilización a flexión de vigas (extraída de SACMAG de México)

2) Diseño por cortante de vigas

Para realizar el diseño a cortante de vigas, obtuve la mayor fuerza cortante de las vigas 15,16,18, 19, 21,22,23,24,25,26,27,28 y 29 debido a que estas vigas son aproximadamente de la misma longitud, mientras que las vigas 20,17 y 14 son más cortas, lo cual provocó que tuvieran un refuerzo por cortante diferente. En la Tabla 14 presento el cortante máximo del primer grupo.

Element Forces - Beams

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: V2 DESC Element Forces - Beams

Filter: [V2] < 8.00000000000001

Story	Unique Name	Output Case	Station m	V2 tonf
N.T.C +1.50	22	LC 11 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	22	LC 12 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	24	LC 11 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	24	LC 12 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	26	LC 11 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	26	LC 12 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	28	LC 11 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX+0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	28	LC 12 1.2PP+1.2CM+0.5CV+1.0SX-0.3SY	2.525	5.7347
N.T.C +1.50	22	LC 03 1.2PP+1.2CM+1.0SX+0.3SZ	2.525	5.655
N.T.C +1.50	22	LC 04 1.2PP+1.2CM+1.0SX-0.3SY	2.525	5.655
N.T.C +1.50	24	LC 03 1.2PP+1.2CM+1.0SX+0.3SZ	2.525	5.655
N.T.C +1.50	24	LC 04 1.2PP+1.2CM+1.0SX-0.3SY	2.525	5.655
N.T.C +1.50	26	LC 03 1.2PP+1.2CM+1.0SX+0.3SZ	2.525	5.655
N.T.C +1.50	26	LC 04 1.2PP+1.2CM+1.0SX-0.3SY	2.525	5.655
N.T.C +1.50	28	LC 03 1.2PP+1.2CM+1.0SX+0.3SZ	2.525	5.655
N.T.C +1.50	28	LC 04 1.2PP+1.2CM+1.0SX-0.3SY	2.525	5.655

Record: << < 1 > >> of 10950 Add Tables... Done

Tabla 14. Fuerza cortante V2 máxima absoluta de vigas 15,16,18,19,22,23,24,25,26,27,28 y 29 (extraída de SACMAG de México)

Para diseñar el acero de refuerzo a cortante revisé la fuerza cortante que resiste el concreto de la viga, utilizando la ecuación (a) de la tabla 22.5.5.1 del ACI 318-19. La ecuación en el sistema de unidades MKS y considerando el factor reductor de resistencia es la siguiente:

$$\phi V_c = \phi\left(0.5\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$$

Debido a que la carga axial N_u en las vigas era de valor bajo y a compresión, decidí ser un poco más conservador y definir $N_u = 0$, por lo tanto, la ecuación resultante que obtuve fue la siguiente:

$$\phi V_c = \phi\left(0.5\lambda\sqrt{f_c'}\right)b_w d$$

Por otra parte, el factor λ depende del tipo de concreto, si el concreto es ligero o de peso normal, para esta estructura el concreto que propuse fue concreto de peso normal, por lo tanto, de acuerdo con el ACI 318-19, para concreto de peso normal, se considera $\lambda = 1.0$. Finalmente, la ecuación que obtuve fue la siguiente:

$$\phi V_c = \phi\left(0.5\sqrt{f_c'}\right)b_w d$$

Al sustituir los parámetros que propuse en la estructura y considerando que el factor reductor para cortante en vigas debe ser de ***0.75*** (ACI 318-19), el cortante que resiste el concreto de la viga es el siguiente:

$$\phi V_c = 0.75\left(0.5\sqrt{300\frac{kg}{cm^2}}\right)(35\ cm)(34\ cm) = 7{,}729\ kg$$

$$\phi V_c = 7.729\ t$$

Al comparar la fuerza cortante resistente del concreto con la fuerza cortante última, concluí que el concreto tiene la capacidad de resistir la fuerza cortante última.

$$7.729\ t > 5.735\ t$$

$$\phi V_c > V_u$$

Aunque el concreto pudo resistir la fuerza cortante última por sí solo, tuve que considerar un área de acero mínima a cortante en la viga de acuerdo con el ACI 318-19, el cual establece que se debe considerar la menor de las siguientes relaciones:

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 3.5\frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Con el fin de obtener una separación proponiendo un área de acero, despeje de ambas inecuaciones la separación "s" y propuse estribos del #3.

$$s \leq \frac{A_{v,min} f_{yt}}{0.2\sqrt{f_c'}b_w} \rightarrow s \leq \frac{2(0.71\ cm^2)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)}{0.2\sqrt{300\frac{kg}{m^2}}(35\ cm)} = 49.19\ cm \rightarrow s \leq 49.19\ cm$$

$$s \leq \frac{A_{v,min} f_{yt}}{3.5 b_w} \rightarrow s \leq \frac{2(0.71\ cm^2)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)}{3.5(35\ cm)} = 48.7\ cm \rightarrow s \leq 48.7\ cm$$

Debido a que el espaciamiento mínimo entre estribos debe ser $\frac{d}{2}$, mi propuesta final fue la siguiente:

$$\frac{d}{2} = \frac{34\ cm}{2} = 17\ cm$$

$$\therefore E\#3@15\ cm$$

Después de que diseñé a cortante las vigas de mayor longitud, procedí a diseñar las vigas de menor longitud, es decir, las vigas 20,17 y 14. En la Tabla 15 presento la fuerza cortante máxima en estas vigas.

Element Forces - Beams

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: V2 DESC

Filter: None

Element Forces - Beams

Story	Unique Name	Output Case	Station m	V2 tonf
N.T.C +1.50	14	LC 07 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	14	LC 09 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	14	LC 15 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	14	LC 17 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	17	LC 07 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	17	LC 09 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	17	LC 15 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	17	LC 17 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	20	LC 07 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	20	LC 09 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	20	LC 15 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	20	LC 17 1.2PP+...	0.825	9.9868
N.T.C +1.50	14	LC 07 1.2PP+...	0.7786	9.9681
N.T.C +1.50	14	LC 09 1.2PP+...	0.7786	9.9681
N.T.C +1.50	14	LC 15 1.2PP+...	0.7786	9.9681
N.T.C +1.50	14	LC 17 1.2PP+...	0.7786	9.9681

Record: << < 1 > >> of 11220 Add Tables... Done

Tabla 15. Fuerza cortante V2 última en vigas 14,20 y 17 (extraída de SACMAG de México)

Para la revisión de la resistencia a cortante del concreto utilicé los mismos parámetros, por lo tanto, la resistencia del concreto es:

$$\phi V_c = 6.625\ t$$

Al comparar esta fuerza cortante con la cortante última concluí que es menor y por lo tanto se requiere acero de refuerzo a cortante.

$$6.625\ t < 9.987\ t$$

$$\phi V_c < V_u \rightarrow \therefore\ Requiere\ refurzo\ a\ cortante$$

Para determinar el refuerzo a cortante, las ecuaciones 22.5.8.1 y 22.5.8.5.3 del ACI 318-19, las ecuaciones son las siguientes:

$$\phi V_s \geq V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s}$$

Al sustituir mis parámetros propuestos en las dos ecuaciones y despejando “s”, llegué al siguiente resultado:

$$V_s = 9.987\ t - 6.625\ t \rightarrow V_s = 3.362\ t$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{(0.75)2(0.71\ cm^2)\left(4200\ \frac{kg}{cm^2}\right)(34\ cm)}{3{,}362\ kg}$$

$$s = 45.24\ cm$$

Debido a que la separación máxima entre estribos debe ser $d/2$, la propuesta resulta ser igual que para las vigas de mayor longitud.

$$\therefore E\#3@15\ cm$$

3) Revisión de deflexiones y agrietamiento

Un aspecto importante en el diseño de vigas es la revisión de la deflexión y el agrietamiento. De acuerdo con el ACI 318-19, la deflexión de los elementos viga es el resultado de la suma de la deflexión inmediata y la deflexión diferida.

Para determinar la deflexión inmediata, consideré el momento de inercia para secciones con acero a tensión y a compresión, el momento de inercia lo determiné de la siguiente forma:

Profundidad del eje neutro:

$$\frac{bx^2}{3} + (n-1)A_s'(x-d') + nA_s(d-x) = 0\ ; n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_s = 2.039x10^6 \frac{kg}{cm^2}\ ; E_c = 242{,}487.1 \frac{kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{2.039x10^6 \frac{kg}{cm^2}}{242{,}487.1 \frac{kg}{cm^2}} \rightarrow n = 8.41$$

$$\frac{(30\ )x^3}{3} + (8.41-1)(5.08\ )(x-5) + (8.41)(5.08)(5-x) = 0$$

$$x = 10.33\ cm$$

Momento de inercia de la sección transversal:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + (n-1)A_s'(x-d)^2 + nA_s(d-x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{(30\ cm)(10.33\ cm)^3}{3} + (8.41-1)(5.08\ cm^2)(10.33\ cm - 5cm)^2 + (8.41)(5.08\ cm^2)(40\ cm - 10.33\ cm)^2$$

$$I_{cr} = 49{,}741.93\ cm^4$$

Considerando que los momentos en los extremos de la viga son diferentes (Figuras 49 a 51), la deflexión la determiné con la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{5L^2}{48E_cI_{cr}}\left(M_c - \frac{1}{10}(M_i + M_d)\right)$$

Donde

M_c es el momento al centro del claro de la viga

M_i es el momento al extremo izquierdo de la viga

M_d es el momento al extremo derecho de la viga

Figura 49. Momento al centro del claro de la viga

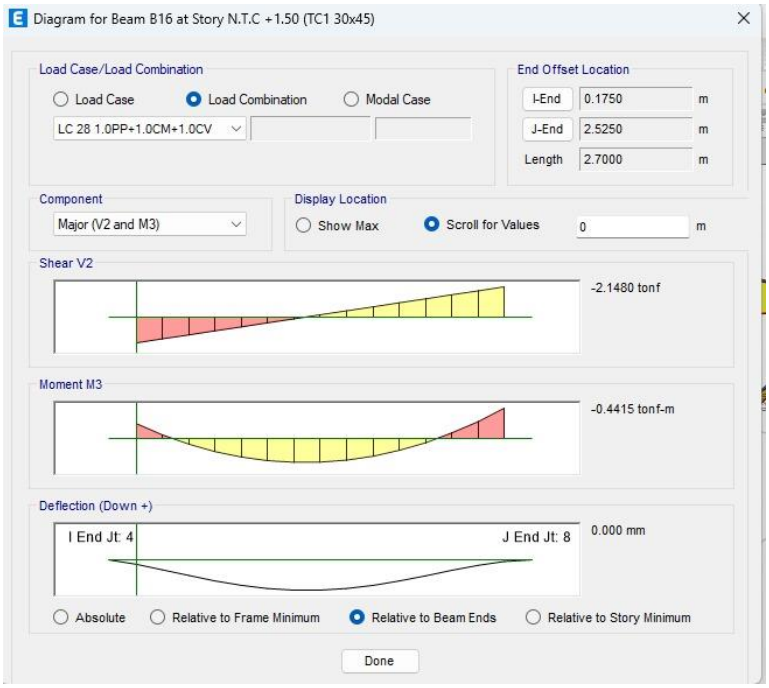


Figura 50. Momento en el extremo izquierdo de la viga

Figura 51.Momento en el extremo derecho de la viga

$$\delta = \frac{5(270\ cm)^2}{48\left(242{,}287.1\frac{kg}{cm^2}\right)(49{,}741.93\ cm^4)}\left(70{,}420\ kgcm - \frac{1}{10}(44{,}150\ kgcm + 90630\ kgcm)\right)$$

$$\delta_{inm} = 0.0359\ cm$$

Para obtener la deflexión diferida, de acuerdo con el ACI 318-19, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde el valor de ξ se obtiene de acuerdo con la tabla 24.2.4.1.3 del ACI 318-19, para este caso consideré el valor de 2.0 que corresponde a una carga con duración de más de 60 meses. Por lo tanto, el valor del factor λ es el siguiente:

$$\rho' = \frac{5.08\ cm^2}{(30\ cm)(45\ cm)} = 0.0038$$

$$\xi = 2.0$$

$$\lambda = \frac{2.0}{1 + 50(0.0038)}$$

$$\lambda = 1.68$$

Por lo tanto, la deflexión diferida es:

$$\delta_{dif} = 1.68(0.0359\ cm)$$

$$\delta_{dif} = 0.0603\ cm$$

Sumando la deflexión inmediata y deflexión diferida, se obtiene la deflexión total:

$$\delta_{total} = 0.0962\ cm$$

De acuerdo con el ACI 318-19, la deflexión límite para limitar el daño de elementos no estructurales es L/480, por lo tanto, la deflexión límite es:

$$\delta_{limite} = \frac{270\ cm}{480}$$

$$\delta_{limite} = 0.56\ cm$$

Comparando ambas deflexiones, la estructura cumple con el estado límite de servicio.

$$0.56\ cm \geq 0.0962\ cm$$

$$\delta_{limite} \geq \delta_{total}$$

Después de la revisión de la deflexión de las vigas, continué con la revisión del agrietamiento del concreto.

