



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO PREFABRICADO DE
CONCRETO DE CLAROS GRANDES**

TESIS

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

CARLOS ALBERTO BELMONT FONSECA

DIRECTOR DE TESIS

M.I. FERNANDO MONROY MIRANDA



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2016.

Dedicatoria.

- A mi Mamá. **Martha Fonseca Soler.**

Por todo tu cariño y ejemplo de vida, este trabajo es fruto de tu esfuerzo. Gracias por existir y enseñarme día con día a salir adelante y luchar por mis ideales.

- A mi Papá. **Feliciano Belmont Velázquez †**

Por haberme dado el apoyo y confianza para poder emprender este camino, gracias por tu gran ejemplo de fuerza, donde quiera que te encuentres gracias por todo.

- A mis Hermanos. **Martha Margarita, Cesar Eduardo y Emma Laura.**

Por todo su apoyo durante esta etapa de mi vida, por enseñarme, cada uno a su estilo, a disfrutar y valorar la vida, por sus atenciones hacia mí persona, gracias por todo hermanitos.

- A mi Abuelita. **Floripez Soler Espinoza †**

Gracias por todo tu apoyo y ejemplo, sé que donde sea que te encuentres estarás contenta por este logro en mi vida, gracias por tus detalles y por haber sido parte de mi vida.

- A mi Hijo. **Carlos Leonel Belmont Bernal.**

Por enseñarme a pesar de tu corta edad, a luchar con todas mis fuerzas para poder lograr mis metas, gracias por darle sentido a mi vida, espero que este trabajo te sirva de ejemplo para que en un futuro seas una persona exitosa.

- A mi Esposa. **Lizabeth Bernal Guerrero.**

Gracias por tu apoyo en la culminación de esta etapa.

- A mis Profesores.

Por todas sus enseñanzas durante mi estancia en la universidad, gracias por transmitirme sus conocimientos y por ser un ejemplo en mi vida.

- A mi director de tesis. **M.I. Fernando Monroy Miranda.**

Gracias por ayudarme a culminar este trabajo, por tu ejemplo y pasión por la ingeniería, que me han servido de modelo para seguir aprendiendo cosas nuevas. Gracias por creer en mí y por ser un excelente ser humano.

- A Dios.

Por acompañarme en este recorrido y escucharme en los momentos que más te he necesitado.

OBJETIVO: Con este trabajo se pretende desarrollar un tema de actualidad como lo son las estructuras prefabricadas de concreto, que si bien, no son muy utilizadas en el presente, en un futuro posiblemente sea uno de los sistemas constructivos más usados en la ingeniería debido a su gran limpieza, eficiencia y control, tanto de la calidad de los materiales como de los costos. Se busca ejemplificar una metodología básica para el diseño de edificios prefabricados de concreto que presenten grandes claros, pretendiendo que sea de utilidad para alumnos interesados en el área de estructuras de la carrera de ingeniería civil.

TEMARIO

INTRODUCCIÓN. -----	1
I. INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO.	
1.1 Introducción. -----	3
1.2 Conceptos básicos. -----	5
1.3 Tipos de elementos prefabricados en edificación, Columnas, Trabes, Sistemas de piso. -----	10
1.3.1 Columnas. -----	10
1.3.2 Trabes. -----	11
1.3.3 Sistemas de Piso. -----	13
1.3.3.1 Vigueta y Bovedilla. -----	13
1.3.3.2 Losa Alveolar o Extruida. -----	14
1.3.3.3 Losas T o TT. -----	14
1.4 Tipos de conexiones. -----	15
1.5 Elementos complementarios. -----	19
1.6 Factores más importantes que intervienen en el proceso de análisis y diseño de una estructura prefabricada. -----	20
1.7 Proceso de análisis y diseño de una estructura prefabricada. -----	30
1.8 Consideraciones según el Reglamento de Construcciones del D.F. -----	41
II. ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO, MODELACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	
2.1 Introducción. -----	45
2.2 Ejemplo de aplicación. -----	45
2.3 Estructuración y predimensionamiento de elementos prefabricados. -----	48
2.4 Modelado. -----	52
2.5 Etapas de análisis y etapas de cargas. -----	60
2.5.1 Etapas de Análisis. -----	60
2.5.2 Etapas de Carga. -----	60
2.6 Combinaciones de carga. -----	64
2.7 Secciones a utilizar. -----	65
2.8 Cargas en elementos. -----	66
2.9 Resultados primera etapa. -----	68
2.10 Resultados segunda etapa. -----	70
2.11 Estados límite de servicio. -----	78
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA.	
3.1 Fuerzas de diseño. -----	80

3.2	Diseño de columnas. -----	80
3.3	Diseño de traveses portantes. -----	88
3.4	Diseño de traveses de rigidez. -----	111
3.5	Diseño del sistema de piso. -----	129
3.6	Conexiones. -----	145
 IV. TRANSPORTE Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.		
4.1	Introducción. -----	160
4.2	Transporte de elementos prefabricados. -----	160
4.3	Consideraciones necesarias para el transporte de elementos prefabricados. -----	161
4.4	Tipos de equipos más comunes para el transporte de elementos prefabricados. -----	161
4.5	Consideraciones necesarias para el montaje de elementos prefabricados. -----	164
4.6	Tipos de equipos más comunes para el montaje de elementos prefabricados. -----	164
 V. COMPARATIVA CON UNA SOLUCIÓN EN CONCRETO REFORZADO.		
5.1	Introducción. -----	172
5.2	Edificio del ejemplo en concreto reforzado. -----	172
5.3	Comparación de secciones de elementos estructurales. -----	174
5.4	Ventajas del sistema prefabricado de concreto. -----	175
5.5	Desventajas del sistema prefabricado de concreto. -----	176
 VI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.		
6.1	Ventajas y desventajas de la solución prefabricada. -----	178
6.2	Impacto en la cimentación. -----	179
6.3	Tiempo y costos. -----	182
 BIBLIOGRAFÍA. -----		189

INTRODUCCIÓN

En la actualidad el sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado es de los más empleados al momento de proyectar una edificación, este sistema brinda muchas ventajas entre las que destacan, la maleabilidad que nos permite solucionar formas caprichosas las cuales son cada vez más recurrentes en los proyectos arquitectónicos, es posible prefabricar la estructura en una planta lo cual nos da un mejor control de los materiales y la mano de obra, la geometría de las secciones de los elementos estructurales puede ser variada, el mantenimiento en una obra de concreto reforzado es mínimo en comparación con una estructura metálica en la cual el costo por mantenimiento suele ser elevado, por último el costo de una obra en concreto reforzado suele ser menor en comparación con una obra en estructura metálica.

También en la actualidad es más común que los proyectos arquitectónicos requieran espacios libres mayores, lo cual nos lleva a librar claros de mayor magnitud, en este caso la estructuración con marcos de concreto reforzado deja de ser eficiente ya que nos llevaría a emplear secciones y armados mayores lo cual a su vez genera un mayor peso en la estructura y un mayor costo en la misma, para contrarrestar ello se puede emplear acero de presfuerzo en conjunto con el acero de refuerzo ordinario y el concreto. Esto nos permite reducir las secciones sin afectar las sollicitaciones tanto estructurales como arquitectónicas que el proyecto nos exige.

El empleo del acero de presfuerzo es posible realizarlo directamente en el sitio de la obra (estructura postensada), o bien en una planta de prefabricados (estructura pretensada), ambas opciones nos dan la ventaja de reducir secciones y armados de los elementos estructurales en los cuales es empleado el acero de presfuerzo, sin embargo, al emplearse en una planta de prefabricados podemos tener un mayor control de los materiales y la mano de obra utilizada, lo cual nos genera un ahorro en la obra a ejecutar.

Al presforzar el concreto estamos induciéndole una capacidad de resistir esfuerzos de tensión y por lo tanto en condiciones de servicio no se agrietara.

En nuestro país una de las principales razones por la que no es empleado este tipo de sistemas, es la poca difusión que existe del tema, así como la limitada bibliografía en español con la que se cuenta. Por esta razón con este trabajo se pretende dar una pequeña introducción a este tipo de tecnología con el fin de que se considere su empleo al momento de concebir un proyecto. Se busca exponer los aspectos básicos en la elaboración de una propuesta con elementos prefabricados, definir de una manera práctica las bases para dicho propósito, así como plantear una metodología sencilla y a la vez eficaz, para que pueda ser empleada por estudiantes o profesionales interesados en el tema.

Para ello en el presente trabajo se da una breve descripción de lo que son las estructuras prefabricadas de concreto, se presentan los diferentes tipos de elementos que se emplean al momento de estructurar una edificación, como son columnas, trabes y el sistema de piso, así mismo se describen los diferentes tipos de conexiones que se usan en el sistema prefabricado, se mencionan también los elementos complementarios disponibles como son: el firme de compresión y los candeleros, por mencionar algunos.

El presente trabajo está basado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004. Bajo estas normas se presentan los factores más importantes a tomar en cuenta al momento de analizar y diseñar una estructura prefabricada de concreto, así como un proceso de análisis y diseño. Además se aborda el tema del transporte y montaje de este tipo de estructuras, de igual forma se hace una comparativa con una solución tradicional colada en sitio, abordando las ventajas y desventajas de ambos sistemas, así como el impacto en la cimentación, el tiempo de ejecución de la obra y el costo de ambas soluciones estructurales.

***I. INTRODUCCIÓN A LAS
ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE
CONCRETO.***

1.1 Introducción.

De los antecedentes en las estructuras prefabricadas, quizás, el primer precedente de prefabricación se remonte al siglo XVI, cuando Leonardo da Vinci recibió la encomienda de planificar una serie de nuevas ciudades en la región de Loire ubicada al oeste de Francia. Su planteamiento, consistió en establecer, en el centro de cada ciudad, una fábrica de elementos básicos que permitieran formar un gran número de edificios de forma rápida y flexible.

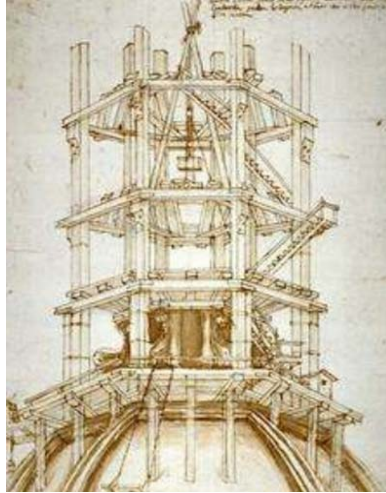


Figura 1.1 Cúpula prefabricada.

Otro ejemplo de prefabricación, sucedió en ese mismo siglo, durante la guerra entre franceses e ingleses, donde el ejército de *Francisco I* y *Enrique II* planificó las batallas contra Inglaterra construyendo refugios de madera prefabricados que albergaban a sus soldados durante la ofensiva. Los elementos propuestos eran transportados de manera fácil por barco, se montaban y desmontaban rápidamente por los propios soldados, de tal forma que los campamentos fueran, además de resistentes y confortables, fáciles de mover.

Fue hasta el final del Siglo XVIII cuando se empezó a contemplar la posibilidad de industrializar la construcción; en Europa, mediante la construcción de puentes y cubiertas con hierro fundido, material que sería después aplicado a la elaboración de columnas y traveses de edificios; y al mismo tiempo, en Estados Unidos, mediante la construcción de edificios de una o dos plantas, formados por elementos de madera provenientes de fábrica y ensamblados mediante clavos fabricados industrialmente.



Figura 1.2 Puente de hierro fundido.

A finales del siglo XIX, Joseph Aspdin y James Parker patentaron el Cemento Portland y con ello, años más tarde en 1845, aparece el uso del concreto (sólo se había empleado por los romanos), que aplicado junto con armados de varillas de acero constituía una materia prima ideal para prefabricados de concreto. En 1891 se prefabrican las primeras traveses de concreto armado para la construcción del Casino de Biarritz. Un par de años antes, en 1889, aparecía en Estados Unidos la primera patente de edificio prefabricado mediante módulos tridimensionales en forma de “cajón” apilables, ideada por Edward T. Potter.

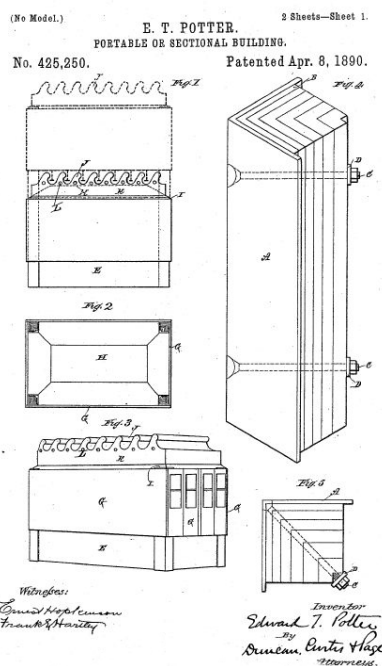


Figura 1.3 Patente de edificio prefabricado 1889.

Una vez expuesto lo anterior es conveniente explicar qué significan los términos a los que se refiere la construcción modular, industrializada e integral, pues su significado en algunos casos puede resultar malinterpretado según su contexto. En la actualidad se siguen confundiendo dos conceptos similares pero diferentes: prefabricación e industrialización. Para entender cómo y cuándo surgió el nacimiento de la industrialización de la edificación, es conveniente aprender claramente las diferencias entre estos dos términos.

- *La palabra prefabricación la podemos describir como el sistema constructivo basado en el diseño y producción de elementos y subsistemas elaborados en serie en una planta de prefabricados fuera de su ubicación final y que en su posición definitiva, tras una fase de montaje y colados complementarios como son el firme de compresión y la sección compuesta de los elementos, conforman un edificio o construcción.*

Tal es así que, cuando un edificio es prefabricado, las operaciones en el lugar de la construcción son esencialmente de montaje y colados complementarios, y no de fabricación. Una buena referencia para conocer el grado de prefabricación de un edificio es la de valorar la cantidad de residuos generados en la obra; cuanta mayor sea la cantidad de escombros y desechos, menor es el índice de prefabricación que se presenta en la construcción.

Por otro lado la industrialización, comenzó en Inglaterra en el siglo XVIII para extenderse por toda Europa y más tarde alcanzar al resto del mundo. Desde aquel momento, sus campos de aplicación han

sido numerosos: metalurgia, textiles, alimentación, transportes, agricultura, etc. Hoy en día, es difícil encontrar un sector en el que no se haya introducido de alguna manera la industrialización.

En el ámbito constructivo la industrialización tuvo un comienzo tardío debido a la inercia establecida en los métodos constructivos tradicionales de la edificación. Sin embargo no ocurrió así con la prefabricación, pues como se mencionó anteriormente, se han constatado ejemplos históricos muy curiosos, como el de Leonardo da Vinci.

Hoy en día, cuando se habla de material para prefabricados, el primer nombre que se viene a la cabeza es el del concreto. El proceso de prefabricación ofrece varias ventajas, entre las principales está la notable calidad de los materiales empleados y el acabado final de los elementos, todo esto debido a que los elementos prefabricados se producen en una planta de prefabricados con condiciones óptimas y estrictos controles de calidad. Sin embargo, también hay inconvenientes en este tipo de sistemas de construcción, el mayor de ellos es la rigidez que provocan los elementos prefabricados en el diseño del proyecto, por mucha versatilidad que tenga la planta de producción, no es fácil que ofrezca la misma gama de formas y acabados de las construcciones coladas en sitio. Sin embargo, si desde el inicio del proyecto se tienen en cuenta este tipo de situaciones, la concepción de un edificio prefabricado puede ser exitosa.

En México las técnicas de prefabricación, se empezaron a utilizar en 1927, cuando el ingeniero Rebolledo empleó vigas prefabricadas de concreto en la construcción del hotel Regis. De esa fecha a la actualidad la prefabricación en nuestro país fue creciendo poco a poco. En un inicio las técnicas eran copiadas de otros países, pero con el tiempo surgieron empresas mexicanas especializadas en prefabricación. Este crecimiento ocurrió en los años sesenta y principios de los setenta.

Con la introducción del concreto presforzado, la prefabricación recibió un gran impulso y sus aplicaciones aumentaron y se diversificaron, utilizándose en un principio en puentes y posteriormente en edificios, el uso del presfuerzo permite tener secciones de elementos menores y también una reducción importante en el acero de refuerzo. Con la consolidación de esta industria en nuestro país, también las empresas mexicanas empezaron a desarrollar nuevas técnicas.

1.2 Conceptos básicos.

En la ingeniería estructural, se entiende por estructura al conjunto de elementos diseñados para soportar acciones exteriores como son: cargas gravitacionales, fuerzas, momentos, cargas debidas al calor, fuerzas debidas al sismo o el viento entre otras, para poder cumplir con un fin determinado como por ejemplo: aislar un espacio (edificios), salvar un claro (puente), resistir empujes (silos, presas), etc. Estas estructuras pueden ser de diferentes materiales entre los que destacan la madera, el concreto, y el acero o bien una combinación de varios materiales, en este trabajo hablaremos de las estructuras de concreto prefabricadas.

Los principales elementos que comprenden una estructura son:

- Cimentación: que es la encargada de soportar el peso de la estructura y las cargas a las que este expuesta, y es capaz de transmitir fuerzas y momentos al terreno donde se desplante la estructura.
- Marcos: formados por columnas y trabes, capaces de transmitir fuerzas y momentos ocasionados por un sismo o viento.
- Diafragmas: formados por el sistema de piso, los cuales se encargan de distribuir las fuerzas gravitacionales y horizontales en su propio plano y transmitirlos a los demás elementos.
- Muros de cortante: son muros que toman junto con los marcos, parte de las fuerzas ocasionadas por un sismo o viento.

Ahora se definirán algunos conceptos que se emplearán más adelante estos son:

- Fuerza: acción capaz de producir un movimiento a un cuerpo, su unidad de medida en el sistema MKS es el Kg, y en el sistema internacional es el Newton ($\text{Kg}\cdot\text{m}/\text{s}^2$).
- Área: dimensión que queda comprendida dentro de un cuerpo o superficie, su unidad de medida en el sistema MKS es el cm^2 , y en el sistema internacional es el m^2 .
- Resistencia: límite de capacidad que tiene un cuerpo sin sufrir daños.
- Esfuerzo: fuerza por unidad de área, que se aplica sobre una sección transversal de un elemento estructural.
- Módulo de elasticidad (E): relación entre el esfuerzo al que está sometido un material y su deformación unitaria. Representa la rigidez del material ante una carga impuesta sobre el mismo. Caracteriza el comportamiento elástico del material que se trate.
- Momento flexionante: se define como la resultante de momentos debida a la flexión de un cuerpo.
- Cortante: resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de una trabe o una columna.

Como se mencionó anteriormente, el concreto prefabricado a diferencia del concreto colado en sitio, consiste en elementos estructurales fabricados en un lugar distinto al de su ubicación final, por medio de moldes metálicos, estos elementos pueden ser de diferentes tipos, entre los que destacan los siguientes:

- Prefabricados con acero de refuerzo simple.

Este tipo de elementos son los más básicos y solo utilizan acero de refuerzo convencional y concreto.



Figura 1.4 Prefabricados con acero de refuerzo simple.

- Prefabricados con acero de refuerzo simple y presfuerzo.

En este tipo de elementos se emplea además del acero de refuerzo convencional, cables de acero que son tensados y anclados al concreto, lo que somete al elemento a esfuerzos de compresión previos a su montaje y puesta en servicio.



Figura 1.5 Prefabricados con acero de refuerzo simple y presfuerzo.

- Prefabricados con acero de refuerzo simple y postensados.

En este tipo de elementos se emplea además del acero de refuerzo convencional, cables de acero que son tensados y anclados o no al concreto, posterior a su montaje en obra, lo que somete al elemento a esfuerzos de compresión previos a su puesta en servicio.



Figura 1.6 Prefabricados con acero de refuerzo simple y postensados.

I. Introducción a las estructuras prefabricadas de concreto

Los elementos prefabricados con acero de refuerzo simple y presfuerzo son comúnmente utilizados en construcciones como edificios para vivienda, estacionamientos, oficinas, hoteles etc. Los prefabricados con presfuerzo o postensados, son empleados principalmente en la construcción de puentes y edificios de varios niveles.



Figura 1.7 Edificio prefabricado con acero de refuerzo simple.



Figura 1.8 Edificio prefabricado y postensado.



Figura 1.9 Trabes para puente prefabricado y postensado.

Ya se ha hablado del concreto pero no sabemos a ciencia cierta que es, así es que podemos decir que el concreto es un material compuesto por cemento, agregado grueso o gravas, agregado fino o arenas y agua, principalmente, aunque en la actualidad se pueden emplear una gran cantidad de aditivos para modificar sus propiedades físicas como el tiempo de fraguado o la fluidez del mismo. Su principal característica es la gran resistencia que posee a esfuerzos de compresión, no siendo así a la resistencia de otro tipo de esfuerzos como la tensión, flexión o cortante. Por este motivo se utiliza en conjunto con acero de refuerzo. El concreto que se emplea en los elementos prefabricados suele ser de una resistencia mayor al empleado en estructuras coladas en sitio, esto debido principalmente al uso del presfuerzo en los elementos. Los valores comunes de resistencia del concreto se encuentran entre $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y $f'c = 500 \text{ Kg/cm}^2$

Por otro lado el acero de refuerzo es un material empleado, como se mencionó en el párrafo anterior, para reforzar los elementos de concreto simple, su característica esencial es la resistencia a esfuerzos de tensión. Se emplea comúnmente por medio de varillas corrugadas que inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea, estas varillas tienen un esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm^2 y se fabrican en diferentes calibres, los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 1.1 Tabla de varillas.

VARILLA No.	Diametro (Pulgadas)	Diametro (mm)	Area (cm ²)	Peso (Kg/ml)
3	3/8"	9.5	0.71	0.56
4	1/2"	12.7	1.27	0.994
5	5/8"	15.9	1.99	1.552
6	3/4"	19	2.87	2.235
8	1"	25.4	5.07	3.973
10	1 1/4"	31.8	7.94	6.225
12	1 1/2"	38.1	11.4	8.938

1.3 Tipos de elementos prefabricados en edificación, Columnas, Trabes, Sistemas de piso.

En una estructura de concreto prefabricado podemos encontrar diferentes tipos de elementos, los cuales son fabricados en plantas diseñadas para tal fin, en los siguientes párrafos y en la figura 1.10 se mencionan los principales elementos de concreto prefabricado usados en una estructura de este tipo.

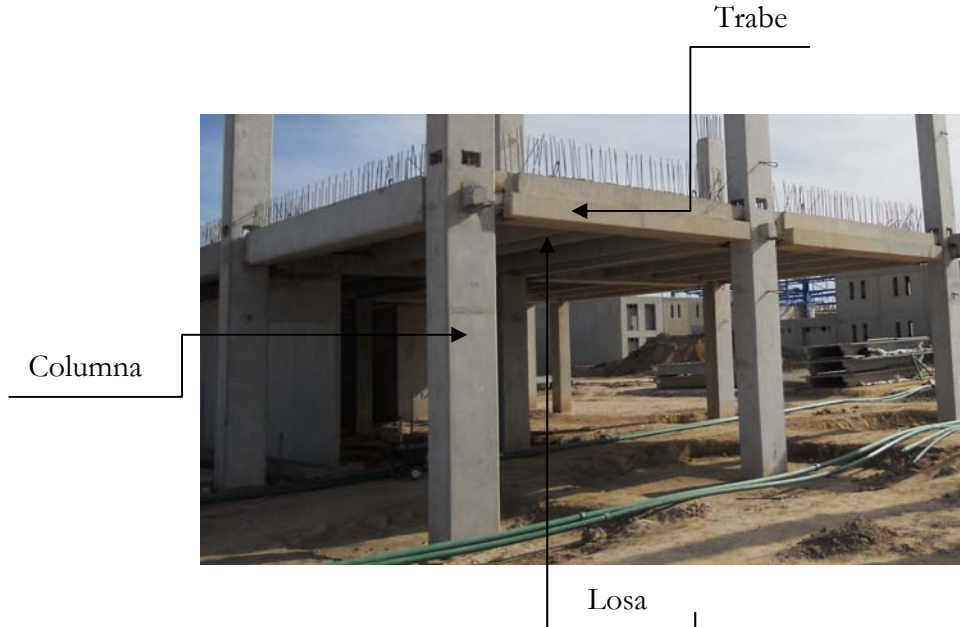


Figura 1.10 Principales elementos en una estructura prefabricada.

1.3.1 Columnas.

Las columnas se definen como elementos que resisten principalmente cargas a compresión. Sin embargo resulta muy raro encontrar elementos cargados axialmente, es decir, totalmente a compresión, por lo general siempre está presente una flexión simultánea. Los momentos se producen debido a que generalmente las columnas son parte de marcos en los cuales los momentos en los apoyos de trabes son transmitidos en parte a las columnas de soporte, también, estos marcos están bajo condiciones de cargas horizontales como fuerzas de sismo o viento.

Las columnas pueden dividirse en dos grandes categorías: las columnas cortas, en las cuales la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal, y las columnas esbeltas en las cuales la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales.

Aun cuando los cálculos de diseño demuestren que un elemento está cargado axialmente, las imperfecciones inevitables de la construcción causarán excentricidades y la consecuente flexión en el elemento construido. Por esta razón, los elementos que deben diseñarse para compresión y flexión simultáneas son muy frecuentes en casi todos los tipos de estructuras de concreto.

En las columnas resulta factible hacer que el concreto lleve la mayor parte de la carga; pero debido a la presencia de flexión en los elementos, el acero es esencial para resistir dichas flexiones. Por otro lado, si el acero con mucha mayor resistencia que el concreto toma parte de la carga total, las dimensiones de la sección transversal del elemento podrán reducirse en mayor grado cuanto mayor sea la cantidad de refuerzo incluido en la sección.

Las dos formas más comunes de columnas de concreto reforzado son la sección rectangular y la sección circular, ambos tipos se muestran en la siguiente figura.

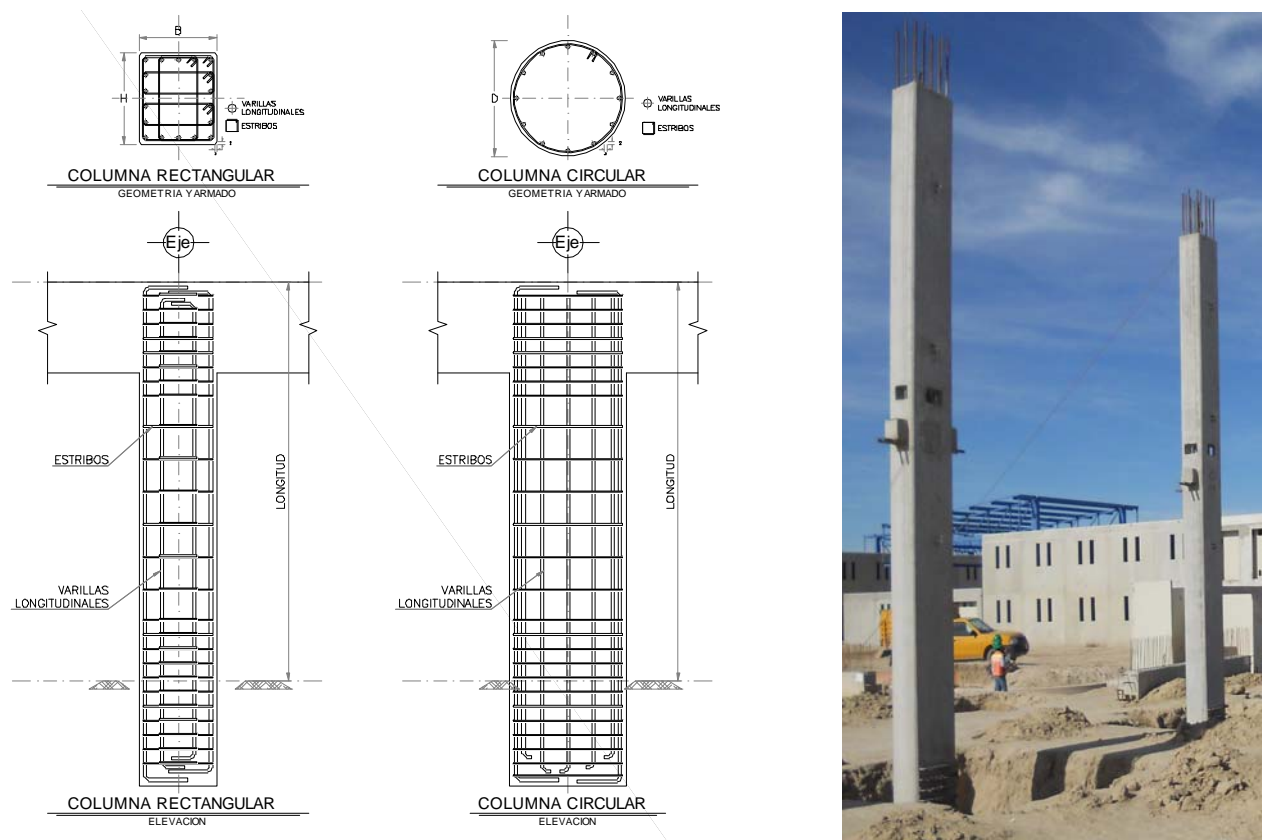


Figura 1.11 Columnas de concreto prefabricadas.

En las estructuras prefabricadas de concreto las columnas pueden llevar ménsulas o ventanas para los diferentes tipos de conexiones los cuales se mencionarán más adelante, también puede darse el caso en que la columna tenga integrada la cimentación, como por ejemplo una columna con zapata de cimentación incluida, esto dependerá de las dimensiones de la columna ya que si el elemento es muy grande se complicaría la maniobra y el montaje del mismo.

La aplicación más común del concreto de alta resistencia ha sido en las columnas de edificios altos donde el concreto normal resultaría en secciones transversales inaceptablemente grandes, con la pérdida de espacio valioso de piso útil. Se ha demostrado que la utilización de mezclas de concreto de alta resistencia, aunque más costosas, no solamente aumenta el área de piso utilizable, sino que también resulta más económico que aumentar la cantidad de acero de refuerzo.

1.3.2 Trabes.

Las trabes son elementos estructurales capaces de sostener cargas lineales, concentradas o uniformes. Generalmente actúan como elementos primarios en marcos, aunque también se utilizan para sostener sistemas de piso, o como trabes secundarias.

Las trabes de concreto reforzado no son homogéneas debido a que están hechas de dos materiales diferentes. Por consiguiente, los métodos usados en el análisis de trabes de concreto reforzado son

I. Introducción a las estructuras prefabricadas de concreto

distintos de aquéllos utilizados en el diseño o investigación de traveses elaborados completamente de acero, madera o cualquier otro material estructural.

Las traveses de concreto simple, son ineficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tensión en flexión del concreto, es muy pequeña en comparación a la resistencia a la compresión. En consecuencia, estas traveses fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de la compresión. Por esta razón, se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión.

En una trabe de concreto reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos de flexión, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente.

En las estructuras prefabricadas de concreto, se emplean principalmente dos tipos de traveses, las traveses de rigidez que son paralelas al sistema de piso y darán rigidez a la estructura, generalmente son de sección rectangular aunque pueden ser también de sección T; y las traveses portantes que son las que recibirán al sistema de piso y generalmente son de sección rectangular, sección L o sección T invertida. Las traveses se fabrican con un peralte menor al requerido por diseño, sección simple, por lo que la sección final de las traveses se complementara con colados en obra, sección compuesta. En la siguiente figura se muestran algunas secciones de traveses prefabricadas.

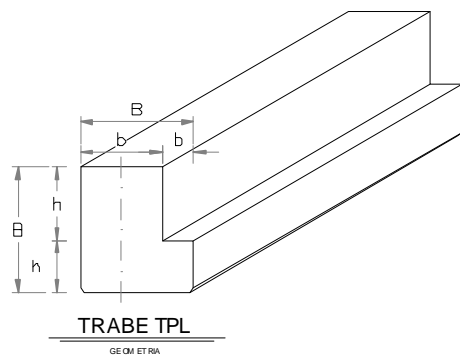
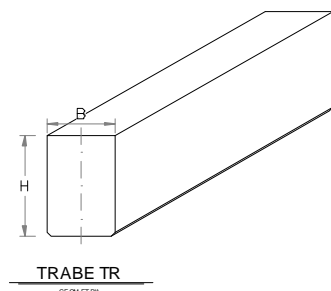


Figura 1.12 Traveses portantes de concreto prefabricadas.



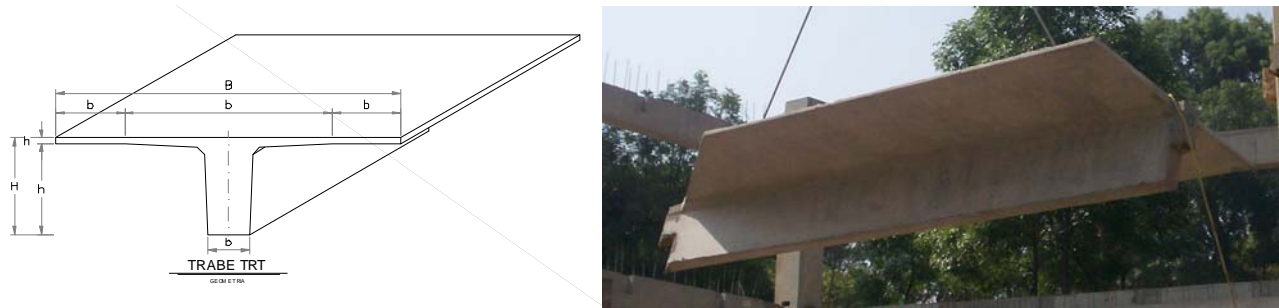


Figura 1.13 Trabes de rigidez de concreto prefabricadas.

1.3.3 Sistemas de Piso.

En las estructuras prefabricadas de concreto las losas se utilizan para proporcionar superficies planas y útiles. Una losa es un elemento generalmente horizontal y está apoyada en traveses de concreto reforzado, en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, o en el terreno en forma continua.

Las losas prefabricadas de concreto se apoyan sólo en dos lados opuestos, y transmiten las cargas en la dirección perpendicular a la de las traveses de apoyo. En edificios con sistemas de piso prefabricados se debe garantizar la acción de diafragma rígido horizontal, para tal fin es necesario colar un firme sobre los elementos prefabricados de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano; también se aceptará un firme que esté reforzado y cuyas conexiones con los elementos prefabricados de piso estén diseñadas y detalladas para resistir las acciones de diseño en el plano. El espesor del firme no será menor que 6 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso el firme de concreto será menor que 3 cm.

Los principales tipos de sistemas de piso empelados en las estructuras prefabricadas son:

1.3.3.1 Vigueta y Bovedilla, empleado principalmente en casas y edificios de 1 a 5 niveles con claros pequeños, este sistema se compone básicamente de elementos portantes que son viguetas de concreto pretensado de peraltes que van de los 11 cm hasta los 30 cm, y como elemento aligerante las bovedillas de cemento-arena o poliestireno de diferentes medidas de acuerdo a las necesidades del proyecto, sobre este sistema se coloca posteriormente un firme de concreto con un espesor mínimo de 4 cm reforzado con una malla electrosoldada.

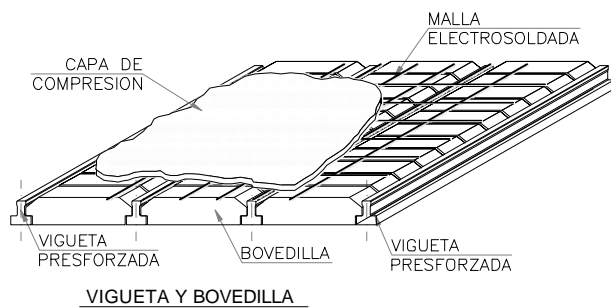


Figura 1.14 Sistema de piso a base de vigueta y bovedilla.

1.3.3.2 Losa Alveolar o Extruida, empleado en una mayor variedad de estructuras, desde casas hasta centros comerciales, también suelen emplearse como muros, estas losas son de concreto extruido con presfuerzo y con huecos en su sección transversal que permiten reducir su peso. Sobre estas losas generalmente se cuela un firme de concreto reforzado con malla electrosoldada, sin embargo, en zonas con bajo riesgo sísmico suele emplearse sin firme.

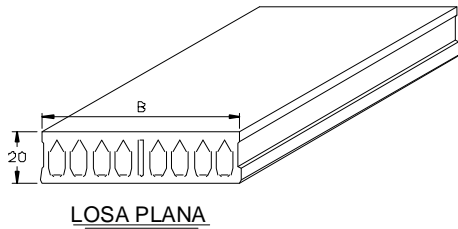


Figura 1.15 Sistema de piso a base de losa alveolar o extruida.

1.3.3.3 Losas T o TT, empleadas principalmente en estructuras cuyos claros son de gran magnitud, ya que este tipo de sistema de piso es muy eficiente en claros grandes; son fabricadas en moldes, aunque si son de menor tamaño pueden ser extruidas. Sobre las losas de este tipo se coloca un firme de concreto reforzado con malla electrosoldada.

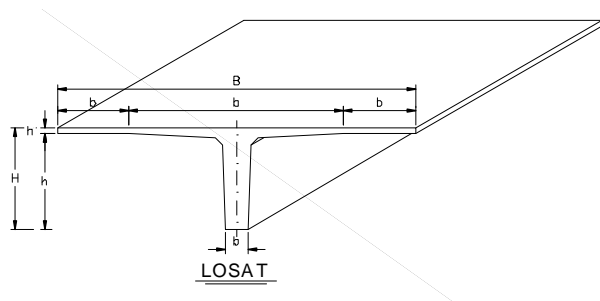
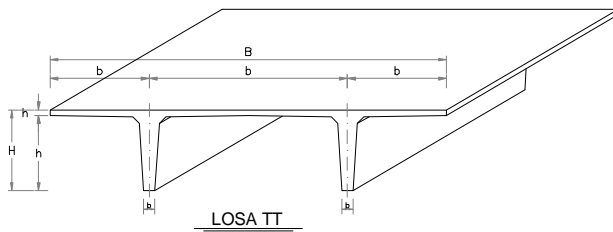


Figura 1.16 Sistemas de piso a base de losas T o TT.

1.4 Tipos de conexiones.

Se define como “conexión” al elemento que une las piezas prefabricadas, la figura muestra diferentes formas y ubicaciones de conexiones que son posibles en elementos prefabricados de marcos de concreto.

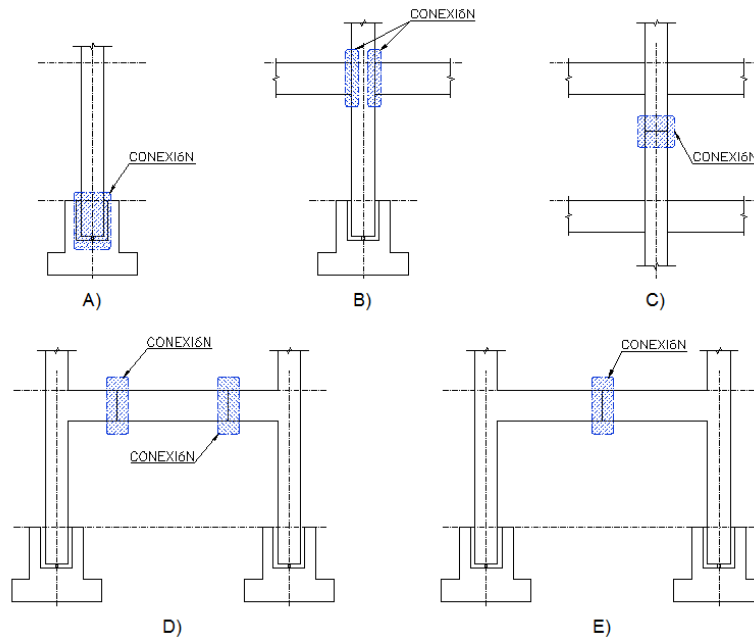


Figura 1.17 Diferentes conexiones en elementos prefabricados; A) conexión columna-cimentación, B) conexión columna-trabe C) conexión columna-columna, D) conexión trabe-trabe, E) conexión trabe-trabe.

Uno de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de estructuras prefabricadas de concreto a base de marcos, es el análisis y diseño de las conexiones. La experiencia que se tiene del comportamiento observado de conexiones en marcos, tanto para sismos fuertes como en ensayos de laboratorio, no es tan amplia como en el caso de estructuras monolíticas de concreto reforzado.

Las conexiones comúnmente utilizadas en estructuras prefabricadas están en los siguientes grupos:

- El refuerzo sobresale de los elementos prefabricados, este se suelda o se traslapa y la junta entre los elementos se cuela in situ.

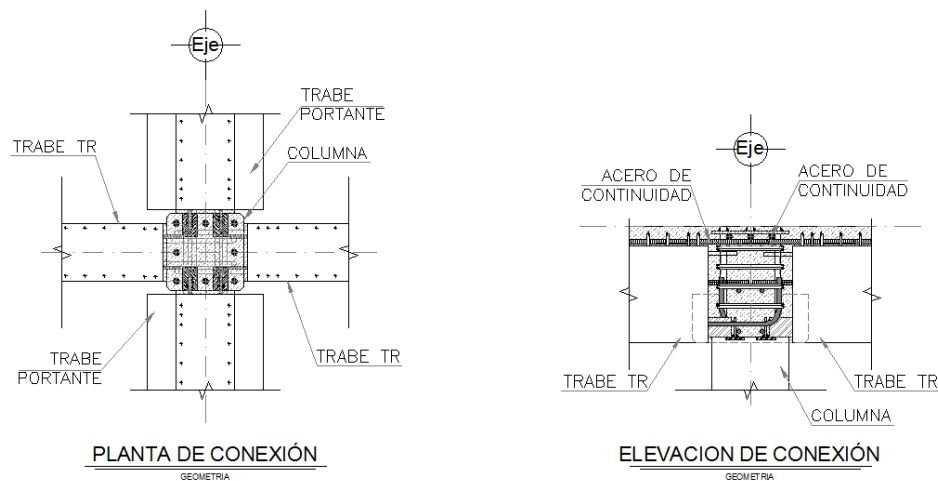


Figura 1.18 Conexión donde sobresale el refuerzo del elemento prefabricado.

- Se colocan elementos de acero, (ángulos, placas etc.) en las piezas prefabricadas, estos elementos son unidos entre sí con soldadura y posteriormente se hace un colado total del nudo.

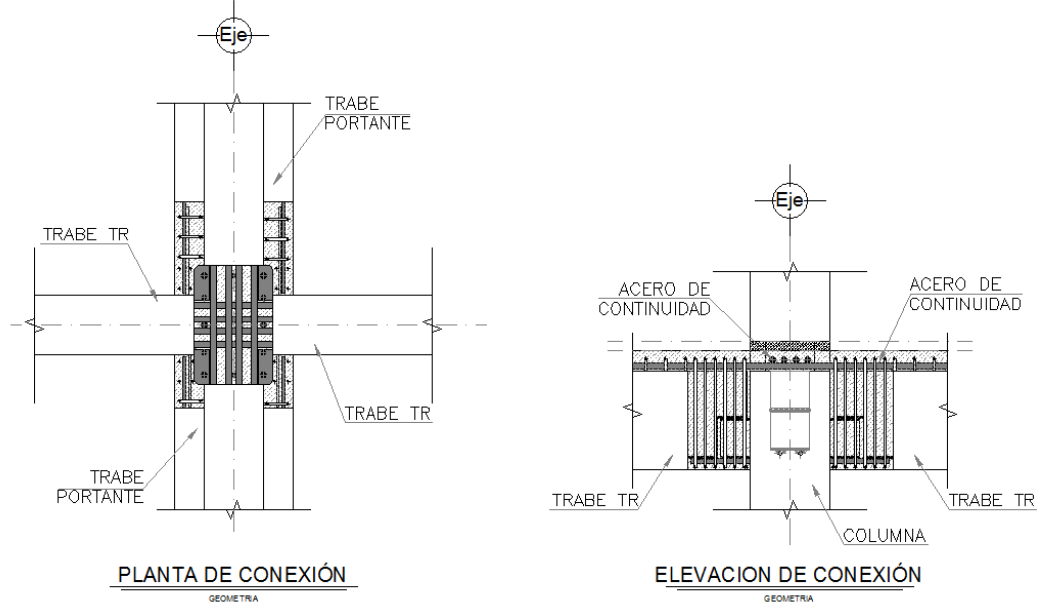


Figura 1.19 Conexión con elementos de acero (ángulos o placas).

- Las columnas tienen huecos en la zona de los nudos, para por estos huecos pasar el acero y conectar directamente con las traves.