Para el agrietamiento del concreto, consideré la siguiente ecuación de la Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto:

$$GL = f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1}$$

Donde

f_s Esfuerzo del acero

d_c Distancia entre la fibra extrema a tensión de la sección y la barra de acero más cercana.

A Área resultante de dividir, el área de concreto cuyo centroide coincide con el área de acero de refuerzo, entre el número de barras de refuerzo.

h_1 distancia entre el centroide del área de acero a tensión y el eje neutro

h_2 distancia entre el extremo a tensión de la sección y el eje neutro.

A continuación, presento el procedimiento para determinar el agrietamiento del concreto.

Cálculo del esfuerzo en el acero

$$c = 10.33\ cm\ ; d = 34\ cm; 8.41$$

$$f_s = \frac{M}{I_{cr}}(d - c)n$$

$$I_{cr} = 49{,}741.93\ cm^4$$

De acuerdo con ETABS, el momento máximo para la combinación de servicio es de $0.9063\ t - m$, Tabla 16.

Element Forces - Beams

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: M3 ASC

Filter: None

Story	Unique Name	Output Case	M3 tonf-m
N.T.C +1.50	22	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	23	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	24	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	25	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	26	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	27	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	28	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	29	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.9063
N.T.C +1.50	22	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074
N.T.C +1.50	23	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074
N.T.C +1.50	24	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074
N.T.C +1.50	25	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074
N.T.C +1.50	26	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074
N.T.C +1.50	27	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074
N.T.C +1.50	28	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074
N.T.C +1.50	29	LC 28 1.0PP+1.0CM+1.0CV	-0.5074

Record: << < 1 > >> of 510

Tabla 16. Momento máximo para la combinación de servicio (extraída de SACMAG de México)

$$f_s = \frac{90{,}630\ kg - cm}{49{,}741.93\ cm^4}(34\ cm - 10.33\ cm)8.41$$

$$f_s = 362.69\frac{kg}{cm^2}$$

$$d_c = 6\ cm$$

$$A = 2b(h - d) = 2(35\ cm)(40\ cm - 34\ cm)$$

$$A = 420\ cm^2$$

$$h_2 = h - c = 40\ cm - 10.33\ cm = 29.67\ cm$$

$$h_1 = d - c = 34\ cm - 10.33\ cm = 23.67\ cm$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 1.254$$

$$GL = \left(362.69\frac{kg}{cm^2}\right)\sqrt[3]{(6\ cm)(420\ cm^2)}\ (1.254)$$

$$GL = 6{,}189.18\frac{kg}{cm}$$

Los límites del parámetro GL que establece la NTC-DCEC-2023 son los de la Tabla 7.

Clasificación de exposición (según tabla 4.4.1)	Valores máximos de GL, N/mm (kg/cm)
A1	40,000 (40,000)
A2 B1 B2	30,000 (30,000)
C D	20,000 (20,000)

Tabla 17. Límites de GL para la revisión de agrietamiento (adaptado de NTC-DCEC-2023)

Debido a que el proyecto se encontraba a la intemperie, el nivel de exposición que le correspondía era B2, por lo que el límite de GL correspondiente es de $30{,}000\frac{kg}{cm}$, en consecuencia:

$$6{,}189.18\frac{kg}{cm} \leq 30{,}000\frac{kg}{cm}$$

Por lo tanto, cumple con la revisión por agrietamiento.

4) Diseño de columnas a flexo compresión

Para diseñar las columnas propuse un área de acero del 1.5% del área gruesa de la columna, es decir:

$$A_s = (0.015)(35\ cm)(35\ cm) = 18.38\ cm^2$$

Para lograr un área cercana de acero con los diámetros de barras de acero disponibles, propuse 6#6, por lo tanto, el área de acero es:

$$As_{6\#6} = 6(2.85\ cm^2) = 17.1\ cm^2$$

La disposición el acero que propuse fue como muestro en la **Figura 52.Disposición de acero de refuerzo en columnas**.

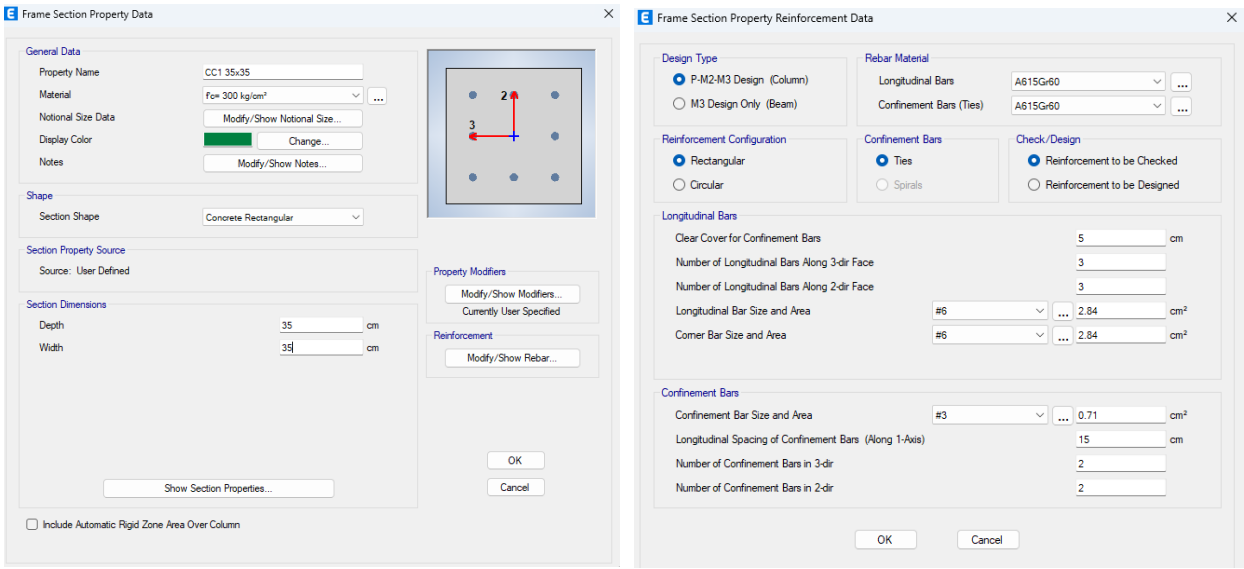


Figura 52.Disposición de acero de refuerzo en columnas (extraída de SACMAG de México)

Después de ingresar el acero de refuerzo, calculé la estructura con ETABS y después utilice el módulo de diseño de concreto reforzado bajo el ACI 318-19 para poder revisar la utilización de los elementos y también poder revisar la superficie de interacción de la coluna más esforzada. En la **Figura 53** presento el porcentaje de utilización de las columnas y en la **Figura 54** presento la superficie de interacción de las columnas, así como los puntos de carga axial - momento flexionante.

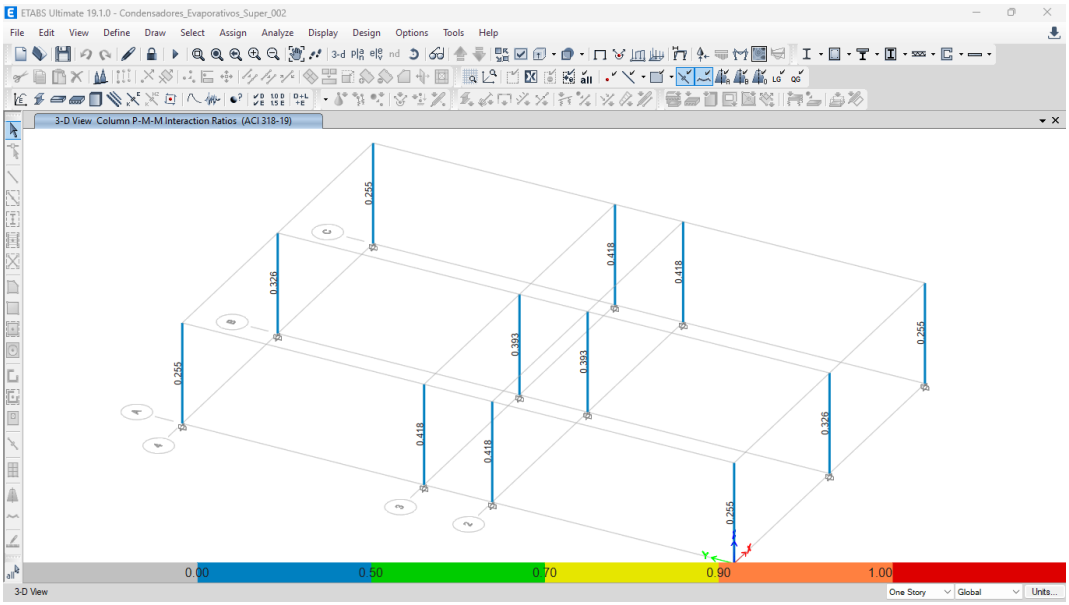


Figura 53. Porcentajes de utilización de columnas

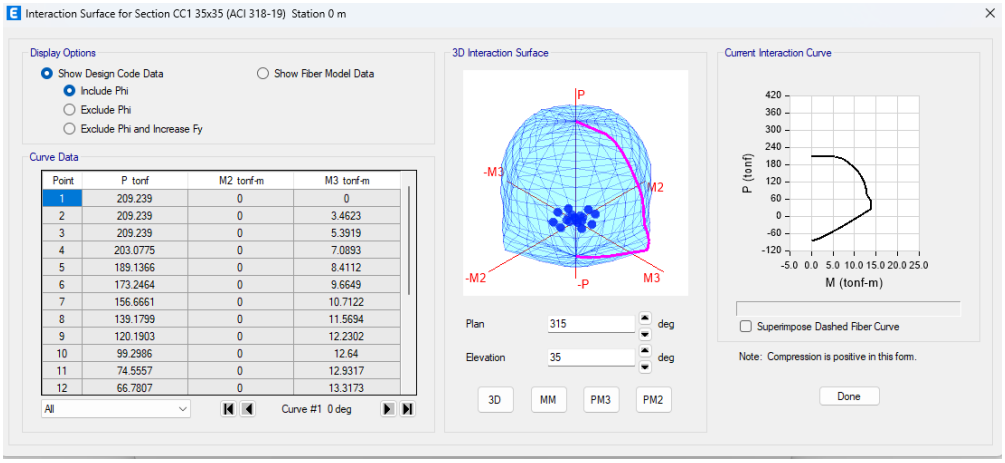


Figura 54. Superficie de interacción y puntos de flexo compresión biaxial (extraída de SACMAG de México)

De acuerdo con los resultados de la superficie de interacción, los puntos de combinación carga axial y flexión biaxial, se encuentran dentro de la superficie, por lo tanto, la columna tiene la suficiente capacidad para resistir las cargas a las que será sometida.

5) Diseño de columnas a cortante

Para el diseño de columnas a cortante, obtuve con el ETABS la combinación de carga en cuál se requiriera una mayor área de refuerzo a cortante, las combinaciones de cargas en las que requiere un área de refuerzo a cortante mayor son la combinación de carga 23,24,25 y 26. En la Tabla 18 presento los resultados que obtuve con ETABS respecto al área de refuerzo a cortante.

Concrete Column Design Information (ACI 318-19)

Story: N.T.C +1.50 Section Name: CC1 35x35
Column: C2

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
LC 22 0.9PP+	1.0214	0.118	0.00	0.00
LC 22 0.9PP+	1.1000	0.111	0.00	0.00
LC 23 0.9PP+	0.0000	0.418	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.0786	0.390	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.1571	0.363	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.2357	0.336	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.3143	0.309	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.3929	0.281	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.4714	0.254	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.5500	0.227	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.6286	0.204	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.7071	0.180	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.7857	0.160	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.8643	0.150	0.00	2.92
LC 23 0.9PP+	0.9429	0.149	0.00	2.92

Overwrites Interaction Details

Strength
Deflection

OK Cancel

Tabla 18. Resultados obtenidos con ETABS para diseño a cortante de columnas (extraída de SACMAG de México)

Después de obtener las combinaciones de carga donde los efectos de la fuerza cortante fueron mayores, obtuve las fuerzas internas de dichas combinaciones de carga, como en las cuatro combinaciones de carga los resultados fueron idénticos, presento únicamente en la Tabla 19 los elementos mecánicos de la combinación de carga 23.

Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: PASC
Filter: None

Element Forces - Columns

Story	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0	-13.8218	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.0786	-13.801	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.1571	-13.7802	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.2357	-13.7594	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.3143	-13.7385	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.3929	-13.7177	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.4714	-13.6969	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.55	-13.6761	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.6286	-13.6553	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.7071	-13.6345	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.7857	-13.6137	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.8643	-13.5928	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	0.9429	-13.572	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	1.0214	-13.5512	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	7	LC 23 0.9PP+...	1.1	-13.5304	1.0731	3.553
N.T.C +1.50	11	LC 23 0.9PP+...	0	-12.0554	0.8884	3.553

Record: << < 1 > >> of 180 Add Tables... Done

Tabla 19. Fuerzas cortantes y carga axial de compresión para combinación de carga 23 (extraída de SACMAG de México)

Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: P DESC Element Forces - Columns

Filter: None

Story	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	1.1	6.3876	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	1.0214	6.3668	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.9429	6.346	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.8643	6.3251	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.7857	6.3043	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.7071	6.2835	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.6286	6.2627	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.55	6.2419	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.4714	6.2211	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.3929	6.2003	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.3143	6.1794	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.2357	6.1586	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.1571	6.1378	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0.0786	6.117	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	2	LC 23 0.9PP+...	0	6.0962	-0.4315	3.8911
N.T.C +1.50	10	LC 23 0.9PP+...	1.1	4.6561	0.8884	3.8911

Record: << < 1 > >> of 180 Add Tables... Done

Tabla 20. Fuerzas cortantes y carga axial a tensión para combinación de carga 23 (extraída de SACMAG de México)

Obtuve la tabla con carga axial a tensión debido a que la ecuación de revisión a cortante en una dirección que establece el ACI 318-19, considera los efectos de la carga axial en la revisión, esto es debido a que, si la carga es a compresión, se considera positiva, pero en caso de que sea a tensión, se considera negativa.

Para obtener el cortante último en la columna, obtuve la fuerza cortante resultante de V2 y V3, el resultado fue el siguiente:

Fuerza cortante con carga axial a compresión

$$V = \sqrt{V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{(1.07\ t)^2 + (3.55\ t)^2}$$

$$V = 3.708\ t$$

Fuerza cortante con carga axial a tensión

$$V = \sqrt{V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{(-0.432\ t)^2 + (3.891\ t)^2}$$

$$V = 3.915\ t$$

Debido a que la fuerza cortante para el caso de carga axial a tensión fue mayor que para el caso a compresión, la fuerza cortante última que considere fue $V_u = 3.915\ t$

Para determinar la fuerza cortante que resiste el concreto, consideré directamente la carga axial a tensión, debido a se debe considerar negativa de acuerdo con el Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-19. Para el caso de columnas el valor del peralte efectivo fue $d = 35\ cm - 5\ cm - 0.95\ cm = 29\ cm$

$$\phi V_c = \phi\left(0.5\sqrt{f_c'} + \frac{P_u}{6A_g}\right) b_w d$$

$$\phi V_c = 0.75\left(0.5\sqrt{300\frac{kg}{cm^2}} + \frac{(-6387.6\ kg)}{6(35\ cm)(35\ cm)}\right)(35\ cm)(29\ cm)$$

$$\phi V_c = 5{,}794.17\ kg$$

$$\phi V_c = 5.794\ t$$

Al comparar la cortante que resiste el concreto con la cortante última concluí que el acero de refuerzo a cortante debía ser el mínimo.

$$3.915\ t < 5.794\ t$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$\frac{d}{2} = \frac{29\ cm}{2} = 14.5\ cm$$

Debido a que en este caso la fuerza cortante que resiste el concreto es mayor, decidí optar por una separación a cada 15 cm con acero del #3, debido a que, considerando una separación de 10 cm, la resistencia aumentaría demasiado, a continuación, presento una comparación, entre la fuerza cortante resistente para cada separación.

1) Refuerzo con E#3@15 cm

$$\phi V_s = \frac{\phi A_s f_{yt} d}{s} = \frac{(0.75)(2)(0.71\ cm^2)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)(29\ cm)}{15\ cm}$$

$$\phi V_s = 8{,}647.8\ kg = 8.648\ t$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_c = 5.794\ t + 8.648\ t = 14.44\ t$$

2) Refuerzo con E#3@10 cm

$$\phi V_s = \frac{\phi A_s f_{yt} d}{s} = \frac{(0.75)(2)(0.71\ cm^2)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)(29\ cm)}{10\ cm}$$

$$\phi V_s = 12{,}971.7\ kg = 12.972\ t$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_c = 5.794\ t + 12.972\ t = 18.766\ t$$

En el caso de utilizar estribos a cada 10 cm, la columna aumenta $4.326\ t$, es decir un 30%, por lo tanto, decidí considerar la separación de 15 cm, entonces el refuerzo a cortante para las columnas que propuse fue el siguiente:

$$E\#3@15\ cm$$

Después de diseñar la superestructura, procedí con el diseño de la cimentación.

4. Modelado de la propuesta para la cimentación:

Para realizar el diseño de la cimentación empleé la siguiente serie de pasos:

1) Generación de secciones y definición sus propiedades físicas
2) Modelación de la cimentación a base de elemento finito considerando la superestructura
3) Asignación de propiedades del suelo (módulo de reacción)
4) Cálculo la estructura y revisión de los resultados
5) Diseño de la cimentación con los resultados obtenidos

A continuación, describo detalladamente el proceso.

1) Generación de secciones y definición de sus propiedades físicas

Para la definición del peralte de la losa, propuse dos espesores, la razón es que en las zonas donde se desplantan las columnas, las concentraciones de esfuerzos serían mayores en comparación con otras zonas donde no hay descarga directa de carga debida a una columna. Por lo tanto, definí un espesor de 35 cm para la zona de descarga de columnas y de 20 cm para el resto de la losa de cimentación. Lo anterior es una forma de optimizar el diseño y tratar de economizar el costo de la obra. En la **Figura 55** presento la definición de los espesores de losa.

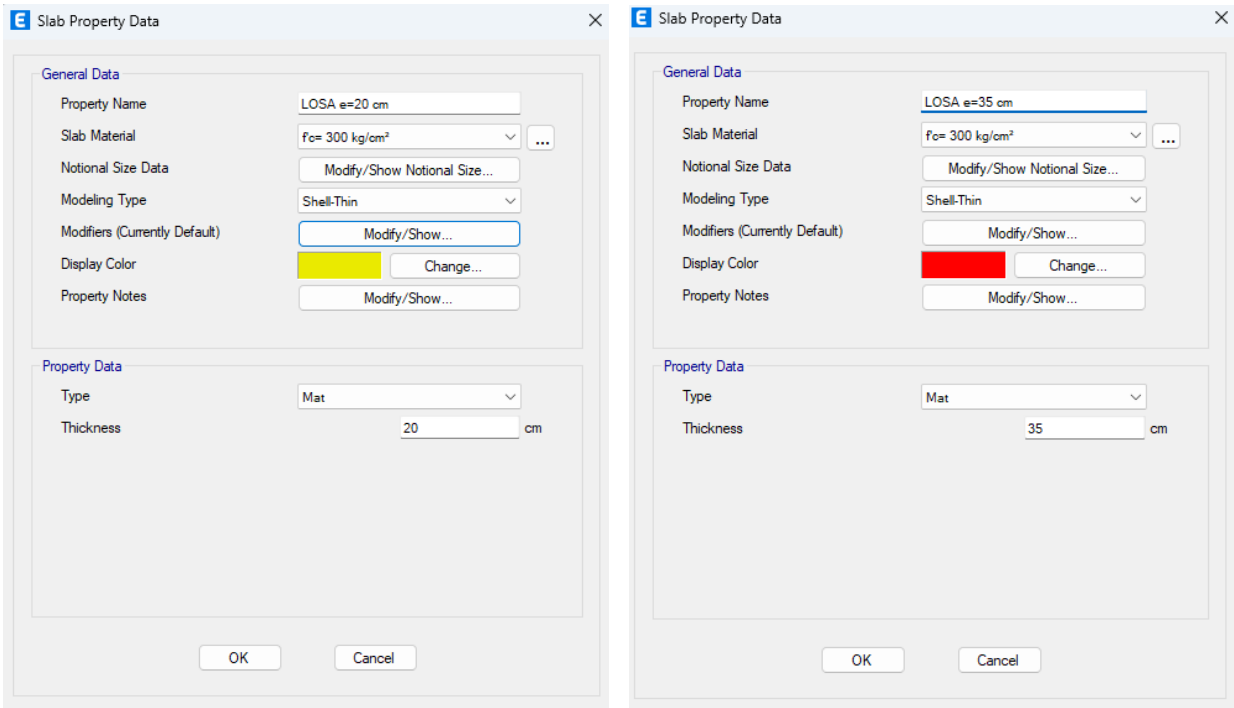


Figura 55. Espesores de 20 cm y 45 cm de losa definidos en ETABS (extraída de SACMAG de México)

2) Modelación de la cimentación a base de elemento finito considerando la superestructura

Después de que definí los espesores que utilizaría para la losa de cimentación, procedí a modelar la cimentación utilizando un mallado de elemento finito. En la **Figura 56** presento la cimentación modelada en planta, en la **Figura 57** presento la vista tridimensional de la cimentación junto con la superestructura y en la **Figura 58** presento la estructura con una vista extruida.

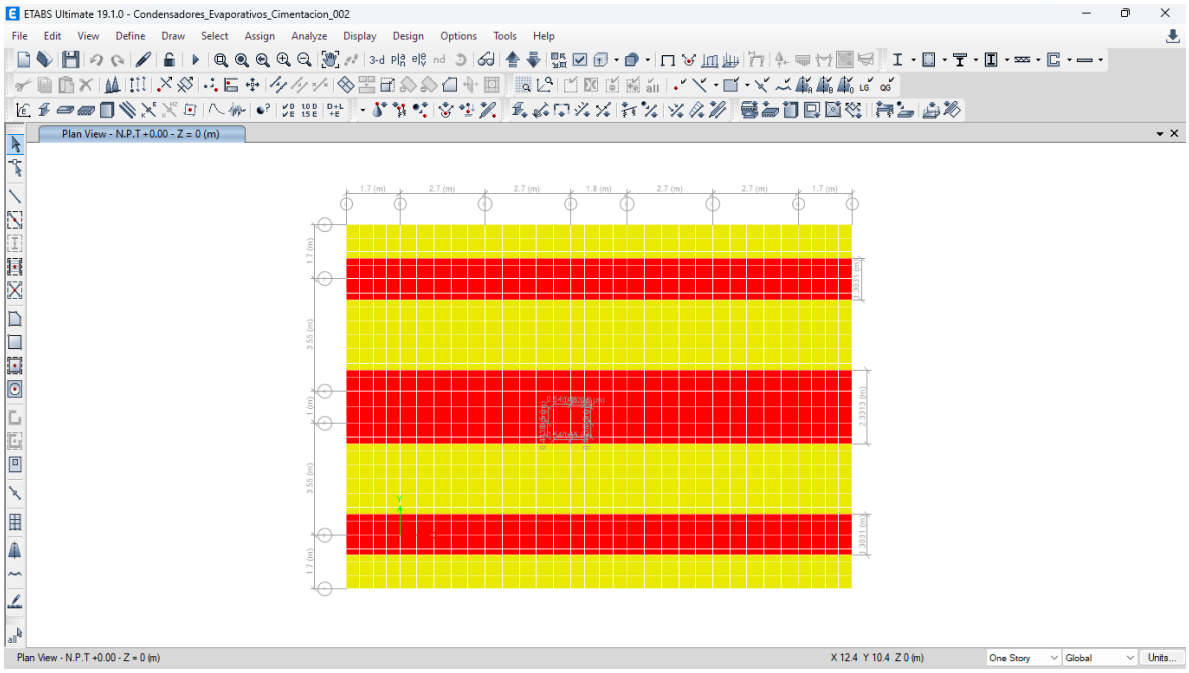


Figura 56. Vista en planta del modelo por elemento finito de la losa de cimentación (extraída de SACMAG de México)