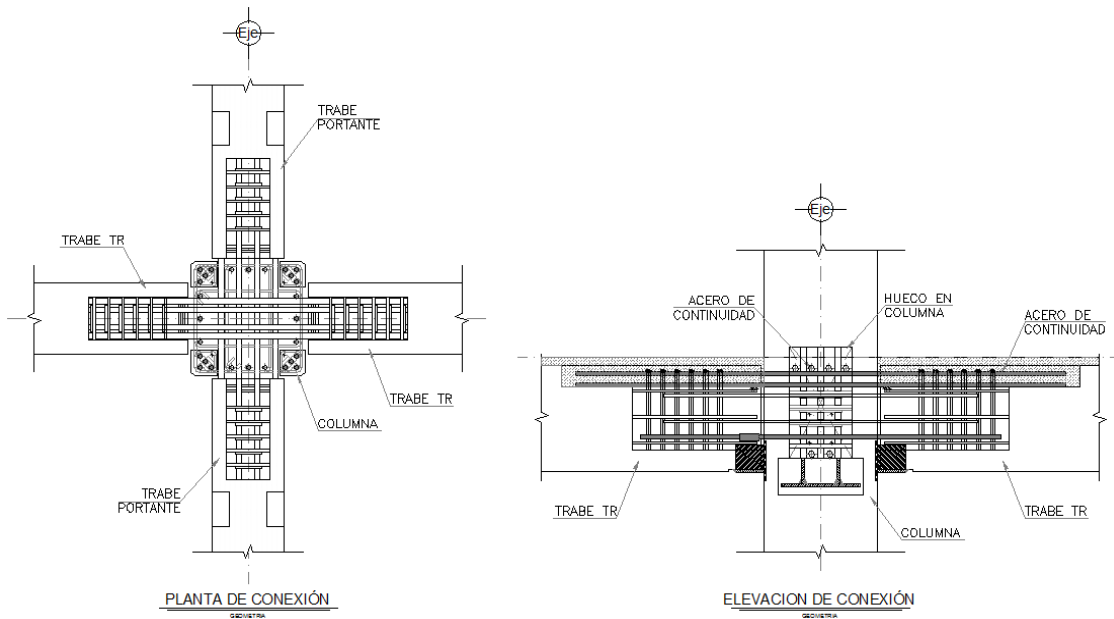


Figura 1.20 Conexión con hueco en la zona del nudo.

- Se usa acero de presfuerzo postensado para unir las traveses con las columnas.

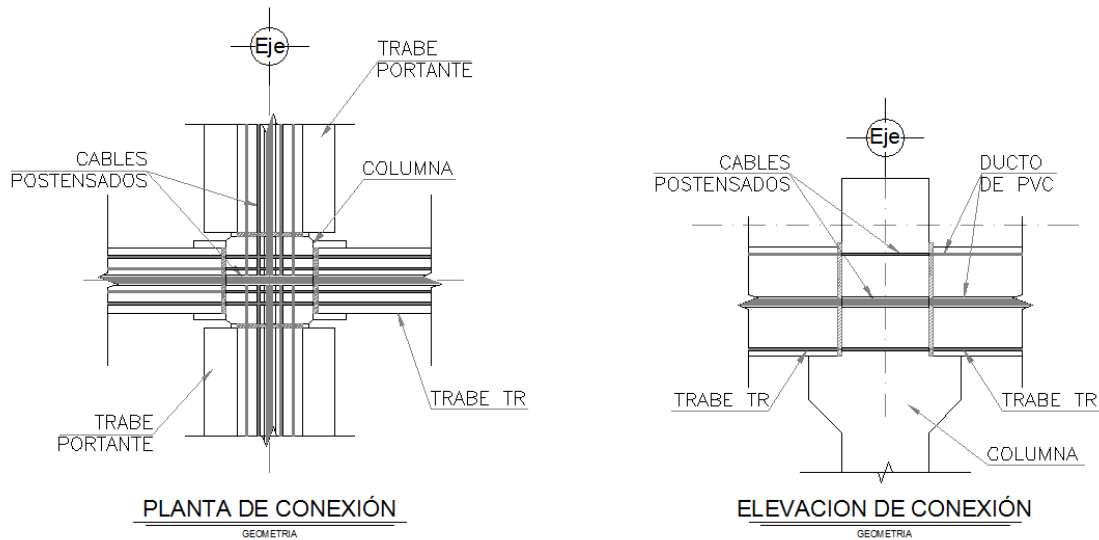


Figura 1.21 Conexión con cables postensados.

La filosofía de diseño de conexiones para estructuras prefabricadas de concreto se basa, en tratar de lograr que las conexiones tengan un comportamiento semejante al del concreto monolítico o colado en sitio. Con este criterio, se especifica que la selección de las zonas diseñadas para tener comportamiento inelástico durante un evento sísmico, deben cumplir con el concepto columna fuerte - viga débil.

Otra manera de diferenciar a las conexiones en estructuras prefabricadas es por el tipo de solución que se utiliza al momento de diseñarlas, bajo este criterio tenemos:

- Las conexiones húmedas que son aquellas que emplean cualquiera de los métodos de conexión del acero de refuerzo especificados por el ACI 318 (traslapes o conectores mecánicos). En estas conexiones se emplea concreto colado en obra o mortero para llenar los vacíos entre aceros de refuerzo existentes en las conexiones.



Figura 1.22 Ejemplo de conexión húmeda.

- También existen las llamadas conexiones “secas”, que son aquellas que no cumplen con los requisitos de las conexiones “húmedas” y, por lo general, la continuidad del acero de refuerzo se logra por medio de soldadura.



Figura 1.23 Ejemplo de conexión seca.

- Por último están las conexiones híbridas o postensadas, que son aquellas en donde las traveses se conectan a la columna por medio de cables postensados que van dentro de tubos de PVC por el centro de las traveses, y cruzan las columnas. Antes de tensar los cables se coloca grout con alguna fibra, entre la separación de las traveses y la columna.



Figura 1.24 Ejemplo de conexión híbrida.

En lo que se refiere al diseño de las conexiones, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, nos dice que estas se deberán diseñar para ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presenten en el nudo, además si la conexión forma parte del sistema estructural de soporte ante acciones laterales, deberá resistir no menos de 1.3 veces el valor de diseño de las fuerzas y momentos internos que transmita.

1.5 Elementos complementarios.

Además de los elementos principales de concreto prefabricado mencionados anteriormente, también existen elementos que complementan a estos, dentro de este grupo podemos mencionar los siguientes:

- Desplante de columnas, es decir, algún elemento que permita la unión entre la cimentación y la estructura prefabricada, el más común es el candelero o dado de concreto, que es un elemento de concreto prefabricado en forma de dado con un espacio interior donde se introduce la columna prefabricada, para posteriormente colocar un mortero expansivo entre la columna y el candelero, esto se ejemplifica en la siguiente figura.

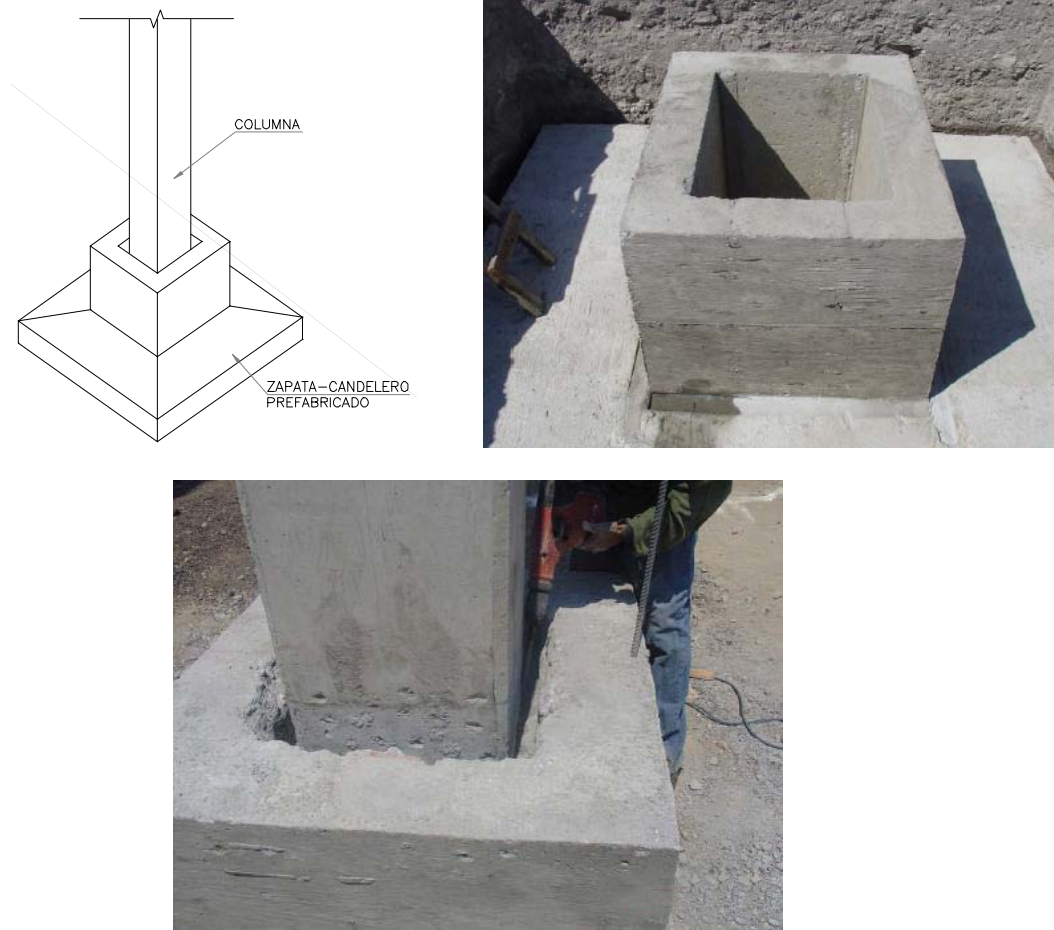


Figura 1.25 Cimentación tipo zapata-candelero.

- Apoyos, los cuales pueden ser ménsulas provisionales para montaje de la estructura, o algún tipo de apuntalamiento provisional requerido, ya sea en el sistema de piso o en las trabes.
- Colados en sitio, como pueden ser los firmes de compresión, colados de nudos, colado de algún tablero que por su irregularidad no se pudo resolver con elementos prefabricados.
- Elementos arquitectónicos de fachada.

1.6 Factores más importantes que intervienen en el proceso de análisis y diseño de una estructura prefabricada.

En esta sección se presentan los factores más importantes que interviene al momento de diseñar estructuras de concreto prefabricado, comenzaremos por clasificar las construcciones según la importancia de las mismas, para esto el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal las clasifica de la siguiente manera:

- **Grupo A:** edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.
- **Grupo B:** edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:
 - a) Subgrupo B1: edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;
 - b) Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, y
 - c) Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

Una vez clasificada la estructura nos daremos a la tarea de conocer las acciones que obran sobre ella, así como sus posibles efectos sobre la misma y la forma de tomar en cuenta dichos efectos para fines del diseño estructural.

Sobre una estructura se consideraran tres categorías de acciones, de acuerdo al tiempo que actúan sobre la misma, estas son las siguientes:

- **Acciones permanentes:** son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones pertenecientes a esta categoría son: la carga muerta que incluye el peso propio de la estructura, los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados, el empuje estático de suelos y líquidos y las posibles deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como el presfuerzo o movimientos diferenciales permanentes en los apoyos.
- **Acciones variables:** al contrario de las acciones permanentes, la intensidad de las acciones variables sobre una estructura, sí varía significativamente con el tiempo. Las más importantes acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, que se definirá de acuerdo a la ocupación

de la estructura, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo especial. A continuación se presenta la tabla 1.2 en la cual se especifican las cargas vivas a considerarse en función de la ocupación a la que este destinada la estructura.

Tabla 1.2 Tabla de cargas Vivas.

Destino de piso o cubierta	W	Wa	Wm	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 Y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 Y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4,7,8 Y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Observaciones:

1) Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², Wm podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.0 + \frac{4.2}{\sqrt{A}}$$

$$\left(100 + \frac{420}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

Donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de Wm, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica. Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de Wm, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de

soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2) Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$
$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3) En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 1.2.

4) Para el diseño de los pretilas y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

5) En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

6) Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios que fija la sección 2.2 de las Normas técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones la carga unitaria, W_m, que no será inferior a 3.5 kN/m² (350 kg /m²) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

7) Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

8) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes.

9) Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m² (100 kg/m²) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso (i) de la tabla 2 y en la nota 8.

10) Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

De la tabla 1.2 W es la carga viva media que deberá emplearse en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas, W_a es la carga viva instantánea la cual se deberá usar para diseño sísmico y por viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida en toda el área, y W_m es la carga viva máxima la cual se usara para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de la cimentación ante cargas gravitacionales.

- **Acciones accidentales:** estas acciones son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos no muy grandes. Se encuentran en esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, las cargas de granizo, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que puedan presentarse en casos extraordinarios.

Una vez conocidas las acciones permanentes, las acciones variables y las acciones accidentales, se deberán realizar combinaciones de las mismas que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, por tal motivo se consideraran dos categorías de combinaciones principales, las cuales son:

- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se consideraran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área.
- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideraran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados los cuales se mencionan a continuación.

Para conocer el valor del factor de carga FC, se aplicarán las reglas siguientes:

- Para combinaciones de acciones que incluyan únicamente acciones permanentes y acciones variables, se usará un factor de carga de 1.4. Si se trata de edificaciones del grupo A, el factor de carga será igual a 1.5.
- Para combinaciones de acciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.
- Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable.
- Para la revisión de estados límite de servicio, se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

A continuación se mencionan los criterios de diseño, los cuales se refieren a los estados límite de falla y estados límite de servicio.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a las que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo a los criterios prescritos en la sección 1.4 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que se refiere al análisis de estructuras de concreto, los cuales veremos más adelante.

Estado límite de falla.

Las estructuras en general deben diseñarse de manera tal que la resistencia de diseño de los elementos que las conforman, con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ellos, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia FR, que según las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones es el siguiente:

- a) $FR=0.9$ para flexión.
- b) $FR=0.8$ para cortante y torsión.
- c) $FR=0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:
 - $FR=0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular, o con estribos;
 - $FR=0.8$ cuando el elemento falle en tensión;
 - $FR=0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y
- e) $FR=0.7$ para aplastamiento.

Por otro lado, las fuerzas y momentos internos de diseño, se obtienen al multiplicar las fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones que obran sobre la estructura, por su respectivo factor de carga.

Estado límite de servicio.

Además de revisar el estado límite de falla o algún otro tipo de criterio de estado límite, se deberá revisar el estado límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura ante las sollicitaciones a las que esté sometida, sea satisfactoria, en otras palabras deberá revisarse que las posibles

deformaciones y agrietamientos queden limitadas a valores tales, que el funcionamiento de la estructura en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Por otro lado, las estructuras deberán diseñarse para un periodo de vida útil de al menos 50 años.

Diseño por sismo.

Como se mencionó anteriormente además de las acciones permanentes y variables que pueden actuar en una estructura, existen también las acciones accidentales, dentro de esta categoría se encuentra el sismo, a continuación se expondrán los principales factores a considerar para un buen diseño por sismo.

No olvidemos que el objetivo del diseño por sismo es obtener una seguridad adecuada tal que, bajo la acción de un sismo, la estructura no presentará fallas estructurales significativas ni pérdidas humanas, aunque pueden haber daños que afecten el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

Toda estructura se analizará bajo la acción de dos componentes ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno.

Según las características de la estructura, esta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o un método dinámico, en el análisis se tendrá en cuenta la contribución de la rigidez de todo elemento estructural o no, que sea significativa. También se revisará que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o servicio.

Zonificación sísmica

Dependiendo de la ubicación de la estructura en estudio, se determinará la zona sísmica en la que se encuentre, para el Distrito Federal existen tres zonas principales.

- **Zona I:** zona de lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena.
- **Zona II:** zona de transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre.
- **Zona III:** zona lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Esta zona en específico se subdivide en cuatro subzonas la Zona IIIa, IIIb, IIIc, y IIId. Según se muestra en la siguiente figura.

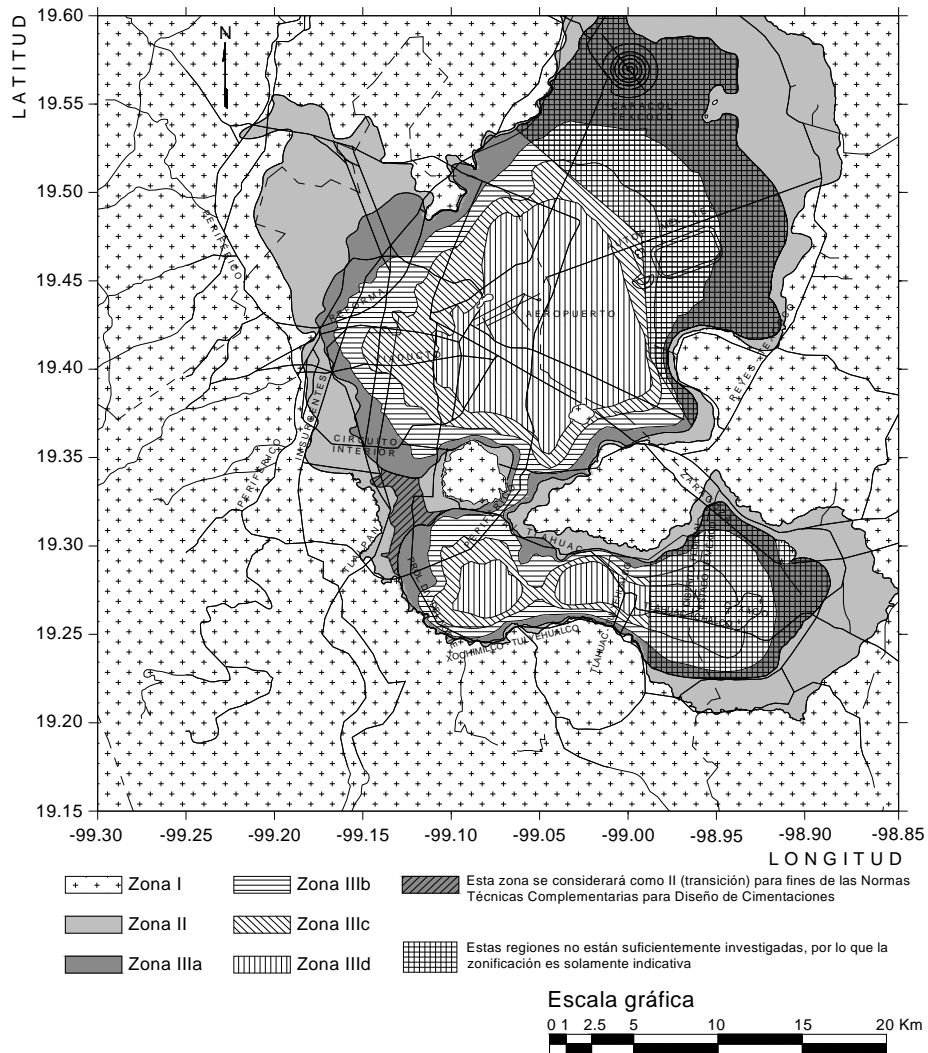


Figura 1.26 Zonificación del D.F. para fines de diseño por sismo.

Coefficiente sísmico

El coeficiente sísmico dependerá de la ubicación de la estructura, así como del tipo de estructura que se trate. Se define el coeficiente sísmico como el cociente de la fuerza cortante horizontal que se considera actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 .

Se tomará como base de la estructura, el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno comienzan a ser significativos. Para el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas según sea el caso, especificadas con anterioridad.

En la siguiente tabla se especifican los coeficientes sísmicos para estructuras del grupo B, en las diferentes zonas descritas, para estructuras del grupo A el valor del coeficiente sísmico se incrementará en un 50 por ciento.

Tabla 1.3 Valores para calcular el espectro de aceleraciones.

Zona	c	a ₀	T _a (Seg)	T _b (Seg)	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.4	0.1	0.53	1.8	2
IIIb	0.45	0.11	0.85	3	2
IIIc	0.4	0.1	1.25	4.2	2
IIId	0.3	0.1	0.85	4.2	2

Cuando se aplique un método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas podrán reducirse con fines de diseño, en función de las características estructurales y del terreno.

Espectro de diseño sísmico

Cuando se aplique un análisis dinámico, se tomará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

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

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

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

donde

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

Los parámetros que interviene en estas expresiones se obtienen de la tabla 1.3.

Como se mencionó anteriormente las fuerzas sísmicas de diseño podrán reducirse por medio del factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

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

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

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en la tabla 1.3. Q es el factor de comportamiento sísmico que según las normas técnicas complementarias para diseño por sismo puede tener los siguientes valores.

Requisitos para $Q=4$

Se usará $Q=4$, cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura que, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que estén ligados a la estructura. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

Requisitos para $Q=3$

Se usará $Q=3$, cuando se satisfacen las condiciones b y d ó e para $Q=4$, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a ó c para $Q=4$, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=2$

Se usará $Q=2$, cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para $Q=4$ y $Q=3$, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q=2$, cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=1.5$

Se usará $Q=1.5$, cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos donde $Q=3$ y $Q=2$, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=1$

Se usará $Q=1$, en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes. En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

Condiciones de regularidad

Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer todos los siguientes requisitos:

- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.
- Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_t , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de una estructura regular será considerada irregular.

Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_t , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, el valor de Q' se corregirá de la siguiente manera: el factor de reducción Q' se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de regularidad, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. En ningún caso Q' se tomará menor que uno.

1.7 Proceso de análisis y diseño de una estructura prefabricada.

Para analizar una estructura, es necesario idealizarla; una idealización muy utilizada en la actualidad es la de considerar estructuras formadas por barras que cumplen las funciones de columnas o traveses en un espacio tridimensional, también se considera que las propiedades mecánicas de cada elemento están concentradas a lo largo de sus ejes.

Las posibles acciones exteriores en la estructura (cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales), se aplican sobre esta estructura idealizada. Estas acciones generan acciones interiores (momentos, fuerzas) de intensidad variable. El propósito fundamental del análisis estructural es valorar las acciones interiores en los diferentes elementos de la estructura para posteriormente realizar el diseño de dichos elementos.

Estructuración con Elementos Prefabricados

Con mucha frecuencia, la mayor parte del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio, se invierte en el análisis y dimensionamiento de la estructura, y poco de este tiempo se invierte en el diseño conceptual y la estructuración; esto desde el punto de vista del análisis y diseño estructural se considera erróneo ya que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente, ante las solicitaciones que estará expuesto. La experiencia muestra que los edificios bien estructurados tienen un comportamiento adecuado y satisfactorio, aunque en ocasiones esto lleve a cálculos más elaborados.

La configuración estructural, generalmente queda definida por el proyecto arquitectónico, es por esto importante que la interacción entre los responsables del proyecto arquitectónico y del proyecto estructural sea total, el estructurista debe hacer entender al arquitecto de las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura para garantizar un buen desempeño de la estructura.

Algunos criterios que se deben seguir al momento de estructurar un edificio son:

- Debe poseer una configuración de elementos estructurales que le proporcione resistencia y rigidez ante las solicitaciones que esté sometida.
- La configuración estructural debe permitir que las fuerzas sísmicas, desde el punto en que se generan hasta el terreno, tengan un flujo continuo, regular y eficiente.
- Hay que evitar la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para lograr esto conviene que la estructura sea lo más posible: sencilla, regular, simétrica y continua.
- Los sistemas estructurales deben disponer de capacidad de deformación que les permita disipar energía generada por sismos, sin la presencia de fallas locales y globales.

Ahora mencionaremos los sistemas estructurales básicos que se tienen para proporcionar resistencia a cargas laterales en los edificios.

- **El marco tridimensional;** formado por columnas y traveses en dos direcciones, conectadas entre sí para permitir la transmisión de momentos flexionantes y proporcionar rigidez lateral a la estructura.

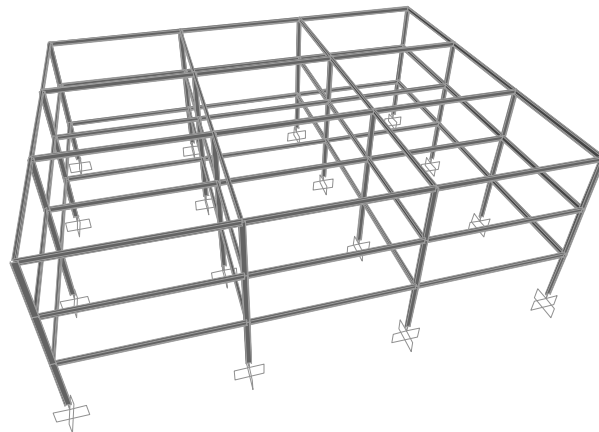


Figura 1.27 Marco tridimensional.

- **El marco rigidizado;** de igual forma está formado por columnas y traveses en dos direcciones, pero este sistema está rigidizado por medio de diagonales de contraviento, con núcleos rígidos o con muros de relleno. Este tipo de estructuración da lugar a incrementos sustanciales en la rigidez y resistencia con respecto al anterior.

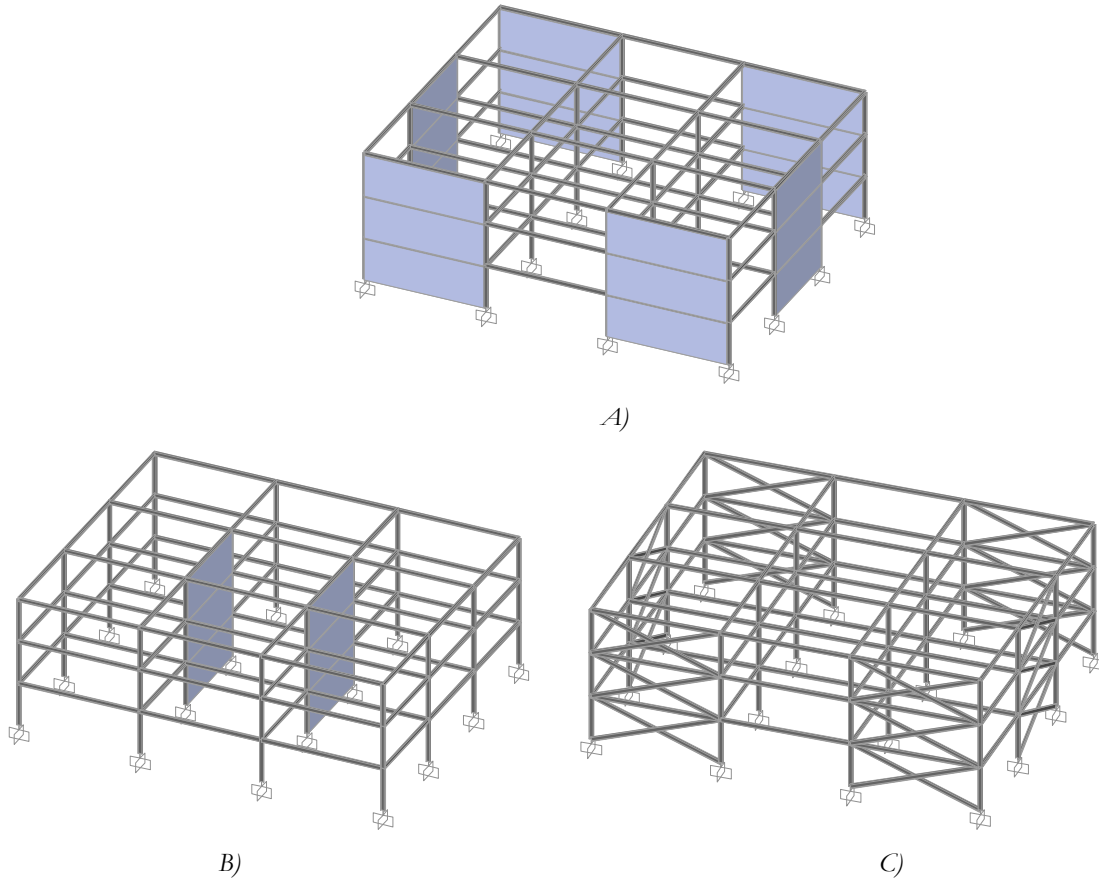


Figura 1.28 Marcos rigidizados; A) con muros de rigidez, B) con núcleos, C) con contravientos.

- **La estructura tipo cajón;** formada por paneles verticales y horizontales conectados para proporcionar continuidad.

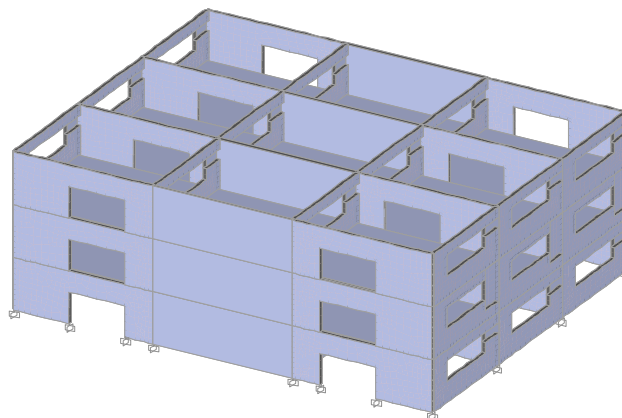


Figura 1.29 Estructura tipo cajón.

Pueden existir variantes y combinaciones de estos sistemas, sin embargo los anteriores son los sistemas básicos que se emplean con regularidad.

Al estructurar con elementos prefabricados, es común utilizar el sistema de marcos rígidos por la gran libertad que permite en el uso del espacio libre e interno en el edificio, y por la poca obstrucción de las secciones transversales relativamente pequeñas de las columnas.

Debido a que el comportamiento ante cargas laterales de un marco está regido por las deformaciones de flexión en sus traveses y columnas, este sistema presenta una baja resistencia y rigidez ante cargas laterales relativamente bajas, a menos que las secciones transversales de los elementos sean muy robustas.

Los edificios a base de marcos son en general considerablemente flexibles, sin embargo, esta flexibilidad da lugar a periodos fundamentales largos, a su vez esto es favorable cuando el espectro de diseño tiene ordenadas que se reducen fuertemente para periodos largos, como el que es típico en edificios desplantados en terreno firme. Pero por otro lado, llega a ser desfavorable cuando hay que diseñar para espectros cuyas ordenadas crecen para periodos largos, como en la zona de terreno blando de la ciudad de México.

Como consecuencia, para estructuras cuyo periodo sea muy largo y estén desplantadas en terreno blando, es recomendable estructurar con marcos rigidizados con el objetivo de garantizar un adecuado comportamiento de la estructura.

En resumen podemos decir que las estructuras prefabricadas, se estructuran principalmente por medio de marcos de concreto en dos direcciones, estos marcos estarán formados por traveses portantes de diferentes secciones dependiendo del sistema de piso que se emplee, traveses de rigidez generalmente rectangulares aunque en ocasiones se emplean secciones "T"; y columnas cuadradas, rectangulares o circulares dependiendo de las exigencias del proyecto arquitectónico. Como sistema de piso se emplearán de igual manera dependiendo de la concepción arquitectónica, sistema de vigueta y bovedillas, losas alveolares, losas T, losas TT, este sistema de piso será ligado entre si y entre las traveses con un firme de concreto.

En la siguiente figura se observa la estructuración típica de un edificio prefabricado.



Figura 1.30 Estructuración típica de un edificio prefabricado.

Modelado de Estructuras Prefabricadas

Se entiende por modelado de una estructura al proceso mediante el cual se realiza una idealización matemática de la misma, con el objetivo de representar la respuesta real de la estructura a construir ante las solicitaciones a las que esté expuesta durante su vida útil.

Algunos de los aspectos que se debe decidir al momento de modelar son los siguientes:

- ***Geometría de la estructura.***

En esta etapa se define la forma que tomara el modelo de la estructura, es decir, se definirá la posición de los elementos que conformarán el modelo (elementos barra o elementos planos), ya sea un modelo plano o tridimensional, se definirá su ubicación y orientación en el conjunto, también se definirán los ejes locales y globales de los elementos que conforman el sistema.

Será necesario definir las condiciones de apoyo de la estructura, apoyos empotrados, deslizantes, libres etc., o bien resortes.

Se tendrán que verificar las dimensiones globales del sistema y las unidades a emplearse.

- ***Propiedades de los materiales.***

Posteriormente habrá que definir los tipos de materiales a emplearse en la modelación, especificar sus propiedades físicas como son: peso volumétrico, módulo de elasticidad, en el caso en que se utilice concreto se definirá la resistencia del mismo f_c , y para el acero de refuerzo el esfuerzo de fluencia f_y . En general deberán especificarse todas las propiedades físicas a utilizar en el modelo a realizar.

- ***Definición de secciones preliminares de los elementos.***

Ahora toca el turno a definir las secciones transversales de los diferentes elementos a utilizar, columnas, trabes portantes, trabes de rigidez, y del sistema de piso para considerar su peso en el modelo. A estas secciones se les deberá asociar el material correspondiente ya sea concreto o acero.

- ***Análisis sísmico.***

Si la estructura se encuentra dentro de una zona de alta sismicidad, se deberá realizar el análisis sísmico correspondiente, para ello se deberá optar por realizar un análisis de tipo estático o dinámico, la elección del tipo de análisis dependerá en gran parte del tamaño y forma de la estructura a analizar y del grado de refinamiento que se quiera dar al análisis.

- ***Tipo, ubicación y magnitud de las cargas.***

Una vez definida la geometría y los materiales a emplearse en el modelo, se procederá a definir los tipos de carga a los que estará expuesta la estructura, así como su ubicación y magnitud.

Los tipos de cargas que en general se deberán definir son los siguientes:

- Peso propio de la estructura PP.
- Peso del sistema de piso. PSP.
- Peso del firme de compresión PF.
- Peso de la sobre carga muerta SCM.

- Peso de la carga viva máxima CVMAX.
- Peso de la carga viva Instantánea CVINST.
- Sismo en dirección x SX
- Sismo en dirección y SY.

Ya definidas las cargas, se aplicarán a los elementos de la manera en que estas estén actuando en la estructura, ya sea directamente en los miembros de manera uniforme, trapecial, lineal, triangular etc., en los nudos, por medio de fuerzas o momentos, o en tableros de manera uniforme.

- ***Conexiones entre elementos.***

Según el método que se emplee para el análisis de la estructura, se deberá definir el efecto de zona rígida en las uniones traveses-columna, así como garantizar las uniones de los elementos.

En general, lo anteriormente expuesto es lo que debe considerarse al momento de modelar una estructura prefabricada. El orden puede variar dependiendo del programa que se emplee y de la habilidad del ingeniero estructurista.

Etapas del Análisis

Al momento de diseñar una estructura prefabricada, debemos tener en cuenta las siguientes etapas de análisis a las que estará sujeta la estructura y sus elementos.

- Fabricación del elemento.

La fabricación de los elementos prefabricados se lleva a cabo generalmente en plantas fijas de prefabricación, sin embargo, si se trata de obras ubicadas lejos de dicha planta, se implementan plantas lo más cerca posible de la obra. En esta etapa habrá que tomar en cuenta el comportamiento de los elementos al momento de la extracción del molde, al momento de la estiba y almacenaje. Y considerar estas etapas al momento de diseñar dichos elementos.



Figura 1.31 Diferentes maneras de izar los elementos prefabricados.



Figura 1.32 Diferentes maneras de almacenar los elementos prefabricados.

- Transporte.

Como se mencionó anteriormente habrá que evaluarse que tan retirada queda la estructura de la planta fija de prefabricados, esta evaluación nos dará respuesta a si los elementos se fabrican en la planta fija o en una planta móvil. Si se requiere el transporte de los elementos, al momento del mismo se deberá poner atención en las condiciones de apoyo e izaje del elemento y consultar con el diseñador la manera adecuada de manipular el elemento de tal forma que no sufran posibles daños durante su recorrido a la obra.



Figura 1.33 Diferentes maneras de transportar los elementos prefabricados.

- Montaje.

Otra etapa importante a considerar durante el análisis de una estructura prefabricada es la etapa del montaje, para esta etapa se deberá considerar el peso propio del elemento a montar, el peso del firme de concreto sobre el mismo, así como la manera en que se sujetará el elemento para izarlo y las condiciones de apoyo en las que se encuentre.



Figura 1.34 Montaje de elementos prefabricados.

- Funcionamiento. (servicio)

Ya una vez montada la estructura y habiéndose colado las conexiones y el firme de concreto los elementos estarán en su etapa de servicio, para esta etapa se deberán considerar al momento de su análisis y diseño de los elementos, el peso propio, el peso del firme de concreto, la sobre carga muerta, la carga viva, y las cargas accidentales.

Etapas de Cargas

Ahora toca el tema a las etapas de carga que existen al momento de analizar y diseñar una estructura prefabricada. Estas etapas de carga dependerán en gran parte de la secuencia constructiva de la estructura, y afectaran de manera distinta a cada elemento que compone la edificación (columnas, trabes, sistema de piso). La forma general en que se construye una estructura prefabricada es la siguiente:

- Construcción del candelero, donde se desplantará la columna.
- Montaje de columnas.
- Montaje de trabes portantes y trabes de rigidez.
- Montaje del sistema de piso.
- Colado de nudos, colocación de acero de continuidad y colado de firme de concreto y sección compuesta de las trabes.

Tomando en cuenta lo anterior pasamos a definir las etapas de carga a las que estarán sometidos los diferentes elementos que conforman la estructura. En general se consideran 2 etapas de carga y se definen como sigue:

- Primera etapa.

En esta etapa los elementos están sujetos a su peso propio y al peso del firme de concreto, y generalmente los elementos tienen una sección simple que se complementará con los colados in situ correspondientes, su condición de apoyo es en la mayoría de los casos un apoyo simple.

- Segunda etapa.

Las cargas que se consideran en esta etapa son además del peso propio y del peso del firme de concreto, la carga muerta adicional que puede ser: peso del acabado de piso, peso del plafón, peso de instalaciones, peso de muros divisorios, y una sobre carga muerta según el RCDF, también se considera en esta etapa la

carga viva gravitacional que depende del uso al que este destinada la estructura. En esta etapa el elemento puede estar en condición de apoyo empotrado como es el caso de las traveses ya que para esta etapa ya se debieron colar los nudos de la estructura, o simplemente apoyado como el caso de los sistemas de piso.

Como primer paso analizaremos las etapas de carga del sistema de piso. Para el sistema de piso como primera etapa tenemos su peso propio y el peso del firme de concreto sobre el mismo, su condición de apoyo es simplemente apoyado. La sección a considerar es la sección simple del elemento.

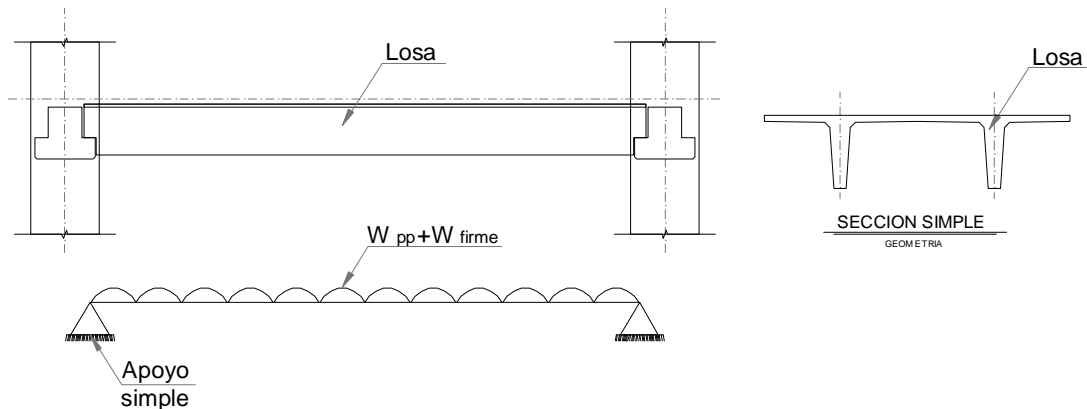


Figura 1.35 Cargas de primera etapa en sistemas de piso.

Para la segunda etapa, el sistema de piso soportará además de su peso propio y el peso del firme, la sobre carga muerta (muros, pisos, plafones, instalaciones etc.) y la carga viva máxima. Su condición de apoyo es apoyo simple y la sección se considera compuesta, es decir, la sección del elemento prefabricado más la sección del firme de concreto.

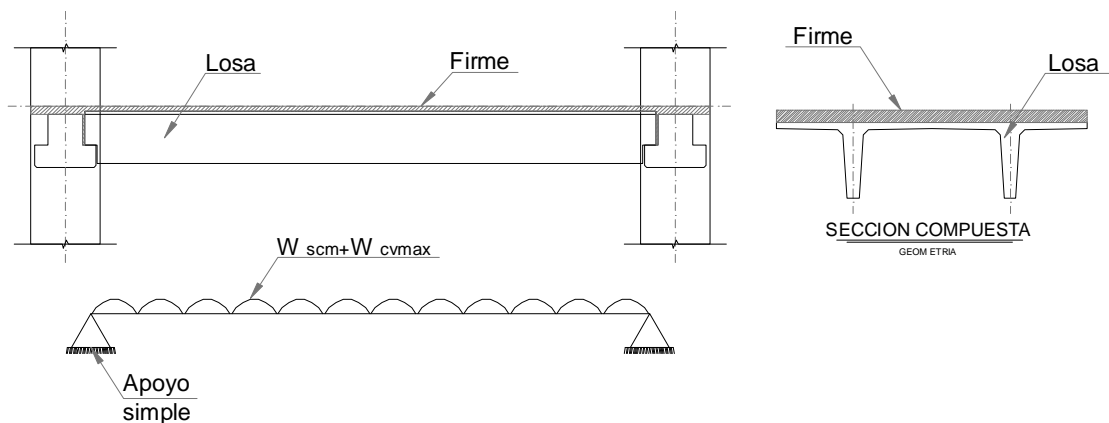


Figura 1.36 Cargas de segunda etapa en sistemas de piso.

Como segundo paso, se determinarán las etapas de carga en las traveses portantes que son los elementos en los que el sistema de piso se apoyará. Como primera etapa las traveses portantes soportan su peso propio, el peso del sistema de piso, el peso del firme sobre la trabe y el peso del firme sobre el sistema de piso. Su condición de apoyo es apoyo simple. La sección a considerar, es la sección simple del elemento.

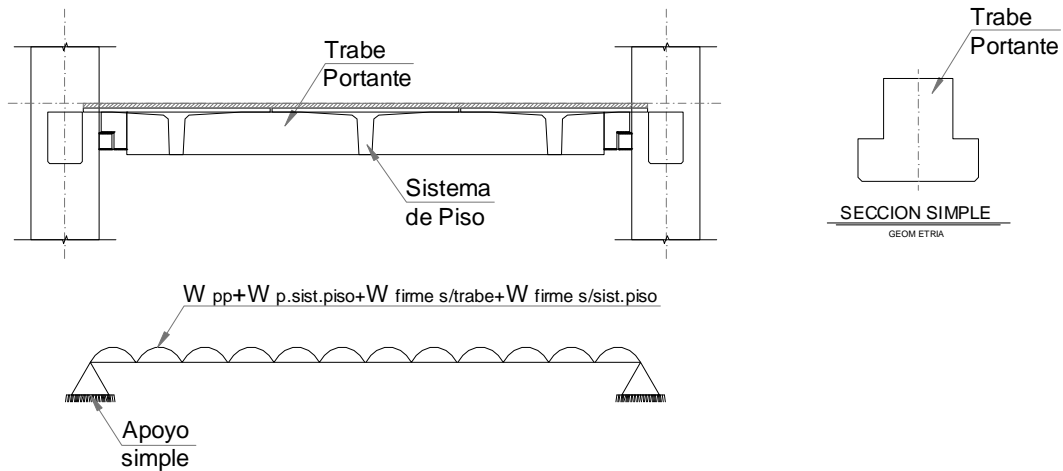


Figura 1.37 Cargas de primera etapa en traveses portantes.

Para la segunda etapa las traveses portantes estarán sujetas además de las cargas de primera etapa, a la sobre carga muerta (muros, pisos, plafones, instalaciones etc.) y la carga viva máxima. Su condición de apoyo será apoyo empotrado. La sección a considerar es la sección compuesta del elemento, es decir la sección del elemento prefabricado más la sección del firme.

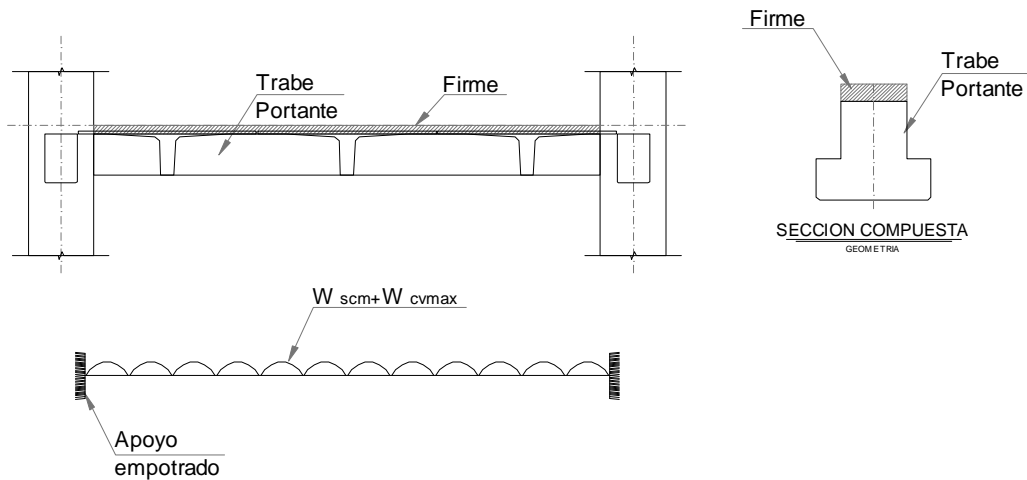


Figura 1.38 Cargas de segunda etapa en traveses portantes.

Combinaciones de Carga

Al momento de realizar el modelo matemático de una estructura, debemos definir las combinaciones de carga que contendrán las diferentes acciones que tengan probabilidad de ocurrir simultáneamente. En el tema 1.6 se mencionaron las diferentes categorías de combinaciones de carga que especifica el RCDF, así como los factores de carga correspondientes que deberán emplearse. Siguiendo esas especificaciones, y considerando una estructura del grupo B, definimos las siguientes combinaciones de carga:

DI1:	1.4ETA1	+ 1.4ETA2	+ 1.4CVmax		
DI2:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI3:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI4:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI5:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI6:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI7:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1
DI8:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI9:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1

En donde:

ETA1: Cargas en primera etapa.

- Peso propio del elemento (sección compuesta).
- Peso del sistema de piso.
- Peso del firme sobre sistema de piso.

ETA2: Cargas en segunda etapa.

- Carga muerta adicional (acabados, instalaciones, muros etc.)

CVmax: Carga viva máxima.

CVinst: Carga viva instantánea.

Ahora bien para el cálculo del acero de continuidad o acero negativo, las combinaciones de carga serán las siguientes:

DI1:	+ 1.4ETA2	+ 1.4CVmax		
DI2:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI3:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI4:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI5:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI6:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI7:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1
DI8:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI9:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1

En donde:

ETA1: Cargas en primera etapa.

- Peso propio del elemento (sección compuesta).
- Peso del sistema de piso.
- Peso del firme sobre sistema de piso.

ETA2: Cargas en segunda etapa.

- b) Carga muerta adicional (acabados, instalaciones, muros etc.)

CVmax: Carga viva máxima.

CVinst: Carga viva Instantánea.

1.8 Consideraciones según el Reglamento de Construcciones del D.F.

Como requisitos generales según el RCDF, las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en sitio, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta la terminación de la estructura y su estado de servicio, así como las condiciones de restricción que den las conexiones, incluyendo la liga con la cimentación.

En la estructuración de edificios se deberá proporcionar marcos o muros con resistencia a cargas laterales en dos ejes ortogonales de la estructura.

En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en el lugar se aplicarán los requisitos de la siguiente sección.

Según la sección 10.2 *Estructuras prefabricadas* del RCDF, las estructuras prefabricadas se diseñarán por sismo con un factor Q igual a 2; se podrá usar un factor Q igual a 3, cuando la estructura prefabricada emule a una colada en sitio y la conexión de los elementos se lleve a cabo en una sección donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor que el 60 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica por sismo, del elemento de que se trate. Además, la estructura debe cumplir con los requisitos para Q igual a 3 que se especifican en la sección 1.6 de este capítulo y con las consideraciones necesarias para marcos dúctiles. Cuando el signo de los momentos flexionantes se invierte a causa del sismo, se diseñarán las conexiones viga–columna, considerándolas alejadas del paño de la columna.

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura, y deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen. Cuando una conexión forme parte del sistema estructural de soporte ante acciones laterales, deberá resistir no menos que 1.3 veces el valor de diseño de las fuerzas y momentos internos que transmita. En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella. La conexión viga–columna entre elementos prefabricados puede efectuarse dentro del nudo o en las zonas adyacentes o alejadas del mismo. Cuando se aplique $Q = 3$, no deberán hacerse dentro del nudo. Las conexiones deberán cumplir los requisitos siguientes:

- a) En conexiones que formen parte del sistema estructural de soporte ante cargas laterales, la resistencia, f'_c , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que conectan.
- b) El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá tener un esfuerzo especificado de fluencia no mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).
- c) En las conexiones se deberá colocar refuerzo transversal con el diámetro y la separación indicados en estas Normas para estructuras coladas en el lugar de manera que se asegure la resistencia y el confinamiento requeridos en la conexión, de acuerdo con el valor de Q usado al diseñar.

- d) Si la conexión se realiza dentro del nudo, la resistencia a flexión de la columna deberá ser al menos igual a la resistencia a flexión de la viga que conecta. Se deberá asegurar el confinamiento del nudo. Se deberá asegurar que la articulación plástica se presente en la viga.
- e) Cuando se utilicen colados en sitio para garantizar la continuidad de una conexión, donde quiera que ésta se encuentre, deberán realizarse por la parte superior de ella obligando al uso de cimbras en caras laterales (costados) e inferiores (fondo) de la conexión.
- f) Al detallar las conexiones deben especificarse las holguras para la manufactura y el montaje. Los efectos acumulados de dichas holguras deberán considerarse en el diseño de las conexiones. Cuando se diseñe la conexión para trabajar monolíticamente, las holguras deberán rellenarse con mortero con estabilizador de volumen de manera que se garantice la transmisión de los esfuerzos de compresión y cortante.
- g) Cada ducto que atraviesa un nudo deberá tener un diámetro de por lo menos el doble del diámetro de la barra que contiene y se rellenará con lechada a presión de modo que asegure la adherencia de las barras.
- h) Todas las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de una conexión deberán tener un acabado rugoso, de 5 mm de amplitud aproximadamente; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

En lo que respecta a los sistemas de piso prefabricados se deberá garantizar la acción de diafragma rígido horizontal y la transmisión de las fuerzas horizontales a los elementos verticales. El firme estructural puede estar reforzado con malla o barras de acero colocadas al menos en la dirección perpendicular al eje de las piezas prefabricadas, el espesor del firme no será menor de 6 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más; en ningún caso el espesor del firme será menor de 3 cm. Cuando no pueda garantizarse mediante un firme la acción conjunta de los elementos prefabricados, se deben proveer conectores mecánicos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes, según se requiera para transmitir las fuerzas cortantes en el plano, la tensión por cambio de temperatura y los efectos por contracción.

Trabes de sección compuesta

Conceptos generales

Una trabe de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero. Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables. Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento, a falta del mismo, sobre las deflexiones y el agrietamiento.

Efectos de la fuerza cortante horizontal

- a) El esfuerzo cortante horizontal, V_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la trabe compuesta puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_h = \frac{V_u}{F_R b \cdot d}$$

Dónde:

Vu fuerza cortante de diseño;
bv ancho del área de contacto; y
d peralte efectivo de la sección compuesta.

b) Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

c) Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los esfuerzos resistentes siguientes:

1) En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 0.3 MPa (3 kg/cm²). Se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más;

2) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso d y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 0.6 MPa (6 kg/cm²); y

3) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso 6.1.5.2.d y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 2.5 MPa (25 kg/cm²).

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 2.5 MPa (25 kg/cm²), el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de la sección 2.5.10.

d) Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en los incisos 2 y 3, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $0.3/f_y$ veces el área de contacto (f_y en MPa, o $3/f_y$, con f_y en kg/cm²). Su separación no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 600 mm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar al menos 80 por ciento del esfuerzo de fluencia.

Efectos de la fuerza cortante vertical

Los efectos de la fuerza cortante vertical en miembros compuestos se tomarán en cuenta como si se tratara de una trabe monolítica de la misma forma.

II. ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO, MODELACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.1 Introducción.

En este capítulo se plantearán algunos criterios para la selección de la correcta configuración estructural de un edificio, sin olvidar que en buena parte, esta configuración estructural queda delimitada por el proyecto arquitectónico. Por este motivo es muy importante que en la etapa de estructuración exista una estrecha comunicación entre el responsable del proyecto arquitectónico y del proyecto estructural. Una vez definida la estructuración del edificio toca el turno al predimensionamiento de los elementos estructurales con el fin de obtener secciones preliminares que posteriormente serán afinadas por medio de un análisis más detallado. En lo referente a la modelación del edificio el objetivo de esta actividad es idealizar de manera matemática la estructura que estamos diseñando con el fin de conocer su respuesta real ante las solicitaciones que está expuesta. Dentro del análisis estructural se deberán considerar todos los aspectos anteriormente mencionados, para con el uso de ecuaciones o modelos realizados por computadora, obtener los elementos mecánicos, deformaciones, desplazamientos etc., de la estructura. Para aplicar lo anterior se planteará un ejemplo de una estructura real.

2.2 Ejemplo de aplicación.

Como ejemplo se tomara un edificio cuyo uso está destinado a estacionamiento, la estructura se localiza al sur de la ciudad de México, cuenta con tres niveles totales y el área utilizable por nivel es de 7,297 m², dando un total de superficie construida de 21,891 m², la altura de entrepiso es de 3.3 m, la distribución de los tableros es de 9.4x16 m y 9.4x11.95 m, el número total de cajones es de 1,131 cajones, en las siguientes figuras se presentan las plantas y cortes arquitectónicos del estacionamiento.

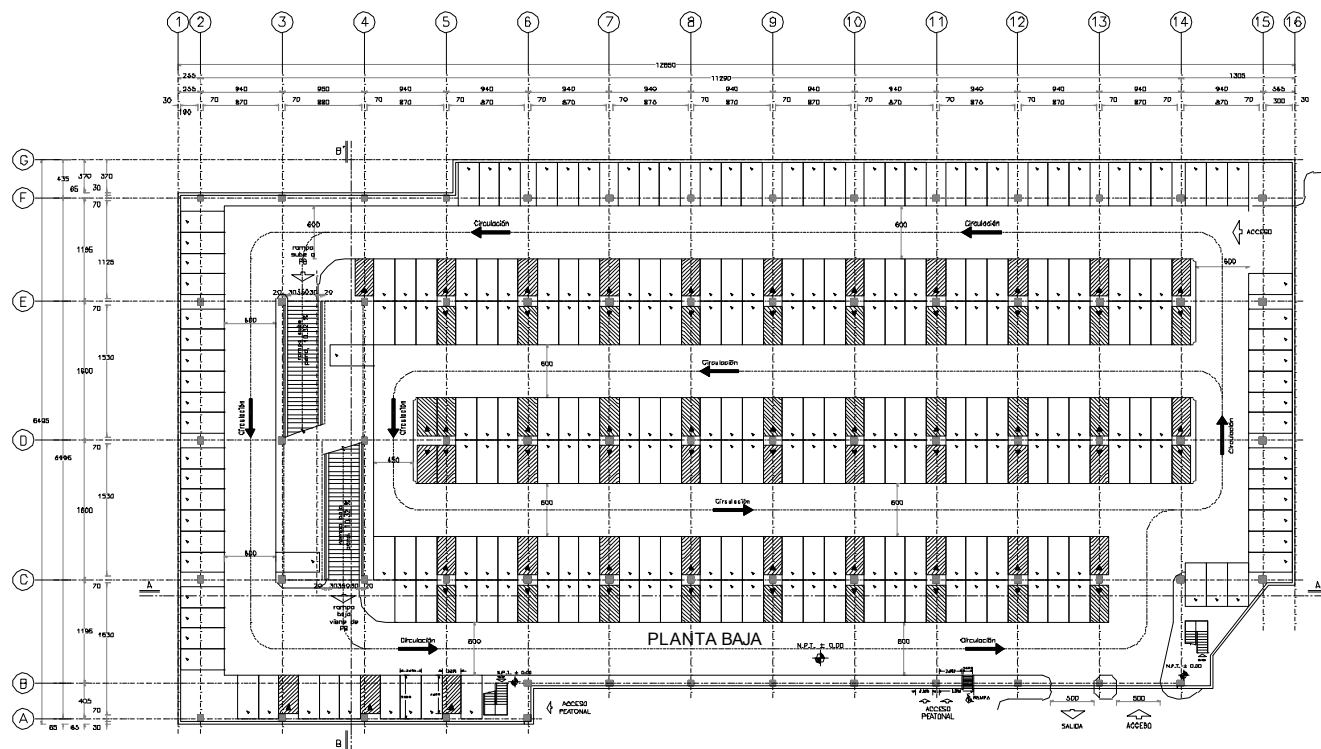


Figura 2.1 Planta Baja.

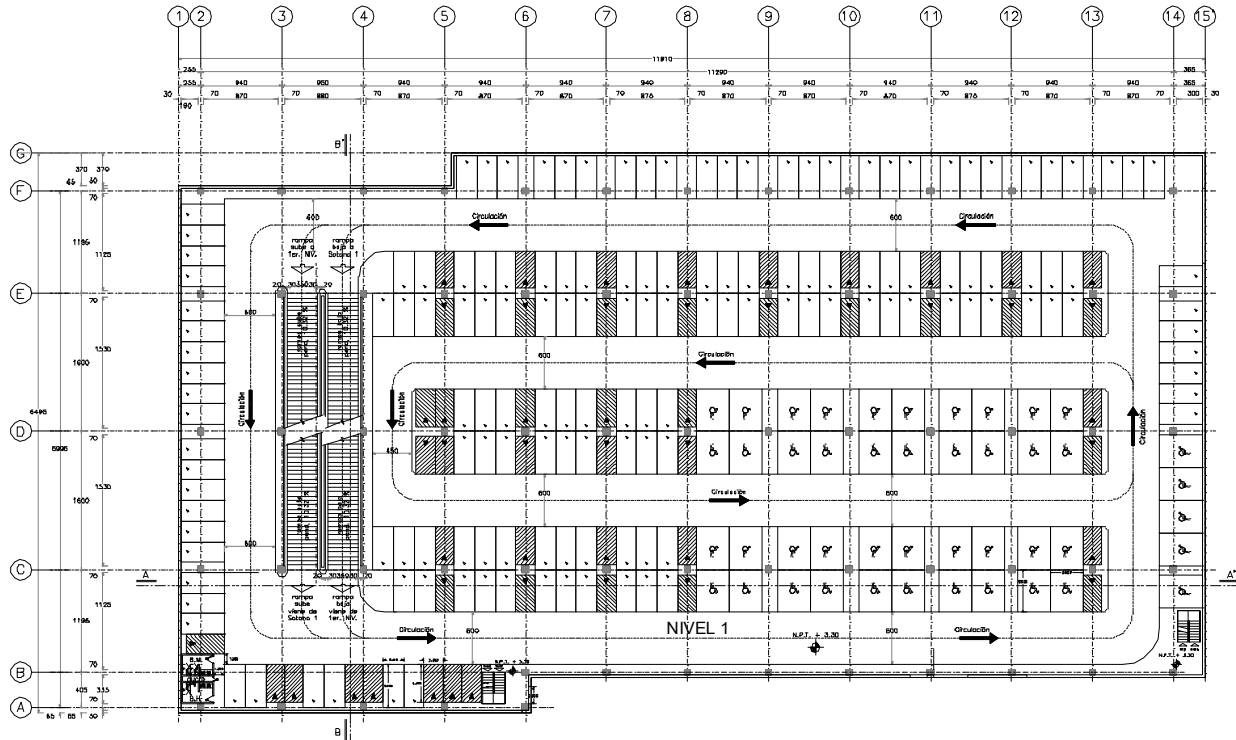


Figura 2.2 Planta Primer Nivel.

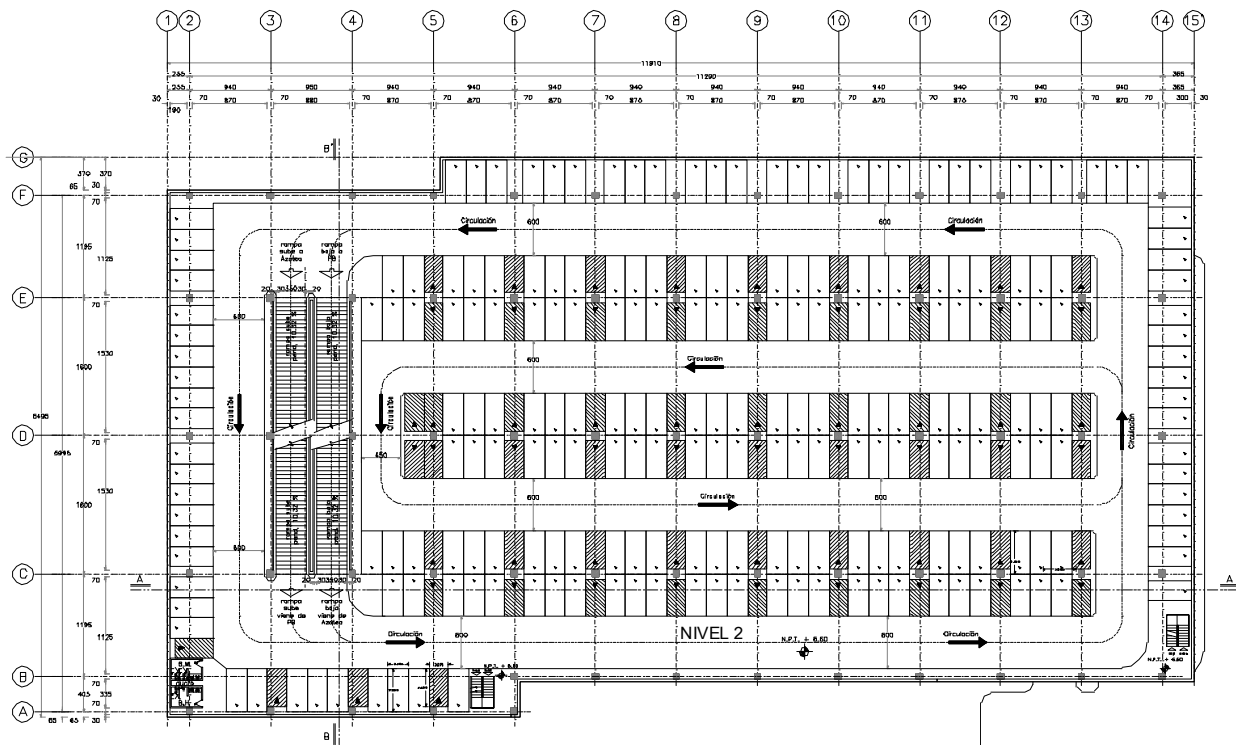


Figura 2.3 Planta Segundo Nivel.

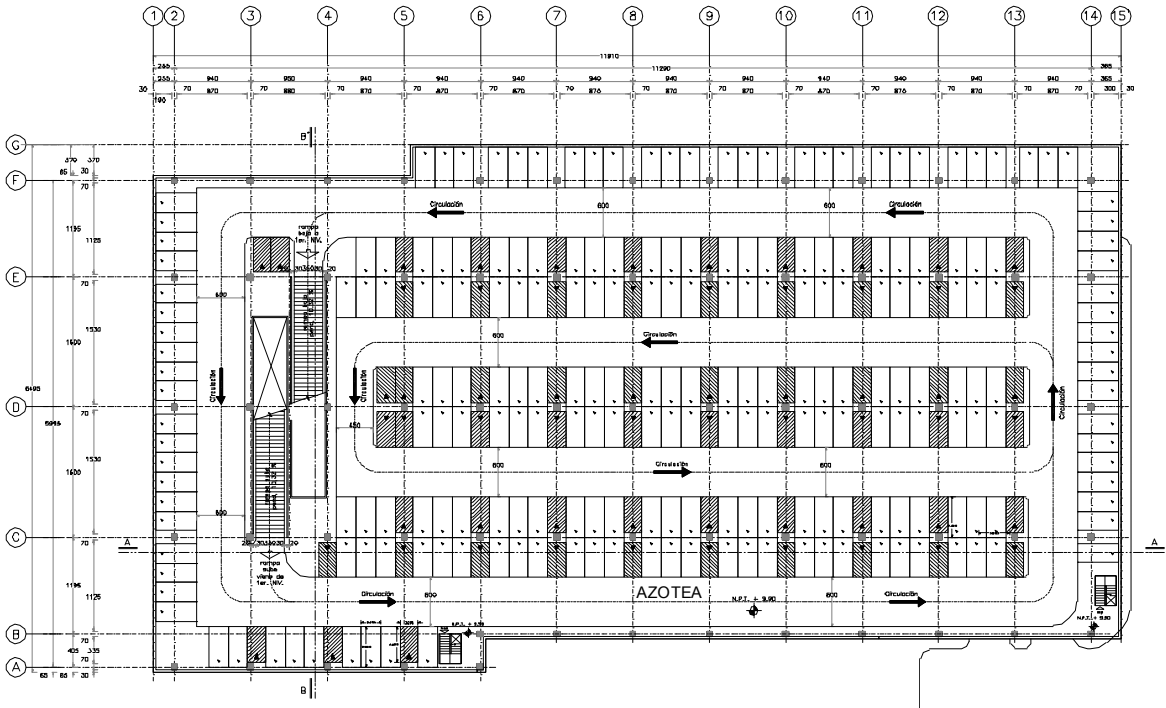


Figura 2.4 Planta Azotea.

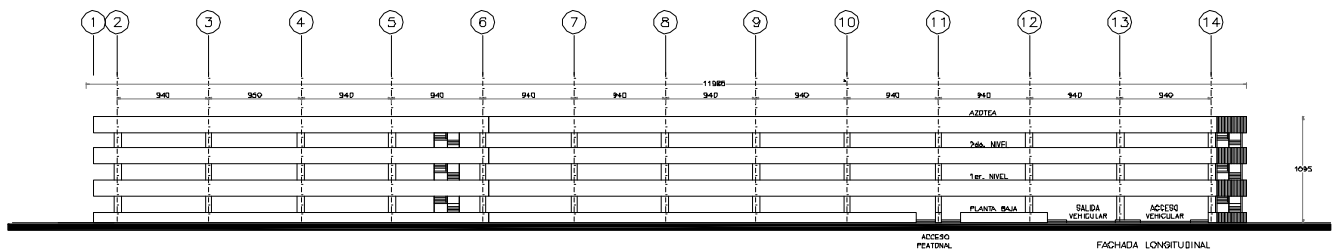
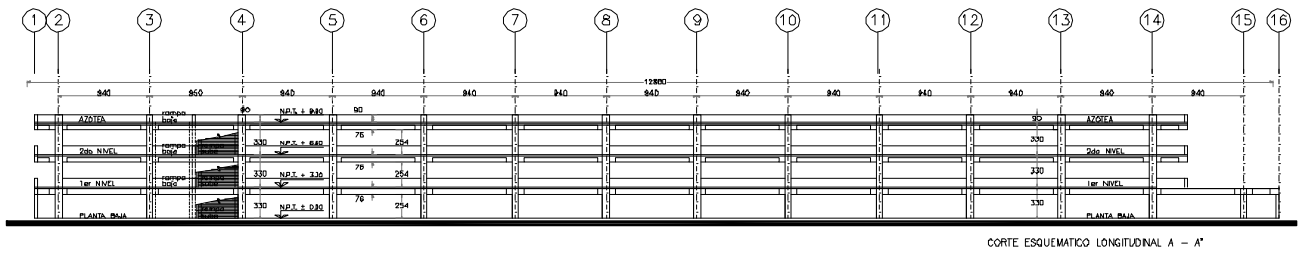
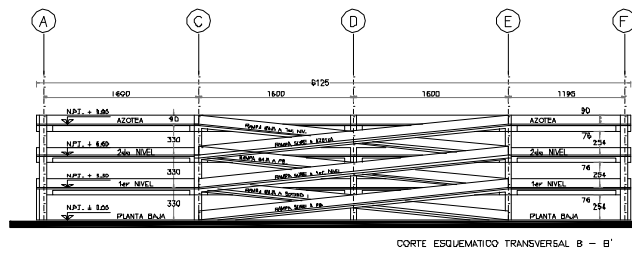


Figura 2.5 Cortes generales.

2.3 Estructuración y predimensionamiento de elementos prefabricados.

Como se mencionó en la sección 1.7 del capítulo anterior, algunos criterios que se deben seguir al momento de estructurar un edificio son:

- Debe poseer una configuración de elementos estructurales que le proporcione resistencia y rigidez ante las solicitaciones que esté sometido.
- La configuración estructural debe permitir que las fuerzas sísmicas, desde el punto en que se generan hasta el terreno, tengan un flujo continuo, regular y eficiente.
- Hay que evitar la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para lograr esto conviene que la estructura sea lo más sencilla, regular, simétrica y continua posible.
- Los sistemas estructurales deben disponer de capacidad de deformación que les permita disipar energía generada por sismos, sin la presencia de fallas locales y globales.

De estos criterios básicos se originan diversas recomendaciones específicas sobre estructuración, las que mencionaremos más adelante, antes conviene recordar también cuales son los sistemas estructurales básicos que se tienen para resistir cargas en los edificios.

- El marco tridimensional
- El marco rigidizado
- La estructura tipo cajón

El primer criterio a utilizar al momento de estructurar un edificio se logra utilizando marcos estructurales en dos direcciones ortogonales los cuales proporcionaran la resistencia necesaria para soportar las fuerzas de diseño. Si no es posible utilizar marcos en dos direcciones podrán emplearse muros o contraventeos en una dirección y marcos en otra, con el objetivo de garantizar la rigidez y resistencia necesaria en ambas direcciones de análisis.

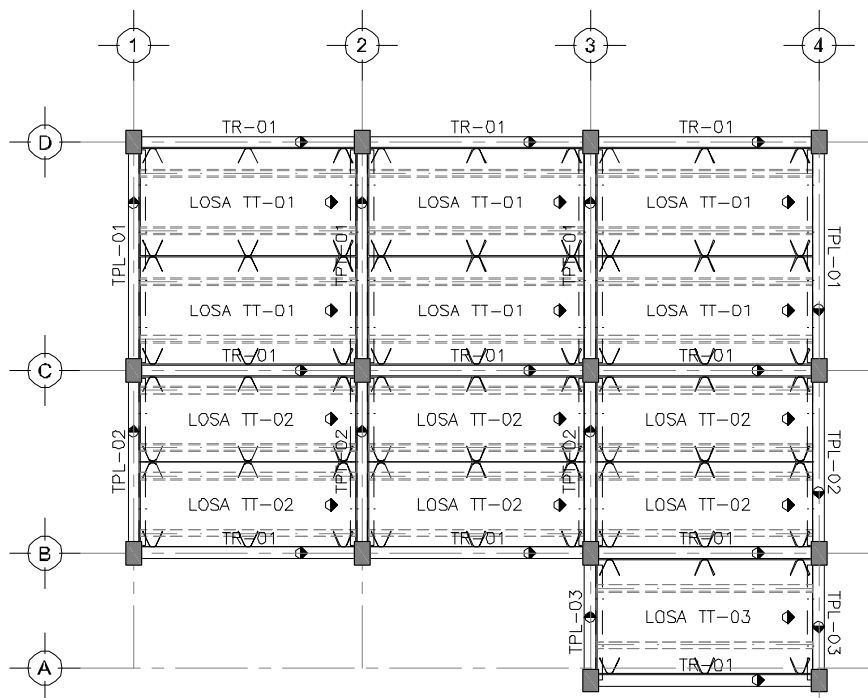


Figura 2.6 Planta de edificio estructurado con marcos de concreto en dos direcciones.

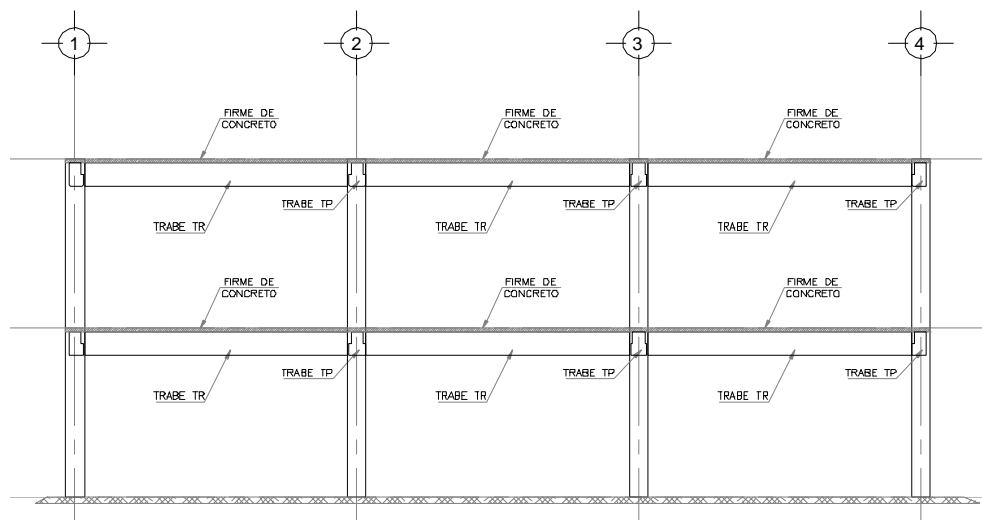


Figura 2.7 Elevación de marco de concreto.

En lo que respecta al criterio de simetría estructural, el objetivo es limitar al mínimo la torsión en el edificio, la cual introduciría solicitaciones adicionales y significativas en la estructura. Por tal motivo es conveniente que la distribución de elementos resistentes sea tal que reduzca lo más posible la excentricidad de la estructura.

Revisando el proyecto arquitectónico del ejemplo de aplicación, podemos observar una planta sensiblemente simétrica, con columnas alineadas en ambos sentidos, lo cual nos ayudara para poder realizar una buena estructuración.

El sistema estructural que se empleara para el ejemplo será el de marcos de concreto en dos direcciones, dada la simetría con que cuenta el proyecto arquitectónico.

El sistema de piso que se utilizara será una losa tipo "TT" y será orientada en el sentido largo del tablero, se eligió esta sección ya que en claros mayores a 15 m. se comporta de una manera adecuada.

Las trabes portantes serán de sección L y T invertida y las trabes de rigidez serán de sección rectangular, las columnas serán rectangulares ya que es la geometría que está en el proyecto arquitectónico.

Toca el turno al predimensionamiento de los elementos estructurales, para tal fin recurriremos a ciertos criterios que con base en experiencias de proyectos anteriores nos brindan la capacidad de proponer secciones preliminares de los elementos (columnas, trabes, sistema de piso), con el fin de utilizarlos para la modelación de la estructura. Dichas secciones preliminares serán revisadas a detalle con un análisis y diseño estructural más detallado.

Enseguida se mencionan algunas recomendaciones para predimensionar los elementos resistentes del edificio.

- Columnas

Para predimensionar las columnas se dan las siguientes recomendaciones:

- Por proyecto arquitectónico.
- Por comparación con columnas similares de otros proyectos.
- Por las recomendaciones de las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones del distrito federal.

$$\begin{aligned}b_{\min} &\geq 300 \text{ mm} \\ b_{\min}/b_{\max} &\geq 0.4 \\ L/b_{\min} &\leq 15\end{aligned}$$

- Por la descarga en la columna.

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5 f'_c}$$

En el ejemplo de aplicación, se utilizara la sección que viene en el proyecto arquitectónico que es de 70x70 cm., recordemos que estas dimensiones serán revisadas con un análisis más detallado.

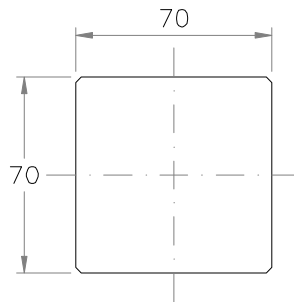


Figura 2.8 predimensión de la Columna.

- Vigas

Para predimensionar las vigas de la estructura se pueden usar diferentes alternativas:

- Por proyecto arquitectónico.
- Por las comparación de trabes similares de otros proyectos.
- Por las recomendaciones de las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones del distrito federal.

$$\begin{aligned}b &\geq 250 \text{ mm.} \\ h/b &\leq 3. \\ L/b &\leq 30.\end{aligned}$$

- Empleando la expresión empírica $h=0.08L$, donde L es la longitud de la viga.

Para el ejemplo de aplicación, tenemos que las trabes en el sentido corto son portantes con una longitud de 8.70 m. y las trabes en el sentido largo son de rigidez y tienen una longitud de 15.30 m.

Para las trabes portantes tenemos lo siguiente:

La longitud es de $L = 8.70$ m.

El ancho será $b = L/30 = 870/30 = 29$ cm. Para nuestro ejemplo utilizaremos $b = 50$ cm.

Para el peralte emplearemos la formula empírica $h = 0.08 * L = 0.08 * 870 = 69.6$ cm. por tratarse de una expresión empírica, para nuestro ejemplo emplearemos $h = 76$ cm.

Por tanto la sección compuesta preliminar de la trabe portante tendrá un alma de 50×76 cm. con patines de 15×30 cm. donde apoyaran las losas "T" y la sección simple tendrá un alma de 50×66 cm. con patines de 15×30 cm.

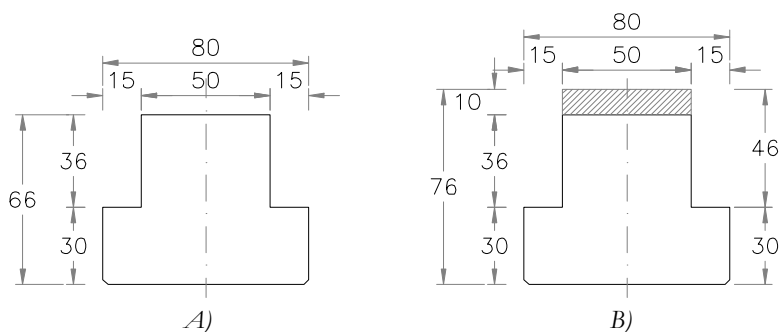


Figura 2.9 Predimensión de Trabe Portante. A) Sección simple, B) Sección Compuesta.

Para las traves de rigidez tenemos lo siguiente:

La longitud es de $L = 15.30$ m.

Para el peralte emplearemos el que viene en el proyecto arquitectónico que es de $h = 76$ cm. para el ancho emplearemos 40 cm. Por tanto la sección compuesta previa de la trabe de rigidez tendrá un alma de 40×76 cm. y la sección simple tendrá un alma de 40×66 cm.

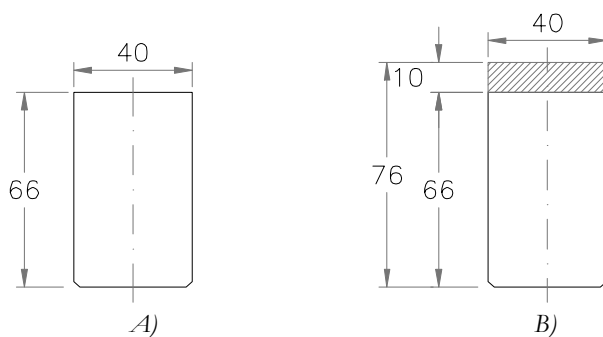


Figura 2.10 Predimensión de Trabe de rigidez. A) Sección simple, B) Sección Compuesta.

- Sistema de Piso

Al igual que en los casos anteriores, en el predimensionamiento del sistema de piso, existen diferentes alternativas:

- Por proyecto arquitectónico.
- Por las comparación con sistemas de piso similares de otros proyectos.
- Por recomendación de fabricantes de sistemas de piso.

Para el sistema de piso, emplearemos la recomendación del fabricante que nos proporcionó la siguiente sección para un claro de 16 m y ancho máximo de 3 m.

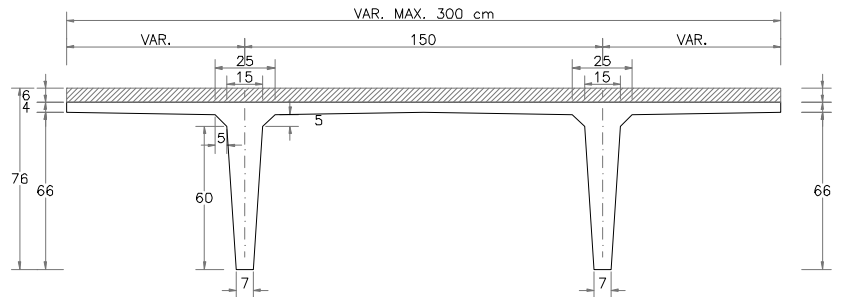


Figura 2.11 Sección losa TT.

2.4 Modelado.

Como se comentó anteriormente el modelado de una estructura es el proceso mediante el cual se realiza una idealización matemática de la estructura, con el objetivo de conocer su respuesta ante las solicitaciones a las que este expuesta durante su vida útil. Para lograr esto definiremos las características más representativas de la estructura, así como las diferentes condiciones de carga a las que estará sometida durante su vida útil.

- Geometría de la estructura.

La geometría de la estructura estará definida por el proyecto arquitectónico, es decir, la posición de los elementos resistentes (columnas, traveses y losas), será tal que se respete la configuración arquitectónica. La condición de apoyo en la base de la estructura será empotrada, con esto estamos diciendo que la estructura no tiene movimiento en su base. Las secciones preliminares de los elementos son las definidas en la sección 2.3. Las unidades que se emplearan en el modelo son toneladas y metro. En las siguientes figuras se presentan las plantas estructurales del ejemplo.

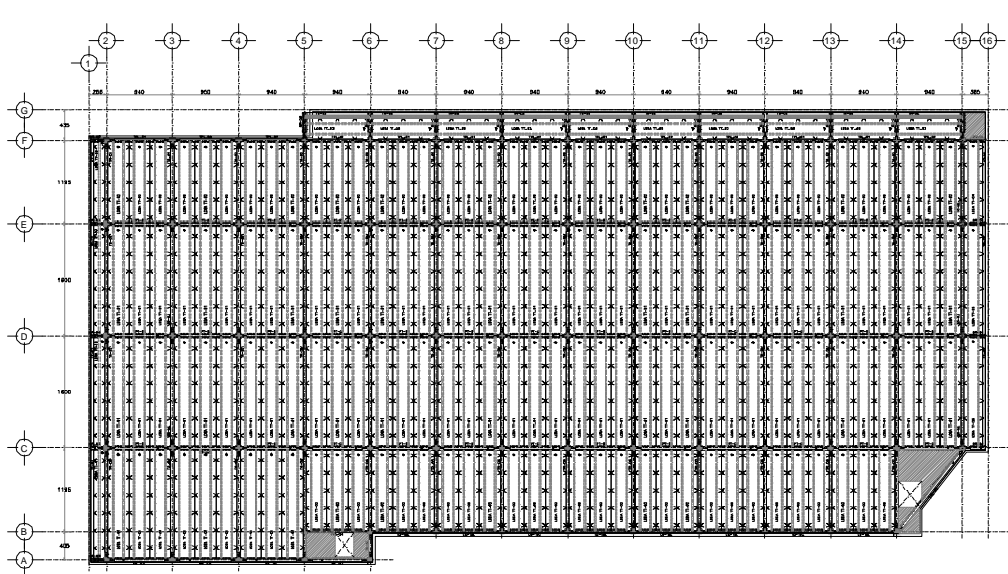


Figura 2.12 Estructuración Primer Nivel.

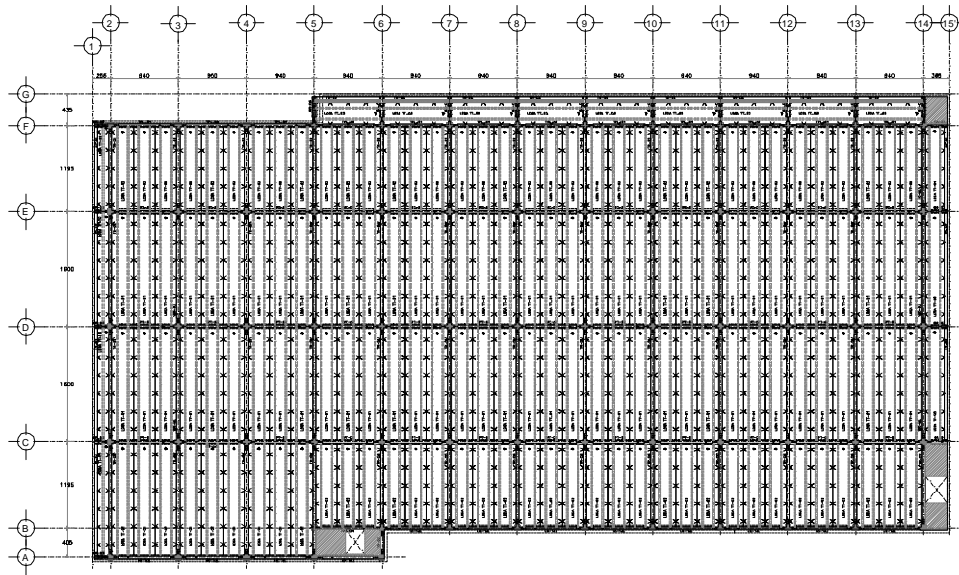


Figura 2.13 Estructuración Segundo Nivel.

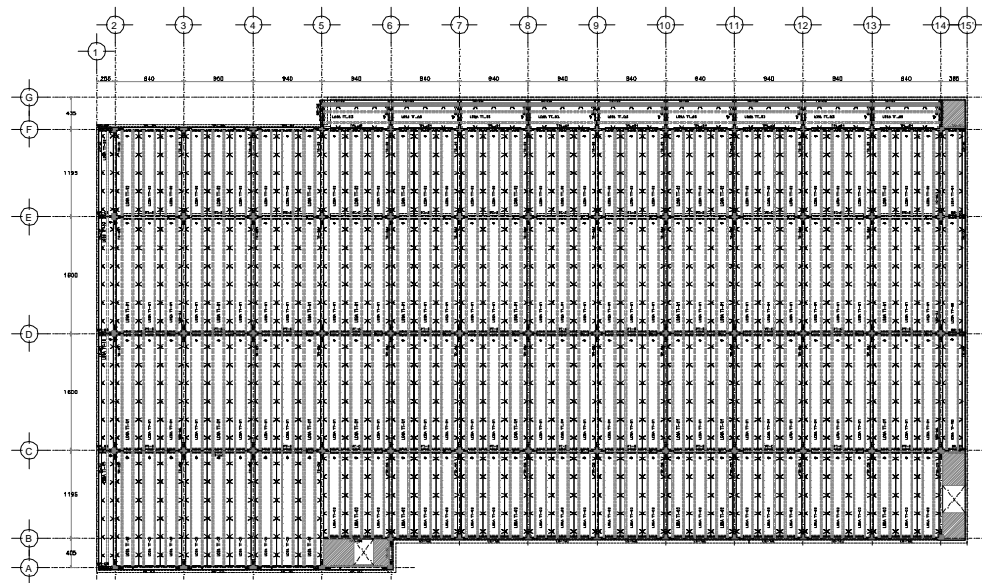


Figura 2.14 Estructuración Azotea.

- **Propiedades de los materiales.**

A continuación se definirán los distintos materiales a emplearse en el análisis y diseño de la estructura.

Columnas

Concreto $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Peso volumétrico = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Módulo de elasticidad = $14000\sqrt{f'c} = 261,916.02 \text{ Kg/cm}^2 = 2,619,160 \text{ Ton/m}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Trabes portantes y de rigidez

Concreto $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Peso volumétrico = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Módulo de elasticidad = $14000\sqrt{f'c} = 261,916.02 \text{ Kg/cm}^2 = 2,619,160 \text{ Ton/m}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de presfuerzo $f_{sr} = 19,000 \text{ Kg/cm}^2$

Losas "TT"

Concreto $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Peso volumétrico = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Módulo de elasticidad = $14000\sqrt{f'c} = 261,916.02 \text{ Kg/cm}^2 = 2,619,160 \text{ Ton/m}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de presfuerzo $f_{sr} = 19,000 \text{ Kg/cm}^2$

Firme de concreto

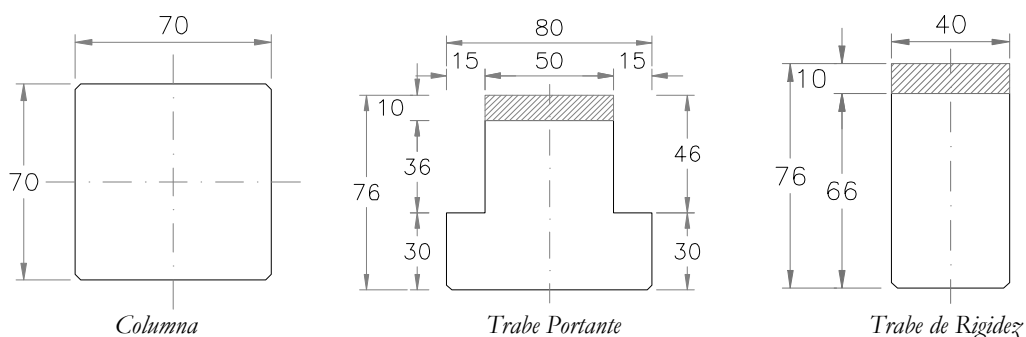
Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Peso volumétrico = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Módulo de elasticidad = $14000\sqrt{f'c} = 221,359.44 \text{ Kg/cm}^2 = 2,213,594 \text{ Ton/m}^2$

- **Definición de secciones preliminares de los elementos.**

En párrafos anteriores definimos las secciones preliminares de los elementos de acuerdo a diferentes criterios, a continuación se presentan las secciones obtenidas.



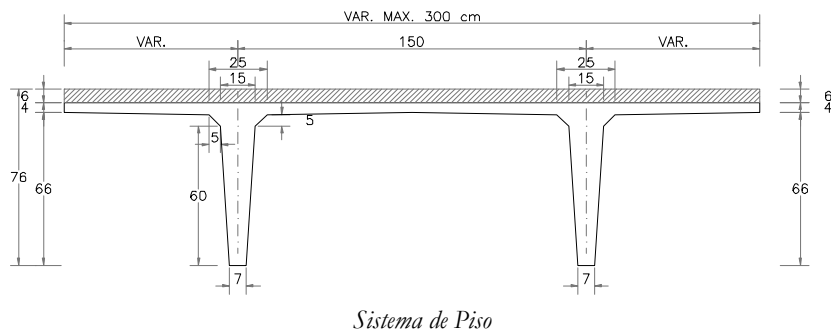


Figura 2.15 Secciones preliminares de los elementos de la estructura.

Como se mencionó las traveses prefabricadas se fabrican con una sección simple para posteriormente por medio de colados complementarios (firme de concreto), completar la sección requerida por diseño, sección compuesta.

- **Análisis sísmico.**

Para el ejemplo se realizara un análisis sísmico dinámico, empleando los siguientes parámetros de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

La estructura se localiza en el sur de la ciudad de México, entre avenida Insurgentes y avenida San Fernando, por lo que el coeficiente sísmico en esa zona es $c = 0.16$. La estructura por ser estacionamiento se clasifica como del grupo B. El espectro de diseño según la Normas Técnicas es el siguiente:

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

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

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

dónde :

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

dónde :

$$a_0 = 0.04$$

$$c = 0.16$$

$$T_a = 0.2$$

$$T_b = 1.35$$

$$r = 1$$

El factor de comportamiento sísmico es $Q = 2$, por tratarse de una estructura prefabricada según las Normas Técnicas.