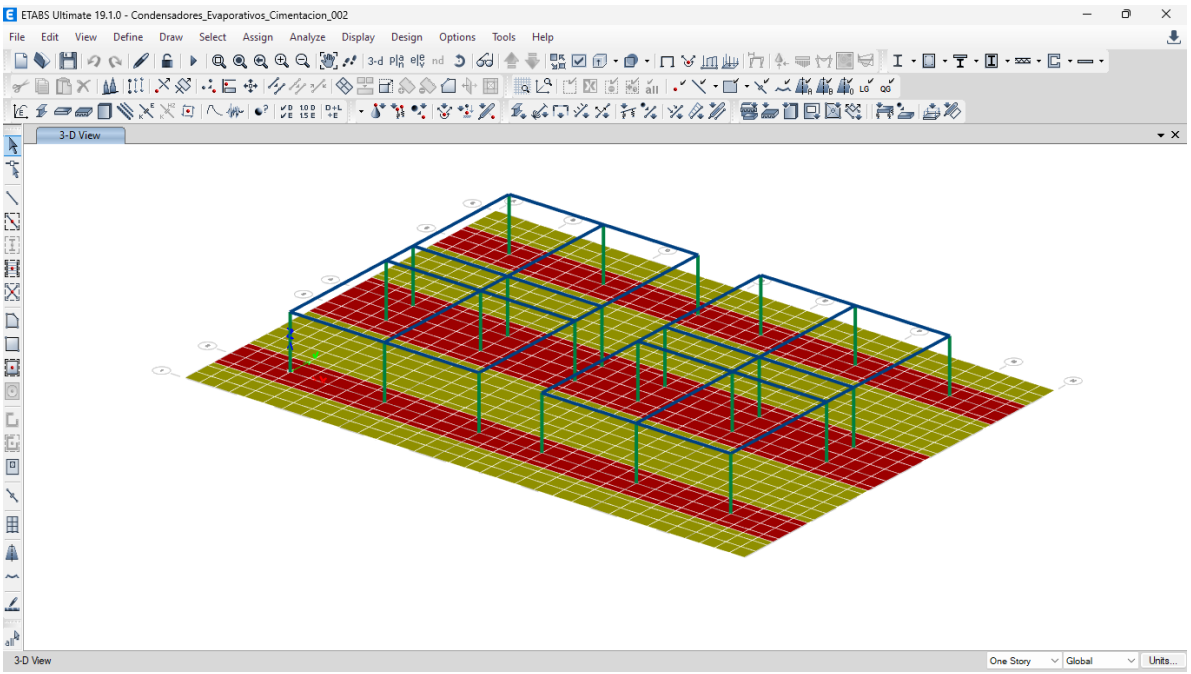


Figura 57. Vista tridimensional de la losa de cimentación y super estructura (sin extruir) (extraída de SACMAG de México)

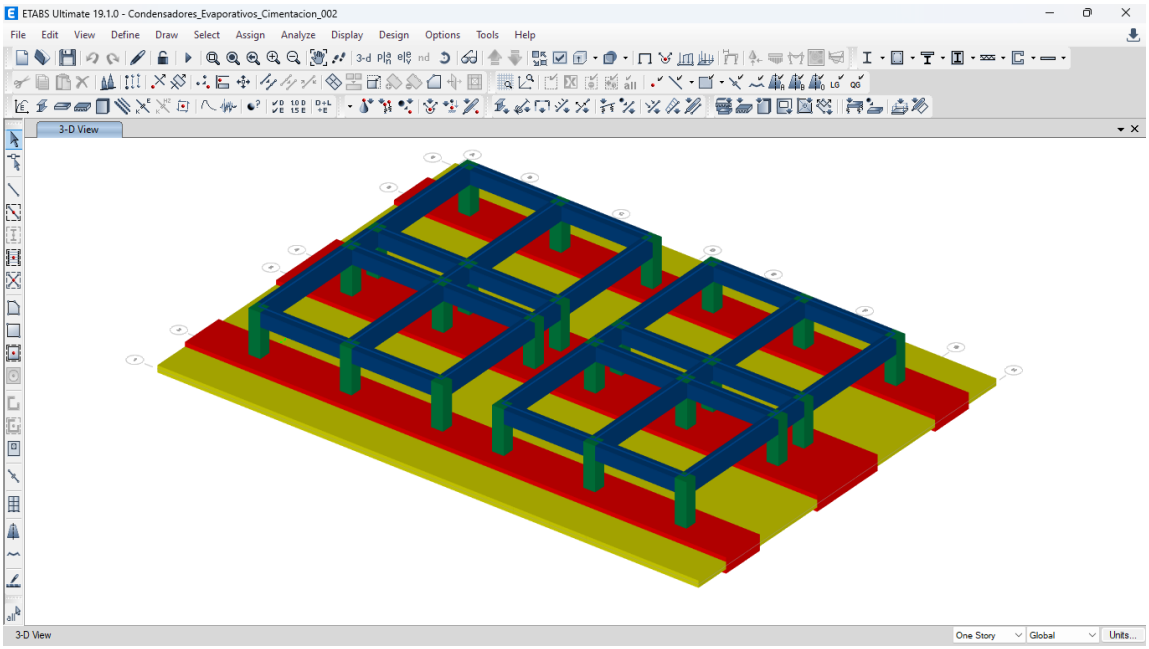


Figura 58. Vista tridimensional de la losa de cimentación y superestructura (extruida) (extraída de SACMAG de México)

3) Asignación de propiedades del suelo (módulo de reacción)

Del estudio de mecánica de suelos se obtuvo que el suelo tenía una capa vegetal formada por arcilla plásticas con abundantes raíces de 0.0 m a 0.50 m. Después de la capa vegetal, de una profundidad de 0.50 m a 4.0 m se detectó un estrato de arena fina limosa de compacidad media. Debido a que la losa se desplantará sobre la capa de arena fina limosa, consideré la capacidad de carga para dicha capa. Los parámetros del suelo para la capa de 0.5 m a 4.0 m obtenidos fueron los que presento en la Tabla 21.

Profundidad [m]	Descripción	Peso volumétrico [t/m³]	Cohesión [t/m²]	Ángulo de fricción interna [°]	Módulo de Poisson	Módulo de elasticidad [t/m²]
0.0-0.50	Tierra vegetal	1.25	-	-		-
0.50-4.0	Arena limosa media	1.60	3.20	6	0.35	790

Tabla 21. Parámetros del suelo obtenida con el estudio de mecánica de suelos (extraída de SACMAG de México)

Con los parámetros obtenidos del estudio de mecánica de suelos, obtuve el módulo de reacción con la ecuación recomendada por Braja M.Das en su libro Fundamentos de ingeniería de cimentaciones 7ma edición.

$$k = \frac{E}{B\,(1 - \nu^2)}$$

$$k = \frac{790\,\frac{t}{m^2}}{(11.5\,m)(1 - 0.35^2)}$$

$$k = 78.28\,\frac{t}{m^3}$$

Con el valor del módulo de reacción, lo introduje a ETABS para después asignarlo a cada elemento de la cimentación. En la **Figura 59** y **Figura 60** presento la asignación del módulo de reacción a cada elemento de la losa de cimentación.

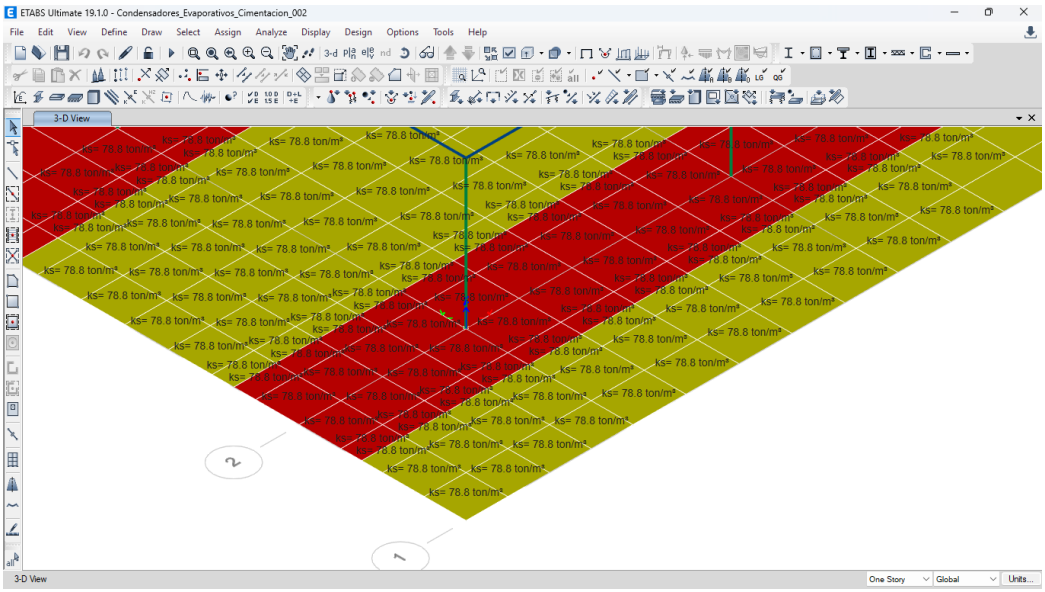


Figura 59. Asignación de módulo de reacción a elementos Shell (extraída de SACMAG de México)

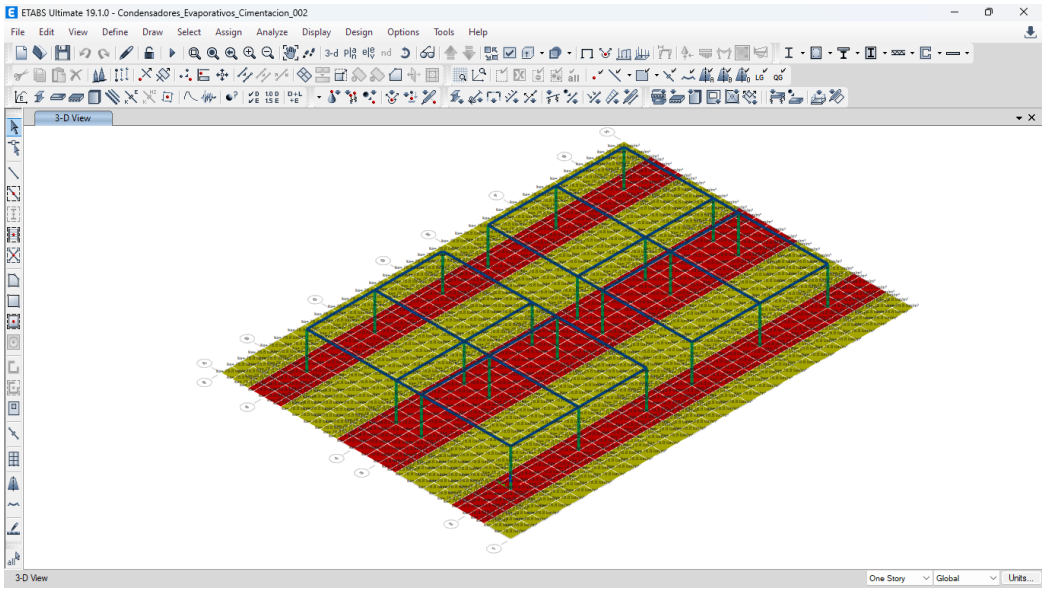


Figura 60. Asignación de módulo de reacción a cimentación (vista general) (extraída de SACMAG de México)

Una vez que definí el módulo de reacción del suelo y lo asigné en cada elemento de la losa de cimentación, procedí con el cálculo de la estructura.

4) Cálculo la estructura y revisión de los resultados

Con el objetivo de revisar que los resultados tengan congruencia, decidí obtener las configuraciones deformadas de los casos de carga por sismo.