Ahora veremos si la estructura es regular o no, ya que esto afecta de manera directa el coeficiente sísmico. Para que una estructura sea considerada regular debe satisfacer todos los siguientes requisitos.

- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

La planta cuenta con las características arriba mencionadas.

- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

Altura = 9.9 m.

Dimensión menor = 64.30 m.

$$\frac{\text{Altura}}{\text{Dimensión menor}} = 0.154 \text{ menor que } 2.5 \text{ ok.}$$

- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

Largo = 119.1 m.

Ancho = 64.30 m.

$$\frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} = 1.85 \text{ no excede } 2.5 \text{ ok}$$

- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

No cuenta con entrantes ni salientes que excedan el 20% de la dimensión de la planta paralela a la dirección que se considera.

- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

La estructura cuenta en cada nivel con un sistema de piso rígido y resistente.

- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

No tiene aberturas de esas características.

- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

El peso considerado para sismo no es mayor que el 100% del piso inmediato inferior.

- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

Ningún piso tiene esas características.

- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.

Todas las columnas cumplen con este requisito.

- Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Ningún piso difiere en más del 50% de la resistencia y rigidez, de la del entrepiso inmediato inferior.

- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Ningún entrepiso excede el 10%.

Dado que la estructura cumple con todos los requisitos anteriores, la estructura se considera como regular.

Por tanto el espectro que se empleara en el ejemplo es el siguiente:

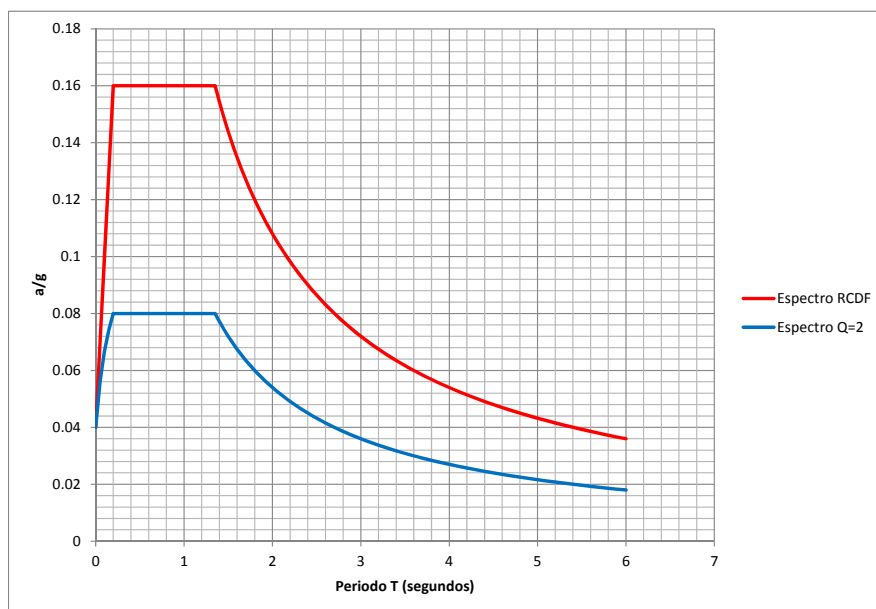


Figura 2.16 Espectro de Diseño.

- Tipo, ubicación y magnitud de las cargas.

Se generarán los siguientes tipos de cargas:

- Peso propio de la estructura W_{pp} .

Para obtener el peso propio de los elementos estructurales se empleara un peso volumétrico del concreto de 2.4 Ton/m^3 , con este valor y conocida la geometría de los elementos podemos saber el peso de los mismos, en la siguiente tabla se muestran los pesos de los elementos:

Tabla 2.1 Tabla de peso propio de los elementos.

ELEMENTO	AREA SECCION SIMPLE (m^2)	AREA SECCION COMPUESTA (m^2)	PESO SECCIÓN SIMPLE (Ton/m)	PESO SECCIÓN COMPUESTA (Ton/m)
Columna	0.490	0.490	1.176	1.176
Trabe Portante	0.420	0.470	1.007	1.127
Trabe de Rigidez	0.264	0.304	0.634	0.730
Losa "TT"	0.289	0.467	0.694	1.121

- Peso del sistema de piso. W_{sp} .

Como sabemos el sistema de piso será a base de losas prefabricadas de concreto tipo "TT" las cuales tiene un peso de 234 Kg/m^2 .

- Peso del firme de compresión W_{fsp} .

Se empleara un firme de compresión de 6 cm. el cual tiene un peso de 144 Kg/m^2 .

- Peso de la sobre carga muerta W_{scm} .

Por tratarse de un estacionamiento, se considera una sobre carga de 90 Kg/m^2 . La cual incluye instalaciones y la sobrecarga que especifica el reglamento.

- Peso de la carga viva máxima W_{cvmax} .

La carga viva máxima para estacionamiento según el reglamento es de 250 Kg/m^2 .

- Peso de la carga viva Instantánea W_{cvinst} .

La carga viva instantánea para estacionamiento según el reglamento es de 100 Kg/m^2 .

- Sismo en dirección x SX.

Para conocer la fuerza sísmica a la que estará sujeta la estructura se empleara el espectro de diseño sísmico que se definió anteriormente, con este espectro y realizando un análisis dinámico de la estructura conoceremos la fuerza del sismo en dirección X.

- Sismo en dirección y SY.

De manera similar que en la dirección X, para conocer la fuerza sísmica a la que estará sujeta la estructura, se empleara el espectro de diseño sísmico que se definió anteriormente, con este espectro y realizando un análisis dinámico de la estructura conoceremos la fuerza del sismo en dirección Y.

II. Estructuración, predimensionamiento, modelación y análisis estructural

Se realizó un modelo por computadora con el fin de obtener los elementos necesarios para el diseño de las columnas y las traves de rigidez. A continuación se presentan algunas imágenes de dicho modelo.

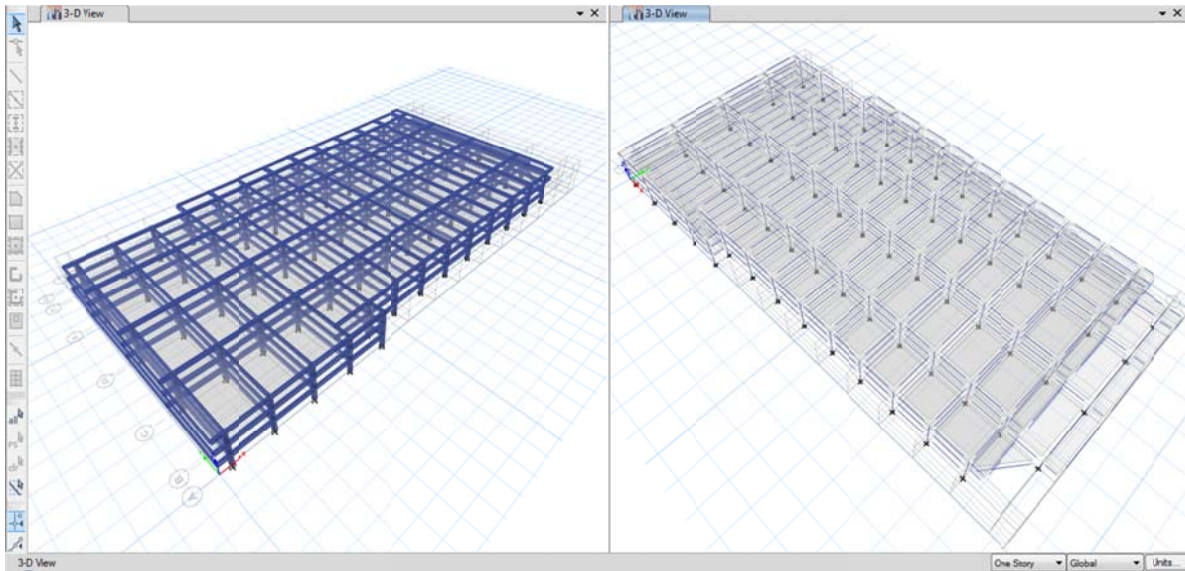


Figura 2.17 Vista 3D del modelo realizado por computadora.



Figura 2.18 Secciones de los elemento del modelo realizado por computadora.

2.5 Etapas de análisis y etapas de cargas.

Al momento de diseñar un elemento prefabricado debemos considerar todas las etapas por las que pasara durante su trayecto a su posición final en la obra, para tal fin se consideran las siguientes etapas:

2.5.1 Etapas de análisis.

Fabricación del elemento

Una vez fabricado el elemento, es decir, una vez que este haya alcanzado la resistencia necesaria para ser movido del lugar donde fue fabricado (molde), se debe considerar en su diseño la maniobra de extracción del molde, dicha maniobra debe ser de manera tal que no genere esfuerzos innecesarios en el elemento que pudieran causarle algún daño. Para lograr esto se deben colocar ganchos de izaje en una posición tal que no generen esfuerzos para los que no fue diseñado el elemento. Por otro lado también será necesario realizar un correcto transporte y almacenaje del elemento, de igual manera buscando no generar esfuerzos adicionales en el elemento que pudieran causarle daño alguno.

Transporte

También en el análisis y diseño de un elemento prefabricado, será necesario tomar en cuenta el transporte del elemento, para de igual manera que en el caso de la extracción y almacenamiento, no se generen esfuerzos que no están considerados en el diseño. Para esto habrá que revisar las condiciones de apoyo y el izaje de los elementos durante el transporte de los mismos.

Montaje

Durante las maniobras de montaje, habrá que considerar en el análisis el peso propio del elemento, así como el peso del firme de concreto, y con esto garantizar que el elemento se comportara de manera satisfactoria durante esta etapa.

Funcionamiento

Por ultimo ya una vez montada la estructura y colados los elementos complementarios (conexiones, firmes, etc.), se deberá considerar en esta etapa, el peso propio del elemento, el peso del firme de concreto y las cargas vivas y accidentales que estarán presentes durante el funcionamiento de la estructura.

2.5.2 Etapas de cargas.

Como se mencionó en el capítulo anterior las etapas de carga dependen de la secuencia constructiva de la estructura y afectan de manera distinta a cada elemento de la estructura, es por esto que cada elemento se debe analizar por separado y así obtener las cargas a las que estará sometido.

Comenzaremos con las etapas de carga para el sistema de piso. De la estructuración que se hizo sabemos que la losa "TT" tipo tiene una longitud de 15.46 m. y un ancho de 2.97 m. con esta información procederemos a obtener las cargas.

Primera etapa:

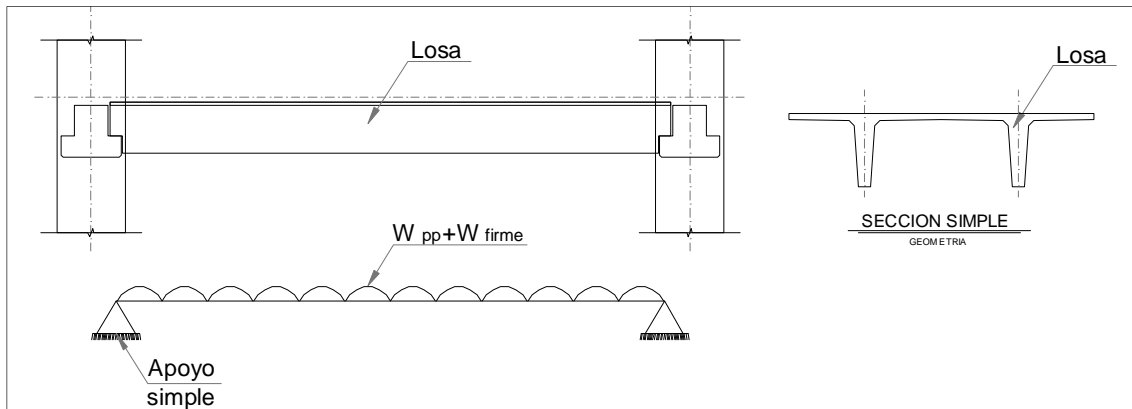


Figura 2.19 Etapas de Carga en primera etapa, Sistema de Piso.

$$W_{pp} = (0.289 \text{ m}^2) \left(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right) = 0.694 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{fsp} = \left(0.144 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (2.97 \text{ m}) = 0.428 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Segunda etapa:

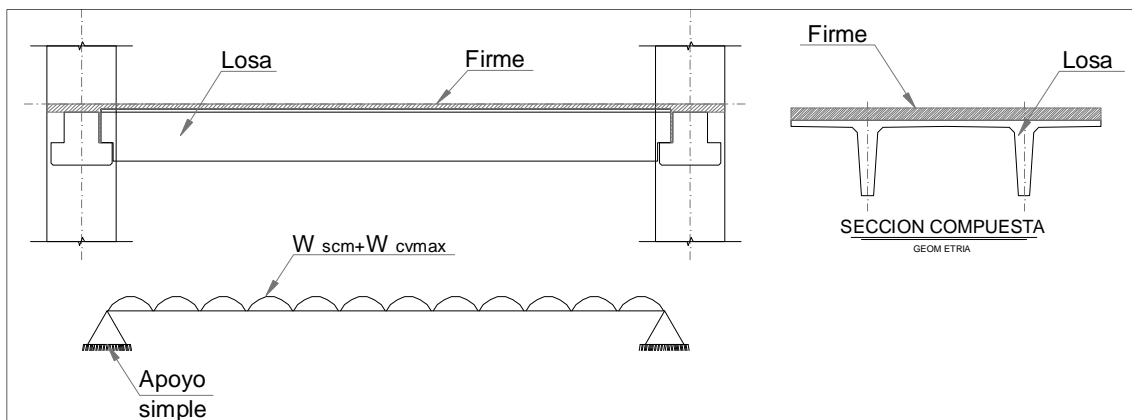


Figura 2.20 Etapas de Carga en segunda etapa, Sistema de Piso.

$$W_{scm} = \left(0.090 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (2.97 \text{ m}) = 0.267 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{cvmax} = \left(0.250 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (2.97 \text{ m}) = 0.743 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Ahora toca el turno a las etapas de carga para las traveses portantes, para lo cual de la estructuración sabemos que la trabe portante tipo tiene una longitud de 8.70 m. y un peralte total de 0.76 m. por ser una estructura prefabricada debemos considerar para la primera etapa de la trabe, la sección simple del elemento y para la segunda etapa la sección compuesta. De la planta de estructuración analizaremos la trabe portante más representativa la cual se muestra en la siguiente figura.

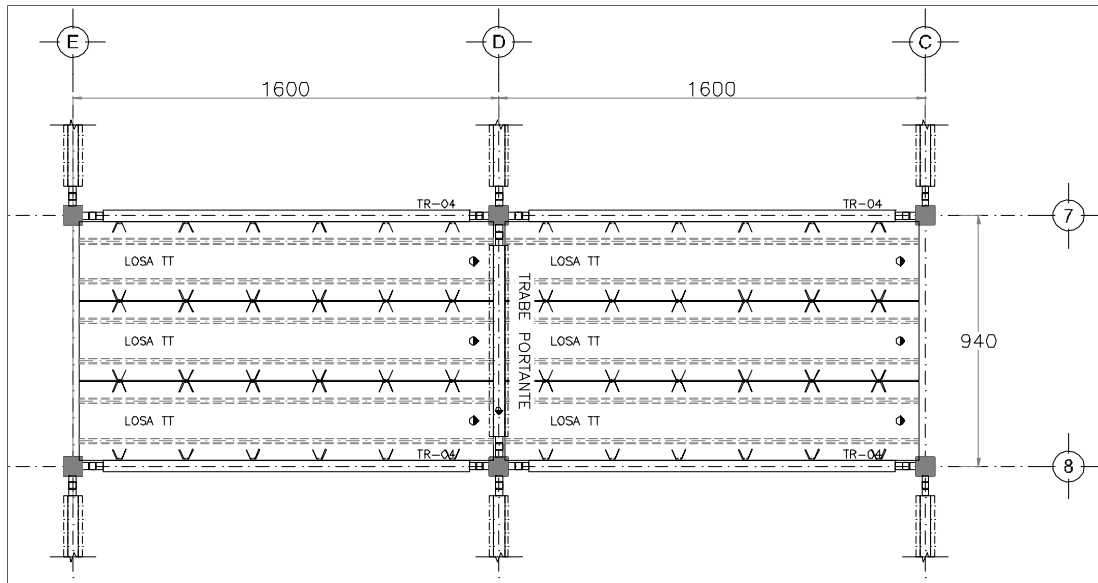


Figura 2.21 Trabe portante más representativa.

Para la primera etapa tenemos que:

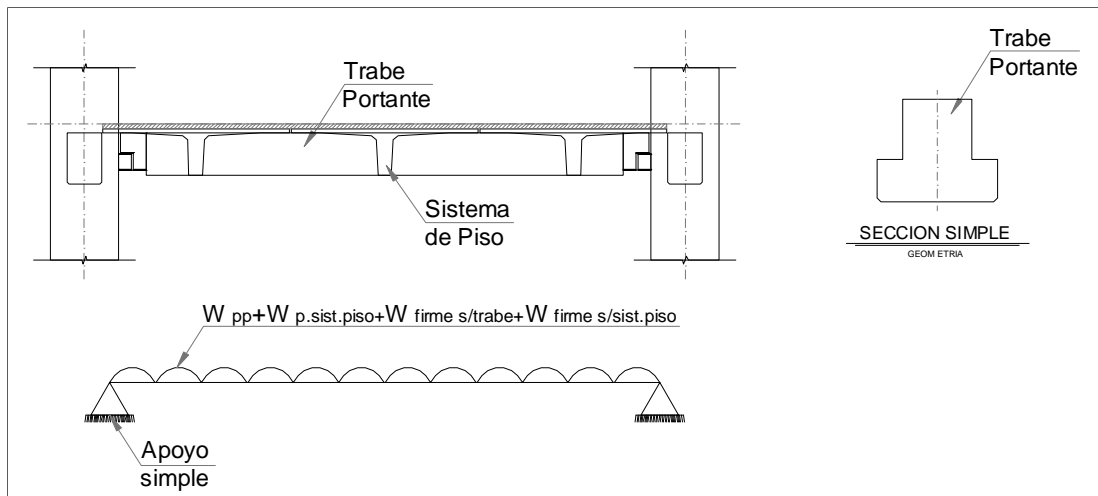


Figura 2.22 Etapas de Carga en primera etapa, Trabe Portante.

$$W_{pp} = (0.42 \text{ m}^2) \left(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right) = 1.007 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{sp} = \left(0.234 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (16 \text{ m}) = 3.737 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{fst} = (0.1 \text{ m})(0.5 \text{ m}) \left(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right) = 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{fsp} = \left(0.144 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (15.5 \text{ m}) = 2.232 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Para la segunda etapa tenemos que:

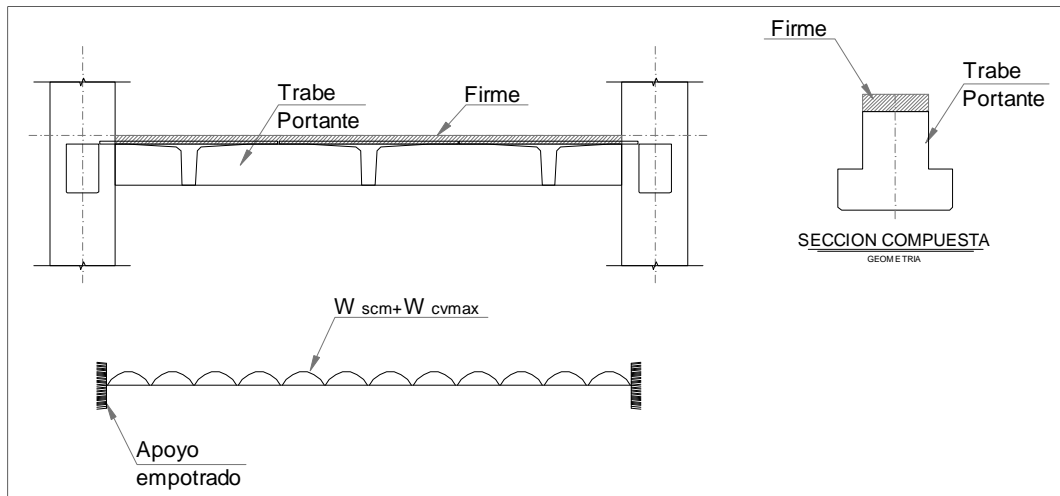


Figura 2.23 Etapas de Carga en segunda etapa, Trabe Portante.

$$W_{scm} = \left(0.090 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (16 \text{ m}) = 1.44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{cvmax} = \left(0.250 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (16 \text{ m}) = 4.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Para las traves de rigidez y columnas se elaboró un modelo completo de la estructura con continuidad trabe columna y los siguientes estados de carga.

Para primera etapa: ETA1

W_{pp} (Peso Propio de la Estructura)

W_{sp} (Peso del Sistema de Piso)

W_{fst} (Peso del Firme Sobre la Trabe)

W_{fsp} (Peso del Firme Sobre el Sistema de Piso)

Y para la segunda etapa tenemos: ETA2

W_{scm} (Peso de la Sobrecarga Muerta)

W_{cvmax} (Peso de la Carga Viva Maxima)

2.6 Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga que se emplearan son las especificadas en el tema 1.7 y son las siguientes:

DI1:	1.4ETA1	+ 1.4ETA2	+ 1.4CVmax		
DI2:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI3:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI4:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI5:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI6:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI7:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1
DI8:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI9:	1.1ETA1	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1

En donde:

ETA1: Cargas en primera etapa.

- Peso propio del elemento (sección compuesta).
- Peso del sistema de piso.
- Peso del firme sobre sistema de piso.

ETA2: Cargas en segunda etapa.

- Carga muerta adicional (acabados, instalaciones, muros etc.)

CVmax: Carga viva máxima.

CVinst: Carga viva instantánea.

Ahora bien para el cálculo del acero de continuidad o acero negativo, las combinaciones de carga serán las siguientes:

DI1:	+ 1.4ETA2	+ 1.4CVmax		
DI2:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI3:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI4:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	+ 0.33SIFY1
DI5:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 1.1SIFX1	- 0.33SIFY1
DI6:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI7:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	+ 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1
DI8:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	+ 1.1SIFY1
DI9:	+ 1.1ETA2	+ 0.77CVinst	- 0.33SIFX1	- 1.1SIFY1

En donde:

ETA1: Cargas en primera etapa.

- Peso propio del elemento (sección compuesta).
- Peso del sistema de piso.
- Peso del firme sobre sistema de piso.

ETA2: Cargas en segunda etapa.

- Carga muerta adicional (acabados, instalaciones, muros etc.)

CVmax: Carga viva máxima.

CVinst: Carga viva instantánea.

2.7 Secciones a utilizar.

Las secciones a emplearse en el análisis y diseño de los elementos se resumen a continuación.

Columna:

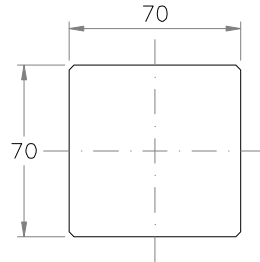


Figura 2.24 Geometría de Columna.

Trabe portante:

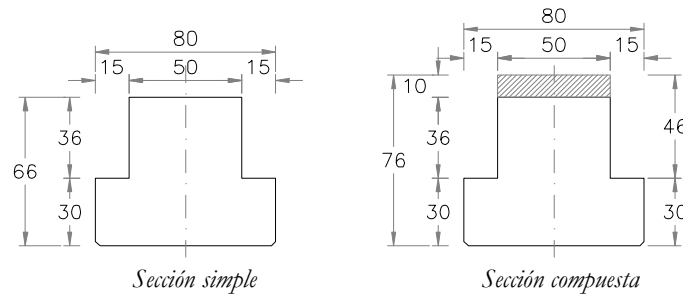


Figura 2.25 Geometría de Trabe portante.

Trabe de rigidez:

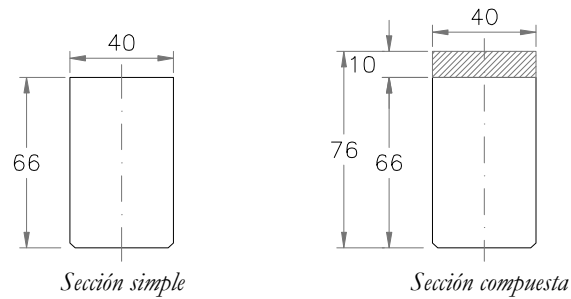
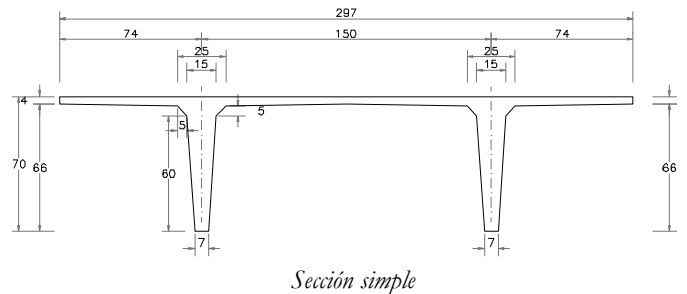


Figura 2.26 Geometría de Trabe de Rigidez.

Sistema de piso:



Sección simple

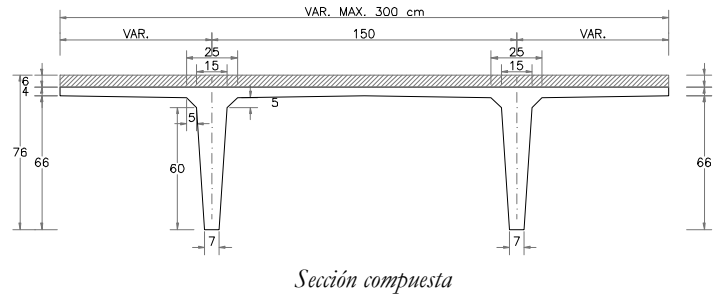


Figura 2.27 Geometría del Sistema de Piso.

2.8 Cargas en elementos.

Ahora se procederá a cargar los elementos estructurales, comenzaremos con la trabe portante, para lo cual sabemos que las cargas para la etapa 1 y etapa 2 son las siguientes:

- Primera etapa.

$$W_{pp} = 1.007 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{sist.piso}} = 3.737 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{firmes/trabe}} = 0.120 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{firmes/sist.piso}} = 2.232 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{Tot.Etapa1}} = 7.096 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

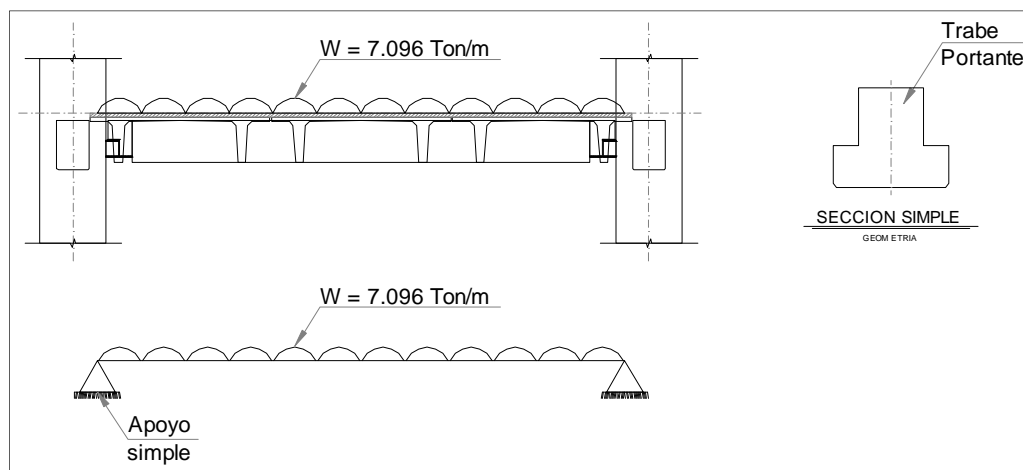


Figura 2.28 Cargas en primera etapa, Trabe Portante.

- Segunda etapa.

$$W_{scm} = 1.44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{cvmax} = 4.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{Tot.Etapa2}} = 5.44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

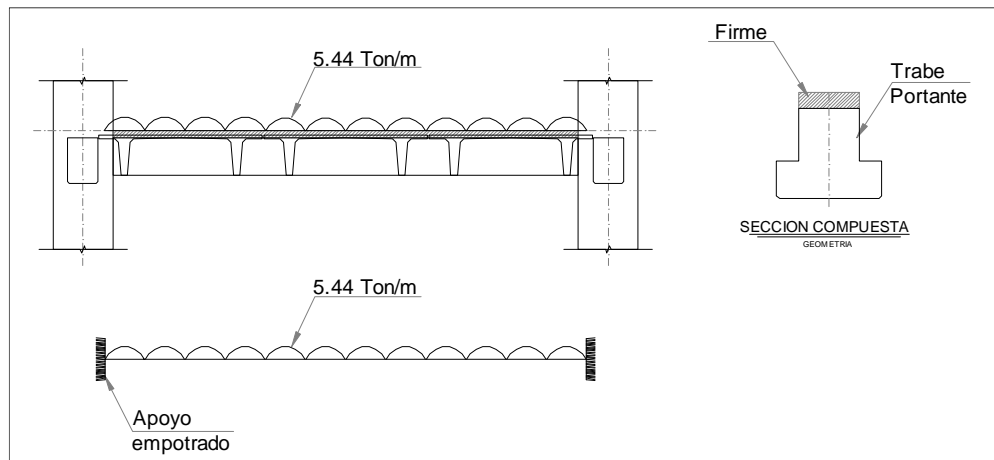


Figura 2.29 Cargas en segunda etapa, Trabe Portante.

Para el sistema de piso tenemos lo siguiente:

- Primera etapa.

$$W_{pp} = 0.694 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{firme} = 0.428 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{Tot.Etapa1}} = 1.121 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

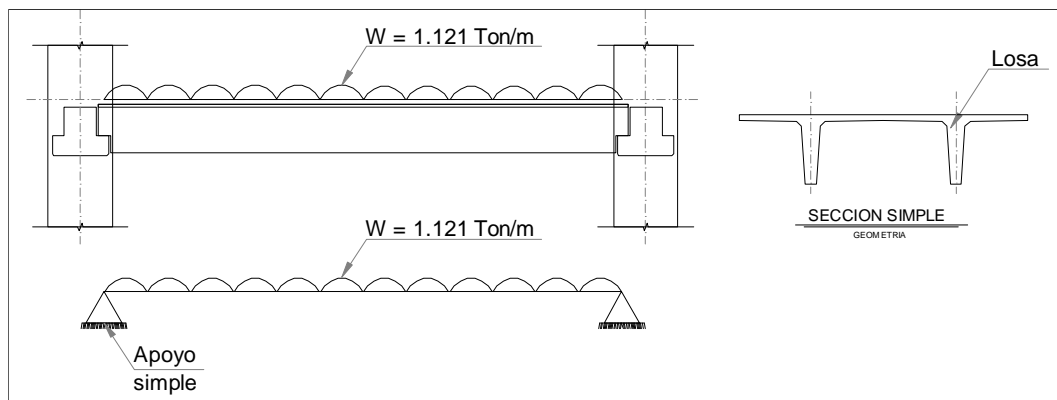


Figura 2.30 Cargas en primera etapa, Sistema de Piso.

- Segunda etapa.

$$W_{scm} = 0.267 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{cvmax} = 0.743 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{Tot.Etapa2} = 1.010 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

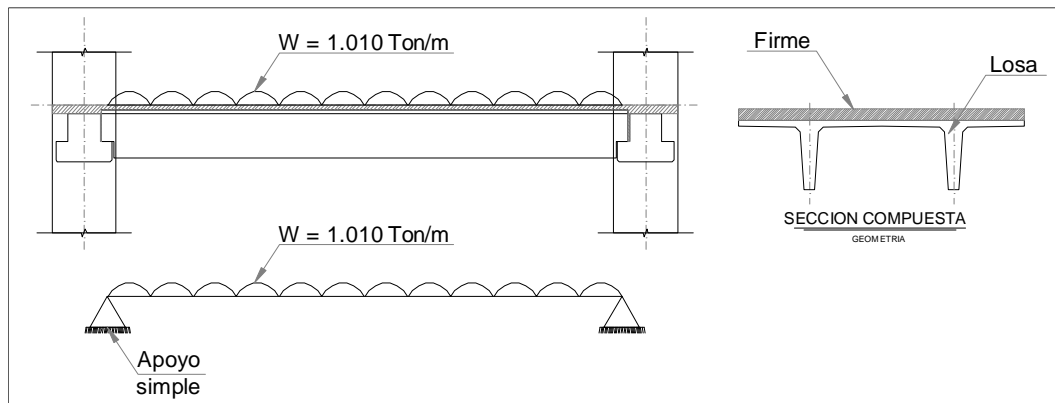


Figura 2.31 Cargas en segunda etapa, Sistema de Piso.

Para las traves de rigidez y las columnas se realizó un modelo completo de la estructura con continuidad trabe columna como se mencionó anteriormente.

2.9 Resultados primera etapa.

Una vez cargados los elementos que componen la estructura, calculamos los elementos mecánicos que resultan de dichas cargas.

Para la trabe portante tenemos lo siguiente:

- Primera etapa:
 - o Momento al Centro del Claro

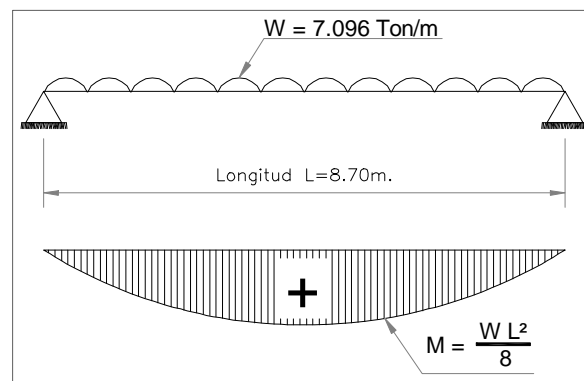


Figura 2.32 Momento al centro del claro primera etapa, Trabe Portante.

$$M_1 = \frac{WL^2}{8} = \frac{7.096 \cdot (8.7)^2}{8} = 67.133 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

- Cortante al centro del claro

$$V_1 = \frac{WL}{2} = \frac{7.096 \cdot (8.7)}{2} = 30.866 \text{ Ton}$$

Para el sistema de piso tenemos lo siguiente:

- Primera etapa:
 - Momento al Centro del Claro

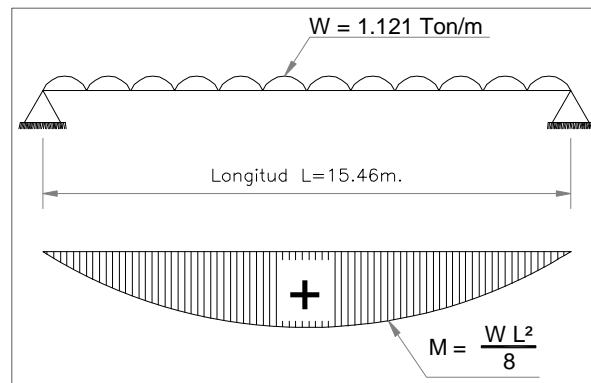


Figura 2.33 Momento al centro del claro primera etapa, Sistema de Piso.

$$M_1 = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.121 \cdot (15.46)^2}{8} = 33.500 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

- Cortante al Centro del Claro

$$V_1 = \frac{WL}{2} = \frac{1.121 \cdot (15.46)}{2} = 8.667 \text{ Ton}$$

2.10 Resultados segunda etapa.

Para la trabe portante tenemos lo siguiente:

- Segunda etapa:
 - o Momento al Centro del Claro

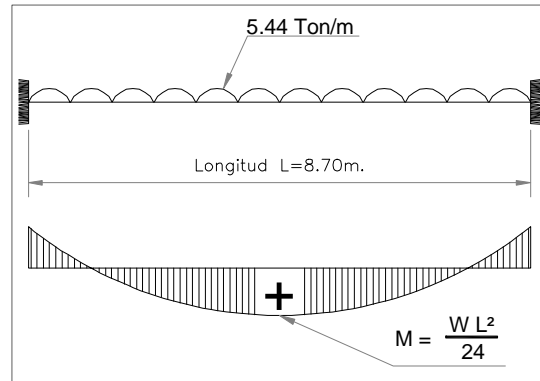


Figura 2.34 Momento al centro del claro segunda etapa, Trabe Portante.

$$M_2 = \frac{W L^2}{24} = \frac{5.44 * (8.7)^2}{24} = 17.156 \text{ Ton*m.}$$

- o Cortante al Centro del Claro

$$V_2 = \frac{W L}{2} = \frac{5.44 * (8.7)}{2} = 23.664 \text{ Ton}$$

Para el sistema de piso tenemos:

- Segunda etapa:
 - o Momento al Centro del Claro

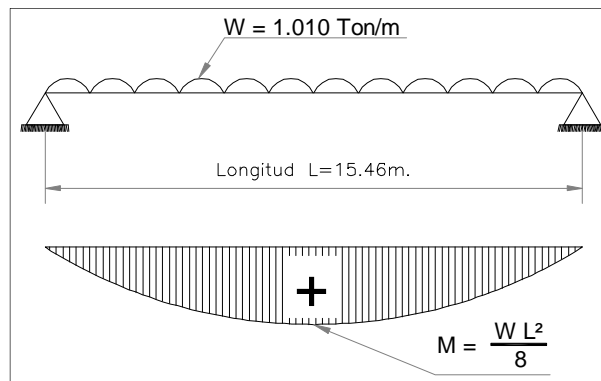


Figura 2.35 Momento al centro del claro segunda etapa, Sistema de Piso.

$$M_2 = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.010 \cdot (15.46)^2}{8} = 30.169 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

o Cortante al Centro del Claro

$$V_2 = \frac{WL}{2} = \frac{1.010 \cdot (15.46)}{2} = 7.806 \text{ Ton}$$

Para las traves de rigidez del modelo realizado por computadora se analizara la trabe que se localiza en el eje 7 de C a D del segundo nivel, con respecto a las columnas analizaremos la columna que se localiza en la intersección de los ejes 7 y D, para la cual obtenemos lo siguiente:

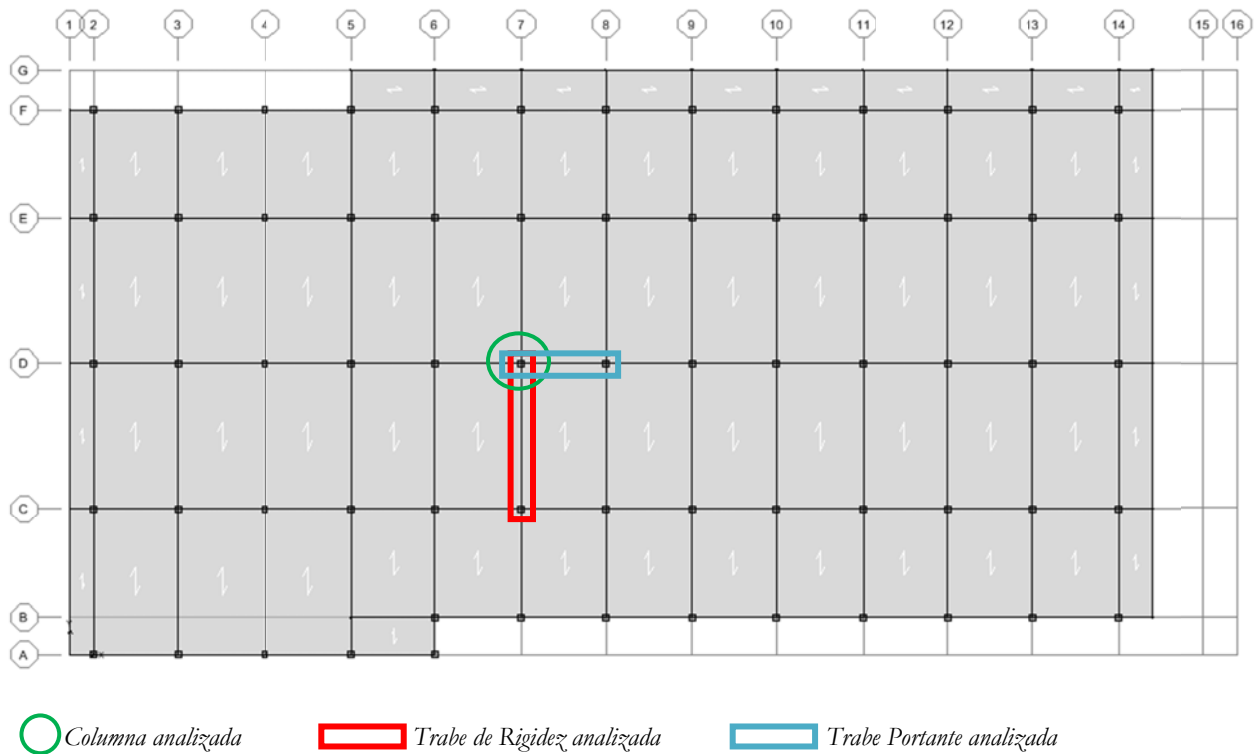


Figura 2.36 Ubicación de la trabe de rigidez, portante y columna analizadas.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado en la computadora.

Para la trabe de rigidez:

Envolvente de elementos mecánicos

Tabla 2.2 Envlovente de Elementos Mecánicos en Trabe de Rigidez.

TABLE: Beam Forces									
Story	Beam	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
STORY2	B39	ENV Max	0.35	0	-3.028	0	0.0919	0	8.5319
STORY2	B39	ENV Max	0.8435	0	-2.6314	0	0.0919	0	9.9285
STORY2	B39	ENV Max	1.3371	0	-2.2349	0	0.0919	0	11.1294

II. Estructuración, predimensionamiento, modelación y análisis estructural

STORY2	B39	ENV Max	1.8306	0	-1.8384	0	0.0919	0	12.1346
STORY2	B39	ENV Max	2.3242	0	-1.4419	0	0.0919	0	12.9441
STORY2	B39	ENV Max	2.8177	0	-1.0453	0	0.0919	0	13.5579
STORY2	B39	ENV Max	3.3113	0	-0.6488	0	0.0919	0	13.9759
STORY2	B39	ENV Max	3.8048	0	-0.2523	0	0.0919	0	14.1983
STORY2	B39	ENV Max	4.2984	0	0.1443	0	0.0919	0	14.2249
STORY2	B39	ENV Max	4.7919	0	0.5408	0	0.0919	0	14.0559
STORY2	B39	ENV Max	5.2855	0	0.9373	0	0.0919	0	13.6911
STORY2	B39	ENV Max	5.779	0	1.3339	0	0.0919	0	13.1306
STORY2	B39	ENV Max	6.2726	0	1.7304	0	0.0919	0	12.3745
STORY2	B39	ENV Max	6.7661	0	2.1269	0	0.0919	0	11.4226
STORY2	B39	ENV Max	7.2597	0	2.5235	0	0.0919	0	10.9989
STORY2	B39	ENV Max	7.7532	0	2.92	0	0.0919	0	10.726
STORY2	B39	ENV Max	8.2468	0	3.3165	0	0.0919	0	10.204
STORY2	B39	ENV Max	8.7403	0	3.7131	0	0.0919	0	9.4329
STORY2	B39	ENV Max	9.2339	0	4.1096	0	0.0919	0	9.8385
STORY2	B39	ENV Max	9.7274	0	4.5061	0	0.0919	0	10.1084
STORY2	B39	ENV Max	10.221	0	4.9026	0	0.0919	0	10.1825
STORY2	B39	ENV Max	10.7145	0	5.2992	0	0.0919	0	10.0609
STORY2	B39	ENV Max	11.2081	0	5.6957	0	0.0919	0	9.7437
STORY2	B39	ENV Max	11.7016	0	6.0922	0	0.0919	0	9.2307
STORY2	B39	ENV Max	12.1952	0	6.4888	0	0.0919	0	8.522
STORY2	B39	ENV Max	12.6887	0	6.8853	0	0.0919	0	7.6176
STORY2	B39	ENV Max	13.1823	0	7.2818	0	0.0919	0	6.5175
STORY2	B39	ENV Max	13.6758	0	7.6784	0	0.0919	0	5.2216
STORY2	B39	ENV Max	14.1694	0	8.0749	0	0.0919	0	3.7301
STORY2	B39	ENV Max	14.6629	0	8.4714	0	0.0919	0	2.0429
STORY2	B39	ENV Max	15.1565	0	8.868	0	0.0919	0	0.1599
STORY2	B39	ENV Max	15.65	0	9.2645	0	0.0919	0	-1.9187
STORY2	B39	ENV Min	0.35	0	-7.8826	0	-0.129	0	-28.4846
STORY2	B39	ENV Min	0.8435	0	-7.486	0	-0.129	0	-24.692
STORY2	B39	ENV Min	1.3371	0	-7.0895	0	-0.129	0	-21.0951
STORY2	B39	ENV Min	1.8306	0	-6.693	0	-0.129	0	-17.694
STORY2	B39	ENV Min	2.3242	0	-6.2964	0	-0.129	0	-14.4885
STORY2	B39	ENV Min	2.8177	0	-5.8999	0	-0.129	0	-11.4788
STORY2	B39	ENV Min	3.3113	0	-5.5034	0	-0.129	0	-8.6648
STORY2	B39	ENV Min	3.8048	0	-5.1068	0	-0.129	0	-6.0464
STORY2	B39	ENV Min	4.2984	0	-4.7103	0	-0.129	0	-3.6238
STORY2	B39	ENV Min	4.7919	0	-4.3138	0	-0.129	0	-1.3969
STORY2	B39	ENV Min	5.2855	0	-3.9173	0	-0.129	0	0.6343
STORY2	B39	ENV Min	5.779	0	-3.5207	0	-0.129	0	2.4698
STORY2	B39	ENV Min	6.2726	0	-3.1242	0	-0.129	0	4.1096
STORY2	B39	ENV Min	6.7661	0	-2.7277	0	-0.129	0	5.5537
STORY2	B39	ENV Min	7.2597	0	-2.3311	0	-0.129	0	6.8021

STORY2	B39	ENV Min	7.7532	0	-1.9346	0	-0.129	0	7.8548
STORY2	B39	ENV Min	8.2468	0	-1.5381	0	-0.129	0	7.3927
STORY2	B39	ENV Min	8.7403	0	-1.1415	0	-0.129	0	5.6579
STORY2	B39	ENV Min	9.2339	0	-0.745	0	-0.129	0	3.7275
STORY2	B39	ENV Min	9.7274	0	-0.3485	0	-0.129	0	1.6014
STORY2	B39	ENV Min	10.221	0	0.0481	0	-0.129	0	-0.7205
STORY2	B39	ENV Min	10.7145	0	0.4446	0	-0.129	0	-3.238
STORY2	B39	ENV Min	11.2081	0	0.8411	0	-0.129	0	-5.9513
STORY2	B39	ENV Min	11.7016	0	1.2377	0	-0.129	0	-8.8602
STORY2	B39	ENV Min	12.1952	0	1.6342	0	-0.129	0	-11.9649
STORY2	B39	ENV Min	12.6887	0	2.0307	0	-0.129	0	-15.2653
STORY2	B39	ENV Min	13.1823	0	2.4272	0	-0.129	0	-18.7613
STORY2	B39	ENV Min	13.6758	0	2.8238	0	-0.129	0	-22.4531
STORY2	B39	ENV Min	14.1694	0	3.2203	0	-0.129	0	-26.3406
STORY2	B39	ENV Min	14.6629	0	3.6168	0	-0.129	0	-30.4238
STORY2	B39	ENV Min	15.1565	0	4.0134	0	-0.129	0	-34.7028
STORY2	B39	ENV Min	15.65	0	4.4099	0	-0.129	0	-39.1774

Elementos mecánicos por etapa de carga:

Tabla 2.3 Elementos Mecánicos en Trabe de Rigidez por Etapa de Carga.

TABLE: Beam Forces									
Story	Beam	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
STORY2	B39	WCVMAX	0.35	0	0.1769	0	-0.0047	0	1.3529
STORY2	B39	WCVMAX	0.8435	0	0.1769	0	-0.0047	0	1.2656
STORY2	B39	WCVMAX	1.3371	0	0.1769	0	-0.0047	0	1.1783
STORY2	B39	WCVMAX	1.8306	0	0.1769	0	-0.0047	0	1.091
STORY2	B39	WCVMAX	2.3242	0	0.1769	0	-0.0047	0	1.0037
STORY2	B39	WCVMAX	2.8177	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.9164
STORY2	B39	WCVMAX	3.3113	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.8291
STORY2	B39	WCVMAX	3.8048	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.7418
STORY2	B39	WCVMAX	4.2984	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.6545
STORY2	B39	WCVMAX	4.7919	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.5672
STORY2	B39	WCVMAX	5.2855	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.4799
STORY2	B39	WCVMAX	5.779	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.3926
STORY2	B39	WCVMAX	6.2726	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.3053
STORY2	B39	WCVMAX	6.7661	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.218
STORY2	B39	WCVMAX	7.2597	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.1307
STORY2	B39	WCVMAX	7.7532	0	0.1769	0	-0.0047	0	0.0434
STORY2	B39	WCVMAX	8.2468	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.0439

II. Estructuración, predimensionamiento, modelación y análisis estructural

STORY2	B39	WCVMAX	8.7403	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.1312
STORY2	B39	WCVMAX	9.2339	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.2185
STORY2	B39	WCVMAX	9.7274	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.3058
STORY2	B39	WCVMAX	10.221	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.3931
STORY2	B39	WCVMAX	10.7145	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.4804
STORY2	B39	WCVMAX	11.2081	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.5677
STORY2	B39	WCVMAX	11.7016	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.655
STORY2	B39	WCVMAX	12.1952	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.7423
STORY2	B39	WCVMAX	12.6887	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.8296
STORY2	B39	WCVMAX	13.1823	0	0.1769	0	-0.0047	0	-0.9169
STORY2	B39	WCVMAX	13.6758	0	0.1769	0	-0.0047	0	-1.0042
STORY2	B39	WCVMAX	14.1694	0	0.1769	0	-0.0047	0	-1.0915
STORY2	B39	WCVMAX	14.6629	0	0.1769	0	-0.0047	0	-1.1788
STORY2	B39	WCVMAX	15.1565	0	0.1769	0	-0.0047	0	-1.2661
STORY2	B39	WCVMAX	15.65	0	0.1769	0	-0.0047	0	-1.3534
STORY2	B39	DINX Max	0.35	0	0.0921	0	0.0589	0	0.7025
STORY2	B39	DINX Max	0.8435	0	0.0921	0	0.0589	0	0.6571
STORY2	B39	DINX Max	1.3371	0	0.0921	0	0.0589	0	0.6116
STORY2	B39	DINX Max	1.8306	0	0.0921	0	0.0589	0	0.5661
STORY2	B39	DINX Max	2.3242	0	0.0921	0	0.0589	0	0.5207
STORY2	B39	DINX Max	2.8177	0	0.0921	0	0.0589	0	0.4752
STORY2	B39	DINX Max	3.3113	0	0.0921	0	0.0589	0	0.4297
STORY2	B39	DINX Max	3.8048	0	0.0921	0	0.0589	0	0.3843
STORY2	B39	DINX Max	4.2984	0	0.0921	0	0.0589	0	0.3388
STORY2	B39	DINX Max	4.7919	0	0.0921	0	0.0589	0	0.2934
STORY2	B39	DINX Max	5.2855	0	0.0921	0	0.0589	0	0.2479
STORY2	B39	DINX Max	5.779	0	0.0921	0	0.0589	0	0.2024
STORY2	B39	DINX Max	6.2726	0	0.0921	0	0.0589	0	0.157
STORY2	B39	DINX Max	6.7661	0	0.0921	0	0.0589	0	0.1115
STORY2	B39	DINX Max	7.2597	0	0.0921	0	0.0589	0	0.0661
STORY2	B39	DINX Max	7.7532	0	0.0921	0	0.0589	0	0.0206
STORY2	B39	DINX Max	8.2468	0	0.0921	0	0.0589	0	0.0249
STORY2	B39	DINX Max	8.7403	0	0.0921	0	0.0589	0	0.0703
STORY2	B39	DINX Max	9.2339	0	0.0921	0	0.0589	0	0.1158
STORY2	B39	DINX Max	9.7274	0	0.0921	0	0.0589	0	0.1613
STORY2	B39	DINX Max	10.221	0	0.0921	0	0.0589	0	0.2067
STORY2	B39	DINX Max	10.7145	0	0.0921	0	0.0589	0	0.2522
STORY2	B39	DINX Max	11.2081	0	0.0921	0	0.0589	0	0.2976
STORY2	B39	DINX Max	11.7016	0	0.0921	0	0.0589	0	0.3431
STORY2	B39	DINX Max	12.1952	0	0.0921	0	0.0589	0	0.3886
STORY2	B39	DINX Max	12.6887	0	0.0921	0	0.0589	0	0.434
STORY2	B39	DINX Max	13.1823	0	0.0921	0	0.0589	0	0.4795
STORY2	B39	DINX Max	13.6758	0	0.0921	0	0.0589	0	0.525
STORY2	B39	DINX Max	14.1694	0	0.0921	0	0.0589	0	0.5704

II. Estructuración, predimensionamiento, modelación y análisis estructural

STORY2	B39	DINX Max	14.6629	0	0.0921	0	0.0589	0	0.6159
STORY2	B39	DINX Max	15.1565	0	0.0921	0	0.0589	0	0.6613
STORY2	B39	DINX Max	15.65	0	0.0921	0	0.0589	0	0.7068
STORY2	B39	DINY Max	0.35	0	2.179	0	0.0828	0	16.6149
STORY2	B39	DINY Max	0.8435	0	2.179	0	0.0828	0	15.5395
STORY2	B39	DINY Max	1.3371	0	2.179	0	0.0828	0	14.4641
STORY2	B39	DINY Max	1.8306	0	2.179	0	0.0828	0	13.3886
STORY2	B39	DINY Max	2.3242	0	2.179	0	0.0828	0	12.3132
STORY2	B39	DINY Max	2.8177	0	2.179	0	0.0828	0	11.2377
STORY2	B39	DINY Max	3.3113	0	2.179	0	0.0828	0	10.1623
STORY2	B39	DINY Max	3.8048	0	2.179	0	0.0828	0	9.0869
STORY2	B39	DINY Max	4.2984	0	2.179	0	0.0828	0	8.0114
STORY2	B39	DINY Max	4.7919	0	2.179	0	0.0828	0	6.936
STORY2	B39	DINY Max	5.2855	0	2.179	0	0.0828	0	5.8605
STORY2	B39	DINY Max	5.779	0	2.179	0	0.0828	0	4.7851
STORY2	B39	DINY Max	6.2726	0	2.179	0	0.0828	0	3.7096
STORY2	B39	DINY Max	6.7661	0	2.179	0	0.0828	0	2.6342
STORY2	B39	DINY Max	7.2597	0	2.179	0	0.0828	0	1.5588
STORY2	B39	DINY Max	7.7532	0	2.179	0	0.0828	0	0.4833
STORY2	B39	DINY Max	8.2468	0	2.179	0	0.0828	0	0.5921
STORY2	B39	DINY Max	8.7403	0	2.179	0	0.0828	0	1.6676
STORY2	B39	DINY Max	9.2339	0	2.179	0	0.0828	0	2.743
STORY2	B39	DINY Max	9.7274	0	2.179	0	0.0828	0	3.8184
STORY2	B39	DINY Max	10.221	0	2.179	0	0.0828	0	4.8939
STORY2	B39	DINY Max	10.7145	0	2.179	0	0.0828	0	5.9693
STORY2	B39	DINY Max	11.2081	0	2.179	0	0.0828	0	7.0448
STORY2	B39	DINY Max	11.7016	0	2.179	0	0.0828	0	8.1202
STORY2	B39	DINY Max	12.1952	0	2.179	0	0.0828	0	9.1956
STORY2	B39	DINY Max	12.6887	0	2.179	0	0.0828	0	10.2711
STORY2	B39	DINY Max	13.1823	0	2.179	0	0.0828	0	11.3465
STORY2	B39	DINY Max	13.6758	0	2.179	0	0.0828	0	12.422
STORY2	B39	DINY Max	14.1694	0	2.179	0	0.0828	0	13.4974
STORY2	B39	DINY Max	14.6629	0	2.179	0	0.0828	0	14.5728
STORY2	B39	DINY Max	15.1565	0	2.179	0	0.0828	0	15.6483
STORY2	B39	DINY Max	15.65	0	2.179	0	0.0828	0	16.7237
STORY2	B39	ETA1	0.35	0	-5.0725	0	-0.0139	0	-9.9353
STORY2	B39	ETA1	0.8435	0	-4.7121	0	-0.0139	0	-7.5207
STORY2	B39	ETA1	1.3371	0	-4.3516	0	-0.0139	0	-5.284
STORY2	B39	ETA1	1.8306	0	-3.9911	0	-0.0139	0	-3.2252
STORY2	B39	ETA1	2.3242	0	-3.6306	0	-0.0139	0	-1.3444
STORY2	B39	ETA1	2.8177	0	-3.2701	0	-0.0139	0	0.3585
STORY2	B39	ETA1	3.3113	0	-2.9096	0	-0.0139	0	1.8835
STORY2	B39	ETA1	3.8048	0	-2.5492	0	-0.0139	0	3.2306
STORY2	B39	ETA1	4.2984	0	-2.1887	0	-0.0139	0	4.3998

II. Estructuración, predimensionamiento, modelación y análisis estructural

STORY2	B39	ETA1	4.7919	0	-1.8282	0	-0.0139	0	5.3911
STORY2	B39	ETA1	5.2855	0	-1.4677	0	-0.0139	0	6.2044
STORY2	B39	ETA1	5.779	0	-1.1072	0	-0.0139	0	6.8399
STORY2	B39	ETA1	6.2726	0	-0.7468	0	-0.0139	0	7.2974
STORY2	B39	ETA1	6.7661	0	-0.3863	0	-0.0139	0	7.577
STORY2	B39	ETA1	7.2597	0	-0.0258	0	-0.0139	0	7.6787
STORY2	B39	ETA1	7.7532	0	0.3347	0	-0.0139	0	7.6024
STORY2	B39	ETA1	8.2468	0	0.6952	0	-0.0139	0	7.3483
STORY2	B39	ETA1	8.7403	0	1.0557	0	-0.0139	0	6.9162
STORY2	B39	ETA1	9.2339	0	1.4161	0	-0.0139	0	6.3062
STORY2	B39	ETA1	9.7274	0	1.7766	0	-0.0139	0	5.5183
STORY2	B39	ETA1	10.221	0	2.1371	0	-0.0139	0	4.5525
STORY2	B39	ETA1	10.7145	0	2.4976	0	-0.0139	0	3.4088
STORY2	B39	ETA1	11.2081	0	2.8581	0	-0.0139	0	2.0872
STORY2	B39	ETA1	11.7016	0	3.2186	0	-0.0139	0	0.5876
STORY2	B39	ETA1	12.1952	0	3.579	0	-0.0139	0	-1.0899
STORY2	B39	ETA1	12.6887	0	3.9395	0	-0.0139	0	-2.9453
STORY2	B39	ETA1	13.1823	0	4.3	0	-0.0139	0	-4.9786
STORY2	B39	ETA1	13.6758	0	4.6605	0	-0.0139	0	-7.1898
STORY2	B39	ETA1	14.1694	0	5.021	0	-0.0139	0	-9.5789
STORY2	B39	ETA1	14.6629	0	5.3815	0	-0.0139	0	-12.146
STORY2	B39	ETA1	15.1565	0	5.7419	0	-0.0139	0	-14.8909
STORY2	B39	ETA1	15.65	0	6.1024	0	-0.0139	0	-17.8138
STORY2	B39	ETA2	0.35	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.487
STORY2	B39	ETA2	0.8435	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.4556
STORY2	B39	ETA2	1.3371	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.4242
STORY2	B39	ETA2	1.8306	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.3928
STORY2	B39	ETA2	2.3242	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.3613
STORY2	B39	ETA2	2.8177	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.3299
STORY2	B39	ETA2	3.3113	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.2985
STORY2	B39	ETA2	3.8048	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.267
STORY2	B39	ETA2	4.2984	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.2356
STORY2	B39	ETA2	4.7919	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.2042
STORY2	B39	ETA2	5.2855	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.1728
STORY2	B39	ETA2	5.779	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.1413
STORY2	B39	ETA2	6.2726	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.1099
STORY2	B39	ETA2	6.7661	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.0785
STORY2	B39	ETA2	7.2597	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.047
STORY2	B39	ETA2	7.7532	0	0.0637	0	-0.0017	0	0.0156
STORY2	B39	ETA2	8.2468	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.0158
STORY2	B39	ETA2	8.7403	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.0472
STORY2	B39	ETA2	9.2339	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.0787
STORY2	B39	ETA2	9.7274	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.1101
STORY2	B39	ETA2	10.221	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.1415

II. Estructuración, predimensionamiento, modelación y análisis estructural

STORY2	B39	ETA2	10.7145	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.173
STORY2	B39	ETA2	11.2081	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.2044
STORY2	B39	ETA2	11.7016	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.2358
STORY2	B39	ETA2	12.1952	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.2672
STORY2	B39	ETA2	12.6887	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.2987
STORY2	B39	ETA2	13.1823	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.3301
STORY2	B39	ETA2	13.6758	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.3615
STORY2	B39	ETA2	14.1694	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.393
STORY2	B39	ETA2	14.6629	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.4244
STORY2	B39	ETA2	15.1565	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.4558
STORY2	B39	ETA2	15.65	0	0.0637	0	-0.0017	0	-0.4872

Para la columna tenemos:

Envolvente de elementos mecánicos:

Tabla 2.4 Envolverte de Elementos Mecánicos en la Columna.

TABLE: Column Forces									
Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
STORY3	C45	ENV Max	0	-116.4931	11.349	15.6891	0.4536	16.0062	12.51
STORY3	C45	ENV Max	1.27	-114.8484	11.349	15.6891	0.4536	6.1008	2.609
STORY3	C45	ENV Max	2.54	-113.2038	11.349	15.6891	0.4536	12.5582	15.0437
STORY3	C45	ENV Min	0	-186.1652	-10.0433	-5.547	-0.3	-2.2069	-10.5944
STORY3	C45	ENV Min	1.27	-184.072	-10.0433	-5.547	-0.3	-5.1819	-2.3517
STORY3	C45	ENV Min	2.54	-181.9788	-10.0433	-5.547	-0.3	-24.5198	-16.4447
STORY2	C45	ENV Max	0	-232.8722	17.5107	20.5316	0.5606	32.4165	24.8131
STORY2	C45	ENV Max	1.27	-231.2275	17.5107	20.5316	0.5606	7.0657	2.8594
STORY2	C45	ENV Max	2.54	-229.5829	17.5107	20.5316	0.5606	16.9003	19.6077
STORY2	C45	ENV Min	0	-372.1702	-17.1071	-13.7137	-0.4238	-18.2504	-23.9175
STORY2	C45	ENV Min	1.27	-370.077	-17.1071	-13.7137	-0.4238	-1.5584	-2.4763
STORY2	C45	ENV Min	2.54	-367.9838	-17.1071	-13.7137	-0.4238	-20.0518	-19.7372
STORY1	C45	ENV Max	0	-349.318	18.8284	22.3997	0.3665	59.8619	37.8948
STORY1	C45	ENV Max	1.27	-347.6733	18.8284	22.3997	0.3665	31.4774	14.004
STORY1	C45	ENV Max	2.54	-346.0287	18.8284	22.3997	0.3665	4.8183	10.0662
STORY1	C45	ENV Min	0	-558.2727	-18.7059	-17.3496	-0.3069	-43.6874	-37.5178
STORY1	C45	ENV Min	1.27	-556.1795	-18.7059	-17.3496	-0.3069	-21.7165	-13.7826
STORY1	C45	ENV Min	2.54	-554.0863	-18.7059	-17.3496	-0.3069	-1.4709	-10.0005

2.11 Estados límite de servicio.

Debe revisarse que los valores de las posibles deformaciones y agrietamientos de la estructura queden limitados a valores en los que el funcionamiento de la estructura en condiciones de servicio, es decir ya en funcionamiento, sea satisfactorio. En la siguiente figura se presentan las deformaciones de la estructura ante cargas laterales.

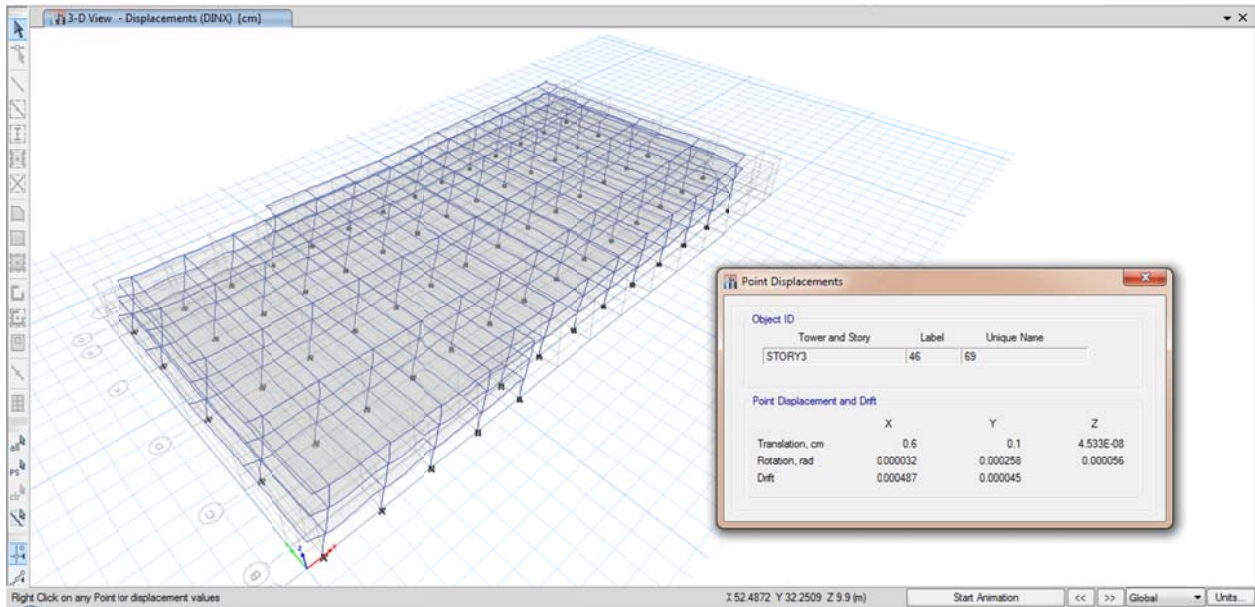


Figura 2.37 Desplazamientos de la Estructura Dirección X.

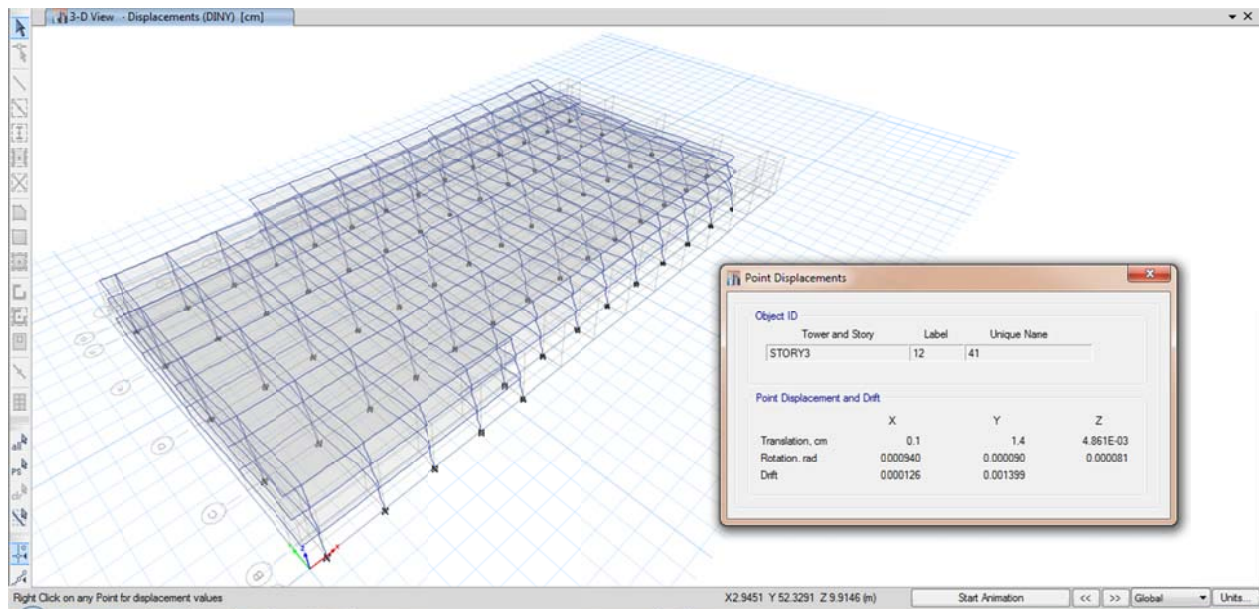


Figura 2.38 Desplazamientos de la Estructura Dirección Y.

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA

3.1 Fuerzas de diseño.

Las fuerzas de diseño son la que actúan en una estructura, En el tema anterior se obtuvieron las fuerzas que intervienen en los elementos principales de la estructura analizada, estas fuerzas son originadas por las cargas a las que estará sometida la estructura durante su vida útil. A continuación se presenta el resumen de estas fuerzas.

Tabla 3.1 Fuerzas en Vigas y Sistema de Piso.

Tipo	1a Etapa		2a Etapa	
	Momento M (Ton*m)	Cortante V (Ton)	Momento M (Ton*m)	Cortante V (Ton)
Trabe Portante	67.271	31.072	16.999	23.555
Sistema de Piso	33.500	8.667	30.169	7.806
Trabe de Rigidez	21.238	5.567	10.730	2.920

Tabla 3.2 Fuerzas en Columna.

Tipo	Pu (Ton)	M2u (Ton*m)	M3u (Ton*m)	V2u (Ton)	V3u (Ton)
Columna	558.27	43.69	37.52	18.7	17.34

3.2 Diseño de columnas.

Con las fuerzas obtenidas del análisis estructural del conjunto de la estructura y las características de los materiales de los cuales estará constituida la columna, se diseñara la columna localizada en la intersección de los ejes 7-D.

En primer lugar se verificara si se pueden despreciar o no los efectos de esbeltez en la columna, esta verificación y el diseño de la columna se harán en una hoja de cálculo realizada en Excel la cual se presenta a continuación:

Efectos de Esbeltez de una Columna de Concreto Reforzado RCDF-2004

Acciones Ultimas

Direccion X a=Extremo inferior
 b=Extremo superior

Condicion:CM+Cvinst+SismoX

Pu (Ton)	Muxa (Ton*m)	Muxb (Ton*m)	Muya (Ton*m)	Muyb (Ton*m)
349.32	26.32	2.85	37.89	10.06

Direccion Y

Condicion:CM+Cvinst+SismoY

Pu (Ton)	Muxa (Ton*m)	Muxb (Ton*m)	Muya (Ton*m)	Muyb (Ton*m)
349.32	58.86	4.82	12.00	3.20

Geometria

Columna	Trabe Portante	Trabe de Rigidez
H= 70.00 cm	h= 76.00 cm	h= 76.00 cm
B= 70.00 cm	b= 50.00 cm	b= 40.00 cm
L= 2.54 m	L= 8.70 m	L= 15.30 m

Efectos de Esbeltez (Inciso 1.4.2 de las NTC)

-Restriccion lateral de los extremos de las columnas

Existen Muros o contraventeos (S/N) N

Verificar que: $\frac{Q \Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_U}$

Del Analisis Estructural obtenemos los siguientes valores:

	Direccion X	Direccion Y
Q=	2	2
V=	1375.157	1375.157
Δ =	0.012	0.025
Wu=	6569.16468	6569.16468
h=	3.3	3.3

Verificamos si existe restriccion lateral en ambas direcciones de analisis:

	$\frac{Q \Delta}{h}$		$0.08 \frac{V}{W_U}$	
Direccion X	0.0073	<=	0.0167	<i>Extremos Restringidos</i>
Direccion Y	0.0152	<=	0.0167	<i>Extremos Restringidos</i>

En miembros con extremos restringidos los efectos de esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Direccion X ∇ 33.097

Direccion Y ∇ 33.348

Calculo de la Longitud Efectiva H'

$$H' = kH$$

donde en forma aproximada:

$$K_A = \frac{0.4 + \psi_A}{0.8 + \psi_A} \quad K_B = \frac{0.4 + \psi_B}{0.8 + \psi_B} \quad \psi_{A,B} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{columnas}}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{miembros\ de\ flexion}}$$

$$K = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - K_A - K_B) + 1/2(K_A^2 + K_B^2)}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Momento de Inercia de Columnas

$$I_c = 2000833.33 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_c}{L} = 7877.30$$

Momento de Inercia de Vigas

Trabes Portantes

$$I_p = 1829066.67 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_p}{L} = 2102.38$$

Trabes de Rigidez

$$I_r = 1463253.33 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_r}{L} = 956.37$$

Para la Direccion X Tenemos:

$$\Psi_A = 0.000$$

$$K_A = 0.500$$

$$\Psi_B = 3.747$$

$$K_B = 0.912$$

$$K = 0.674$$

$$H' = 171.161$$

$$r = 20.207$$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

$$H'/r = 8.470$$

$$< 33.097$$

Se Pueden Despreciar Los Efectos de Esbeltez

Para la Direccion Y Tenemos:

$$\Psi_A = 0.000$$

$$K_A = 0.500$$

$$\Psi_B = 8.237$$

$$K_B = 0.956$$

$$K = 0.687$$

$$H' = 174.612$$

$$r = 20.207$$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

$$H'/r = 8.641$$

$$< 33.348$$

Se Pueden Despreciar Los Efectos de Esbeltez

Diseño Estructural de una Columna de Concreto Reforzado RCDF-2004

Materiales:

Concreto

$$f_c = 350.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c' = 238.00 \text{ kg/cm}^2$$

Acero

$$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$$

Geometria

$$b = 70.00 \text{ cm}$$

$$h = 70.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$d = 64.00 \text{ cm}$$

$$H_{col} = 3.6 \text{ m}$$

Elementos Mecanicos

$$P = 558.27 \text{ Ton}$$

$$M_x = 43.69 \text{ T*m}$$

$$M_y = 37.52 \text{ T*m}$$

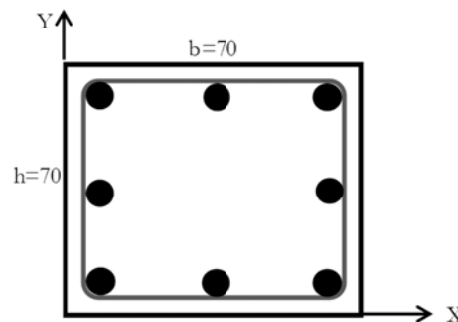
$$V_x = 18.70 \text{ Ton}$$

$$V_y = 17.34 \text{ Ton}$$

Factores de Resistencia

$$FR = 0.7 \text{ Compresion}$$

$$FR = 0.8 \text{ Cortante}$$



Acero de Refuerzo Propuesto

No.Varillas	# Var	As. Var=	As	Ø Var
12	8	5.07	60.84	2.54
0	0	0	0	0

$$As = 60.84 \text{ cm}^2$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

$$\text{Cuantía de Acero } \rho = 0.012 \quad \rho = \frac{A_s}{b * h}$$

$$\text{Indice de Refuerzo } q = 0.219 \quad q = \rho \frac{f_y}{f''c}$$

Excentricidades

$$e_x = 7.83 \text{ cm} \quad e_x = \frac{M_x}{P}$$

$$e_y = 6.72 \text{ cm} \quad e_y = \frac{M_y}{P}$$

Carga Axial Resistente de Diseño

$$P_{RO} = FR (Agf''c + Asf_y)$$

$$P_{RO} = 985 \text{ ton}$$

Magnitud de fuerza P_{RX} con excentricidad en X ex:

$$d/h = 0.91 \quad \text{De la Figura 3.1}$$

$$e_x/h = 0.11$$

$$\text{Indice de Refuerzo } q = 0.22$$

De la grafica obtenemos

$$K_X = 0.63$$

$$P_{RX} = KFRbh f'c$$

$$P_{RX} = 756.315 \text{ Ton}$$

Magnitud de fuerza P_{RY} con excentricidad en Y ey:

$$d/h = 0.91 \quad \text{De la Figura 3.1}$$

$$e_y/h = 0.10$$

$$\text{Indice de Refuerzo } q = 0.22$$

De graficas Obtenemos

$$K_Y = 0.63$$

$$P_{RY} = KFRbh f'c$$

$$P_{RY} = 756.315 \text{ Ton}$$

Usando la Fommla de Bressler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$$PR = 614 \text{ Ton} > 558.27 \text{ Ok}$$

$$\frac{PR}{P_{RO}} = 0.62 > 0.1 \text{ Metodo Valido}$$

Revision por Cortante

Est.#	As (cm ²)	Diam (cm)
3	0.71	0.95

Para la Direccion X tenemos

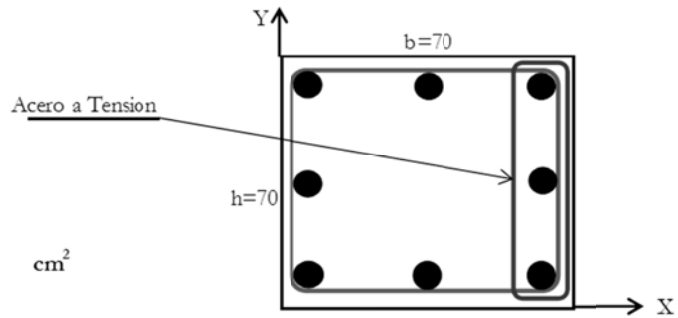
$$V_{ux} = 18.70 \text{ Ton}$$

$$\#Vars.Tension = 4$$

$$Diam.Var.Tens. \#8 \text{ As} = 5.07$$

$$A_{st} = \#Var.t * As = 20.280 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b * d} = 0.0045$$



Calculo de la Resistencia al Cortante del concreto

Factor para V_{cr} que depende de la dimension paralela a la fuerza cortante

$$FR_{2.18X} = 1 \text{ Seccion 2.5.1 (Ec. 2.18)}$$

Si $\rho < 0.015$

$$V_{cr} = FR_{2.18X} b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

Si $\rho \geq 0.015$

$$V_{cr} = 0.5 FR_{2.18X} b d \sqrt{f^*c}$$

Por lo tanto V_{cr} es:

$$V_{cr} = 17423.94705 \text{ Kg} \quad 17.424 \text{ Ton}$$

para elementos en los que :

$$Pu < FR(0.7f^*cAg + 2000As) \text{ Seccion 2.5.1.3a}$$

$$558,270 \text{ Kg} < 865,664 \text{ Kg}$$

Multiplicar V_{cr} por $(1 - 0.007Pu/Ag)$

$$1 + 0.007Pu/Ag = 1.79752857$$

Por lo tanto V_{cr} es:

$$V_{cr} = 31320.04265 \text{ Kg} \quad 31.320 \text{ Ton}$$

Para la direccion X Revisar si $V_{cr} > V_u$:

$$V_{cr} \quad 31.320 \text{ Ton} > V_u \quad 18.700 \text{ Ton} \text{ No se Requieren Estribos, Considerar Acero Minimo}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Verificar que $V_u < 2F_R b d \sqrt{f'c}$ seccion 2.5.2.4

$$\begin{array}{rcl} V_u & & 2F_R b d \sqrt{f'c} \\ 18.70 & < & 119.944 \text{ Ton} \end{array} \quad \text{Cumple}$$

Separacion necesaria de los estribos

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{(V_u - V_{cr})} \quad \begin{array}{l} \#Ramas = 2 \\ A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \end{array}$$

S= No se Requiere

Separacion de Estribos para acero minimo (Seccion 6.2.3.2)

$$\begin{array}{ll} \text{A) } [850/\text{raiz}(f_y)] * [\text{diam. Acero Long}] = & 33.31 \\ \text{B) } 48 \text{ diametros del estribo} = & 45.60 \\ \text{C) La mitad de la Dimension menor de la columna} = & 35.00 \\ \text{Smin} = & 33.31 \quad \text{cm} \end{array}$$

Separacion Necesaria de Estribos: **S= 33.31 cm**

Separacion de estribos arriba y debajo de cada union de columna

$$S_2 = S/2 = 16.66 \quad \text{cm}$$

En una longitud igual a la menor de:

$$\begin{array}{ll} \text{A) Dimension maxima de la columna} = & 70.00 \\ \text{B) Un sexto de su altura libre} = & 59.33 \\ \text{C) } 600 \text{ mm} & 60 \\ \text{L} = & 70.00 \quad \text{cm} \end{array}$$

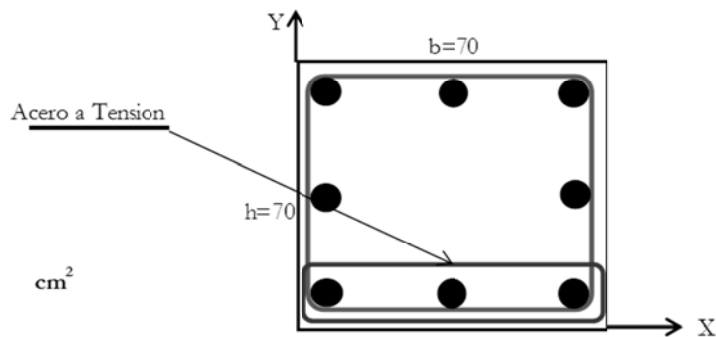
Para la Direccion Y tenemos

$$V_{ux} = 17.34 \quad \text{Ton}$$

$$\begin{array}{l} \#Vars. Tension = 4 \\ \text{Diam. Var. Tens. } \#8 \text{ As} = 5.07 \end{array}$$

$$A_{st} = \#Var.t * A_s = 20.280 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b * d} = 0.0045$$



Calculo de la Resistencia al Cortante del concreto

Factor para V_{cr} que depende de la dimension paralela a la fuerza cortante

$$FR_{2.18Y} = 1 \quad \text{Seccion 25.1 (Ec. 2.18)}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Si $\rho < 0.015$

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c}$$

Si $\rho \geq 0.015$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

Por lo tanto V_{cr} es:

$$V_{cr} = 17423.94705 \text{ Kg} \quad 17.424 \text{ Ton}$$

para elementos en los que :

$$P_u < FR(0.7f^*cAg + 2000As) \text{ Seccion 2.5.1.3a}$$

$$558,270 \text{ Kg} < 865,664 \text{ Kg}$$

Multiplicar V_{cr} por $(1 - 0.007P_u/Ag)$

$$1 + 0.007P_u/Ag = 1.79752857$$

Por lo tanto V_{cr} es:

$$V_{cr} = 31320.04265 \text{ Kg} \quad 31.320 \text{ Ton}$$

Para la direccion Y Revisar si $V_{cr} > V_u$:

$$\begin{array}{ccc} V_{cr} & & V_u \\ 31.320 \text{ Ton} & > & 17.340 \text{ Ton} \end{array} \text{ No se Requieren Estribos, Considerar Acero Minimo}$$

Verificar que $V_u < 2FRbd\sqrt{f^*c}$ seccion 2.5.2.4

$$\begin{array}{ccc} V_u & & 2F_R b d \sqrt{f^* c} \\ 17.34 & < & 119.944 \text{ Ton} \end{array} \text{ Cumple}$$

Separacion necesaria de los estribos

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{(V_u - V_{cr})} \quad \begin{array}{l} \# \text{Ramas} = 2 \\ A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \end{array}$$

S= No se requiere

Separacion de Estribos para acero minimo (Seccion 6.2.3.2)

$$\begin{array}{ll} \text{A) } [850 / \text{raiz}(f_y)] * [\text{diam. Acero Long}] = & 33.31 \\ \text{B) } 48 \text{ dianteros del estribo} = & 45.60 \\ \text{C) La mitad de la Dimension menor de la columna} = & 35.00 \\ \text{Smir} = & 33.31 \text{ cm} \end{array}$$

$$\text{Separacion Necesaria de Estribos: } S = 33.31 \text{ cm}$$

Separacion de estribos arriba y debajo de cada union de columna

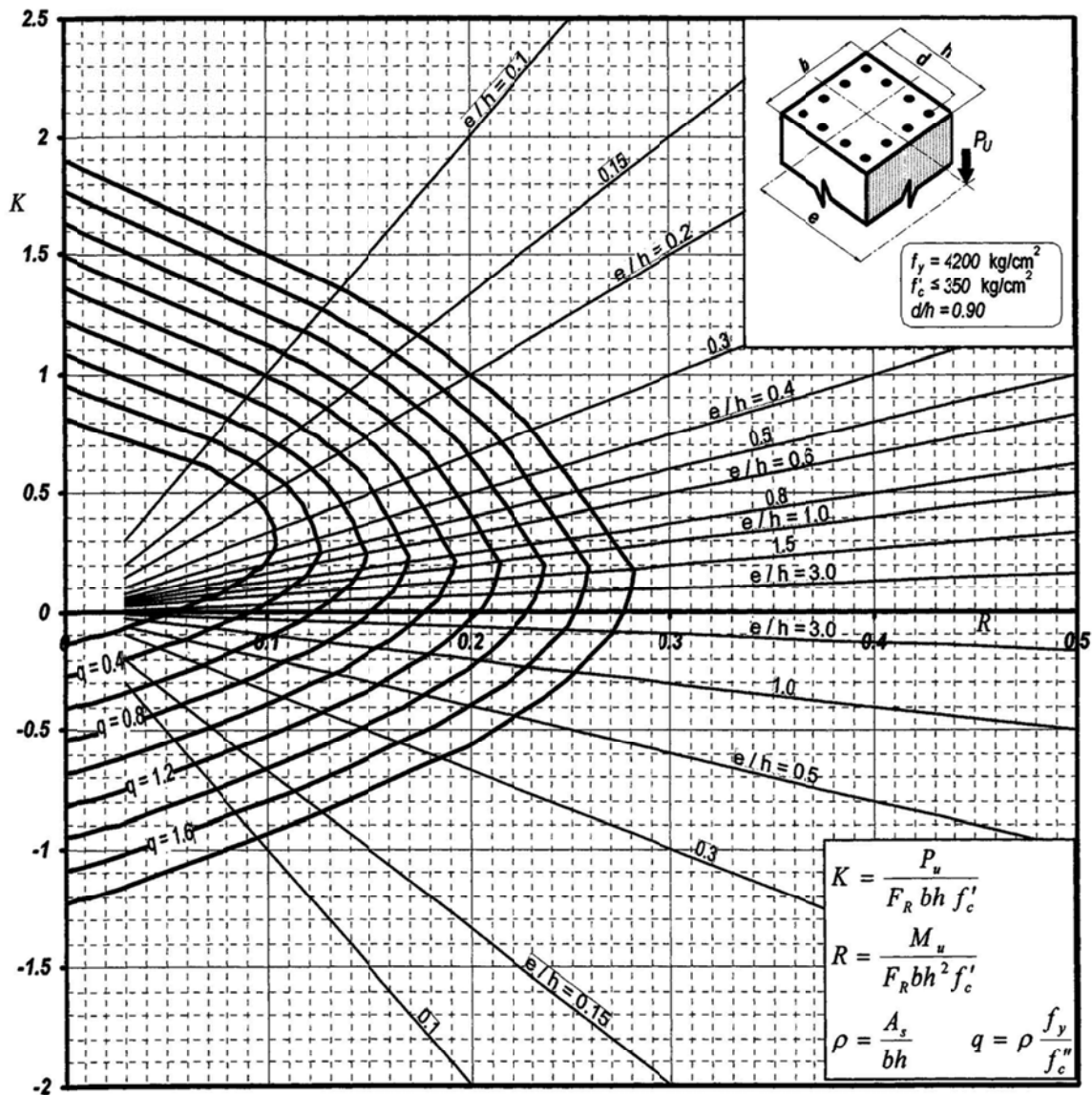
$$S_2 = S/2 = 16.66 \text{ cm}$$

En una longitud igual a la menor de:

$$\begin{array}{ll} \text{A) Dimension maxima de la columna} = & 70.00 \\ \text{B) Un sexto de su altura libre} = & 59.33 \\ \text{C) } 600 \text{ mm} & 60 \\ \text{L} = & 70.00 \text{ cm} \end{array}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

A continuación se presenta la Figura 3.1 de la cual se obtuvo el valor de k .



A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f_c^*$
 $f_c^* = 0.80 f'_c$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura 3.1 Grafica de interacción para columnas de concreto reforzado.

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

En la siguiente figura se presenta el armado de la columna de 70x70 cm del ejemplo.

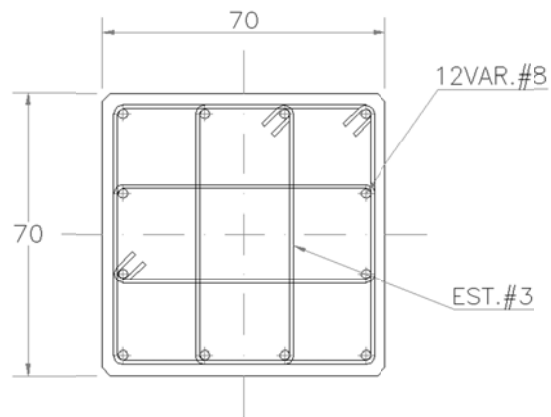


Figura 3.2 Armado de Columna 70x70 cm.

3.3 Diseño de trabes portantes.

De una manera similar a la columna, del análisis estructural se tomaran los elementos mecánicos que actúan en la trabe portante y con estos por medio de una hoja de cálculo se realizara el diseño estructural de la trabe. Primeramente se obtendrá el acero necesario considerando la trabe como simplemente armada y posteriormente se diseñara como viga presforzada, esto con el fin de ilustrar las posibles ventajas o desventajas de ambos tipos de diseño.