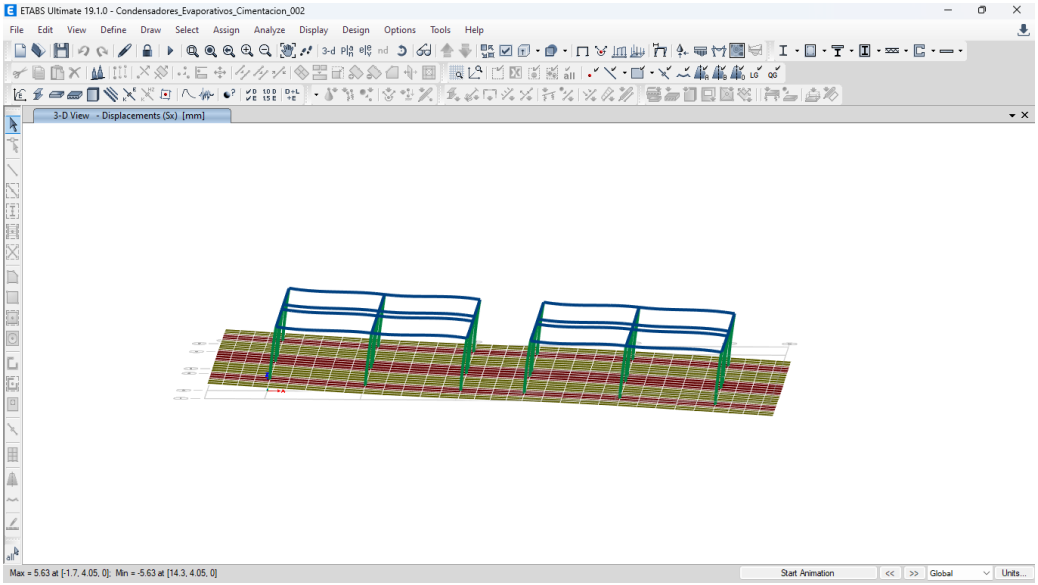


Figura 61. Configuración deformada de la estructura por sismo en dirección X (extraída de SACMAG de México)

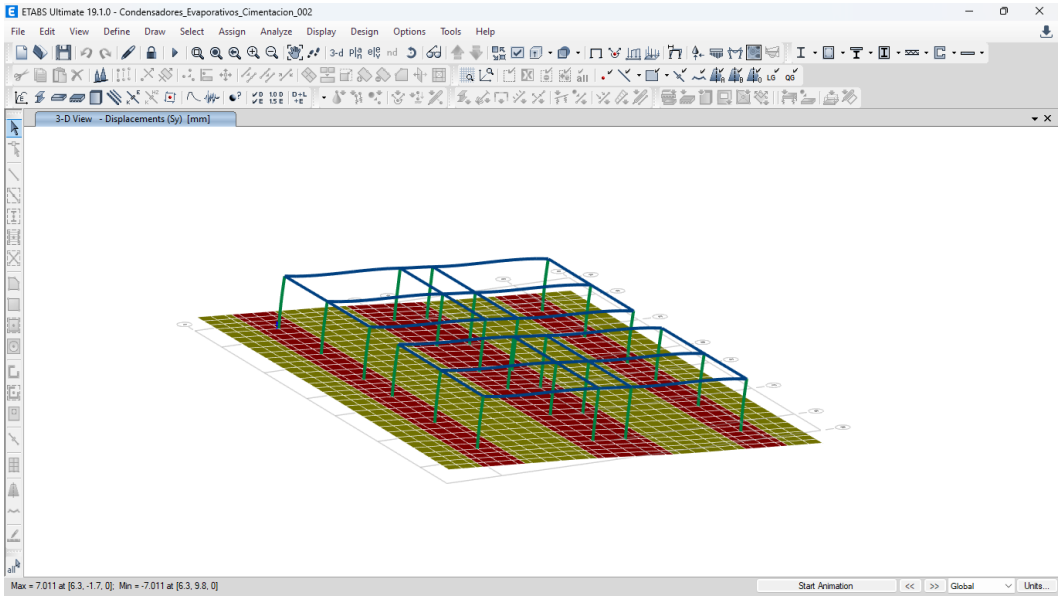


Figura 62. Configuración deformada de la estructura por sismo en dirección Y (extraída de SACMAG de México)

De acuerdo con los resultados que obtuve en la **Figura 61** y **Figura 62**, el comportamiento debido a las cargas sísmicas corresponde con el esperado, por lo tanto, el cálculo de la estructura fue correctamente realizado.

5) Diseño de la cimentación con los resultados obtenidos

Para el diseño de la cimentación, consideré los siguientes puntos a revisar:

1) Verificación de la capacidad de carga del suelo.
2) Diseño a flexión
3) Revisión de cortante de dos direcciones (punzonamiento)

La revisión de cada uno de estos puntos los presento de forma detallada a continuación.

1) Verificación de la capacidad de carga del suelo

De acuerdo con los parámetros obtenidos en el estudio de mecánica de suelos, la capacidad de carga para el nivel de desplante de la losa de cimentación se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$r = c_u N_c F_R + P_v$$

Donde:

c_u cohesión aparente del suelo determinada en ensaye triaxial no consolidado no drenado (UU)

N_c coeficiente de capacidad de carga definido de la siguiente manera:

$N_c = 5.14\left(1 + 0.25\frac{D_f}{B} + 0.25\frac{B}{L}\right)$ para $\frac{D_f}{B} < 2\ y\ \frac{B}{L} < 1$; en caso de que no se cumplan las desigualdades, se considerará un valor de 2 y 1 para los cocientes, respectivamente.

P_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

Sustituyendo la información del estudio de mecánica de suelos y la geometría de la cimentación.

$$c_u = 3.20\frac{t}{m^2}$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{0.20\ m}{11.5\ m} = 0.0174 < 2\ ,\frac{B}{L} = \frac{11.5\ m}{16\ m} = 0.7188 < 1$$

$$F_R = 0.35$$

$$P_v = \left(1.60\frac{t}{m^3}\right)(0.20\ m) = 0.32\frac{t}{m^2}$$

$$N_c = 5.14\ [1 + 0.25\ (0.0174) + 0.25(0.7188)]$$

$$N_c = 6.086$$

$$r = \left(3.20\frac{t}{m^2}\right)(6.086)(0.35) + 0.64\frac{t}{m^2}$$

$$r = 7.45\frac{t}{m^2}$$

Después de que obtuve la capacidad de carga del suelo, obtuve con ETABS la presión máxima en el suelo ejercida por la estructura. En la **Figura 63** presento la presión máxima ejercida en el suelo por la estructura.

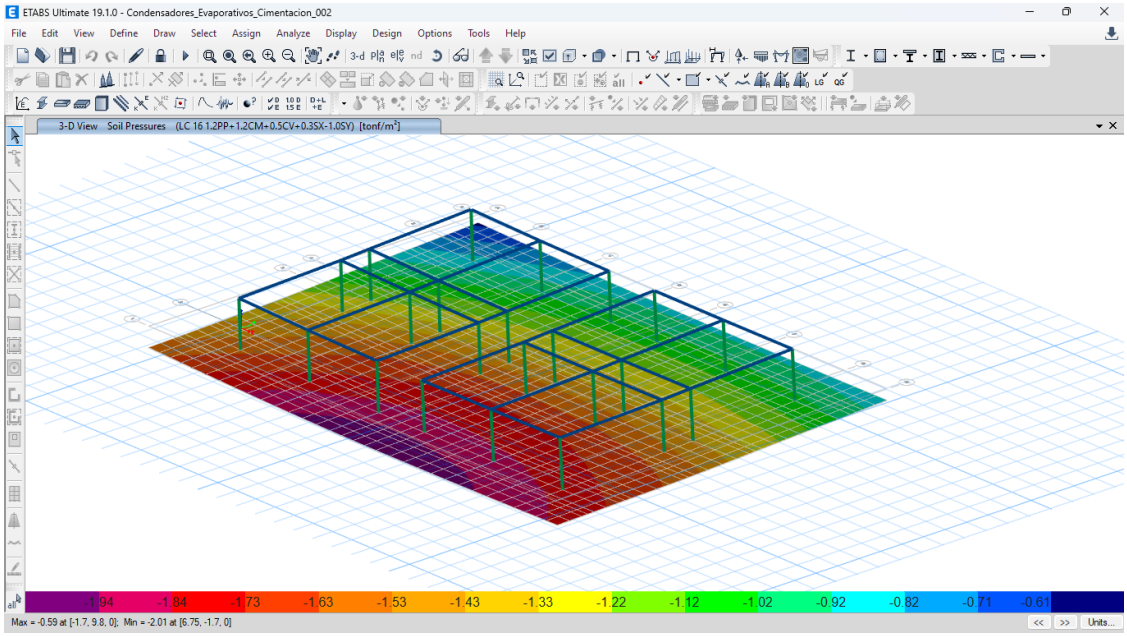


Figura 63. Distribución de presiones ejercidas por la estructura sobre el suelo (extraída de SACMAG de México)

De acuerdo con los resultados que obtuve la presión máxima ejercida por la estructura es de **2.04 t/m²**, al comparar las dos presiones concluí que el suelo tenía la capacidad de resistir la máxima presión, debido a que:

$$1.94\frac{t}{m^2} < 7.45\frac{t}{m^2}$$

$$\frac{\sum QF_C}{A} < r$$

2) Diseño a flexión

Para el diseño a flexión de la losa, me apoye en el módulo de diseño de losas de ETABS, para obtener el acero de refuerzo. En la **Figura 64** presento la escala grafica de colores del acero de refuerzo requerido en el lecho superior de la losa en dirección del eje 1 local.

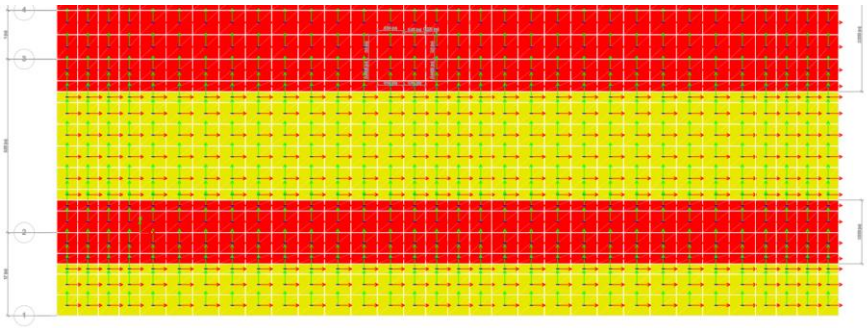


Figura 64. Orientación de los ejes 1 y 2 en elementos Shell (extraída de SACMAG de México)

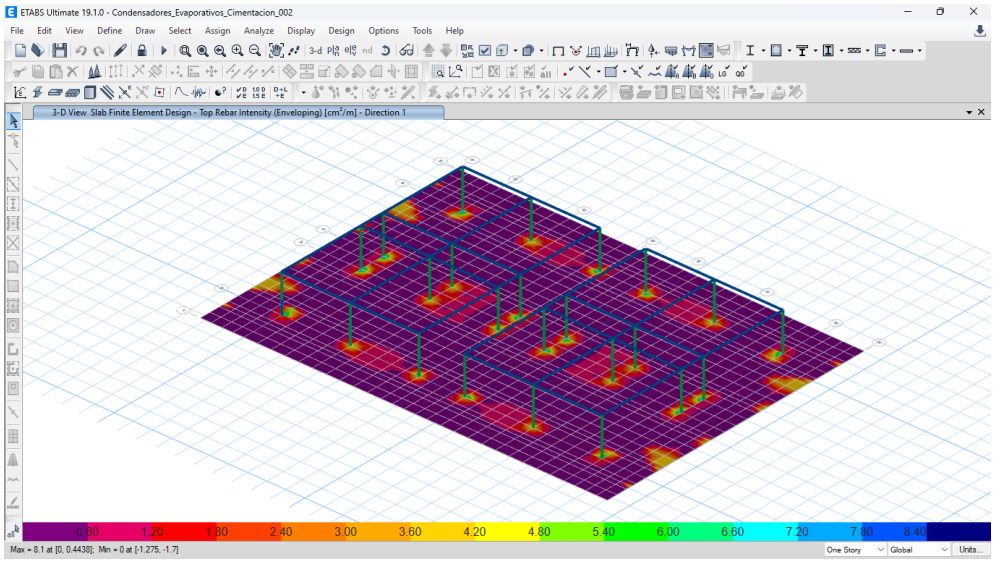


Figura 65. Escala grafica de acero de refuerzo requerido en cm²/m (extraída de SACMAG de México)

De acuerdo con los resultados, la mayor parte del lecho superior en la dirección 1 local de la losa podía armarla uniformemente dado que se requería menos acero del mínimo por flexión para ambos espesores de losa. Por lo tanto, decidí colocar el acero mínimo por flexión de refuerzo para el espesor de 35 cm en el lecho superior.

- Acero de refuerzo para lecho superior de toda la losa en dirección 1 local.

De acuerdo con el ACI 318-19, el área de acero mínima a flexión es la siguiente:

$$As_{req} = 7.00\ cm^2$$

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f_C'}}{f_y} b_w d$$

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{300\,\frac{kg}{cm^2}}}{4200\,\frac{kg}{cm^2}}(100\ cm)(30\ cm) = 9.89\ cm^2$$

Propuse barras del #5, por lo tanto, la propuesta que establecí para el lecho superior en las zonas con espesor de losa de 20 cm fue la siguiente:

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100\ (1.27\ cm^2)}{9.89\ cm^2} = 20\ cm$$

$$Acero\ superior\ dirección\ 1, colocar\ barras\ del\ \#5@20\ cm$$

Después de obtener el acero de refuerzo en dirección 1 para el lecho superior, procedí a obtener el acero de refuerzo en dirección 1 pero para el lecho inferior. En la **Figura 66** presento la escala de colores del área de acero requerido en el lecho inferior de la losa en dirección 1.