Diseño de Viga Simplemente Armada RCDF-2004

Datos

$f'_c =$	350	Kg/cm ²	FR =	0.9	Flexion
$f^*_c =$	280	Kg/cm ²	FR =	0.8	Cortante
$f''_c =$	238	Kg/cm ²			
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	Mu =	94.179	Ton*m
$\beta =$	0.85		Vu =	43.501	Ton

b =	50	cm
h =	66	cm
r =	5	cm
d =	61	cm

No.Varillas	#. Var	As. Var	As
10	8	5.07	50.7
# ramas	#. Var	As. Var	Av
2	3	0.71	1.42

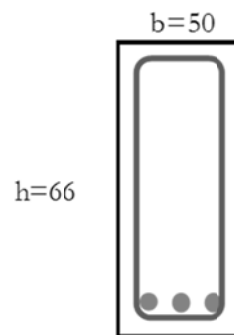
Revision por Flexion

$As = 50.7 \text{ cm}^2$

Calculo del Area de Acero Balanceado

$$As_{bal} = \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$$

$As_{bal} = 86.417 \text{ cm}^2$



Viga V-1

Calculo de Area de Acero Maxima

$As_{max} = 0.75 As_{bal}$

$As_{max} = 64.813 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Calculo de Area de Acero Minima

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$As_{min} = 9.510 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Cuantia de Acero

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$\rho = 0.01662$

Indice de Refuerzo

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c}$$

$q = 0.2933$

Calculo del Momento Resistente

$$M_R = F_R bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$M_R = 99.757 \text{ Ton*m} > Mu = 94.179 \text{ Ton*m} \quad \text{ok}$

Revision Por Cortante

Factor para Vcr que depende de la dimension paralela a la fuerza cortante

$$\text{Factor Ec.(2.18)} = 1$$

Calculo de Vcr (Cortante que toma el concreto)

Si $\rho < 0.015$

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c}$$

Si $\rho \geq 0.015$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

$$V_{cr} = 20.415 \text{ Ton} < V_{crmax} = 61.244 \text{ Ton} \quad \text{ok}$$

2.5.2.4 Limitacion para Vu

$$V_{umax} = 2.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

$$V_{umax} = 102.073 \text{ Ton} > V_u = 43.501 \text{ Ton} \quad \text{ok}$$

Refuerzo por Tension Diagonal

1) si $V_u < V_{cr}$ Entonces se usara el refuerzo minimo:

$$A_{v,min} = 0.3 \sqrt{f^* c} \frac{b s}{f_y} \quad s_1 = 30.00 \text{ cm}$$

$$A_{v,min} = 1.793 \text{ cm}$$

Vcr	Vu	
20.415	43.5008	Considerar Estribos

Separacion necesaria de los estribos

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{(V_u - V_{cr})}$$

$$\# \text{Ramas} = 2$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 12.607 \text{ cm}$$

$$s = \frac{d}{2}$$

b) si $V_u > V_{cr}$ pero menor o igual que $1.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$ entonces $s = 0.5d$

Vu	$1.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$			
43.501	61.244	Aplica	Verif.	Usar $s = 0.5d$
S =	30.5 cm			

c) si $V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$ entonces $s = 0.25d$

Vu	$1.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$			
43.501	61.244	No aplica	No aplica	No Aplica
S =	No aplica cm			

$$S = 12.61 \text{ cm}$$

En la siguiente figura se presenta el armado de la trabe portante, diseñada como viga simplemente armada.

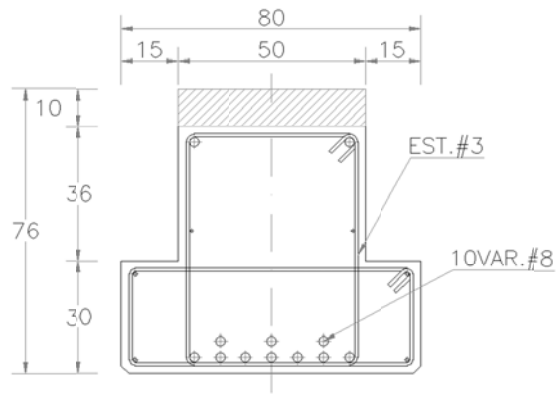


Figura 3.3 Armado de Trabe Portante como simplemente armada.

Ahora se realizara el diseño de la misma trabe portante pero empleando acero de presfuerzo para poder apreciar las ventajas en relación al diseño solo considerando acero de refuerzo.

DISEÑO DE TRABE PORTANTE PREFABRICADA, PRESFORZADA (TPT)

Cargas 1a Etapa de Analisis

- 1) Peso Propio de la Viga
- 2) Peso del Firme Sobre la Trabe
- 3) Peso del Sistema de Piso
- 4) Peso del Firme Sobre El Sistema de Piso

Cargas 2a Etapa de Analisis

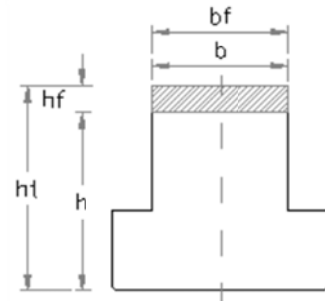
- 1) Carga Muerta Adicional (Pisos, Plafones, Instalaciones, Muros, Sobre Carga RCDF.
- 2) Carga Viva Maxima

Datos Geometricos

$L_w := 8.66$ m
 $r := 5$ cm
 $ht := 76$ cm
 $h := 66$ cm
 $bf := 50$ cm
 $b := 50$ cm
 $hf := 10$ cm
 $Lt := 16$ m
 $d := ht - r$ $d = 71.00$ cm

Datos de Materiales

Concreto en Trabe $f'c := 350$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Concreto en Firme $f'cf := 250$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Acero de Refuerzo $fy := 4200$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Acero de Presfuerzo $f_{sr} := 19000$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Peso Concreto $\gamma_c := 2.4$ $\frac{Ton}{m^3}$



CONSIDERACIONES

- Trabe Autoportante

Resumen de Propiedades Geometricas

Seccion Simple

$A_{ss} := 4200$ cm²
 $I_x := 1494514.29$ cm⁴
 $y_1 := 29.14$ cm
 $y_2 := 36.86$ cm
 $S_1 := \frac{I_x}{y_1}$ $S_1 = 51287.38$ cm³
 $S_2 := \frac{I_x}{y_2}$ $S_2 = 40545.69$ cm³

Seccion Compuesta

$A_{sc} := 4622$ cm²
 $I_c := 2170606.3$ cm⁴
 $y_{1c} := 32.97$ cm
 $y_{2c} := 33.03$ cm $y_{2cf} := 43.03$ cm
 $S_{1c} := \frac{I_c}{y_{1c}}$ $S_{1c} = 65835.80$ cm³
 $S_{2c} := \frac{I_c}{y_{2cf}}$ $S_{2c} = 50444.02$ cm³

CARGAS

1aetapa

2aetapa

-Peso propio

-Carga muerta Adicional

$W_0 := \frac{A_{ss}}{10000} \cdot \gamma_c \cdot 1000$ $W_0 = 1008.00$ $\frac{Kg}{ml}$

$w_{mad1} := 90$ $\frac{Kg}{m^2}$ $W_{mad1} := w_{mad1} \cdot Lt$

-Peso del firme sobre la trabe

$$W_{fst} := \frac{b}{100} \cdot \frac{hf}{100} \cdot \gamma_c \cdot 1000 \quad W_{fst} = 120.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Peso sistema de piso

$$w_{sp} := 234 \quad \frac{Kg}{m^2}$$

$$W_{sp} := w_{sp} \cdot L_t \quad W_{sp} = 3744.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Peso del firme sobre el sistema de piso

$$w_{fsp} := 144 \quad \frac{Kg}{m^2}$$

$$W_{fsp} := w_{fsp} \cdot L_t \quad W_{fsp} = 2304.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Peso Total Primera Etapa

$$W_{1a} := W_0 + W_{fst} + W_{sp} + W_{fsp} \quad W_{1a} = 7176.00 \quad \frac{kg}{ml}$$

$$W_{mad1} = 1440.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Carga Muro divisorio

$$W_{mad2} := 300 \cdot 0$$

$$W_{mad2} = 0.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Carga viva maxima

$$w_{vmax} := 250 \quad \frac{Kg}{m^2} \quad W_{vmax} := w_{vmax} \cdot L_t$$

$$W_{vmax} = 4000.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{2a} := W_{mad1} + W_{mad2} + W_{vmax}$$

$$W_{2a} = 5440.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

ELEMENTOS MECANICOS RESULTANTES

Momento Primera Etapa

$$M_{1a} := \frac{(W_{1a} \cdot L^2)}{8}$$

$$\frac{M_{1a}}{1000} = 67.27 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Cortante Primera Etapa

$$V_{1a} := \frac{(W_{1a} \cdot L)}{2}$$

$$\frac{V_{1a}}{1000} = 31.07 \quad \text{Ton}$$

Momento Segunda Etapa

$$M_{2a} := \frac{(W_{2a} \cdot L^2)}{24}$$

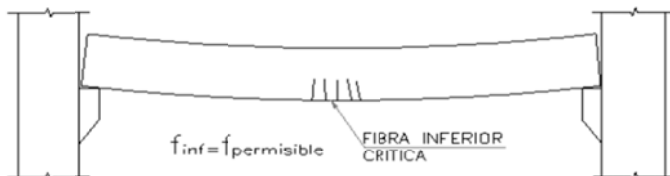
$$\frac{M_{2a}}{1000} = 17.00 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Cortante Segunda Etapa

$$V_{2a} := \frac{(W_{2a} \cdot L)}{2}$$

$$\frac{V_{2a}}{1000} = 23.56 \quad \text{Ton}$$

Se obtendrá el presfuerzo necesario para obtener en la fibra inferior crítica un esfuerzo final menor al permisible.



$$f_{inf} := -\left(\frac{P}{A_{ss}}\right) - \frac{P \cdot e_x}{S_1} + \frac{M_{1a}}{S_1} + \frac{M_{2a}}{S_{1c}}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Donde:

$M2a$ = Momento total de segunda etapa

$M1a$ = Momento total de primera etapa

e = Excentricidad del presfuerzo

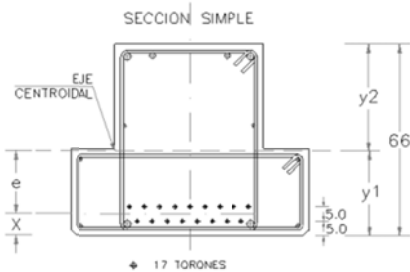
P = Fuerza de presfuerzo efectiva

$S1$ = Momento de inercia con respecto a la fibra inferior de la sección simple

Ass = Area de la sección simple

$S1c$ = Momento de inercia con respecto a la fibra inferior de la sección compuesta

El valor de la excentricidad se estima considerando un número aproximado de torones. En este caso proponemos **14**



$N_{top} := 17$ Torones

Cama xi

$c1 := 8$ $xc1 := 5$

$c2 := 9$ $xc2 := 10$

$c3 := 0$ $xc3 := 15$

$$x := \frac{(c1 \cdot xc1) + (c2 \cdot xc2) + (c3 \cdot xc3)}{N_{top}} \quad x = 7.65 \quad \text{cm}$$

$$ex := y1 - x \quad ex = 21.49 \quad \text{cm}$$

Si se calculan los esfuerzos ocasionados por las cargas, podemos determinar la fuerza de presfuerzo efectiva despejando P .

$$f_{perm} := 1.6 \cdot \sqrt{f'c} \quad (\text{inciso 9.4.1.1b de las NTCC-04})$$

$$f_{perm} = 30 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para esto suponemos que f_{inf} es cualquier valor menor al permisible

$$f_{inf} := 20 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Given

$$f_{inf} = \left[-\left(\frac{P}{Ass} \right) - \frac{P \cdot ex}{S1} + \frac{M1a \cdot 100}{S1} + \frac{M2a \cdot 100}{S1c} \right]$$

$$\text{Find}(P) \rightarrow 208449.05769005529741 \quad \text{Kg}$$

$P = 208449.06$ Kg Fuerza de Presfuerzo efectiva, necesaria para no exceder el esfuerzo de tension permisible

El tensado inicial se propone igual a 0.75 f_{sr} pues se estima que las pérdidas iniciales serán mayores al 2 %, Con esto se obtendrá un esfuerzo efectivo en el torón después de la trasferencia menor que 0.74 f_{sr} que es el máximo permitido por el reglamento. (inciso 9.4.1.2 b de las NTCC-04)

si se usan torones de 1/2"

$$A_{toron} := 0.987 \quad \text{cm}^2$$

$$f_{sr} = 19000.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo resistente del Acero de Presfuerzo}$$

-Pérdidas estimadas totales (inmediatas + diferidas) = 20%

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Por tanto el numero de torones requerido despues de aplicar el 20% de perdidas sera:

$$N_{tor1} := \frac{P}{0.75 \cdot (0.8f_{sr}) \cdot (A_{toron})} \quad N_{tor1} = 18.53$$

$$N_{tor} := 17 \text{ Torones}$$

Esfuerzo de Tensado de Cada Toron

$$f_{pj} := 0.75 \cdot f_{sr} = 14250.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pj} \leq 0.8f_{sr}$$

$$0.8 \cdot f_{sr} = 15200.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Fuerza de Tensado Inicial

$$P_{tin1} := f_{pj} \cdot A_{toron} \cdot N_{tor}$$

$$f_{pj} \cdot A_{toron} = 14064.75 \quad \text{se acostumbra especificar una fuerza de tension inicial de } 14000 \text{ kg}$$

por lo tanto, la fuerza de tensado inicial es de:

$$P_{tin} := 14000 \cdot N_{tor} = 238000.00 \quad \text{Kg}$$

PERDIDAS INSTANTANEAS

-Perdidas por la Relajacion Instantanea del Toron:

$$t := 24 \text{ horas} \quad \text{Tiempo de destensado}$$

$$f_{pj1} := \frac{14000}{A_{toron}} = 14184.40 \quad \text{Kg} \quad \text{esfuerzo de tensado de cada toron}$$

$$f_{py} := 17100 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{esfuerzo de fluencia del toron}$$

$$\Delta RE_i := \frac{\log(t)}{40} \cdot \left(\frac{f_{pj1}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pj1} \quad \Delta RE_i = 136.80 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

-Perdidas Por el Acortamiento Elastico del Concreto

$$\Delta AE := \frac{E_{sp}}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$$

$$E_{sp} := 1980000 \quad \text{Modulo de elasticidad del Toron}$$

$$E_{ci} := 14000 \cdot \sqrt{0.8f'_c} = 234264.81 \quad \text{Modulo de Elasticidad del concreto en la etapa de transferencia}$$

$$f_{cgp} := -\left(\frac{P_{n1}}{A_{ss}} \right) - \left(\frac{P_{n1} \cdot e}{I_{ss}} \right) + \left(\frac{M_{pp}}{I_{ss}} \right) \cdot e$$

P_{n1} Fuerza de presfuerzo neta, incluyendo perdidas por relajacion instantanea.

La fuerza a la que se tensara cada toron es:

$$Tens := f_{pj} \cdot A_{toron} = 14064.75 \quad \text{Kg}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

se acostumbra especificar una fuerza de tension de **14000** kg por cada toron.

si tomamos en cuenta las perdidas que ya se presentaron (perdidas por relajacion instantanea) tenemos lo siguiente:

$$\Delta RE_i \cdot A_{\text{toron}} \cdot N_{\text{tor}} = 2295.30 \quad \text{Kg}$$

por tanto:

$$P_{n1} := P_{\text{tin}} - (\Delta RE_i \cdot A_{\text{toron}} \cdot N_{\text{tor}}) = 235704.70 \quad \text{Kg} \quad \text{Fuerza neta con perdidas de relajacion instantanea.}$$

Momento debido al Peso Propio del Elemento:

$$M_{\text{pp}} := \frac{W_0}{1000} \cdot L^2 = 9.45 \quad \text{T}\cdot\text{m}$$

por tanto obtenemos el valor de f_{cgp} :

$$f_{\text{cgp}} := -\left(\frac{P_{n1}}{A_{\text{ss}}}\right) - \left(\frac{P_{n1} \cdot e_x}{I_x}\right) \cdot e_x + \left(\frac{M_{\text{pp}} \cdot 100000}{I_x}\right) \cdot e_x = -115.39 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

por tanto el valor de las perdida por acortamiento elastico es:

$$\Delta AE := \frac{E_{\text{sp}}}{E_{\text{ci}}} \cdot (-f_{\text{cgp}}) = 975.24 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

la suma de las perdidas instantaneas es:

$$\Delta RE_i + \Delta AE = 1112.03 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\Delta RE_i + \Delta AE}{f_{\text{sr}}} = 0.06 \quad f_{\text{sr}}$$

Por lo que el esfuerzo en el Toron inmediatamente despues de la transferencia es:

$$\left(\frac{14000}{A_{\text{toron}}}\right) - \left(\frac{\Delta RE_i + \Delta AE}{f_{\text{sr}}}\right) = 0.69 \quad f_{\text{sr}}$$

Este valor es menor al esfuerzo permisible inmediatamente despues de la transferencia: cuyo valor es 0.74 f_{sr} (Inciso 9.4.1.2 b NTCC-04)

Resumen de Perdidas Netas Despues de la Transferencia:

P_{n1} es la fuerza neta incluyendo pérdidas por relajacion instantanea

$$P_{n1} = 235704.70 \quad \text{Kg}$$

Por lo tanto la fuerza real que va a actuar en la transferencia del presfuerzo es:

$$P_{\text{nr}} := N_{\text{tor}} \cdot (A_{\text{toron}}) \left[\left(\frac{14000}{A_{\text{toron}}}\right) - (\Delta RE_i) - (\Delta AE) \right] = 219341.19 \quad \text{Kg}$$

PERDIDAS A LARGO PLAZO

-Perdida Por La Contraccion del Concreto

$$\Delta_{cc} := 1193 - 10.5H_u$$

Donde H_u es la humedad relativa Anual promedio en porcentaje, en caso de desconocerse se empleara la siguiente tabla:

TIPO DE CLIMA	H (%)
MUY HUMEDO	90
HUMEDAD INTERMEDIA	70
SECO	40

En nuestro ejemplo emplearemos la Humedad intermedia, por tanto tenemos que:

$$H_u := 70 \%$$

$$\Delta_{cc} := 1193 - 10.5H_u = 458.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

-Perdida Por Flujo Plastico

$$\Delta_{fp} := 12 \cdot f_{cgp2} - 7f_{cds}$$

Donde:

f_{cgp2} = es la suma de esfuerzos en el centro de gravedad de los torones debido al peso propio del elemento y a la fuerza de presfuerzo despues de la transferencia.

f_{cds} = es la suma de esfuerzos en la seccion a la altura del centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas aplicadas despues del tensado.

Momentos debidos a cargas Muertas 1a Etapa (Seccion Simple)

$$M_{sp} := \frac{W_{sp} \cdot L^2}{8} = 35.10 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso de la losa}$$

$$M_{fsp} := \frac{W_{fsp} \cdot L^2}{8} = 21.60 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso del firme sobre la losa}$$

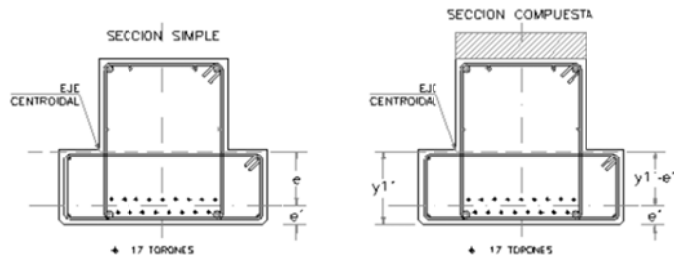
$$M_{fst} := \frac{W_{fst} \cdot L^2}{8} = 1.12 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso del firme sobre la trabe}$$

Momentos debidos a carga muerta Adicional 2a Etapa (Seccion Compuesta)

$$M_{mad1} := \frac{W_{mad1} \cdot L^2}{24} = 4.50 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido a la carga muerta adicional 1}$$

$$M_{mad2} := \frac{W_{mad2} \cdot L^2}{24} = 0.00 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso del muro de mamposteria}$$

$$e' := y_1 - e_x = 7.65 \quad \text{cm}$$



$$f_{c ds} := \frac{M_{sp} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{fsp} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{fst} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{mad1} \cdot 100000}{I_c} \cdot (y1c - e') + \frac{M_{mad2} \cdot 100000}{I_c} \cdot (y1c - e') *$$

$$f_{c ds} = 88.40 \frac{Kg}{cm^2}$$

Recalculando f_{cgp2} para tomar en cuenta tanto las perdidas por relajacion instantanea como por acortamiento elastico tenemos:

$$f_{cgp2} := -\frac{P_{nr}}{A_{ss}} - \frac{P_{nr} \cdot ex^2}{I_x} + \left(\frac{M_{pp} \cdot 100000}{I_x} \right) \cdot ex \quad f_{cgp2} = -106.43 \frac{Kg}{cm^2}$$

Sustituyendo valores encontramos las perdidas debidas al flujo plastico del concreto:

$$\Delta f_p := 12 \cdot f_{cgp2} - 7 f_{c ds} \quad \Delta f_p = 658.35 \frac{Kg}{cm^2}$$

Perdidas Por Relajacion Diferida del Toron

$$\Delta RE2 := 0.25 \cdot 1408 - 0.4 \cdot \Delta AE - 0.2 (\Delta c_c + \Delta f_p) \quad \text{para aceros de baja relajacion}$$

$$\Delta RE2 = 198.66 \frac{Kg}{cm^2}$$

RESUMEN DE PERDIDAS

A) Perdidas Instantaneas

	$\Delta f \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	%fpj	%fsr
Relajacion Instantanea	$\Delta RE_i = 136.80$	$\frac{\Delta RE_i}{f_{pj}} \cdot 100 = 0.96$	$\frac{\Delta RE_i}{f_{sr}} \cdot 100 = 0.72$
Acortamiento Elastico	$\Delta AE = 975.24$	$\frac{\Delta AE}{f_{pj}} \cdot 100 = 6.84$	$\frac{\Delta AE}{f_{sr}} \cdot 100 = 5.13$

Total Perdidas Instantaneas:

$$\Delta f_1 := \Delta RE_i + \Delta AE = 1112.03 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj1 := \left(\frac{\Delta RE_i}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta AE}{f_{pj}} \cdot 100 \right) = 7.80$$

$$\%fsr \quad \%fsr1 := \left(\frac{\Delta RE_i}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta AE}{f_{sr}} \cdot 100 \right) = 5.85$$

B) Perdidas Diferidas

	$\Delta f \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$	%fpj	%fsr
Contraccion	$\Delta_{cc} = 458.00$	$\frac{\Delta_{cc}}{f_{pj}} \cdot 100 = 3.21$	$\frac{\Delta_{cc}}{f_{sr}} \cdot 100 = 2.41$
Flujo Plastico	$\Delta_{fp} = 658.35$	$\frac{\Delta_{fp}}{f_{pj}} \cdot 100 = 4.62$	$\frac{\Delta_{fp}}{f_{sr}} \cdot 100 = 3.47$
Relajacion Diferida	$\Delta_{RE2} = 198.66$	$\frac{\Delta_{RE2}}{f_{pj}} \cdot 100 = 1.39$	$\frac{\Delta_{RE2}}{f_{sr}} \cdot 100 = 1.05$

Total Perdidas Diferidas:

$$\Delta f_2 := \Delta_{cc} + \Delta_{fp} + \Delta_{RE2} = 1315.01 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj_2 := \left(\frac{\Delta_{cc}}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{fp}}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{RE2}}{f_{pj}} \cdot 100 \right) = 9.23$$

$$\%fsr \quad \%fsr_2 := \left(\frac{\Delta_{cc}}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{fp}}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{RE2}}{f_{sr}} \cdot 100 \right) = 6.92$$

TOTAL PERDIDAS INSTANTANEAS + PERDIDAS DIFERIDAS

$$\Delta f := \Delta f_1 + \Delta f_2 = 2427.05 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj := \%fpj_1 + \%fpj_2 = 17.03$$

$$\%fsr \quad \%fsr := \%fsr_1 + \%fsr_2 = 12.77$$

Tension debida a Perdidas Instantaneas:

$$T\Delta f_1 := \Delta f_1 \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 18658.81 \quad \text{Kg}$$

Tension debida a Perdidas Totales:

$$T\Delta f := \Delta f \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 40723.40 \quad \text{Kg}$$

ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA

Fuerza del presfuerzo

$$P_{presf} := P_{tin} - T\Delta f_1 = 219341.19 \quad \text{Kg}$$

Se revisa con la fuerza de tension despues de las perdidas instantaneas

Esfuerzo en la Fibra Superior

$$\sigma_{supt} := \underbrace{-\left(\frac{P_{presf}}{A_{ss}} \right)}_{(Presf_{Axial})} + \underbrace{\frac{P_{presf} \cdot e_x \cdot y_2}{I_x}}_{(Presf_{Excen})} - \underbrace{\frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_2}{I_x}}_{(Pesopropio)} = 40.74 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{supt} = 40.74 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\begin{aligned} \frac{-P_{presf}}{A_{ss}} &= -52.22 \\ \frac{P_{presf} \cdot e_x \cdot y_2}{I_x} &= 116.27 \\ \frac{-M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_2}{I_x} &= -23.31 \end{aligned}$$

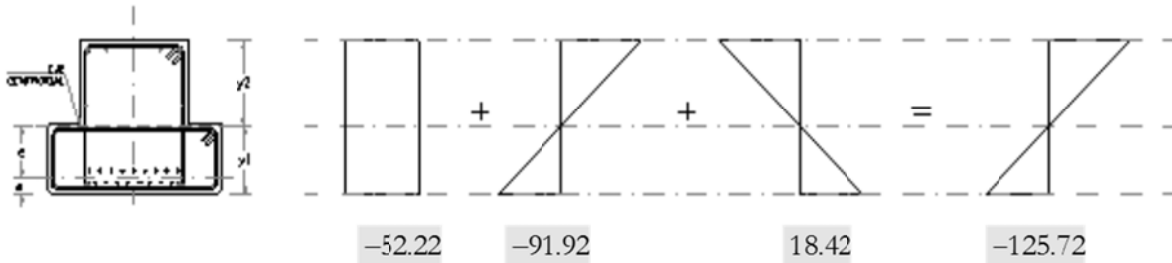
Esfuerzo en la Fibra Inferior

$$\sigma_{inf} := -\left(\frac{P_{presf}}{A_{ss}}\right) - \frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y_1}{I_x} + \frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_1}{I_x} = -125.72 \frac{Kg}{cm^2}$$

$\frac{-P_{presf}}{A_{ss}} = -52.22$
 $-\frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y_1}{I_x} = -91.92$
 $\frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_1}{I_x} = 18.42$

$\sigma_{inf} = -125.72 \frac{Kg}{cm^2}$

(Presf _{AXIAL})	(Presf _{EXCEN})	(Pesop _{PROPIO})	
-52.22	116.27	-23.31	40.74



Esfuerzos permisibles en la transferencia:

Fibra extrema a Compresion

$f'_{ci} := 0.8f'_c = 280.00 \frac{Kg}{cm^2}$ Resistencia del concreto al momento de la transferencia.

$\sigma_{compt} := -0.6f'_{ci} = -168.00 \frac{Kg}{cm^2}$ $\sigma_{compt} = -168.00 \frac{Kg}{cm^2}$

Fibra extrema a Tension:

$\sigma_{tenst} := 0.8\sqrt{f'_{ci}} = 13.39 \frac{Kg}{cm^2}$ $\sigma_{tenst} = 13.39 \frac{Kg}{cm^2}$

Por lo tanto verificando los esfuerzos, para la fibra Inferior tenemos lo siguiente:

$$\sigma_{fit} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{compt} < \sigma_{inf} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\sigma_{fit} = \text{"si se acepta"}$

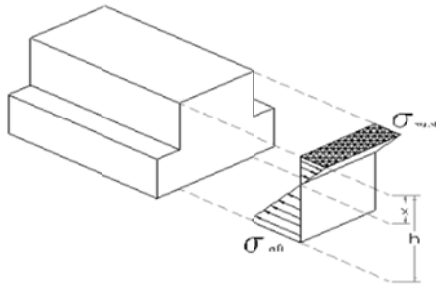
Y para la fibra superior tenemos lo siguiente:

$$\sigma_{fst} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{tenst} < \sigma_{supt} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\sigma_{fst} = \text{"no se acepta"}$

Se puede observar que en la fibra superior se excede el esfuerzo permisible a tension, por lo que se tendra que calcular ele esfuerzo necesario por transferencia.

DETERMINACION DEL ACERO DE REFUERZO POR TRANSFERENCIA



$$\sigma_{supt} = 40.74 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{inf} = -125.72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Por triangulos semejantes tenemos:

$$x_t := \frac{\sigma_{supt} \cdot h}{\sigma_{supt} + (-\sigma_{inf})} = 16.15 \text{ cm}$$

$$T_e := \frac{x_t \cdot \sigma_{supt} \cdot b}{2} = 16452.89 \text{ Kg}$$

El area de acero requerida es

$$A_{sr} := \frac{T_e}{0.6 \cdot f_y} = 6.53 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 2#8 $a_{n8} := 5.07 \text{ cm}^2$

$$A_{st} := 2 \cdot a_{n8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDO A LAS PERDIDAS A LARGO PLAZO

Perdidas a largo plazo

$$P_{lp} := T \Delta f - T \Delta f_1 = 22064.59 \text{ Kg}$$

Esúerzos fibra superior

$$\sigma_2 := \frac{P_{lp}}{A_{ss}} - \frac{P_{lp} \cdot e_x \cdot y_2}{I_x}$$

(Presf_{AXIAL}) (Presf_{EXCEN})

$$\sigma_2 = -6.44 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{P_{lp}}{A_{ss}} = 5.25$$

$$-\frac{P_{lp} \cdot e_x \cdot y_2}{I_x} = -11.70$$

Esúerzos en la fibra inferior

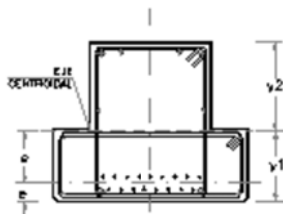
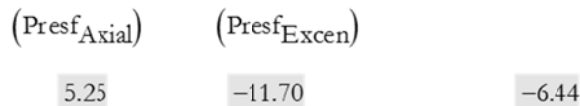
$$\sigma_1 := \frac{P_{lp}}{A_{ss}} + \frac{P_{lp} \cdot e_x \cdot y_1}{I_x}$$

(Presf_{AXIAL}) (Presf_{EXCEN})

$$\sigma_1 = 14.50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{P_{lp}}{A_{ss}} = 5.25$$

$$\frac{P_{lp} \cdot e_x \cdot y_1}{I_x} = 9.25$$



5.25 9.25 14.50

ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA DE 1a ETAPA

$$w_{1aetapa} := \frac{(W_{fst} + W_{sp} + W_{fsp})}{100} \quad w_{1aetapa} = 61.68 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

1) Se utiliza la seccion simple para la revision de esfuerzos

2) Calculo de momento

$$M1 := \frac{w_{1aetapa} \cdot (L \cdot 100)^2}{8} \quad M1 = 5782160.76 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

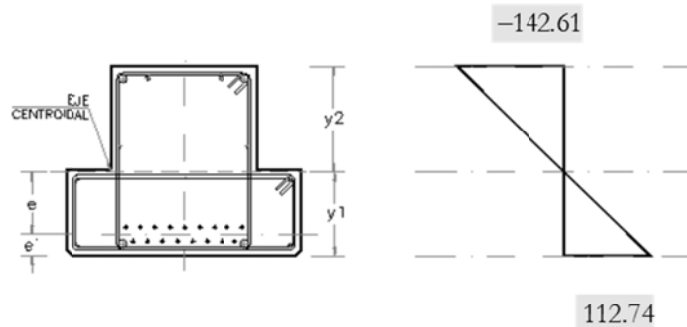
3) Calculo de los esfuerzos

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{21a} := \frac{-M1 \cdot y2}{Ix} \quad \sigma_{21a} = -142.61 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en fibra inferior

$$\sigma_{11a} := \frac{M1 \cdot y1}{Ix} \quad \sigma_{11a} = 112.74 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA DE 2a ETAPA

$$w_{2aetapa} := W_{mad1} + W_{mad2}$$

$$w_{2aetapa} = 1440.00 \quad \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

1) Se utiliza la seccion compuesta para la revision de esfuerzos

2) Calculo del momento

$$M2 := \frac{w_{2aetapa} \cdot (L \cdot 100)^2}{24} \quad M2 = 449973.60 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

3) Calculo de esfuerzos

Esfuerzos en el firme de concreto

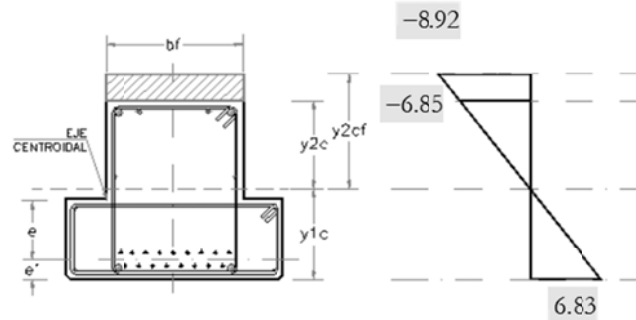
$$\sigma_{32aetapa} := \frac{-M2 \cdot y2cf}{Ic} \quad \sigma_{32aetapa} = -8.92 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{22aetapa} := \frac{-M2 \cdot y2c}{Ic} \quad \sigma_{22aetapa} = -6.85 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra inferior

$$\sigma_{12aetapa} := \frac{M2 \cdot y1c}{Ic} \quad \sigma_{12aetapa} = 6.83 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDO A LA CARGA VIVA

$$W_{vmax} = 4000.00 \quad \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$$

- 1) Se utiliza la seccion compuesta para la revision de los esfuerzos
- 2) Calculo del momento

$$M3 := \frac{\frac{W_{vmax}}{100} \cdot (L \cdot 100)^2}{24} \quad M3 = 1249926.67 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

- 3) Calculo de esfuerzos

Esfuerzos en el firme

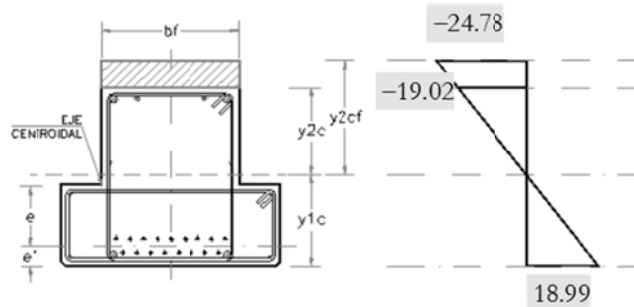
$$\sigma_{3cv} := \frac{-M3 \cdot y2cf}{Ic} \quad \sigma_{3cv} = -24.78 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{2cv} := \frac{-M3 \cdot y2c}{Ic} \quad \sigma_{2cv} = -19.02 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra Inferior

$$\sigma_{1cv} := \frac{M3 \cdot y1c}{Ic} \quad \sigma_{1cv} = 18.99 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



ESTADO FINAL DEL ESFUERZOS

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Superior de Firme

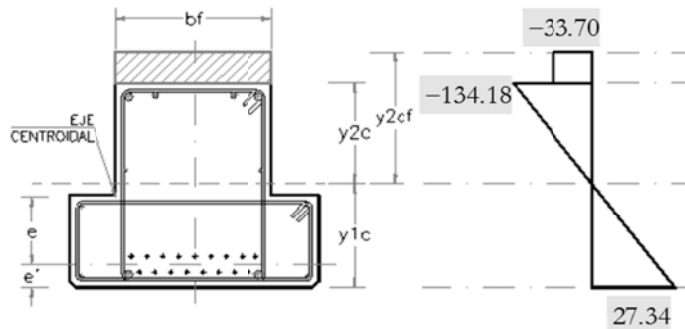
$$\sigma_{\text{supsf}} := \sigma_{32\text{etapa}} + \sigma_{3\text{cv}} \quad \sigma_{\text{supsf}} = -33.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Superior de Trabe

$$\sigma_{\text{sup}} := \sigma_{\text{supt}} + \sigma_2 + \sigma_{21\text{a}} + \sigma_{22\text{etapa}} + \sigma_{2\text{cv}} \quad \sigma_{\text{sup}} = -134.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Inferior de Trabe

$$\sigma_{\text{infs}} := \sigma_{\text{inf}} + \sigma_1 + \sigma_{11\text{a}} + \sigma_{12\text{etapa}} + \sigma_{1\text{cv}} \quad \sigma_{\text{infs}} = 27.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Esfuerzos Permisibles en Servicio:

$$\sigma_{\text{comps}} := -0.45 \cdot f'_c \quad \sigma_{\text{comps}} = -157.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Compresion}$$

$$\sigma_{\text{tens}} := 1.6 \sqrt{f'_c} \quad \sigma_{\text{tens}} = 29.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tension} \quad \sigma_{\text{maxs}} := 3.2 \sqrt{f'_c} = 59.87$$

Por lo tanto para la fibra Inferior Tenemos:

$$\sigma_{\text{fis}} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{\text{maxs}} < \sigma_{\text{infs}} \\ \text{"Agregar Acero"} & \text{if } \sigma_{\text{tens}} < \sigma_{\text{infs}} < \sigma_{\text{maxs}} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{fis}} = \text{"si se acepta"}$$

Para la fibra superior tenemos:

$$\sigma_{\text{fss}} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{\text{comps}} < \sigma_{\text{sup}} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{fss}} = \text{"si se acepta"}$$

Se observa que los esfuerzos se encuentran dentro de los permisibles OK

DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE

Revisión por Resistencia a Flexión

Al centro del claro los momento de servicio y ultimo valen :

$$M_s := \frac{M_{1a}}{1000} + \frac{M_{2a}}{1000} \quad M_s = 84.27 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \mu := 1.4M_s \quad \mu = 117.98 \quad \text{T}\cdot\text{m}$$

Calculo del esfuerzo en el presfuerzo al momento de la falla

Expresion 9.3 inciso 9.3.1.1 NTCC-04

$$f_{sp} := f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(\frac{\rho_p \cdot f_{sr}}{f''c} - q' \right) \right] \text{Aplicable para concreto } f'c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y presfuerzo efectivo } f_{se} \geq 0.5 f_{sr}$$

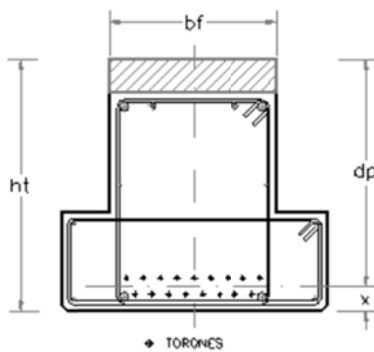
donde:

f_{sp} = Esfuerzo resistente del acero de presfuerzo

ρ_p = Cuantía de acero de presfuerzo ($A_{sp} / b \cdot d_p$)

$f''c$ = magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto

Para el calculo del momento resistente se consideran solo el presfuerzo, no se toma en cuenta el acero a compresion.



$$A_{sp} := A_{toron} \cdot N_{tor}$$

$$A_{sp} = 16.78 \quad \text{cm}^2$$

$$d_p := h_t - x$$

$$d_p = 68.35 \quad \text{cm}$$

$$\rho_p := \frac{A_{sp}}{b_f \cdot d_p} \quad \rho_p = 0.00$$

$$f''c := 0.8 \cdot 0.85 f'c \quad f''c = 238.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q' := 0$$

$$f_{sp} := f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(\frac{\rho_p \cdot f_{sr}}{f''c} - q' \right) \right] \quad f_{sp} = 15276.60 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del indice de presfuerzo

$$I_p := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y} \quad \text{ecuación 9.2, inciso 9.2 NTCC-04}$$

$I_p < 0.6$ Reforzada

$0.6 \leq I_p < 0.9$ Parcialmente Presforzada

$I \geq 0.9$ Totalmente Presforzada

Donde:

I_p = Índice de presfuerzo

A_{sp} = área de acero presforzado

f_{sp} = esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia a flexión del miembro

A_s = área de acero ordinario a tensión

f_y = esfuerzo de fluencia del acero ordinario

$$A_s := 0 \quad \text{cm}^2$$

$$I_p := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y} \quad I_p = 1.00$$

$$\text{Indice_de_Presfuerzo} := \begin{cases} \text{"Reforzada"} & \text{if } I_p < 0.6 \\ \text{"Parcialmente Presforzada"} & \text{if } 0.6 \leq I_p < 0.9 \\ \text{"Totalmente Presforzada"} & \text{if } I_p \geq 0.9 \end{cases}$$

$$\text{Indice_de_Presfuerzo} = \text{"Totalmente Presforzada"}$$

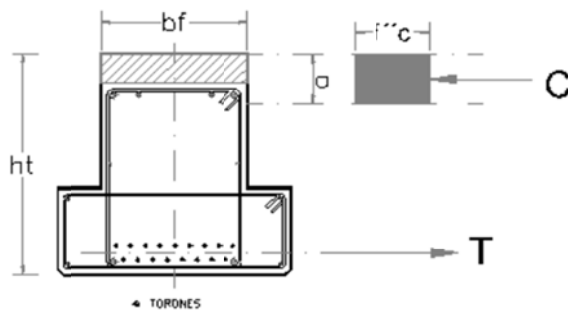
CÁLCULO DE LA TENSIÓN TOTAL EN EL MOMENTO DE LA FALLA

La tensión total en el momento de la falla es:

$$T_f := A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y \quad T_f = 256326.16 \quad \text{Kg}$$

De acuerdo al inciso 9.3.1 de los NTCC-04, la resistencia a flexión se calcula con base a las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en la sección 2.1 de las NTCC-04

La profundidad del bloque de compresiones se determina igualando la tensión a la compresión



$$a \cdot b_f \cdot b_{pc} = \bullet \cdot T_f$$

$$a := \frac{T_f}{b_f \cdot f'c}$$

$$a = 21.54 \quad \text{cm}$$

Como la profundidad del bloque de compresión, a es mayor que el espesor del firme, ($tf=10$ cm) se consideran dos fuerzas de compresión: una conocida, C_1 aplicada en el firme y otra por conocer C_2 , aplicada en el alma de la trabe.

$$tf := 10 \quad \text{cm} \quad \text{Espesor del firme}$$

$$C_1 := b_f \cdot tf \cdot f'c$$

$$C_2 := (af - tf) b \cdot f'c$$

Si consideramos que la tensión debe ser igual a la compresión para que exista equilibrio, tenemos:

$$T_1 := C_1$$

$$T_1 = 119000.00 \quad \text{kg}$$

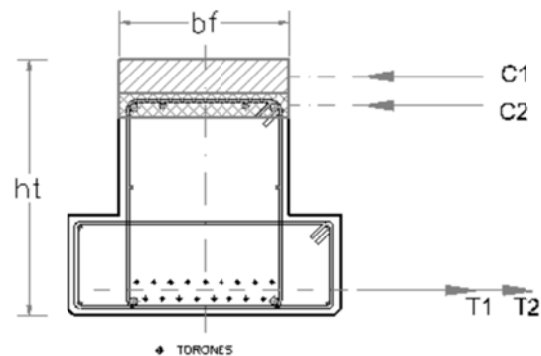
$$T_2 := A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y - T_1 \quad T_2 = 137326.16 \quad \text{kg}$$

Si hacemos que $T_2=C_2$ tenemos lo siguiente:

$$(af - tf) b \cdot f'c = \bullet \cdot T_2 \quad f'c = 238.00$$

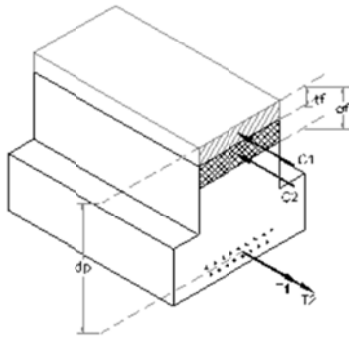
despejando af tenemos:

$$af := tf + \frac{T_2}{b \cdot f'c} \quad af = 21.54 \quad \text{cm}$$



Calculo del Momento Resistente

FR := 0.9 flexion



dsp := ht - x

dsp = 68.35 cm

$$MR := FR \cdot \left[T1 \cdot \left(dsp - \frac{tf}{2} \right) + T2 \cdot \left[dsp - tf - \left(\frac{af - tf}{2} \right) \right] \right]$$

MR = 13284011.02 Kg·cm

$\frac{MR}{100 \cdot 1000} = 132.84$ T·m

Mu = 117.98 T·m

Revision_Resistencia := $\begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } Mu < \frac{MR}{100 \cdot 1000} \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } Mu \geq \frac{MR}{100 \cdot 1000} \end{cases}$

Revision_Resistencia = "Cumple"

Revision para Momento Segunda Etapa:

Revision por momento resistente: del analisis estructural de la estructura se toma el valor del momento ultimo y se suma el momento 1a etapa y se compara con el MR, en ambas direcciones de analisis

Para la direccion X tenemos:

$\frac{M1a}{1000} = 67.27$ Ton·m Manx := 36.5 Ton·m

Mutx := Manx + 1.4 · $\frac{M1a}{1000}$ Mutx = 130.68 Ton·m

Revision_Resistenciax := $\begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } Mutx < \frac{MR}{100 \cdot 1000} \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } Mutx \geq \frac{MR}{100 \cdot 1000} \end{cases}$

Revision_Resistenciax = "Cumple"

Para la direccion Y tenemos:

$\frac{M1a}{1000} = 67.27$ Ton·m Many := 36.5 Ton·m

Muty := Many + 1.4 · $\frac{M1a}{1000}$ Muty = 130.68 Ton·m

$$\text{Revision_Resistencia} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } M_{\text{uty}} < \frac{MR}{100 \cdot 1000} \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } M_{\text{uty}} \geq \frac{MR}{100 \cdot 1000} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Resistencia} = \text{"Cumple"}$$

REVISION POR RESISTENCIA A CORTANTE

A) Revision a Paño de Columnas:

$$V_a := \frac{V_{1a}}{1000} + \frac{V_{2a}}{1000} \quad V_a = 54.63 \quad \text{Ton} \quad \text{FC} := 1.4$$

$$\text{FRc} := 0.8$$

$$V_u := \text{FC} \cdot V_a \quad V_u = 76.48 \quad \text{Ton} \quad f_{asc} := 0.8 \cdot f_c = 280.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

De acuerdo al inciso (2.5.3.3 4) de las NTCC-04 en ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que:

$$V_{\text{umax}} := 2.5 \cdot \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

$$\frac{V_{\text{umax}}}{1000} = 118.81 \quad \text{Ton}$$

$$\text{Revision_Vumax} := \begin{cases} \text{"Seccion Adecuada"} & \text{if } V_u < \frac{V_{\text{umax}}}{1000} \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vumax} = \text{"Seccion Adecuada"}$$

Por encontrarse en la zona de transferencia, el cortante que resiste el concreto se calcula como el correspondiente a una sección reforzada.

si $\rho < 0.015$

$$V_{cr1} := \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

si $\rho \geq 0.015$

$$V_{cr2} := 0.5 \cdot \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

Suponiendo Acero Inferior igual a 2 var. #8

$$A_{\text{sinf}} := 2 \cdot 5.07 = 10.14 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{\text{sinf}}}{b \cdot d} = 0.0029$$

Como es menor que 0.015 se emplea

$$\text{Expresion_Vcr} := \begin{cases} \text{"Usar Vcr1"} & \text{if } \rho < 0.015 \\ \text{"Usar Vcr2"} & \text{if } \rho \geq 0.015 \end{cases}$$

$$\text{Expresion_Vcr} = \text{"Usar Vcr1"}$$

$$V_{cr1} := \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_{asc}} \quad V_{cr1} = 12219.25 \quad \text{Kg}$$

$$\text{Revision_Vu} := \begin{cases} \text{"Requiere Estribos"} & \text{if } V_u \cdot 1000 > V_{cr1} \\ \text{"Reuerzo Minimo"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vu} = \text{"Requiere Estribos"}$$

Se colocaran estribos #4 de dos ramas

$$A_v := 2 \cdot 1.27 = 2.54 \quad \text{cm}^2$$

La separacion sera la siguiente:

$$Sep := \frac{F_{Rc} \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u \cdot 1000 - V_{cr1}} = 9.43 \quad \text{cm}$$

Se colocaran estribos #4@9 cm en los extremos de la pieza

B) Revision del Cortante a L/4

Del analisis Estructural Obtenemos los elementos mecanicos a L/4

$$V_{u4} := 1.1 \cdot 41.3 = 45.43 \quad \text{Ton} \quad (\text{Factor de carga 1.1 porque rige combinaci3n de sismo})$$

$$M_{u4} := 1.1 \cdot 18.3 = 20.13 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

En esta secci3n la viga es presforzada y se usa la siguiente expresi3n para calcular el cortante resistente del concreto

$$V_{cr3} := F_{Rc} \cdot b \cdot d \left(0.15 \cdot \sqrt{f_{asc}} + 50 \cdot \frac{V_{u4} \cdot 1000 \cdot dsp}{M_{u4} \cdot 1000 \cdot 100} \right) \quad V_{cr3} = 226178.98 \quad \text{kg}$$

Revision de los lmites para Vcr

De acuerdo al inciso (2.5.1.4) de las NTCC-04 en ning3n caso se admitir3 que Vcr3 sea mayor que:

$$V_{cr3p} := 1.3 F_{Rc} \cdot b \cdot dsp \cdot \sqrt{f_{asc}} = 59475.70 \quad \text{kg}$$

$$\text{Revision_Vcr3} := \begin{cases} \text{"Seccion Adecuada Usar Vcr3"} & \text{if } V_{cr3} < V_{cr3p} \\ \text{"No cumple Usar Vcr3p"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vcr3} = \text{"No cumple Usar Vcr3p"}$$

Se revisa si se requieren estribos

$$\text{Revision_Vu4} := \begin{cases} \text{"Requiere Estribos"} & \text{if } V_{u4} \cdot 1000 > V_{cr3p} \\ \text{"Refuerzo M3nimo"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vu4} = \text{"Refuerzo M3nimo"}$$

$$V_{u5} := 1.5 F_{Rc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_{asc}} = 71283.43 \quad \text{Kg}$$

$$\text{Revision_Vu5} := \begin{cases} \text{"Usar } S=0.37h"} & \text{if } V_u \cdot 1000 > V_{u5} \\ \text{"Usar } 0.75h"} & \text{if } V_u \cdot 1000 < V_{u5} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vu5} = \text{"Usar } S=0.37h"}$$

$$S_{min} := 0.37 \cdot ht = 28.12 \quad \text{cm}$$

$$A_{vmin} := 0.3 \sqrt{f_{asc}} \cdot \frac{b \cdot S_{min}}{f_y} \quad A_{vmin} = 1.68 \quad \text{cm}^2$$

Se colocaran estribos #4 de dos ramas $A_{v2} := 2 \cdot 1.27 = 2.54 \quad \text{cm}^2$

La separacion sera la siguiente:

$$S_{min} = 28.12 \quad \text{cm}$$

se colocaran estribos #4@25 cm

El refuerzo m3nimo debe consistir de estribos con separaci3n $S < 0.75 H$, para este caso, $s < 0.75 (76) = 57$ cm, aunque en la practica se acostumbran separaciones menores, similares a las de trabes reforzadas.