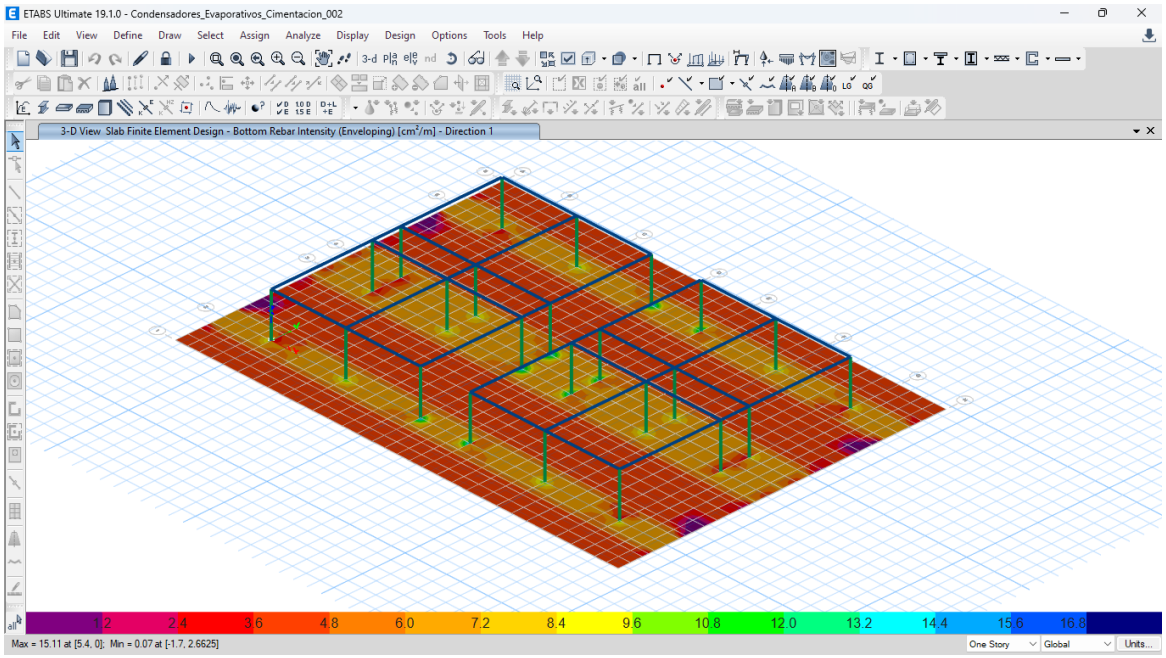


Figura 66. Escala grafica de área de acero de refuerzo requerida en lecho inferior de la losa en dirección 1 (cm²/m) (extraída de SACMAG de México)

En este caso al haber una diferencia tan significativa en las áreas de acero requeridas en ambos espesores de losa, decidí diseñar el acero por separado para el espesor de 20 cm y para el espesor de 35 cm.

- Acero de refuerzo en zonas con losa de 20 cm de espesor (Lecho inferior/Dirección 1/Zonas de color naranja oscuro)

El área de refuerzo requerida en las zonas iluminadas con naranja es de **3.6 cm²**, con el fin de no tener una gran variedad de diámetros de varilla en la losa, decidí tomar el mismo armado que propuse en el lecho superior para el lecho superior para el lecho inferior de la losa de 20 cm.

$$Acero\ inferior\ dirección\ 1\ y\ losa\ con\ e = 20\ cm\ colocar\ barras\ del\ \#5@20cm$$

- Acero de refuerzo en zonas con losa de 45 cm de espesor (Lecho inferior/ Dirección 1/ Zonas de color verde)

El acero de refuerzo requerido en el lecho inferior en dirección 1 para losas con espesor de 35 cm era de **13.2 cm²** en las zonas de color verde, el diseño que propuse fue el siguiente:

$$As_{req} = 13.2\ cm^2$$

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f_C'}}{f_y} b_w d$$

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{300\frac{kg}{cm^2}}}{4200\frac{kg}{cm^2}}(100\ cm)(30\ cm) = 9.89\ cm^2$$

Propuse barras del #6

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100\ (2.85\ cm^2)}{13.20\ cm^2} = 21.59\ cm \rightarrow s = 20cm$$

$$Acero\ inferior\ dirección\ 1\ y\ losa\ con\ e = 35\ cm\ colocar\ barras\ del\ \#6@20\ cm$$

Después de diseñar el acero de refuerzo en la dirección 1 local, procedí a realizar diseño del acero de refuerzo en dirección del eje 2 local para lecho inferior y superior. En la **Figura 67** presento la escala grafica de colores del área de acero de refuerzo requerido en el lecho superior en cada zona de la losa.

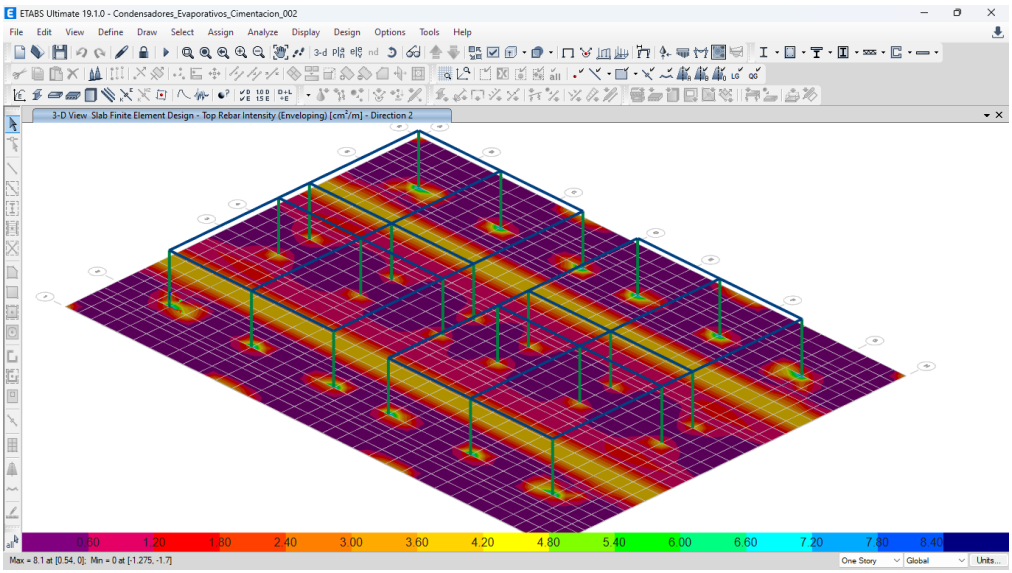


Figura 67. Escala grafica de colores del área de acero requerido en lecho superior en dirección 2 local en cm²/m (extraída de SACMAG de México)

Al momento de revisar los resultados de la escala gráfica, el acero de refuerzo requerido fue de **3.6 cm²**, pero está área de acero se encontraba en la zona de color amarillo, mientras que en la zona de dentellones el área de acero requerida era menor, por este motivo decidí proponer un acero corrido en la dirección 2 considerando la misma propuesta que en la dirección 1 de la losa de espesor de 20 cm, lo tanto, mi propuesta fue la siguiente:

$$Acero\ superior\ dirección\ 2, colocar\ barras\ \#5@20\ cm$$

Una vez que diseñé el acero superior procedí con el diseño del acero inferior en dirección 2 local. En la **Figura 68** presento la escala grafica obtenida con ETABS para el acero requerido en el lecho inferior.

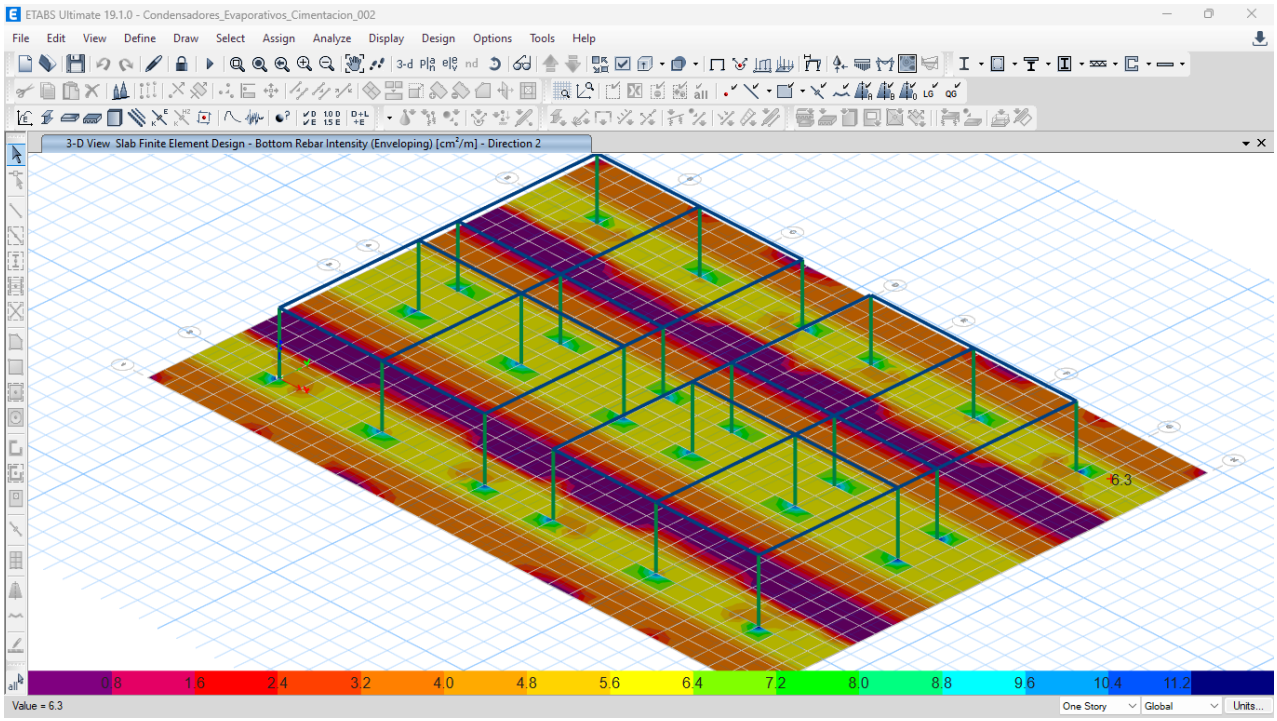


Figura 68. Escala grafica de colores para acero requerido en dirección 2 local en cm²/m (extraída de SACMAG de México)

- Acero de refuerzo en zonas con losa de 20 cm de espesor (Lecho inferior/Dirección 2/Zonas de color morado a amarillo)

El área de refuerzo requerida en las zonas iluminadas con naranja es de **3.6 cm²**, con el fin de no tener una gran variedad de diámetros de varilla, decidí considerar el mismo armado que utilicé para el lecho superior, por lo tanto, mi propuesta fue la misma que hice para el lecho superior para losa de espesor de 20 cm.

$$Acero\ inferior\ dirección\ 2\ y\ losa\ con\ e = 20\ cm\ colocar\ barras\ del\ \#5@20\ cm$$

- Acero de refuerzo en zonas con losa de 35 cm de espesor (Lecho inferior/ Dirección 2/ Zonas de color verde)

El acero de refuerzo requerido en el lecho inferior en dirección 2 para losas con espesor de 35 cm era de **11.2 cm²**, pero al determinar el acero de refuerzo mínimo en esta zona, el diseño que propuse fue el siguiente:

$$As_{req} = 11.2\ cm^2$$

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d$$

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{300\frac{kg}{cm^2}}}{4200\frac{kg}{cm^2}}(100\ cm)(30\ cm) = 9.89\ cm^2$$

Propuse barras del #6

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100\ (2.85\ cm^2)}{11.2\ cm^2} = 25.44\ cm \rightarrow s = 20\ cm$$

Con el fin de tener separaciones uniformes para el diámetro del #6, considere s=20 cm

$$Acero\ inferior\ dirección\ 2\ y\ losa\ con\ e = 35\ cm\ colocar\ barras\ del\ \#6@20\ cm$$

Después de realizar el diseño del acero a flexión de la losa, procedí a realizar las revisiones por cortante en una y dos direcciones.

3) Revisión de cortante de dos direcciones (punzonamiento)

Para la revisión por punzonamiento, consideré el caso de columna interior para obtener el cortante último actuante, el cual considera los efectos del momento flexionante en la columna. Las ecuaciones establecidas por el ACI 318-19 para obtener el cortante último considerando efectos de momento son las siguientes:

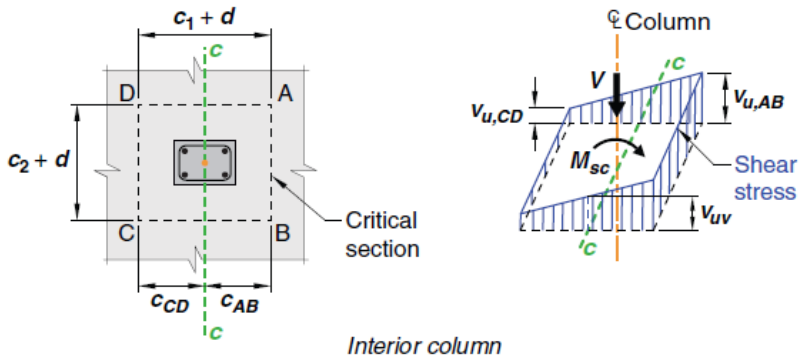


Figura 69 Distribución de esfuerzo cortante (adaptada de ACI CODE 318-19) (extraída de SACMAG de México)

$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c}\ ;\ V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c}\ ; Ac_r = 2d(c_1 + c_2 + 2d);$$

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+c_1)(c_1+d)^2}{2}; \gamma_v = 1 - \gamma_f; \gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

$$c_{cD} = c_{AB} = \frac{c_1 + d}{2} = \frac{35\ cm + 30\ cm}{2} \rightarrow c_{AB} = c_{CD} = 32.5\ cm = 0.325\ m$$

Empleando las ecuaciones, obtuve los resultados siguientes.

$$J_c = \frac{(30\ cm)\ (35\ cm + 30\ cm)^3}{6} + \frac{(35\ cm + 30\ cm)(30\ cm)^3}{6} + \frac{(30\ cm)(35\ cm + 35\ cm)(35\ cm + 30\ cm)^2}{2}$$

$$J_c = 6{,}101{,}875\ cm^4 = 0.0610\ m^4$$

$$A_{cr} = (2)(30\ cm)\big(35\ cm + 35\ cm + 2(30\ cm)\big)$$

$$A_{cr} = 7{,}800\ cm^2 = 0.78\ m^2$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{35\ cm + 30\ cm}{35\ cm + 30\ cm}}}$$

$$\gamma_f = 0.60$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.60 \rightarrow \gamma_v = 0.4$$

De acuerdo con los resultados de ETABS, la carga axial máxima es la que presento en la **Tabla 22**. Para esta carga axial máxima, el momento más crítico es en dirección del eje 3 local.

Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: PASC Element Forces - Columns

Filter: None

Story	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N.T.C +1.50	6	LC 18 1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX-1.0SY	0	-12.6665	-2.9708	-1.1774
N.T.C +1.50	7	LC 17 1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX+1.0SY	0	-12.6665	2.9708	-1.1774
N.T.C +1.50	35	LC 16 1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX-1.0SY	0	-12.6665	-2.9708	1.1774
N.T.C +1.50	36	LC 15 1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX+1.0SY	0	-12.6665	2.9708	1.1774
N.T.C +1.50	6	LC 18 1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX-1.0SY	0.0786	-12.6387	-2.7416	-1.0895
N.T.C +1.50	7	LC 17 1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX+1.0SY	0.0786	-12.6387	2.7416	-1.0895
N.T.C +1.50	35	LC 16 1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX-1.0SY	0.0786	-12.6387	-2.7416	1.0895
N.T.C +1.50	36	LC 15 1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX+1.0SY	0.0786	-12.6387	2.7416	1.0895
N.T.C +1.50	6	LC 10 1.2PP+1.2CM-0.3SX-1.0SY	0	-12.6273	-2.9695	-1.1771
N.T.C +1.50	7	LC 09 1.2PP+1.2CM-0.3SX+1.0SY	0	-12.6273	2.9695	-1.1771
N.T.C +1.50	35	LC 08 1.2PP+1.2CM+0.3SX-1.0SY	0	-12.6273	-2.9695	1.1771
N.T.C +1.50	36	LC 07 1.2PP+1.2CM+0.3SX+1.0SY	0	-12.6273	2.9695	1.1771
N.T.C +1.50	6	LC 18 1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX-1.0SY	0.1571	-12.611	-2.5124	-1.0016
N.T.C +1.50	7	LC 17 1.2PP+1.2CM+0.5CV-0.3SX+1.0SY	0.1571	-12.611	2.5124	-1.0016
N.T.C +1.50	35	LC 16 1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX-1.0SY	0.1571	-12.611	-2.5124	1.0016
N.T.C +1.50	36	LC 15 1.2PP+1.2CM+0.5CV+0.3SX+1.0SY	0.1571	-12.611	2.5124	1.0016

Record: << < 22 > >> of 15840 Add Tables... Done

Tabla 22. Carga axial y momentos en zonas con losa de 35 cm de espesor (extraída de SACMAG de México)

$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} = \frac{12.667\ t}{0.78\ m^2} + \frac{(0.4)(2.94\ t - m)(0.325\ m)}{0.0610\ m^4}$$

$$V_{uAB} = 22.5\frac{t}{m^2}$$

$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c} = \frac{12.667\ t}{1.2\ m^2} - \frac{(0.6)(2.94\ t - m)(0.375m)}{0.1205\ m^4}$$

$$V_{uAB} = 9.97\frac{t}{m^2}$$

Por la magnitud de los esfuerzos cortantes, la cortante última que consideré fue V_{uAB}. Después de obtener el cortante último, procedí a obtener el cortante resistente en dos direcciones que resistía la losa, de acuerdo con el ACI 318-19, la cortante en dos direcciones que resiste el concreto debe ser la menor de las siguientes tres ecuaciones:

a) $\phi v_c = \phi 1.0 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'}$
b) $\phi v_c = \phi 0.50 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'}$
c) $\phi v_c = \phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'}$

Donde

$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04d}} \leq 1$ factor de efecto de tamaño

λ fator por tipo de concreto utilizado

β relación de lado largo a lado corto de la columna, carga concentrada

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores

Los valores de los factores que consideré fueron los siguientes:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04(30\ cm)}} \rightarrow \lambda_s = 0.954$$

$$\lambda = 1.0$$

$$\beta = \frac{35\ cm}{35\ cm} \rightarrow \beta = 1.0$$

$$\alpha_s = 40$$

Una vez que determiné los factores, obtuve el valor de los esfuerzos cortantes

a) $\phi v_c = \phi 1.0 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} = (0.65)(1)(1)(1)\sqrt{300 \frac{kg}{cm^2}} \rightarrow \phi v_c = 11.26 \frac{kg}{cm^2}$

$$\phi v_c = 112.6 \frac{t}{m^2}$$

b) $\phi v_c = \phi 0.50 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} = (0.65)(0.50)\left(1 + \frac{2}{0.954}\right)(1)(1)\sqrt{300 \frac{kg}{cm^2}} \rightarrow \phi v_c = 17.43 \frac{kg}{cm^2}$

$$\phi v_c = 174.3 \frac{t}{m^2}$$

c) $\phi v_c = \phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} = (0.65)(0.27)\left(2 + \frac{(40)(30\ cm)}{4(35\ cm + 30\ cm)}\right)(1)(1)\sqrt{300 \frac{kg}{cm^2}} \rightarrow \phi v_c = 20.11 \frac{kg}{cm^2}$

Por lo tanto, el menor de los esfuerzos cortantes es la que obtuve con la ecuación a), comparé el esfuerzo cortante último con el esfuerzo cortante resistente y concluí que la losa de espesor de 35 cm cumplía por punzonamiento.

$$112.6\frac{t}{m^2} > 22.5\frac{t}{m^2} \rightarrow \frac{v_{uAB}}{\phi v_c} = \frac{22.5\frac{t}{m^2}}{112.6\frac{t}{m^2}} = 0.20 = 20\%$$

$$\phi v_c > v_{AB}\ cumple\ por\ punzonamiento$$

Una vez realizada la revisión por esfuerzo cortante de la losa, elaboré los croquis del diseño para poder brindárselos al modelador y para obtener los planos estructurales e integrar el modelo de la estructura al modelo central en Revit.

5. Elaboración de croquis del diseño estructural de la cimentación y la superestructura para modelador Revit.

Los planos obtenidos de acuerdo a los croquis que dibujé fueron los que presento en las figuras 67 a 72.

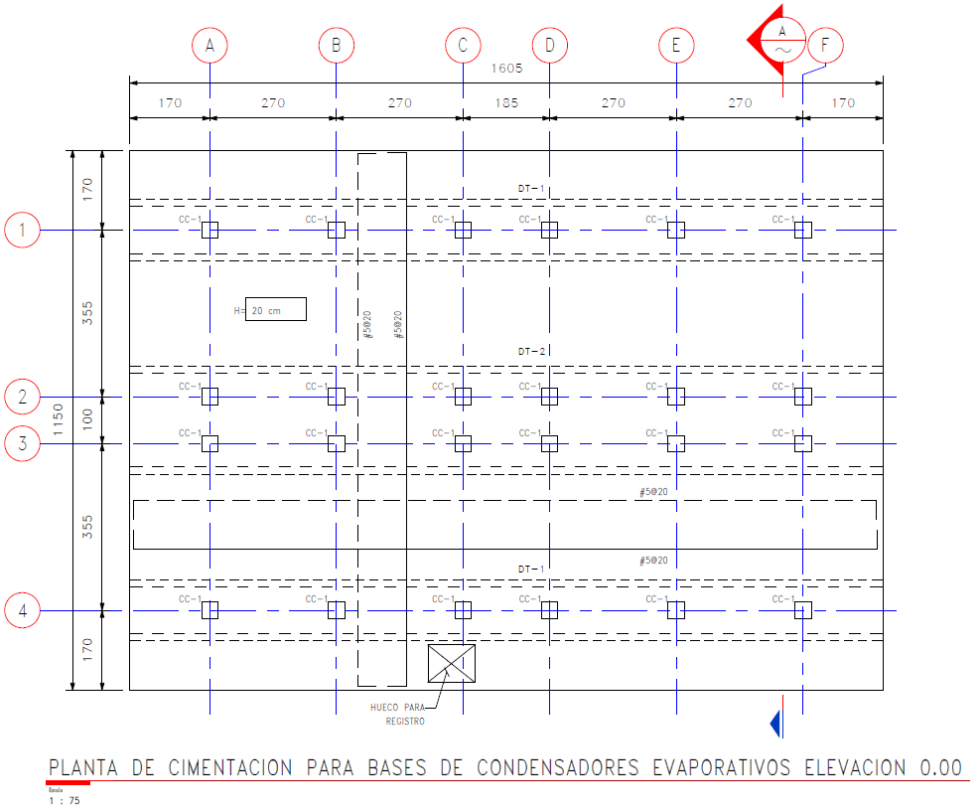


Figura 70. Croquis de planta de cimentación para bases de condensadoras, cotas en centímetros (extraída de SACMAG de México)

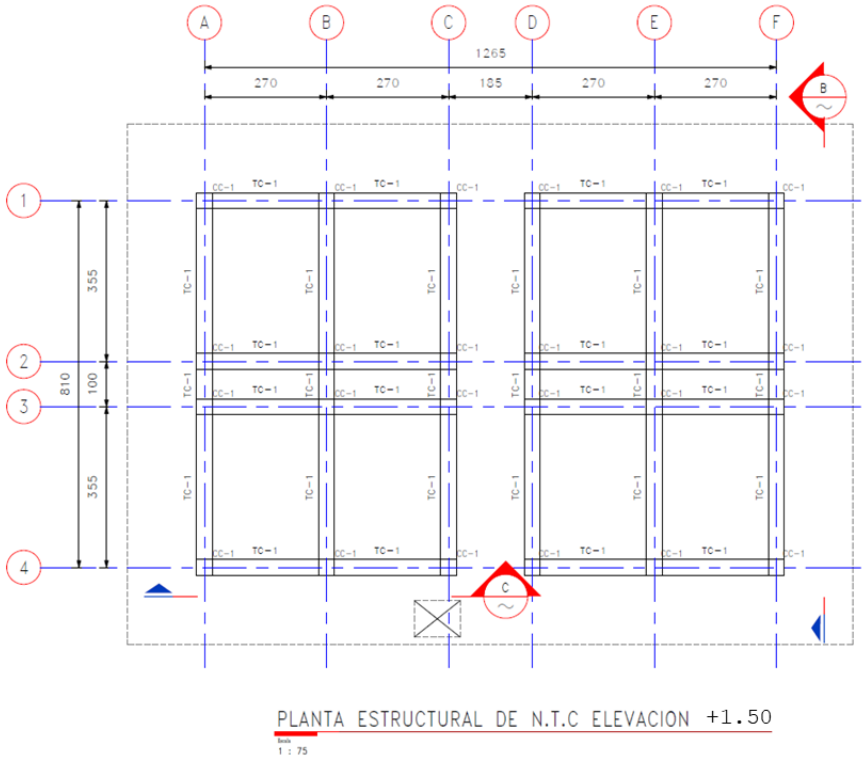


Figura 71.Planta de bases para condensadoras a N.T.C +1.50 (extraída de SACMAG de México)