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

En la siguiente figura se presenta el armado de la trabe portante, diseñada como viga presforzada.

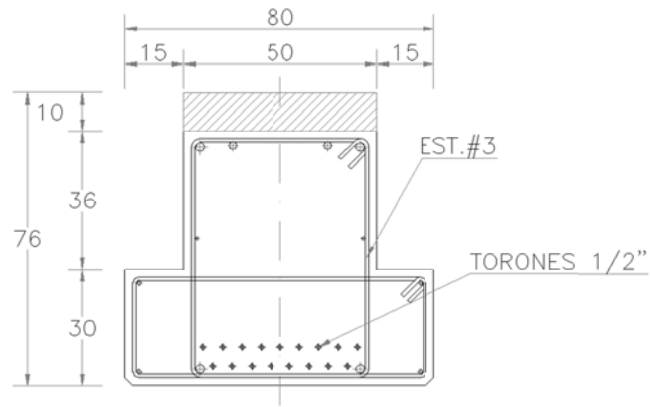


Figura 3.4 Armado de Trabe Portante como presforzada.

3.4 Diseño de traveses de rigidez.

Se diseñara la trabe de rigidez como una viga presforzada, con el fin de disminuir la cantidad de acero de refuerzo ordinario en la pieza.

DISEÑO DE TRABE DE RIGIDEZ PREFABRICADA, PRESFORZADA (TR)

Cargas 1a Etapa de Analisis

- 1) Peso Propio de la Viga
- 2) Peso del Firme Sobre la Trabe
- 3) Peso del Sistema de Piso
- 4) Peso del Firme Sobre El Sistema de Piso

Cargas 2a Etapa de Analisis

- 1) Carga Muerta Adicional (Pisos, Plafones, Instalaciones, Muros, Sobre Carga RCDF.
- 2) Carga Viva Maxima.

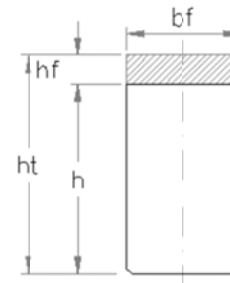
Datos Geometricos

$L := 15.26$ m
 $r := 5$ cm
 $ht := 76$ cm
 $h := 66$ cm
 $bf := 40$ cm
 $b := 40$ cm
 $hf := 10$ cm
 $Lt := 0$ m

Datos de Materiales

Concreto en Trabe $f'c := 350$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Concreto en Firme $f'cf := 250$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Acero de Refuerzo $fy := 4200$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Acero de Presfuerzo $fpr := 19000$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Peso Concreto $\gamma_c := 2.4$ $\frac{Ton}{m^3}$

$d := ht - r$ $d = 71.00$ cm



CONSIDERACIONES

- Trabe Autoportante

Resumen de Propiedades Geometricas

Seccion Simple

$Ass := 2640$ cm²
 $Ix := 958319.9$ cm⁴
 $y1 := 33$ cm
 $y2 := 33$ cm
 $S1 := \frac{Ix}{y1}$ $S1 = 29040.00$ cm³
 $S2 := \frac{Ix}{y2}$ $S2 = 29040.00$ cm³

Seccion Compuesta

$Asc := 2978$ cm²
 $Ic := 1393812.9$ cm⁴
 $y1c := 37.32$ cm
 $y2c := 28.68$ cm $y2cf := 38.68$ cm
 $S1c := \frac{Ic}{y1c}$ $S1c = 37347.61$ cm³
 $S2c := \frac{Ic}{y2cf}$ $S2c = 36034.46$ cm³

CARGAS

1aetapa

-Peso propio

$W0 := \frac{Ass}{10000} \cdot \gamma_c \cdot 1000$ $W0 = 633.60$ $\frac{Kg}{ml}$

2aetapa

-Carga muerta Adicional

$wmad1 := 90$ $\frac{Kg}{m^2}$ $Wmad1 := wmad1 \cdot \frac{b}{100}$

-Peso del firme sobre la trabe

$$W_{fst} := \frac{b}{100} \cdot \frac{hf}{100} \cdot \gamma_c \cdot 1000 \quad W_{fst} = 96.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{mad1} = 36.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Carga Muro divisorio

$$W_{mad2} := 300 \cdot 0$$

-Peso sistema de piso

$$w_{sp} := 234 \quad \frac{Kg}{m^2}$$

$$W_{sp} := w_{sp} \cdot Lt \quad W_{sp} = 0.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{mad2} = 0.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Carga viva maxima

$$w_{vmax} := 250 \quad \frac{Kg}{m^2} \quad W_{vmax} := w_{vmax} \cdot \frac{b}{100}$$

-Peso del firme sobre el sistema de piso

$$w_{fsp} := 144 \quad \frac{Kg}{m^2}$$

$$W_{fsp} := w_{fsp} \cdot Lt \quad W_{fsp} = 0.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{vmax} = 100.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{2a} := W_{mad1} + W_{mad2} + W_{vmax}$$

$$W_{2a} = 136.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Peso Total Primera Etapa

$$W_{1a} := W_0 + W_{fst} + W_{sp} + W_{fsp} \quad W_{1a} = 729.60 \quad \frac{kg}{ml}$$

ELEMENTOS MECANICOS RESULTANTES

Momento Primera Etapa

$$M_{1a} := \frac{(W_{1a} \cdot L^2)}{8}$$

$$\frac{M_{1a}}{1000} = 21.24 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Momento Segunda Etapa

$$M_{2a} := \frac{(W_{2a} \cdot L^2)}{24}$$

$$\frac{M_{2a}}{1000} = 1.32 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Cortante Primera Etapa

$$V_{1a} := \frac{(W_{1a} \cdot L)}{2}$$

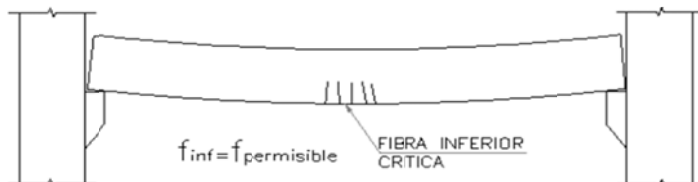
$$\frac{V_{1a}}{1000} = 5.57 \quad \text{Ton}$$

Cortante Segunda Etapa

$$V_{2a} := \frac{(W_{2a} \cdot L)}{2}$$

$$\frac{V_{2a}}{1000} = 1.04 \quad \text{Ton}$$

Se obtendrá el presfuerzo necesario para obtener en la fibra inferior crítica un esfuerzo final menor al permisible.



$$f_{inf} := -\left(\frac{P}{A_{ss}}\right) - \frac{P \cdot e_x}{S_1} + \frac{M_{1a}}{S_1} + \frac{M_{2a}}{S_{1c}}$$

Donde:

M2a= Momento total de segunda etapa

M1a= Momento total de primera etapa

e = Excentricidad del presfuerzo

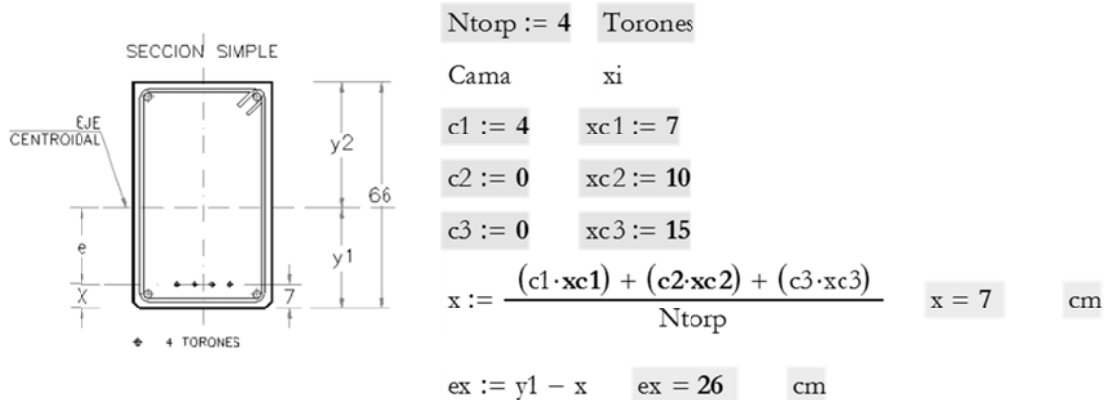
P = Fuerza de presfuerzo efectiva

S1 = Momento de inercia con respecto a la fibra inferior de la sección simple

Ass = Area de la sección simple

S1c = Momento de inercia con respecto a la fibra inferior de la sección compuesta

El valor de la excentricidad se estima considerando un número aproximado de torones. En este caso proponemos 4



Si se calculan los esfuerzos ocasionados por las cargas, podemos determinar la fuerza de presfuerzo efectiva despejando P.

$$f_{perm} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{inciso 9.4.1.1b de las NTCC-04})$$

$$f_{perm} = 30 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para esto suponemos que f'_{inf} es cualquier valor menor al permisible

$$f_{inf} := 20 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Given

$$f_{inf} = \left[-\left(\frac{P}{Ass} \right) - \frac{P \cdot ex}{S1} + \frac{M1a \cdot 100}{S1} + \frac{M2a \cdot 100}{S1c} \right]$$

$$\text{Find}(P) \rightarrow 44474.542701019393309 \quad \text{Kg}$$

P = 44474.54 Kg Fuerza de Presfuerzo efectiva, necesaria para no exceder el esfuerzo de tension permisible

El tensado inicial se propone igual a 0.75 f_{sr} pues se estima que las pérdidas iniciales serán mayores al 2 %, Con esto se obtendrá un esfuerzo efectivo en el torón después de la trasferencia menor que 0.74 f_{sr} que es el máximo permitido por el reglamento. (inciso 9.4.1.2 b de las NTCC-04)

si se usan torones de 1/2"

$$A_{toron} := 0.987 \quad \text{cm}^2$$

$$f_{sr} = 19000.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo resistente del Acero de Presfuerzo}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

-Perdidas estimadas totales (inmediatas + diferidas) = **20%**

Por tanto el numero de torones requerido despues de aplicar el 20% de perdidas sera:

$$N_{tor1} := \frac{P}{0.75 \cdot (0.8 f_{sr}) \cdot (A_{toron})} \quad N_{tor1} = 3.95$$

$$N_{tor} := 4 \text{ Torones}$$

Esfuerzo de Tensado de Cada Toron

$$f_{pj} := 0.75 \cdot f_{sr} = 14250.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pj} \leq 0.8 f_{sr}$$

$$0.8 \cdot f_{sr} = 15200.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Fuerza de Tensado Inicial

$$P_{tin1} := f_{pj} \cdot A_{toron} \cdot N_{tor}$$

$$f_{pj} \cdot A_{toron} = 14064.75 \quad \text{se acostumbra especificar una fuerza de tension inicial de } 14000 \text{ kg}$$

por lo tanto, la fuerza de tensado inicial es de:

$$P_{tin} := 14000 \cdot N_{tor} = 56000.00 \quad \text{Kg}$$

PERDIDAS INSTANTANEAS

-Perdidas por la Relajacion Instantanea del Toron:

$$t := 24 \text{ horas} \quad \text{Tiempo de destensado}$$

$$f_{pj1} := \frac{14000}{A_{toron}} = 14184.40 \quad \text{Kg} \quad \text{esfuerzo de tensado de cada toron}$$

$$f_{py} := 17100 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{esfuerzo de fluencia del toron}$$

$$\Delta RE_i := \frac{\log(t)}{40} \cdot \left(\frac{f_{pj1}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pj1} \quad \Delta RE_i = 136.80 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

-Perdidas Por el Acortamiento Elastico del Concreto

$$\Delta AE := \frac{E_{sp}}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$$

$$E_{sp} := 1980000 \quad \text{Modulo de elasticidad del Toron}$$

$$E_{ci} := 14000 \sqrt{0.8 f'_c} = 234264.81 \quad \text{Modulo de Elasticidad del concreto en la etapa de transferencia}$$

$$f_{cgp} := - \left(\frac{P_{n1}}{A_{ss}} \right) - \left(\frac{P_{n1} \cdot e}{I_{ss}} \right) + \left(\frac{M_{pp}}{I_{ss}} \right) \cdot e$$

P_{n1} Fuerza de presfuerzo neta, incluyendo perdidas por relajacion instantanea.

La fuerza a la que se tensara cada toron es:

$$Tens := f_{pj} \cdot A_{toron} = 14064.75 \quad \text{Kg}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

se acostumbra especificar una fuerza de tension de 14000 kg por cada toron.

si tomamos en cuenta las perdidas que ya se presentaron (perdidas por relajacion instantanea) tenemos lo siguiente:

$$\Delta REi \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 540.07 \quad Kg$$

por tanto:

$$P_{n1} := P_{tin} - (\Delta REi \cdot A_{toron} \cdot N_{tor}) = 55459.93 \quad Kg \text{ Fuerza neta con perdidas de relajacion instantanea.}$$

Momento debido al Peso Propio del Elemento:

$$M_{pp} := \frac{\frac{W_0}{1000} \cdot L^2}{8} = 18.44 \quad T \cdot m$$

por tanto obtenemos el valor de f_{cgp}

$$f_{cgp} := -\left(\frac{P_{n1}}{A_{ss}}\right) - \left(\frac{P_{n1} \cdot e_x}{I_x}\right) \cdot e_x + \left(\frac{M_{pp} \cdot 100000}{I_x}\right) \cdot e_x = -10.09 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

por tanto el valor de las perdida por acortamiento elastico es:

$$\Delta AE := \frac{E_{sp}}{E_{ci}} \cdot (-f_{cgp}) = 85.29 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

la suma de las perdidas instantaneas es:

$$\Delta REi + \Delta AE = 222.09 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{\Delta REi + \Delta AE}{f_{sr}} = 0.01 \quad f_{sr}$$

Por lo que el esfuerzo en el Toron inmediatamente despues de la transferencia es:

$$\left(\frac{14000}{A_{toron}}\right) - \left(\frac{\Delta REi + \Delta AE}{f_{sr}}\right) = 0.73 \quad f_{sr}$$

Este valor es menor al esfuerzo permisible inmediatamente despues de la transferencia: cuyo valor es 0.74 f_{sr} (Inciso 9.4.1.2 b NTCC-04)

Resumen de Perdidas Netas Despues de la Transferencia:

P_{n1} es la fuerza neta incluyendo perdidas por relajacion instantanea

$$P_{n1} = 55459.93 \quad Kg$$

Por lo tanto la fuerza real que va a actuar en la transferencia del presfuerzo es:

$$P_{nr} := N_{tor} \cdot (A_{toron}) \cdot \left[\left(\frac{14000}{A_{toron}}\right) - (\Delta REi) - (\Delta AE)\right] = 55123.20 \quad Kg$$

PERDIDAS A LARGO PLAZO

-Perdida Por La Contraccion del Concreto

$$\Delta_{cc} := 1193 - 10.5H_u$$

Donde H_u es la humedad relativa Anual promedio en porcentaje, en caso de desconocerse se empleara la siguiente tabla:

TIPO DE CUMA	H (%)
MUY HUMIDO	90
HUMEDAD INTERMEDIA	70
SECO	40

En nuestro ejemplo emplearemos la Humedad intermedia, por tanto tenemos que:

$$H_u := 70 \%$$

$$\Delta_{cc} := 1193 - 10.5H_u = 458.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

-Perdida Por Flujo Plastico

$$\Delta_{fp} := 12 \cdot f_{cgp2} - 7f_{cfs}$$

Donde:

f_{cgp2} = es la suma de esfuerzos en el centro de gravedad de los torones debido al peso propio del elemento y a la fuerza de presfuerzo despues de la transferencia.

f_{cfs} = es la suma de esfuerzos en la seccion a la altura del centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas aplicadas despues del tensado.

Momentos debidos a cargas Muertas 1a Etapa (Seccion Simple)

$$M_{sp} := \frac{W_{sp} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 0.00 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso de la losa}$$

$$M_{fsp} := \frac{W_{fsp} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 0.00 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso del firme sobre la losa}$$

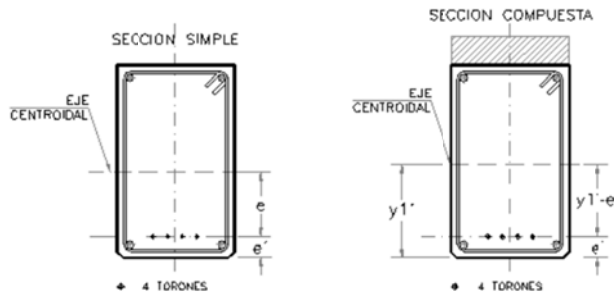
$$M_{fst} := \frac{W_{fst} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 2.79 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso del firme sobre la trabe}$$

Momentos debidos a carga muerta Adicional 2a Etapa (Seccion Compuesta)

$$M_{mad1} := \frac{W_{mad1} \cdot L^2}{1000 \cdot 24} = 0.35 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido a la carga muerta adicional 1}$$

$$M_{mad2} := \frac{W_{mad2} \cdot L^2}{1000 \cdot 24} = 0.00 \quad \text{T}\cdot\text{m} \quad \text{Momento debido al peso del muro de mamposteria}$$

$$e' := y_1 - e_x = 7.00 \quad \text{cm}$$



$$f_{c ds} := \frac{M_{sp} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{fsp} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{fst} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{mad1} \cdot 100000}{I_c} \cdot (y1c - e') + \frac{M_{mad2} \cdot 100000}{I_c} \cdot (y1c - e') *$$

$$f_{c ds} = 8.34 \frac{Kg}{cm^2}$$

Recalculando f_{cgp2} para tomar en cuenta tanto las perdidas por relajacion instantanea como por acortamiento elastico tenemos:

$$f_{cgp2} := -\frac{P_{nr}}{A_{ss}} - \frac{P_{nr} \cdot ex^2}{I_x} + \left(\frac{M_{pp} \cdot 100000}{I_x} \right) \cdot ex \quad f_{cgp2} = -9.73 \frac{Kg}{cm^2}$$

Sustituyendo valores encontramos las perdidas debidas al flujo plastico del concreto:

$$\Delta f_p := 12 \cdot -f_{cgp2} - 7 f_{c ds} \quad \Delta f_p = 58.33 \frac{Kg}{cm^2}$$

Perdidas Por Relajacion Diferida del Toron

$$\Delta RE2 := 0.25 \cdot 1408 - 0.4 \cdot \Delta AE - 0.2 \cdot (\Delta cc + \Delta f_p) \quad \text{para aceros de baja relajacion}$$

$$\Delta RE2 = 317.65 \frac{Kg}{cm^2}$$

RESUMEN DE PERDIDAS

A) Perdidas Instantaneas

	$\Delta f \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	%fpj	%fsr
Relajacion Instantanea	$\Delta REi = 136.80$	$\frac{\Delta REi}{f_{pj}} \cdot 100 = 0.96$	$\frac{\Delta REi}{f_{sr}} \cdot 100 = 0.72$
Acortamiento Elastico	$\Delta AE = 85.29$	$\frac{\Delta AE}{f_{pj}} \cdot 100 = 0.60$	$\frac{\Delta AE}{f_{sr}} \cdot 100 = 0.45$

Total Perdidas Instantaneas:

$$\Delta f1 := \Delta REi + \Delta AE = 222.09 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj1 := \left(\frac{\Delta REi}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta AE}{f_{pj}} \cdot 100 \right) = 1.56$$

$$\%fsr \quad \%fsr1 := \left(\frac{\Delta REi}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta AE}{f_{sr}} \cdot 100 \right) = 1.17$$

B) Perdidas Diferidas

	$\Delta f \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$	%fpj	%fsr
Contraccion	$\Delta_{cc} = 458.00$	$\frac{\Delta_{cc}}{f_{pj}} \cdot 100 = 3.21$	$\frac{\Delta_{cc}}{f_{sr}} \cdot 100 = 2.41$
Flujo Plastico	$\Delta_{fp} = 58.33$	$\frac{\Delta_{fp}}{f_{pj}} \cdot 100 = 0.41$	$\frac{\Delta_{fp}}{f_{sr}} \cdot 100 = 0.31$
Relajacion Diferida	$\Delta_{RE2} = 317.65$	$\frac{\Delta_{RE2}}{f_{pj}} \cdot 100 = 2.23$	$\frac{\Delta_{RE2}}{f_{sr}} \cdot 100 = 1.67$

Total Perdidas Diferidas:

$$\Delta f_2 := \Delta_{cc} + \Delta_{fp} + \Delta_{RE2} = 833.98 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj_2 := \left(\frac{\Delta_{cc}}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{fp}}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{RE2}}{f_{pj}} \cdot 100 \right) = 5.85$$

$$\%fsr \quad \%fsr_2 := \left(\frac{\Delta_{cc}}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{fp}}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{RE2}}{f_{sr}} \cdot 100 \right) = 4.39$$

TOTAL PERDIDAS INSTANTANEAS + PERDIDAS DIFERIDAS

$$\Delta f := \Delta f_1 + \Delta f_2 = 1056.07 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj := \%fpj_1 + \%fpj_2 = 7.41$$

$$\%fsr \quad \%fsr := \%fsr_1 + \%fsr_2 = 5.56$$

Tension debida a Perdidas Instantaneas:

$$T\Delta f_1 := \Delta f_1 \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 876.80 \quad \text{Kg}$$

Tension debida a Perdidas Totales:

$$T\Delta f := \Delta f \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 4169.36 \quad \text{Kg}$$

ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA

Fuerza del presfuerzo

$$P_{presf} := P_{tin} - T\Delta f_1 = 55123.20 \quad \text{Kg}$$

Se revisa con la fuerza de tension despues de las perdidas instantaneas

Esfuerzo en la Fibra Superior

$$\sigma_{supt} := - \left(\frac{P_{presf}}{A_{ss}} \right) + \frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y_2}{I_x} - \frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_2}{I_x} = -35.04 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

(Presf_{Axial})
(Presf_{Excen})
(Pesopropio)

$$\sigma_{supt} = -35.04 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{-P_{presf}}{A_{ss}} = -20.88$$

$$\frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y_2}{I_x} = 49.35$$

$$\frac{-M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_2}{I_x} = -63.51$$

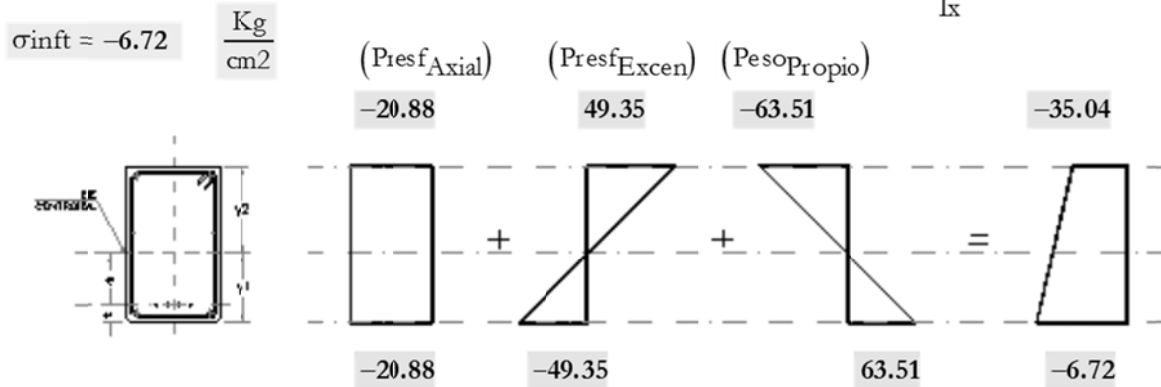
Esfuerzo en la Fibra Inferior

$$\sigma_{inf} := -\left(\frac{P_{presf}}{A_{ss}}\right) - \frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y_1}{I_x} + \frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_1}{I_x} = -6.72 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{-P_{presf}}{A_{ss}} = -20.88$$

$$-\frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y_1}{I_x} = -49.35$$

$$\frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_1}{I_x} = 63.51$$



Esfuerzos permisibles en la transferencia:

Fibra extrema a Compresion

$f'_{ci} := 0.8f'_c = 280.00 \quad \frac{Kg}{cm^2}$ Resistencia del concreto al momento de la transferencia.

$\sigma_{compt} := -0.6f'_{ci} = -168.00 \quad \frac{Kg}{cm^2}$ $\sigma_{compt} = -168.00 \quad \frac{Kg}{cm^2}$

Fibra extrema a Tension:

$\sigma_{tenst} := 0.8\sqrt{f'_{ci}} = 13.39 \quad \frac{Kg}{cm^2}$ $\sigma_{tenst} = 13.39 \quad \frac{Kg}{cm^2}$

Por lo tanto verificando los esfuerzos, para la fibra Inferior tenemos lo siguiente:

$\sigma_{fit} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{compt} < \sigma_{inf} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$\sigma_{fit} = \text{"si se acepta"}$

Y para la fibra superior tenemos lo siguiente:

$\sigma_{fst} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{tenst} < \sigma_{supt} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$\sigma_{fst} = \text{"si se acepta"}$

ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDO A LAS PERDIDAS A LARGO PLAZO

Perdidas a largo plazo

$Pl_p := T\Delta f - T\Delta f_1 = 3292.56 \quad Kg$

Esfuerzos fibra superior

$$\sigma_2 := \frac{Plp}{Ass} - \frac{Plp \cdot ex \cdot y_2}{Ix}$$

(Presf_{AXIAL}) (Presf_{EXCEN})

$$\sigma_2 = -1.70 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Plp}{Ass} = 1.25$$

$$-\frac{Plp \cdot ex \cdot y_2}{Ix} = -2.95$$

Esfuerzos en la fibra inferior

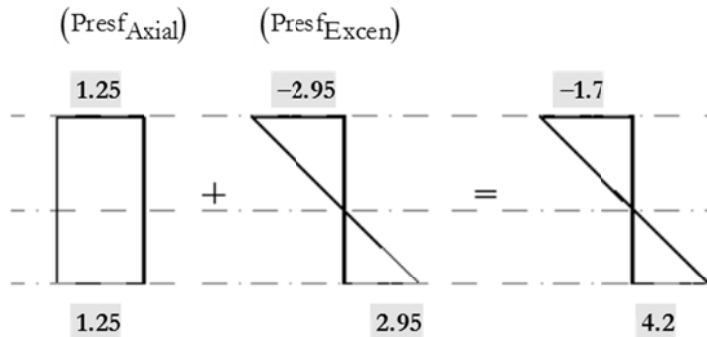
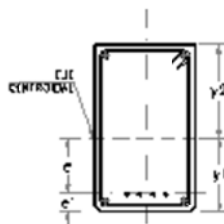
$$\sigma_1 := \frac{Plp}{Ass} + \frac{Plp \cdot ex \cdot y_1}{Ix}$$

(Presf_{AXIAL}) (Presf_{EXCEN})

$$\sigma_1 = 4.20 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Plp}{Ass} = 1.25$$

$$\frac{Plp \cdot ex \cdot y_1}{Ix} = 2.95$$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA DE 1a ETAPA

$$w_{1aetapa} := \frac{(W_{fst} + W_{sp} + W_{fsp})}{100} \quad w_{1aetapa} = 0.96 \frac{kg}{cm}$$

- 1) Se utiliza le seccion simple para la revision de esfuerzos
- 2) Calculo de momento

$$M_1 := \frac{w_{1aetapa} \cdot (L \cdot 100)^2}{8} \quad M_1 = 279441.12 \quad kg \cdot cm$$

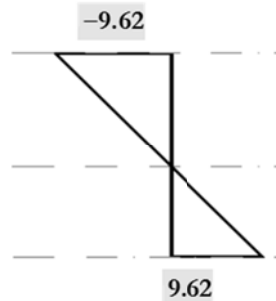
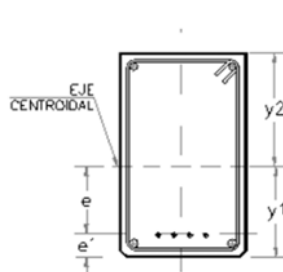
- 3) Calculo de los esfierzos

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{21a} := \frac{-M_1 \cdot y_2}{Ix} \quad \sigma_{21a} = -9.62 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzos en fibra inferior

$$\sigma_{11a} := \frac{M_1 \cdot y_1}{Ix} \quad \sigma_{11a} = 9.62 \frac{kg}{cm^2}$$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA DE 2a ETAPA

$$w_{2aetapa} := W_{mad1} + W_{mad2}$$

$$w_{2aetapa} = 36.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- 1) Se utiliza la seccion compuesta para la revision de esfuerzos
- 2) Calculo del momento

$$M_2 := \frac{\frac{w_{2aetapa}}{100} \cdot (L \cdot 100)^2}{24} \quad M_2 = 34930.14 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

- 3) Calculo de esfuerzos

Esfuerzos en el firme de concreto

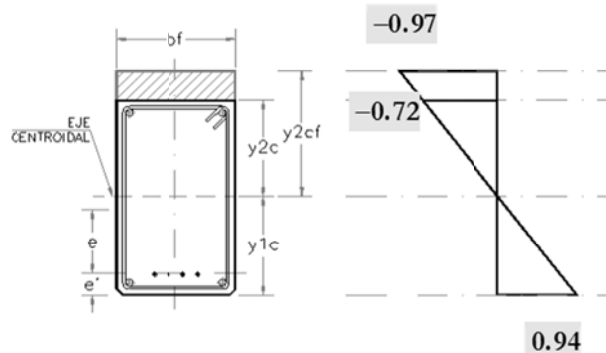
$$\sigma_{32aetapa} := \frac{-M_2 \cdot y_{2cf}}{I_c} \quad \sigma_{32aetapa} = -0.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{22aetapa} := \frac{-M_2 \cdot y_{2c}}{I_c} \quad \sigma_{22aetapa} = -0.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra inferior

$$\sigma_{12aetapa} := \frac{M_2 \cdot y_{1c}}{I_c} \quad \sigma_{12aetapa} = 0.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDO A LA CARGA VIVA

$$W_{vmax} = 100.00 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$$

- 1) Se utiliza la seccion compuesta para la revision de los esfuerzos
- 2) Calculo del momento

$$M_3 := \frac{W_{vmax}}{100} \cdot (L \cdot 100)^2}{24} \quad M_3 = 97028.17 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

3) Calculo de esfuerzos

Esfuerzos en el firme

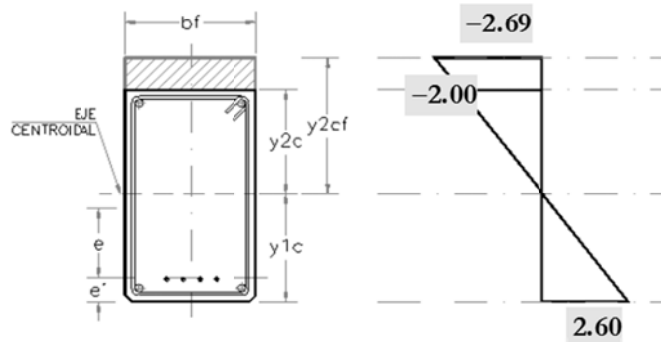
$$\sigma_{3cv} := \frac{-M3 \cdot y_{2cf}}{I_c} \quad \sigma_{3cv} = -2.69 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{2cv} := \frac{-M3 \cdot y_{2c}}{I_c} \quad \sigma_{2cv} = -2.00 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra Inferior

$$\sigma_{1cv} := \frac{M3 \cdot y_{1c}}{I_c} \quad \sigma_{1cv} = 2.60 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



ESTADO FINAL DEL ESFUERZOS

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Superior de Firme

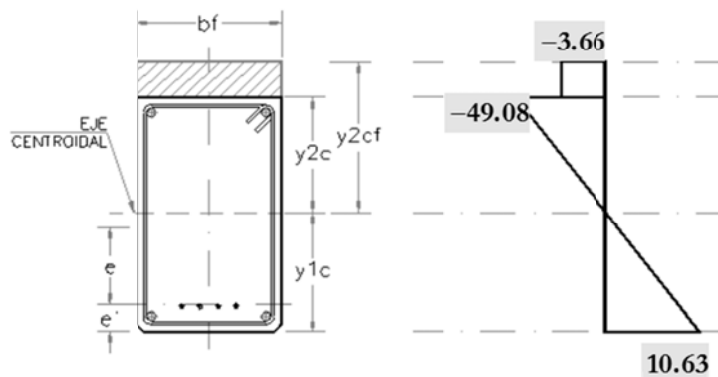
$$\sigma_{supsf} := \sigma_{32aetapa} + \sigma_{3cv} \quad \sigma_{supsf} = -3.66 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Superior de Trabe

$$\sigma_{sups} := \sigma_{supt} + \sigma_2 + \sigma_{21a} + \sigma_{22aetapa} + \sigma_{2cv} \quad \sigma_{sups} = -49.08 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Inferior de Trabe

$$\sigma_{infs} := \sigma_{inft} + \sigma_1 + \sigma_{11a} + \sigma_{12aetapa} + \sigma_{1cv} \quad \sigma_{infs} = 10.63 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Esfuerzos Permisibles en Servicio:

$$\sigma_{comps} := -0.45 \cdot f'c \quad \sigma_{comps} = -157.50 \quad \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Compresion}$$

$$\sigma_{tenss} := 1.6\sqrt{f'c} \quad \sigma_{tenss} = 29.93 \quad \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Tension} \quad \sigma_{maxs} := 3.2\sqrt{f'c} = 59.87$$

Por lo tanto para la fibra Inferior Tenemos:

$$\sigma_{fis} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{maxs} < \sigma_{infs} \\ \text{"Agregar Acero"} & \text{if } \sigma_{tenss} < \sigma_{infs} < \sigma_{maxs} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{fis} = \text{"si se acepta"}$$

Para la fibra superior tenemos:

$$\sigma_{fss} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{comps} < \sigma_{sup} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{fss} = \text{"si se acepta"}$$

Se observa que los esfuerzos se encuentran dentro de los permisibles OK

DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE

Revisión por Resistencia a Flexión

Al centro del claro los momento de servicio y ultimo valen :

$$M_s := \frac{M_{1a}}{1000} + \frac{M_{2a}}{1000} \quad M_s = 22.56 \quad T \cdot m \quad M_u := 1.4M_s \quad M_u = 31.58 \quad T \cdot m$$

Calculo del esfuerzo en el presfuerzo al momento de la falla

Expresion 9.3 inciso 9.3.1.1 NTCC-04

$$f_{sp} := f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(\frac{\rho_p \cdot f_{sr}}{f''c} - q' \right) \right] \text{Aplicable para concreto } f'c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y presfuerzo efectivo } f \geq 0.5 f_{sr}$$

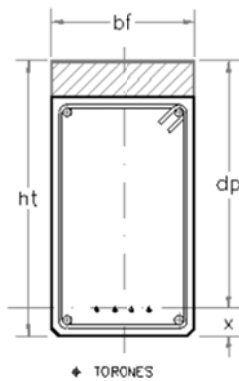
donde:

f_{sp} = Esfuerzo resistente del acero de presfuerzo

ρ_p = Cuantía de acero de presfuerzo ($A_{sp} / b \cdot d_p$)

$f''c$ = magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto

Para el calculo del momento resistente se consideran solo el presfuerzo, no se toma en cuenta el acero a compresion.



$$A_{sp} := A_{toron} \cdot N_{tor}$$

$$A_{sp} = 3.95 \quad cm^2$$

$$d_p := h_t - x$$

$$d_p = 69.00 \quad cm$$

$$\rho_p := \frac{A_{sp}}{b_f \cdot d_p} \quad \rho_p = 0.00$$

$$f''c := 0.8 \cdot 0.85 f'c \quad f''c = 238.00 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

$$q' := 0$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

$$f_{sp} := f_{sr} \cdot \left[1 - 0.5 \left(\frac{\rho_p \cdot f_{sr}}{f'c} - q' \right) \right] \quad f_{sp} = 17915.15 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del indice de presfuerzo

$$I_p := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y} \quad \text{ecuación 9.2, inciso 9.2 NTCC-04}$$

$I_p < 0.6$ Reforzada

$0.6 \leq I_p < 0.9$ Parcialmente Presforzada

$I \geq 0.9$ Totalmente Presforzada

Donde:

I_p = Índice de presfuerzo

A_{sp} = área de acero presforzado

f_{sp} = esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia a flexión del miembro

A_s = área de acero ordinario a tensión

f_y = esfuerzo de fluencia del acero ordinario

$$A_s := 0 \quad \text{cm}^2$$

$$I_p := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y} \quad I_p = 1.00$$

$$\text{Indice_de_Presfuerzo} := \begin{cases} \text{"Reforzada"} & \text{if } I_p < 0.6 \\ \text{"Parcialmente Presforzada"} & \text{if } 0.6 \leq I_p < 0.9 \\ \text{"Totalmente Presforzada"} & \text{if } I_p \geq 0.9 \end{cases}$$

$$\text{Indice_de_Presfuerzo} = \text{"Totalmente Presforzada"}$$

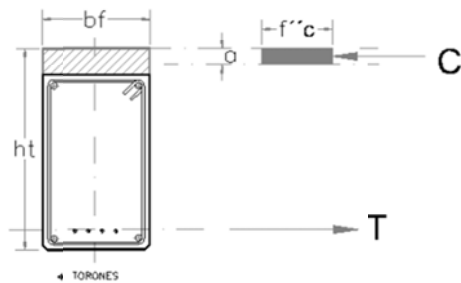
CÁLCULO DE LA TENSIÓN TOTAL EN EL MOMENTO DE LA FALLA

La tensión total en el momento de la falla es:

$$T_f := A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y \quad T_f = 70729.03 \quad \text{Kg}$$

De acuerdo al inciso 9.3.1 de los NTCC-04, la resistencia a flexión se calcula con base a las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en la sección 2.1 de las NTCC-04

La profundidad del bloque de compresiones se determina igualando la tensión a la compresión



$$a \cdot b_f \cdot f_{bc} = T_f$$

$$a := \frac{T_f}{b_f \cdot f'c}$$

$$a = 7.43 \quad \text{cm}$$

Como la profundidad del bloque de compresión, a es menor que el espesor del firme, ($t_f = 10 \text{ cm}$) se considera una fuerza de compresión C_1 aplicada en el firme y una de tensión aplicada en el alma de la trabe.