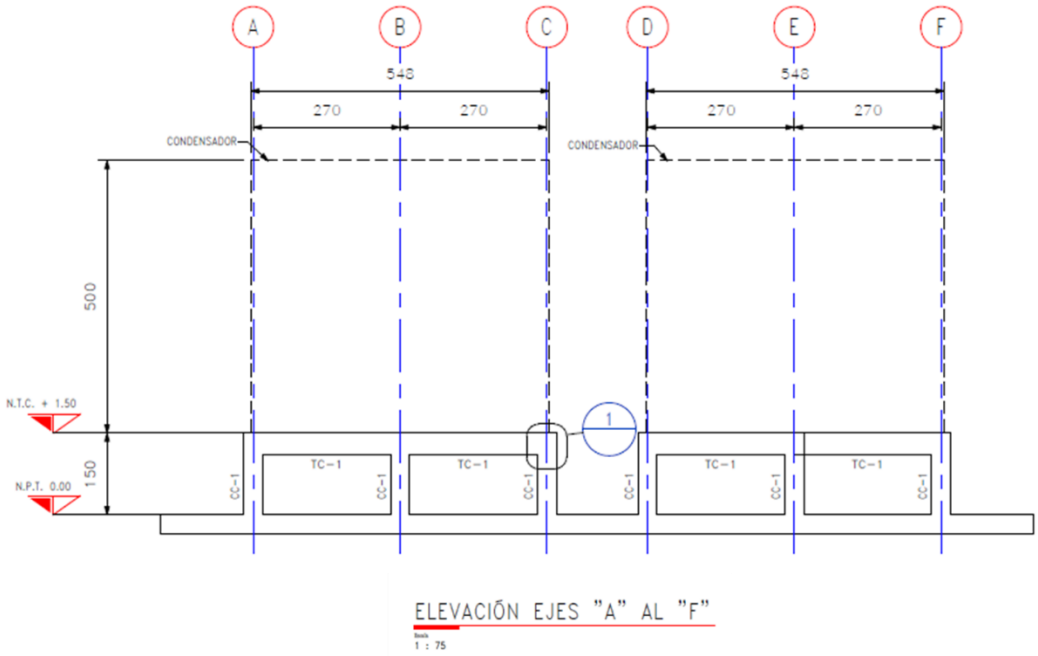


Figura 72. Croquis de elevación de eje "A" a eje "F" (Cotas en centímetros y niveles en metros) (extraída de SACMAG de México)

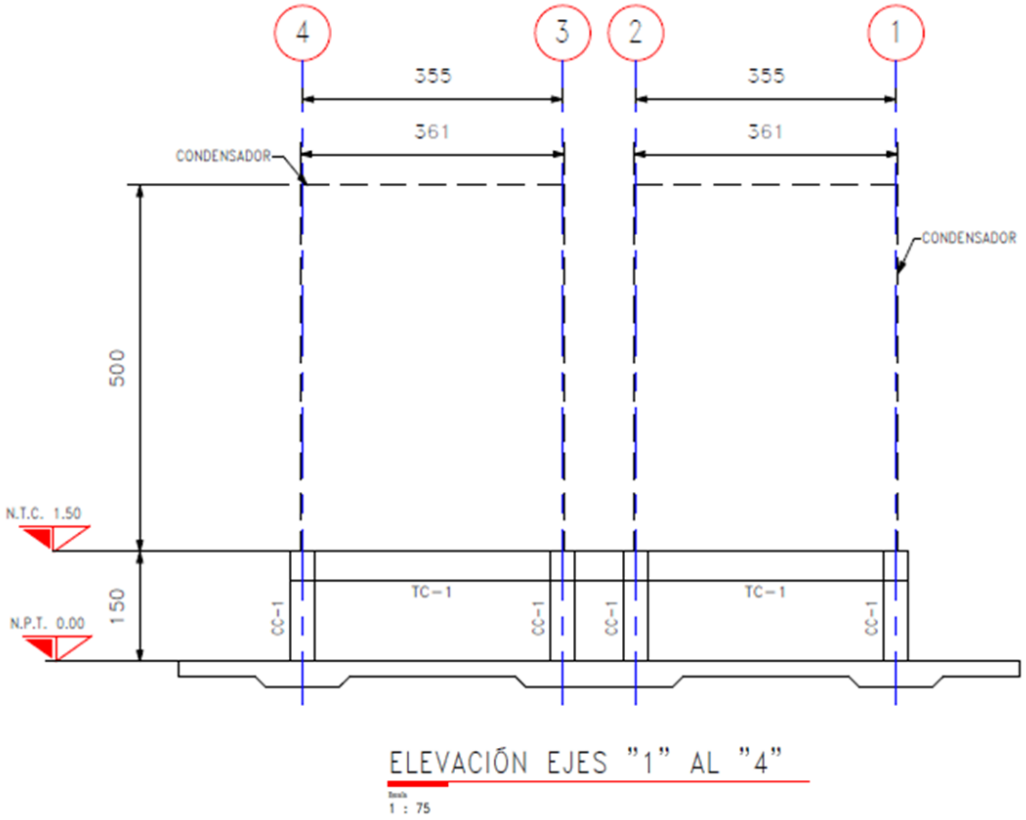


Figura 73. Croquis de elevación de eje "1" a eje "4" (Cotas en centímetros y niveles en metros) (extraída de SACMAG de México)

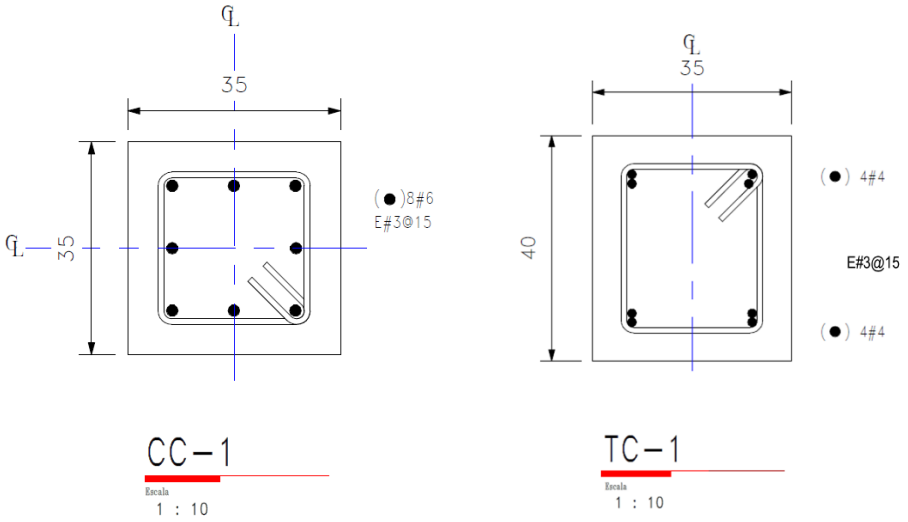


Figura 74. Croquis de columna CC1 y de trabe TC1

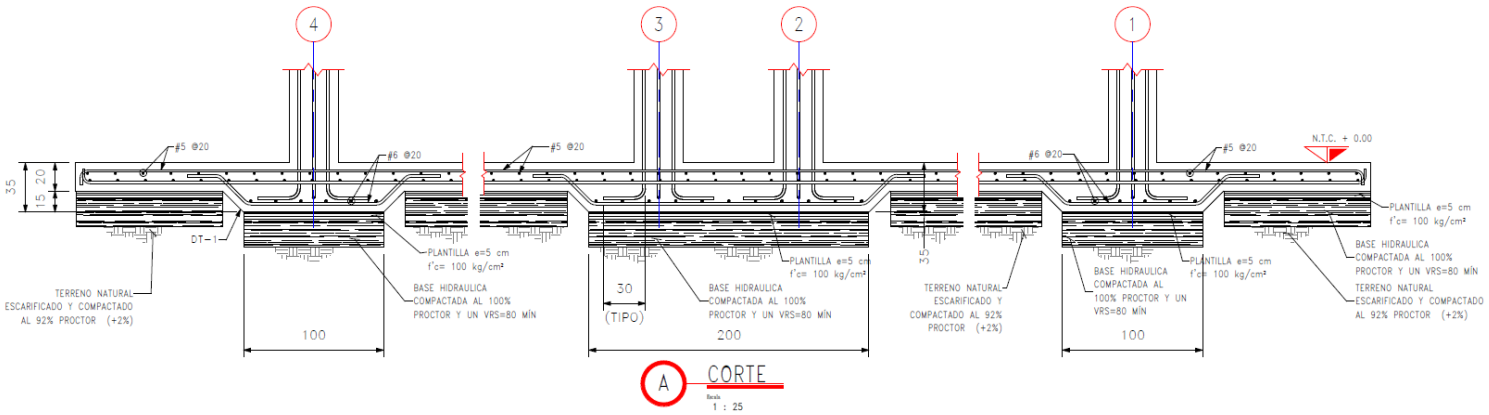


Figura 75. Croquis de corte A (extraída de SACMAG de México)

2.4 Comentarios

Durante mi estadía en SACMAG de México, tuve la oportunidad de aplicar y ampliar mis conocimientos de asignaturas más avanzadas impartidas por el Departamento de Estructuras en la Facultad de Ingeniería. Las principales asignaturas que utilicé en el proyecto desarrollado en SACMAG de México, fueron Diseño Estructural, Cimentaciones y Estructuras de Concreto.

Los conocimientos principales que apliqué de la asignatura de Diseño Estructural fueron el análisis sísmico y el análisis por viento, aunque este último no tuvo tanta implicación en el diseño de la estructura. Respecto al análisis sísmico, consideré un análisis sísmico estático debido a la regularidad y tipo de estructura, el cual se trata de un análisis simple, recomendado para estructuras regulares.

Respecto a la asignatura de cimentaciones, el principal aspecto que debí tener claro fue el saber extrapolar a la geometría de la losa cimentación la capacidad de carga del suelo, que a mi consideración es el aspecto más importante al realizar el diseño de una cimentación, esto es debido a que la capacidad de carga del suelo rige las dimensiones de la cimentación.

Finalmente, en lo que concierne a la asignatura de Estructuras de Concreto, fueron de gran utilidad el tener el conocimiento del diseño de elementos estructurales como, vigas, columnas y losa debido a que me permitió realizar una primera propuesta sin necesidad de iterar. Por otra parte, el diseño de la losa fue más sencillo entendiendo los principales factores a considerar para su diseño, como flexión y punzonamiento, respecto a este último, el entender que el concreto es el principal elemento resistente para cumplir con este factor fue lo originó una losa con dos espesores diferentes.

3. Conclusiones

El diseño de esta estructura requirió de una metodología precisa debido a que los elementos tenían un grado de importancia moderado. En caso de que los elementos estructurales fallaran, se podría originar una pérdida económica significativa, por lo que tuve que reafirmar mis conocimientos en diferentes áreas de la Ingeniería Estructural para garantizar un diseño seguro que cumpliera con la normatividad vigente. Además, fue necesario aprender en poco tiempo nuevos conceptos relacionados con el tema de la aplicación, tipos de análisis para diferentes estructuras, entre otros.

La mayoría de las estructuras que he diseñado hasta el momento en SACMAG siguen un procedimiento similar que me lleva a un objetivo común, que es básicamente un conjunto de croquis con la información de mi diseño para que las demás disciplinas tengan esa información a su alcance y puedan seguir con su aportación al proyecto.

Finalmente, considero que todo lo impartido en la licenciatura en Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNAM me permitió empezar a desarrollarme en mi ámbito profesional de forma óptima, mucho del conocimiento que aprendí me permitió entender el porqué de ciertas cosas en el campo laboral y también a tomar la mejor decisión basada en un razonamiento lógico, sin dejar de pensar en los aspectos sociales.

Referencias de consulta

ACI (2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318M-19, American Concrete Institute, Farmington Hills. Mich.

ASCE (2016), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Comisión Federal de Electricidad. (2015). Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo (Capítulo C.1.3). Subdirección de Programas de Construcción, Gerencia de Normas.

Comisión Federal de Electricidad. (2020). *Manual de diseño de obras civiles: Diseño por viento (Capítulo C.1.4)*. Subdirección de Programas de Construcción, Gerencia de Normas.

Comisión Federal de Electricidad. (2015). *Manual de diseño de obras civiles: Cimentaciones en suelos (Capítulo C.B.2.5)*. Subdirección de Programas de Construcción, Gerencia de Normas.

Comisión Federal de Electricidad. (2017). Manual de diseño de obras civiles: Acciones y criterios generales de análisis y diseño (Capítulo C.1.1). Subdirección de Programas de Construcción, Gerencia de Normas.

Das, B. M. (2018). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (7.ma ed.). Cengage Learning.

Gobierno de la Ciudad de México. (2023). *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Secretaría de Obras y Servicios.

González Cuevas, Ó. M. (2013). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado* (4.ª ed.). Limusa.

Nuestra firma - Grupo Sacmag. (2025, 11 enero). Grupo Sacmag. https://grupo-sacmag.com.mx/nuestra-firma/