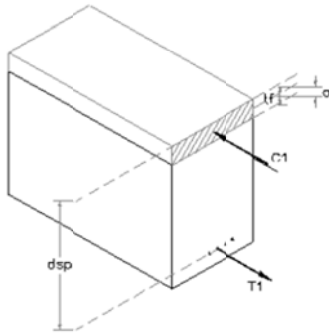
$$t_f := 10 \quad \text{cm} \quad \text{Espesor del firme}$$

La fuerza de tensión es:

$$T_1 := A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y \quad T_1 = 70729.03 \quad \text{kg} \quad f'c = 238.00 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del Momento Resistente

FR := 0.9 flexion



dsp := ht - x

dsp = 69.00 cm

$$MR := FR \cdot T1 \cdot \left(dsp - \frac{a}{2} \right)$$

MR = 4155805.30 Kg cm

$$\frac{MR}{100 \cdot 1000} = 41.56 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Mu = 31.58 T·m

$$\text{Revision_Resistencia} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } Mu < \frac{MR}{100 \cdot 1000} \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } Mu \geq \frac{MR}{100 \cdot 1000} \end{cases}$$

Revision_Resistencia = "Cumple"

Revisión para Momento Segunda Etapa:

Revisión por momento resistente: del análisis estructural de la estructura se toma el valor del momento ultimo y se suma el momento 1a etapa y se compara con el MR, en ambas direcciones de analisis

Para la direccion X tenemos:

$$\frac{M1a}{1000} = 21.24 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad \text{Maxx} := 8.82 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Mutx} := \text{Maxx} + 1.4 \cdot \frac{M1a}{1000} \quad \text{Mutx} = 38.55 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Revision_Resistencia}_x := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \text{Mutx} < \frac{MR}{100 \cdot 1000} \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } \text{Mutx} \geq \frac{MR}{100 \cdot 1000} \end{cases}$$

Revision_Resistencia_x = "Cumple"

Para la direccion Y tenemos:

$$\frac{M1a}{1000} = 21.24 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad \text{Many} := 8.82 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Muty} := \text{Many} + 1.4 \cdot \frac{M1a}{1000} \quad \text{Muty} = 38.55 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Revision_Resistencia} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } M_{\text{uty}} < \frac{MR}{100 \cdot 1000} \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } M_{\text{uty}} \geq \frac{MR}{100 \cdot 1000} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Resistencia} = \text{"Cumple"}$$

REVISION POR RESISTENCIA A CORTANTE

A) Revision a Paño de Columnas:

$$V_a := \frac{V_{1a}}{1000} + \frac{V_{2a}}{1000} \quad V_a = 6.60 \quad \text{Ton} \quad \text{FC} := 1.4$$

$$\text{FRc} := 0.8$$

$$V_u := \text{FC} \cdot V_a \quad V_u = 9.25 \quad \text{Ton} \quad f_{asc} := 0.8 \cdot f_c = 280.00 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

De acuerdo al inciso (2.5.3.3 4) de las NTCC-04 en ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que:

$$V_{\text{umax}} := 2.5 \cdot \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

$$\frac{V_{\text{umax}}}{1000} = 95.04 \quad \text{Ton}$$

$$\text{Revision_Vumax} := \begin{cases} \text{"Seccion Adecuada"} & \text{if } V_u < \frac{V_{\text{umax}}}{1000} \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vumax} = \text{"Seccion Adecuada"}$$

Por encontrarse en la zona de transferencia, el cortante que resiste el concreto se calcula como el correspondiente a una sección reforzada.

si $\rho < 0.015$

$$V_{cr1} := \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

si $\rho \geq 0.015$

$$V_{cr2} := 0.5 \cdot \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

Suponiendo Acero Inferior igual a 2 var.#8

$$A_{sinf} := 2 \cdot 5.07 = 10.14 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{sinf}}{b \cdot d} = 0.0036$$

Como es menor que 0.015 se emplea

$$\text{Expresion_Vcr} := \begin{cases} \text{"Usar Vcr1"} & \text{if } \rho < 0.015 \\ \text{"Usar Vcr2"} & \text{if } \rho \geq 0.015 \end{cases}$$

$$\text{Expresion_Vcr} = \text{"Usar Vcr1"}$$

$$V_{cr1} := \text{FRc} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_{asc}} \quad V_{cr1} = 10318.36 \quad \text{Kg}$$

$$\text{Revision_Vu} := \begin{cases} \text{"Requiere Estribos"} & \text{if } V_u \cdot 1000 > V_{cr1} \\ \text{"Refuerzo Minimo"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vu} = \text{"Refuerzo Minimo"}$$

$$S_{max} := \frac{d}{2} \quad S_{max} = 35.50 \quad \text{cm} \quad S_{max1} := 20 \quad \text{cm}$$

$$A_{vmin1} := 0.3\sqrt{f_{asc}} \cdot \frac{b \cdot S_{max1}}{f_y} \quad A_{vmin1} = 0.96 \quad \text{cm}^2$$

Se colocaran estribos #3 de dos ramas

$$A_v := 2 \cdot 0.71 = 1.42 \quad \text{cm}^2$$

Se colocaran estribos #3@20 cm en los extremos de la pieza

B) Revision del Cortante a L/4

Del analisis Estructural Obtenemos los elementos mecanicos a L/4

$$V_{u4} := 1.1 \cdot 6.09 = 6.70 \quad \text{Ton} \quad (\text{Factor de carga } 1.1 \text{ porque rige combinaci3n de sismo)}$$

$$M_{u4} := 1.1 \cdot 9.23 = 10.15 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Como en esta secci3n la viga es presforzada se usa la siguiente expresi3n para calcular el cortante resistente del concreto:

$$V_{cr3} := F_{Rc} \cdot b \cdot d \cdot \left(0.15 \cdot \sqrt{f_{asc}} + 50 \frac{V_{u4} \cdot 1000 \cdot d_{sp}}{M_{u4} \cdot 1000 \cdot 100} \right) \quad V_{cr3} = 57420.83 \quad \text{kg}$$

Revision de los limites para Vcr

De acuerdo al inciso (2.5.1.4) de las NTCC-04 en ning3n caso se admitir3 que V_{cr3} sea mayor que:

$$V_{cr3p} := 1.3 F_{Rc} \cdot b \cdot d_{sp} \cdot \sqrt{f_{asc}} = 48030.98 \quad \text{kg}$$

$$\text{Revision_Vcr3} := \begin{cases} \text{"Seccion Adecuada Usar Vcr3"} & \text{if } V_{cr3} < V_{cr3p} \\ \text{"No cumple Usar Vcr3p"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vcr3} = \text{"No cumple Usar Vcr3p"}$$

Se revisa si se requieren estribos

$$\text{Revision_Vu4} := \begin{cases} \text{"Requiere Estribos"} & \text{if } V_{u4} \cdot 1000 > V_{cr3p} \\ \text{"Refuerzo Minimo"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vu4} = \text{"Refuerzo Minimo"}$$

$$V_{u5} := 1.5 F_{Rc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_{asc}} = 57026.75 \quad \text{Kg}$$

$$\text{Revision_Vu5} := \begin{cases} \text{"Usar S=0.37h"} & \text{if } V_{u4} \cdot 1000 > V_{u5} \\ \text{"Usar 0.75h"} & \text{if } V_{u4} \cdot 1000 < V_{u5} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vu5} = \text{"Usar 0.75h"}$$

$$S_{max2} := 0.75 \cdot h_t = 57.00 \quad \text{cm} \quad S_{max3} := 30 \quad \text{cm}$$

$$A_{vmin} := 0.3\sqrt{f_{asc}} \cdot \frac{b \cdot S_{max3}}{f_y} \quad A_{vmin} = 1.43 \quad \text{cm}^2$$

Se colocaran estribos #3 de dos ramas $A_{v2} := 2 \cdot 0.71 = 1.42 \quad \text{cm}^2$

se colocaran estribos #3@30 cm en el centro de la pieza.

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

En la siguiente figura se presenta el armado de la trabe de rigidez, diseñada como viga presforzada.

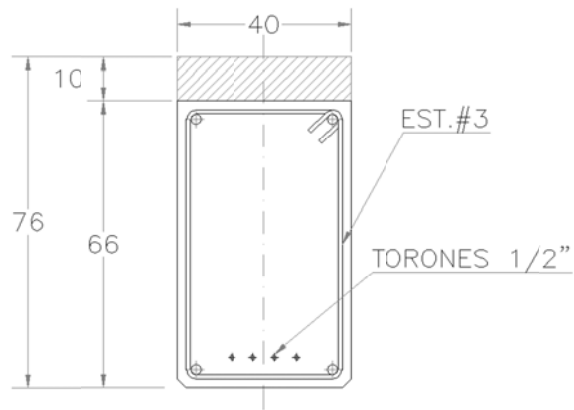


Figura 3.5 Armado de Trabe de Rigidez como presforzada.

3.5 Diseño del sistema de piso.

El diseño del sistema de piso se realiza considerando a la losa TT como un elemento presforzado, con esto disminuimos la cantidad de acero ordinario en la losa y así también el costo.

DISEÑO DE LOSA TT PREFABRICADA, PRESFORZADA

Cargas 1a Etapa de Analisis

- 1) Peso Propio de la Viga
- 2) Peso del Firme Sobre la Trabe
- 3) Peso del Sistema de Piso
- 4) Peso del Firme Sobre El Sistema de Piso

Cargas 2a Etapa de Analisis

- 1) Carga Muerta Adicional (Pisos, Plafones, Instalaciones, Muros, Sobre Carga RCDF.
- 2) Carga Viva Maxima.

Datos Geometricos

$L_w := 15.46$ m
 $r := 5$ cm
 $ht := 76$ cm
 $h := 70$ cm
 $bf := 297$ cm
 $b := 297$ cm
 $hf := 6$ cm
 $Lt := 0$ m
 $d := ht - r = 71.00$ cm

Datos de Materiales

Concreto en Trabe $f'c := 350$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Concreto en Firme $f'cf := 250$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Acero de Refuerzo $fy := 4200$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Acero de Presfuerzo $f_{sr} := 19000$ $\frac{Kg}{cm^2}$
 Peso Concreto $\gamma_c := 2.4$ $\frac{Ton}{m^3}$

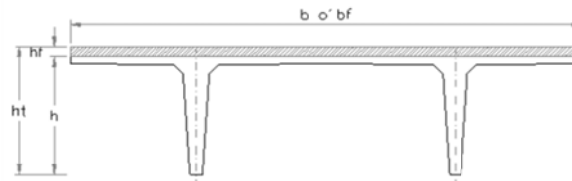
CONSIDERACIONES

- Trabe Autoportante

Resumen de Propiedades Geometricas

Seccion Simple

$A_{ss} := 2888.96$ cm²
 $I_x := 1192261.38$ cm⁴
 $y_1 := 51.7$ cm
 $y_2 := 18.3$ cm
 $S_1 := \frac{I_x}{y_1} = 23061.15$ cm³
 $S_2 := \frac{I_x}{y_2} = 65150.90$ cm³



Seccion Compuesta

$A_{sc} := 4394.75$ cm²
 $I_c := 1646345.6$ cm⁴
 $y_{1c} := 58.99$ cm
 $y_{2c} := 11.04$ cm $y_{2cf} := 17.01$ cm
 $S_{1c} := \frac{I_c}{y_{1c}} = 27908.89$ cm³
 $S_{2c} := \frac{I_c}{y_{2cf}} = 96786.93$ cm³

CARGAS

1aetapa

-Peso propio

$$W_0 := \frac{A_{ss}}{10000} \cdot \gamma_c \cdot 1000 \quad W_0 = 693.35 \quad \frac{Kg}{ml}$$

2aetapa

-Carga muerta Adicional

$$w_{mad1} := 90 \quad \frac{Kg}{m^2} \quad W_{mad1} := w_{mad1} \cdot \frac{b}{100}$$

-Peso del firme sobre la trabe

$$W_{fst} := \frac{b}{100} \cdot \frac{hf}{100} \cdot \gamma_c \cdot 1000 \quad W_{fst} = 427.68 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{mad1} = 267.30 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Carga Muro divisorio

$$W_{mad2} := 300 \cdot 0$$

-Peso sistema de piso

$$w_{sp} := 234 \quad \frac{Kg}{m^2}$$

$$W_{sp} := w_{sp} \cdot Lt \quad W_{sp} = 0.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{mad2} = 0.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Carga viva maxima

$$w_{vmax} := 250 \quad \frac{Kg}{m^2} \quad W_{vmax} := w_{vmax} \cdot \frac{b}{100}$$

-Peso del firme sobre el sistema de piso

$$w_{fsp} := 144 \quad \frac{Kg}{m^2}$$

$$W_{fsp} := w_{fsp} \cdot Lt \quad W_{fsp} = 0.00 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{vmax} = 742.50 \quad \frac{Kg}{ml}$$

$$W_{2a} := W_{mad1} + W_{mad2} + W_{vmax}$$

$$W_{2a} = 1009.80 \quad \frac{Kg}{ml}$$

-Peso Total Primera Etapa

$$W_{1a} := W_0 + W_{fst} + W_{sp} + W_{fsp}$$

$$W_{1a} = 1121.03 \quad \frac{kg}{ml}$$

ELEMENTOS MECANICOS RESULTANTES

Momento Primera Etapa

$$M_{1a} := \frac{(W_{1a} \cdot L^2)}{8}$$

$$\frac{M_{1a}}{1000} = 33.49 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Momento Segunda Etapa

$$M_{2a} := \frac{(W_{2a} \cdot L^2)}{8}$$

$$\frac{M_{2a}}{1000} = 30.17 \quad \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Cortante Primera Etapa

$$V_{1a} := \frac{(W_{1a} \cdot L)}{2}$$

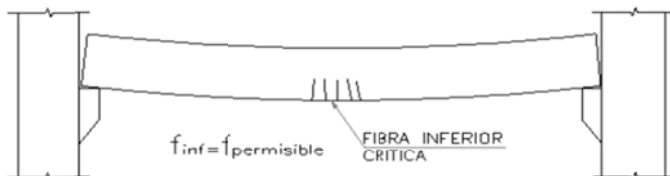
$$\frac{V_{1a}}{1000} = 8.67 \quad \text{Ton}$$

Cortante Segunda Etapa

$$V_{2a} := \frac{(W_{2a} \cdot L)}{2}$$

$$\frac{V_{2a}}{1000} = 7.81 \quad \text{Ton}$$

Se obtendrá el presfuerzo necesario para obtener en la fibra inferior crítica un esfuerzo final menor al permisible.



$$f_{inf} := -\left(\frac{P}{A_{ss}}\right) - \frac{P \cdot e_x}{S_1} + \frac{M_{1a}}{S_1} + \frac{M_{2a}}{S_{1c}}$$

Donde:

M2a= Momento total de segunda etapa

M1a= Momento total de primera etapa

e = Excentricidad del presfuerzo

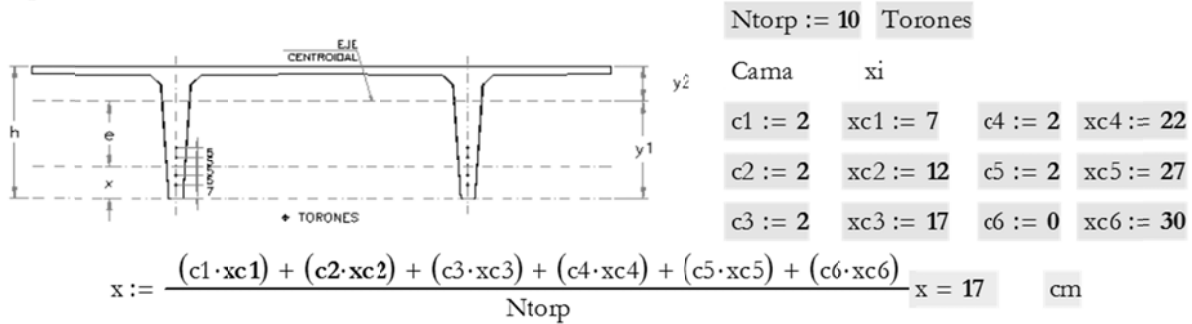
P = Fuerza de presfuerzo efectiva

S1 = Momento de inercia con respecto a la fibra inferior de la sección simple

Ass = Area de la sección simple

S1c = Momento de inercia con respecto a la fibra inferior de la sección compuesta

El valor de la excentricidad se estima considerando un número aproximado de torones. En este caso proponemos **10**



Si se calculan los esfuerzos ocasionados por las cargas, podemos determinar la fuerza de presfuerzo efectiva despejando P.

$$f_{perm} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{inciso 9.4.1.1 b de las NTCC-04})$$

$$f_{perm} = 30 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para esto suponemos que f_{inf} es cualquier valor menor al permisible

$$f_{inf} := 20 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Given

$$f_{inf} = \left[-\left(\frac{P}{Ass} \right) - \frac{P \cdot ex}{S1} + \frac{M1a \cdot 100}{S1} + \frac{M2a \cdot 100}{S1c} \right]$$

$$\text{Find}(P) \rightarrow 126068.16134660349763 \text{ Kg}$$

P = 126068.16 Kg Fuerza de Presfuerzo efectiva, necesaria para no exceder el esfuerzo de tension permisible

El tensado inicial se propone igual a 0.75 fsr pues se estima que las pérdidas iniciales serán mayores al 2 %, Con esto se obtendrá un esfuerzo efectivo en el torón después de la trasferencia menor que 0.74 fsr que es el máximo permitido por el reglamento. (inciso 9.4.1.2 b de las NTCC-04)

si se usan torones de 1/2"

$$A_{toron} := 0.987 \text{ cm}^2$$

$$fsr = 19000.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ Esfuerzo resistente del Acero de Presfuerzo}$$

-Perdidas estimadas totales (inmediatas + diferidas) = **20%**

Por tanto el numero de torones requerido despues de aplicar el 20% de perdidas sera:

$$N_{tor1} := \frac{P}{0.75 \cdot (0.8 f_{sr}) \cdot (A_{toron})} \quad N_{tor1} = 11.20$$

$$N_{tor} := 10 \text{ Torones}$$

Esfuerzo de Tensado de Cada Toron

$$f_{pj} := 0.75 \cdot f_{sr} = 14250.00 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{pj} \leq 0.8 \cdot f_{sr}$$

$$0.8 \cdot f_{sr} = 15200.00 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

Fuerza de Tensado Inicial

$$P_{tin1} := f_{pj} \cdot A_{toron} \cdot N_{tor}$$

$$f_{pj} \cdot A_{toron} = 14064.75 \quad \text{se acostumbra especificar una fuerza de tension inicial de } 14000 \text{ kg}$$

por lo tanto, la fuerza de tensado inicial es de:

$$P_{tin} := 14000 \cdot N_{tor} = 140000.00 \quad Kg$$

PERDIDAS INSTANTANEAS

-Perdidas por la Relajacion Instantanea del Toron:

$$t := 24 \text{ horas} \quad \text{Tiempo de destensado}$$

$$f_{pj1} := \frac{14000}{A_{toron}} = 14184.40 \quad Kg \quad \text{esfuerzo de tensado de cada toron}$$

$$f_{py} := 17100 \quad \frac{kg}{cm^2} \quad \text{esfuerzo de fluencia del toron}$$

$$\Delta RE_i := \frac{\log(t)}{40} \cdot \left(\frac{f_{pj1}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pj1} \quad \Delta RE_i = 136.80 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

-Perdidas Por el Acortamiento Elastico del Concreto

$$\Delta AE := \frac{E_{sp}}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$$

$$E_{sp} := 1980000 \quad \text{Modulo de elasticidad del Toron}$$

$$E_{ci} := 14000 \sqrt{0.8 f'_c} = 234264.81 \quad \text{Modulo de Elasticidad del concreto en la etapa de transferencia}$$

$$f_{cgp} := - \left(\frac{P_{n1}}{A_{ss}} \right) - \left(\frac{P_{n1} \cdot e}{I_{ss}} \right) + \left(\frac{M_{pp}}{I_{ss}} \right) \cdot e$$

Pn1 Fuerza de presfuerzo neta, incluyendo pérdidas por relajación instantánea.

La fuerza a la que se tensará cada torón es:

$$Tens := f_{pj} \cdot A_{toron} = 14064.75 \quad \text{Kg}$$

se acostumbra especificar una fuerza de tensión de 14000 kg por cada torón.

si tomamos en cuenta las pérdidas que ya se presentaron (pérdidas por relajación instantánea) tenemos lo siguiente:

$$\Delta RE_i \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 1350.18 \quad \text{Kg}$$

por tanto:

$$Pn1 := P_{tin} - (\Delta RE_i \cdot A_{toron} \cdot N_{tor}) = 138649.82 \quad \text{Kg} \quad \text{Fuerza neta con pérdidas de relajación instantánea.}$$

Momento debido al Peso Propio del Elemento:

$$M_{pp} := \frac{W_0 \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 20.71 \quad \text{T} \cdot \text{m}$$

por tanto obtenemos el valor de f_{cgp} :

$$f_{cgp} := -\left(\frac{Pn1}{A_{ss}}\right) - \left(\frac{Pn1 \cdot e_x}{I_x}\right) \cdot e_x + \left(\frac{M_{pp} \cdot 100000}{I_x}\right) \cdot e_x = -127.73 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

por tanto el valor de la pérdida por acortamiento elástico es:

$$\Delta AE := \frac{E_{sp}}{E_{ci}} \cdot (-f_{cgp}) = 1079.56 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

la suma de las pérdidas instantáneas es:

$$\Delta RE_i + \Delta AE = 1216.36 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \frac{\Delta RE_i + \Delta AE}{f_{sr}} = 0.06 \quad f_{sr}$$

Por lo que el esfuerzo en el Torón inmediatamente después de la transferencia es:

$$\frac{\left(\frac{14000}{A_{toron}}\right)}{f_{sr}} - \left(\frac{\Delta RE_i + \Delta AE}{f_{sr}}\right) = 0.68 \quad f_{sr}$$

Este valor es menor al esfuerzo permisible inmediatamente después de la transferencia: cuyo valor es 0.74 f_{sr} (Inciso 9.4.1.2 b NTCC-04)

Resumen de Pérdidas Netas Después de la Transferencia:

Pn1 es la fuerza neta incluyendo pérdidas por relajación instantánea

$$Pn1 = 138649.82 \quad \text{Kg}$$

Por lo tanto la fuerza real que va a actuar en la transferencia del presfuerzo es:

$$P_{nr} := N_{tor} \cdot A_{toron} \cdot \left[\left(\frac{14000}{A_{toron}}\right) - (\Delta RE_i) - (\Delta AE)\right] = 127994.53 \quad \text{Kg}$$

PERDIDAS A LARGO PLAZO

-Perdida Por La Contraccion del Concreto

$$\Delta_{cc} := 1193 - 10.5H_u$$

Donde H_u es la humedad relativa Anual promedio en porcentaje, en caso de desconocerse se empleara la siguiente tabla:

TIPO DE CLIMA	H (%)
MUY HUMEDO	90
HUMEDAD INTERMEDIA	70
SECO	40

En nuestro ejemplo emplearemos la Humedad intermedia, por tanto tenemos que:

$$H_u := 70 \%$$

$$\Delta_{cc} := 1193 - 10.5H_u = 458.00 \quad \frac{Kg}{cm^2}$$

-Perdida Por Flujo Plastico

$$\Delta_{fp} := 12 \cdot f_{cgp2} - 7f_{cds}$$

Donde:

f_{cgp2} = es la suma de esfuerzos en el centro de gravedad de los torones debido al peso propio del elemento y a la fuerza de presfuerzo despues de la transferencia.

f_{cds} = es la suma de esfuerzos en la seccion a la altura del centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas aplicadas despues del tensado.

Momentos debidos a cargas Muertas 1a Etapa (Seccion Simple)

$$M_{sp} := \frac{W_{sp} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 0.00 \quad T \cdot m \quad \text{Momento debido al peso de la losa}$$

$$M_{fsp} := \frac{W_{fsp} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 0.00 \quad T \cdot m \quad \text{Momento debido al peso del firme sobre la losa}$$

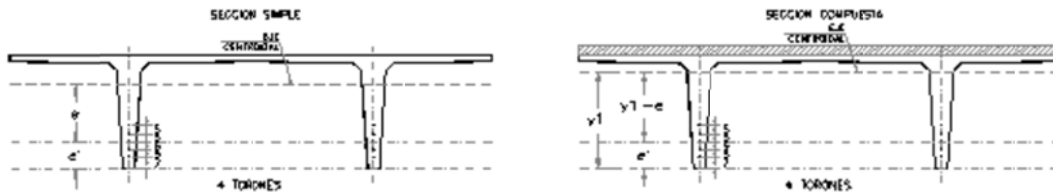
$$M_{fst} := \frac{W_{fst} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 12.78 \quad T \cdot m \quad \text{Momento debido al peso del firme sobre la trabe}$$

Momentos debidos a carga muerta Adicional 2a Etapa (Seccion Compuesta)

$$M_{mad1} := \frac{W_{mad1} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 7.99 \quad T \cdot m \quad \text{Momento debido a la carga muerta adicional 1}$$

$$M_{mad2} := \frac{W_{mad2} \cdot L^2}{1000 \cdot 8} = 0.00 \quad T \cdot m \quad \text{Momento debido al peso del muro de mamposteria}$$

$$e' := y_1 - e_x = 17.00 \quad cm$$



$$f_{cfs} := \frac{M_{sp} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{fsp} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{fst} \cdot 100000}{I_x} \cdot ex + \frac{M_{mad1} \cdot 100000}{I_c} \cdot (y1c - e') + \frac{M_{mad2} \cdot 100000}{I_c} \cdot (y1c - e') *$$

$$f_{cfs} = 57.56 \frac{Kg}{cm^2}$$

Recalculando f_{cgp2} para tomar en cuenta tanto las pérdidas por relajación instantánea como por acortamiento elástico tenemos:

$$f_{cgp2} := -\frac{P_{nr}}{A_{ss}} - \frac{P_{nr} \cdot ex^2}{I_x} + \left(\frac{M_{pp} \cdot 100000}{I_x} \right) \cdot ex \quad f_{cgp2} = -113.28 \frac{Kg}{cm^2}$$

Sustituyendo valores encontramos las pérdidas debidas al flujo plástico del concreto:

$$\Delta f_p := 12 - f_{cgp2} - 7f_{cfs} \quad \Delta f_p = 956.46 \frac{Kg}{cm^2}$$

Perdidas Por Relajacion Diferida del Toron

$$\Delta RE_2 := 0.25 \cdot 1408 - 0.4 \cdot \Delta AE - 0.2 \cdot (\Delta cc + \Delta f_p) \quad \text{para aceros de baja relajacion}$$

$$\Delta RE_2 = 173.32 \frac{Kg}{cm^2}$$

RESUMEN DE PERDIDAS

A) Perdidas Instantaneas

	$\Delta f \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	%fpj	%fsr
Relajacion Instantanea	$\Delta RE_i = 136.80$	$\frac{\Delta RE_i}{f_{pj}} \cdot 100 = 0.96$	$\frac{\Delta RE_i}{f_{sr}} \cdot 100 = 0.72$
Acortamiento Elastico	$\Delta AE = 1079.56$	$\frac{\Delta AE}{f_{pj}} \cdot 100 = 7.58$	$\frac{\Delta AE}{f_{sr}} \cdot 100 = 5.68$

Total Perdidas Instantaneas:

$$\Delta f_1 := \Delta RE_i + \Delta AE = 1216.36 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj_1 := \left(\frac{\Delta RE_i}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta AE}{f_{pj}} \cdot 100 \right) = 8.54$$

$$\%fsr \quad \%fsr_1 := \left(\frac{\Delta RE_i}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta AE}{f_{sr}} \cdot 100 \right) = 6.40$$

B) Perdidas Diferidas

	$\Delta f \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$	%fpj	%fsr
Contraccion	$\Delta_{cc} = 458.00$	$\frac{\Delta_{cc}}{f_{pj}} \cdot 100 = 3.21$	$\frac{\Delta_{cc}}{f_{sr}} \cdot 100 = 2.41$
Flujo Plastico	$\Delta_{fp} = 956.46$	$\frac{\Delta_{fp}}{f_{pj}} \cdot 100 = 6.71$	$\frac{\Delta_{fp}}{f_{sr}} \cdot 100 = 5.03$
Relajacion Diferida	$\Delta_{RE2} = 173.32$	$\frac{\Delta_{RE2}}{f_{pj}} \cdot 100 = 1.22$	$\frac{\Delta_{RE2}}{f_{sr}} \cdot 100 = 0.91$

Total Perdidas Diferidas:

$$\Delta f_2 := \Delta_{cc} + \Delta_{fp} + \Delta_{RE2} = 1587.78 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj_2 := \left(\frac{\Delta_{cc}}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{fp}}{f_{pj}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{RE2}}{f_{pj}} \cdot 100 \right) = 11.14$$

$$\%fsr \quad \%fsr_2 := \left(\frac{\Delta_{cc}}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{fp}}{f_{sr}} \cdot 100 + \frac{\Delta_{RE2}}{f_{sr}} \cdot 100 \right) = 8.36$$

TOTAL PERDIDAS INSTANTANEAS + PERDIDAS DIFERIDAS

$$\Delta f := \Delta f_1 + \Delta f_2 = 2804.14 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\%fpj \quad \%fpj := \%fpj_1 + \%fpj_2 = 19.68$$

$$\%fsr \quad \%fsr := \%fsr_1 + \%fsr_2 = 14.76$$

Tension debida a Perdidas Instantaneas:

$$T\Delta f_1 := \Delta f_1 \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 12005.47 \quad \text{Kg}$$

Tension debida a Perdidas Totales:

$$T\Delta f := \Delta f \cdot A_{toron} \cdot N_{tor} = 27676.89 \quad \text{Kg}$$

ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA

Fuerza del presfuerzo

$$P_{presf} := P_{tin} - T\Delta f_1 = 127994.53 \quad \text{Kg}$$

Se revisa con la fuerza de tension despues de las perdidas instantaneas

Esfuerzo en la Fibra Superior

$$\sigma_{supt} := - \left(\frac{P_{presf}}{A_{ss}} \right) + \frac{P_{presf} \cdot e_x \cdot y_2}{I_x} - \frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_2}{I_x} = -7.93 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

(Presf_{AXIAL})
(Presf_{EXCEN})
(Pesopropio)

$$\frac{-P_{presf}}{A_{ss}} = -44.30$$

$$\frac{P_{presf} \cdot e_x \cdot y_2}{I_x} = 68.17$$

$$\frac{-M_{pp} \cdot 100000 \cdot y_2}{I_x} = -31.80$$

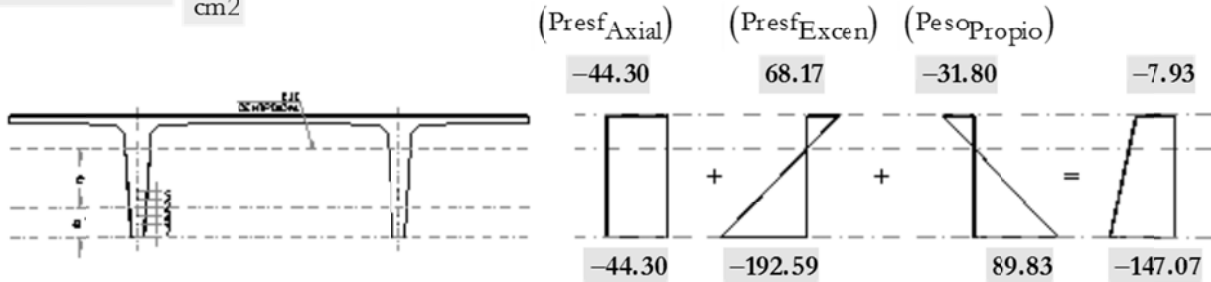
$$\sigma_{supt} = -7.93 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en la Fibra Inferior

$$\sigma_{inf} := -\left(\frac{P_{presf}}{A_{ss}}\right) - \frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y1}{I_x} + \frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y1}{I_x} = -147.07 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\begin{aligned} & \left(Presf_{Axial} \right) \quad \left(Presf_{Excen} \right) \quad \left(Pesop_{Propio} \right) \\ & \frac{-P_{presf}}{A_{ss}} = -44.30 \\ & \frac{P_{presf} \cdot ex \cdot y1}{I_x} = -192.59 \\ & \frac{M_{pp} \cdot 100000 \cdot y1}{I_x} = 89.83 \end{aligned}$$

$\sigma_{inf} = -147.07 \frac{Kg}{cm^2}$



Esfuerzos permisibles en la transferencia:

Fibra extrema a Compresion

$f'_{ci} := 0.8f'_c = 280.00 \frac{Kg}{cm^2}$ Resistencia del concreto al momento de la transferencia.

$\sigma_{compt} := -0.6f'_{ci} = -168.00 \frac{Kg}{cm^2}$ $\sigma_{compt} = -168.00 \frac{Kg}{cm^2}$

Fibra extrema a Tension:

$\sigma_{tenst} := 0.8\sqrt{f'_{ci}} = 13.39 \frac{Kg}{cm^2}$ $\sigma_{tenst} = 13.39 \frac{Kg}{cm^2}$

Por lo tanto verificando los esfuerzos, para la fibra Inferior tenemos lo siguiente:

$\sigma_{fit} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{compt} < \sigma_{inf} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$\sigma_{fit} = \text{"si se acepta"}$

Y para la fibra superior tenemos lo siguiente:

$\sigma_{fst} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{tenst} < \sigma_{supt} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$\sigma_{fst} = \text{"si se acepta"}$

Se puede observar que se cumple con los esfuerzos permisibles en la transferencia.

ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDO A LAS PERDIDAS A LARGO PLAZO

Perdidas a largo plazo

$Pl_p := T\Delta f - T\Delta f_l = 15671.42 \text{ Kg}$

Esfuerzos fibra superior

$$\sigma_2 := \frac{Pl_p}{Ass} - \frac{Pl_p \cdot ex \cdot y_2}{Ix}$$

(Presf_{AXIAL}) (Presf_{EXCEN})

$$\sigma_2 = -2.92 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Pl_p}{Ass} = 5.42$$

$$-\frac{Pl_p \cdot ex \cdot y_2}{Ix} = -8.35$$

Esfuerzos en la fibra inferior

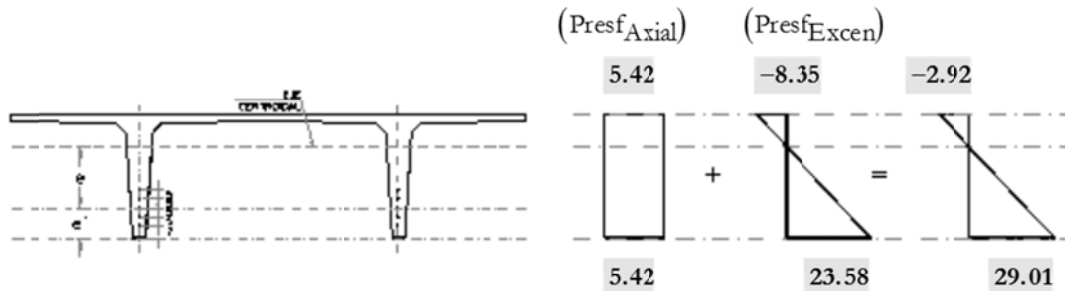
$$\sigma_1 := \frac{Pl_p}{Ass} + \frac{Pl_p \cdot ex \cdot y_1}{Ix}$$

(Presf_{AXIAL}) (Presf_{EXCEN})

$$\sigma_1 = 29.01 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Pl_p}{Ass} = 5.42$$

$$\frac{Pl_p \cdot ex \cdot y_1}{Ix} = 23.58$$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA DE 1a ETAPA

$$w_{1aetapa} := \frac{(W_{fst} + W_{sp} + W_{fp})}{100}$$

$w_{1aetapa} = 4.28 \frac{kg}{cm}$

- 1) Se utiliza la seccion simple para la revision de esfuerzos
- 2) Calculo de momento

$$M_1 := \frac{w_{1aetapa} \cdot (L \cdot 100)^2}{8}$$

$M_1 = 1277756.01 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

- 3) Calculo de los esfuerzos

Esfuerzos en la fibra superior

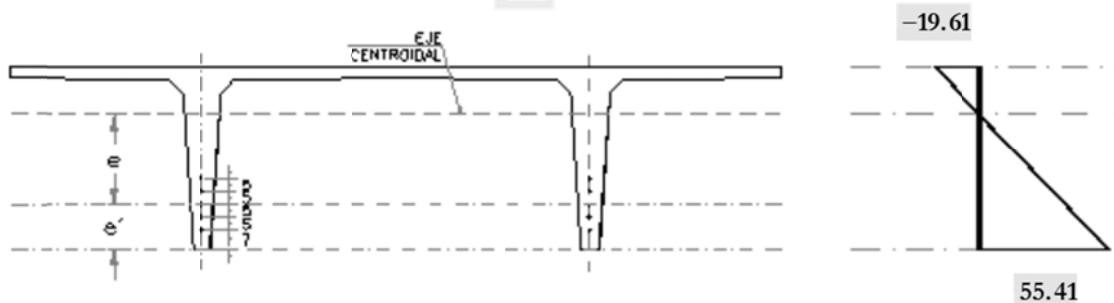
$$\sigma_{21a} := \frac{-M_1 \cdot y_2}{Ix}$$

$\sigma_{21a} = -19.61 \frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzos en fibra inferior

$$\sigma_{11a} := \frac{M_1 \cdot y_1}{Ix}$$

$\sigma_{11a} = 55.41 \frac{kg}{cm^2}$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA DE 2a ETAPA

$$w_{2aetapa} := W_{mad1} + W_{mad2}$$

$$w_{2aetapa} = 267.30 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

1) Se utiliza la seccion compuesta para la revision de esfuerzos

2) Calculo del momento

$$M_2 := \frac{w_{2aetapa}}{100} \cdot (L \cdot 100)^2 \cdot \frac{1}{8} \quad M_2 = 798597.51 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

3) Calculo de esfuerzos

Esfuerzos en el firme de concreto

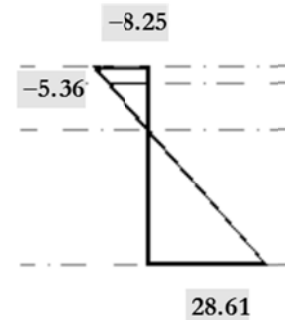
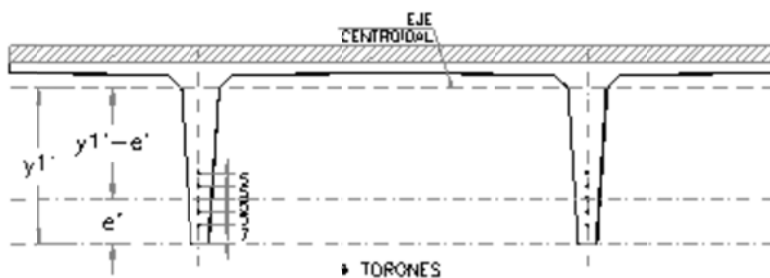
$$\sigma_{32aetapa} := \frac{-M_2 \cdot y_2 c_f}{I_c} \quad \sigma_{32aetapa} = -8.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{22aetapa} := \frac{-M_2 \cdot y_2 c}{I_c} \quad \sigma_{22aetapa} = -5.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra inferior

$$\sigma_{12aetapa} := \frac{M_2 \cdot y_1 c}{I_c} \quad \sigma_{12aetapa} = 28.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



ESTADO DE ESFUERZOS DEBIDO A LA CARGA VIVA

$$W_{vmax} = 742.50 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$$

1) Se utiliza la seccion compuesta para la revision de los esfuerzos

2) Calculo del momento

$$M_3 := \frac{W_{vmax}}{100} \cdot (L \cdot 100)^2 \cdot \frac{1}{8} \quad M_3 = 2218326.41 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

3) Calculo de esfuerzos

Esfuerzos en el firme

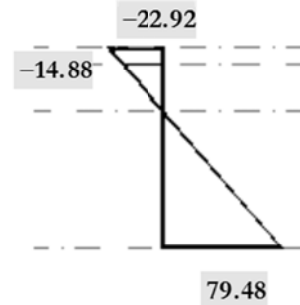
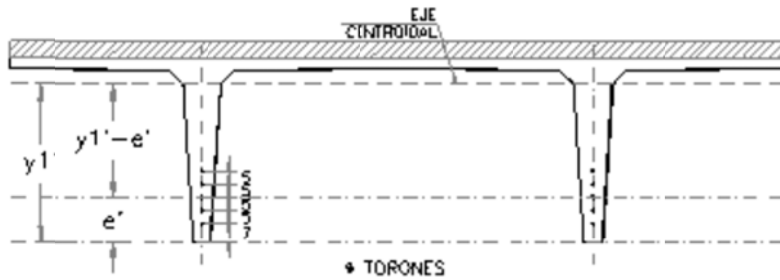
$$\sigma_{3cv} := \frac{-M_3 \cdot y_2 c_f}{I_c} \quad \sigma_{3cv} = -22.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$\sigma_{2cv} := \frac{-M3 \cdot y2c}{Ic} \quad \sigma_{2cv} = -14.88 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos en la fibra Inferior

$$\sigma_{1cv} := \frac{M3 \cdot y1c}{Ic} \quad \sigma_{1cv} = 79.48 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



ESTADO FINAL DEL ESFUERZOS

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Superior de Firme

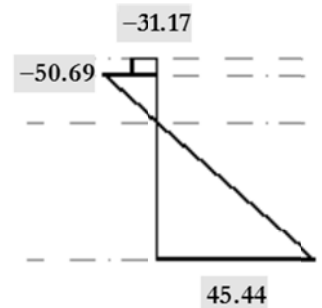
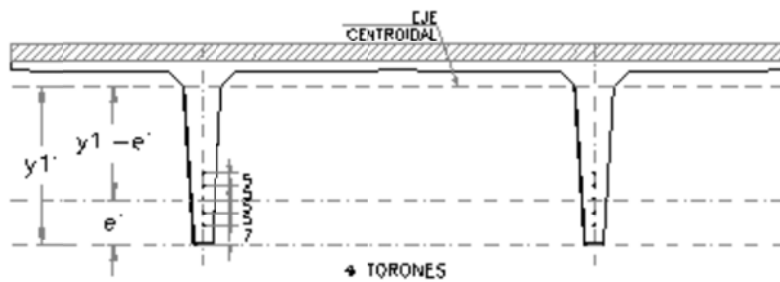
$$\sigma_{supsf} := \sigma_{32aetapa} + \sigma_{3cv} \quad \sigma_{supsf} = -31.17 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Superior de Trabe

$$\sigma_{supst} := \sigma_{supt} + \sigma_2 + \sigma_{21a} + \sigma_{22aetapa} + \sigma_{2cv} \quad \sigma_{supst} = -50.69 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Edo Final de Esfuerzos en Fibra Inferior de Trabe

$$\sigma_{infs} := \sigma_{inft} + \sigma_1 + \sigma_{11a} + \sigma_{12aetapa} + \sigma_{1cv} \quad \sigma_{infs} = 45.44 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Esfuerzos Permisibles en Servicio:

$$\sigma_{comps} := -0.45 \cdot f'c \quad \sigma_{comps} = -157.50 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Compresion}$$

$$\sigma_{tens} := 1.6 \sqrt{f'c} \quad \sigma_{tens} = 29.93 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tension} \quad \sigma_{maxs} := 3.2 \sqrt{f'c} = 59.87$$

Por lo tanto para la fibra Inferior Tenemos:

$\sigma_{fis} :=$ "no se acepta" if $\sigma_{maxs} < \sigma_{infs}$
 "Agregar Acero" if $\sigma_{tens} < \sigma_{infs} < \sigma_{maxs}$
 "si se acepta" otherwise

$\sigma_{fis} =$ "Agregar Acero"

Por triangulos semejantes tenemos:

$$x_{ts} := \frac{\sigma_{infs} \cdot h}{\sigma_{sup} + \sigma_{infs}} \quad x_{ts} = 33.09 \quad \text{cm}$$

Calculamos la tension como sigue:

$$b_c := \frac{14 + 30}{2} \quad b_c = 22.00 \quad \text{cm}$$

$$T_s := \frac{\sigma_{infs} \cdot x_{ts} \cdot b_c}{2} \quad T_s = 16538.23 \quad \text{Kg}$$

$$A_{ste1} := \frac{T_s}{0.6 \cdot f_y} = 6.56 \quad \text{cm}^2$$

Porcentaje que toma el acero: $\%A_s := 50\%$

$$A_{ste2} := A_{ste1} \cdot \%A_s = 3.28 \quad \text{cm}^2$$

Se colocaran varillas del numero#6

$$a_{n6} := 2.87 \quad \text{cm}^2 \quad A_{st} := 2 \cdot a_{n6} = 5.74 \quad \text{cm}^2$$

Para la fibra superior tenemos:

$$\sigma_{fss} := \begin{cases} \text{"no se acepta"} & \text{if } \sigma_{comp} < \sigma_{sup} \\ \text{"si se acepta"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{fss} = \text{"si se acepta"}$$

Se observa que los esfuerzos se encuentran dentro de los permisibles OK

DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE

Revision por Resistencia a Flexion

Al centro del claro los momento de servicio y ultimo valen :

$$M_s := \frac{M_{1a}}{1000} + \frac{M_{2a}}{1000} \quad M_s = 63.66 \quad \text{T}\cdot\text{m}$$

$$M_u := 1.4M_s \quad M_u = 89.13 \quad \text{T}\cdot\text{m}$$

Calculo del esfuerzo en el presfuerzo al momento de la falla

Expresion 9.3 inciso 9.3.1.1 NTCC-04

$$f_{sp} := f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(\frac{\rho_p \cdot f_{sr}}{f'_c} - q' \right) \right] \quad \text{Aplicable para concreto } f'_c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y presfuerzo efectivo } f_{se} \geq 0.5 f_{sr}$$

donde:

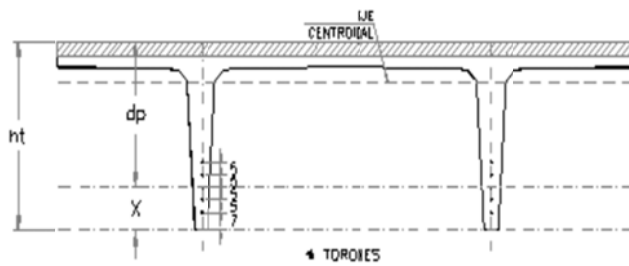
f_{sp} = Esfuerzo resistente del acero de presfuerzo

ρ_p = Cuantía de acero de presfuerzo ($A_{sp} / b_{fime} d_p$)

f'_c = magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto

Para el calculo del momento resistente se consideran solo el presfuerzo, no se toma en cuenta el acero a compresion.

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura



$$A_{sp} := A_{toron} \cdot N_{tor}$$

$$A_{sp} = 9.87 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h_t - x \quad d_p = 59.00 \text{ cm}$$

$$\rho_p := \frac{A_{sp}}{b_f \cdot d_p} \quad \rho_p = 0.0006$$

$$q' := 0$$

$$f''c := 0.8 \cdot 0.85 f'_c \quad f''c = 238.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{sp} := f_{sr} \cdot \left[1 - 0.5 \left(\frac{\rho_p \cdot f_{sr}}{f''c} - q' \right) \right] \quad f_{sp} = 18572.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del indice de presfuerzo

$$I_p := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y} \quad \text{ecuación: 9.2, inciso 9.2 NTCC-04}$$

$I_p < 0.6$ Reforzada

$0.6 \leq I_p < 0.9$ Parcialmente Presforzada

$I \geq 0.9$ Totalmente Presforzada

Donde:

I_p = Índice de presfuerzo

A_{sp} = área de acero presforzado

f_{sp} = esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia a flexión del miembro

A_s = área de acero ordinario a tensión

f_y = esfuerzo de fluencia del acero ordinario

$$A_s := 0 \text{ cm}^2$$

$$I_p := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y} \quad I_p = 1.00$$

$$\text{Indice_de_Presfuerzo} := \begin{cases} \text{"Reforzada"} & \text{if } I_p < 0.6 \\ \text{"Parcialmente Presforzada"} & \text{if } 0.6 \leq I_p < 0.9 \\ \text{"Totalmente Presforzada"} & \text{if } I_p \geq 0.9 \end{cases}$$

$$\text{Indice_de_Presfuerzo} = \text{"Totalmente Presforzada"}$$

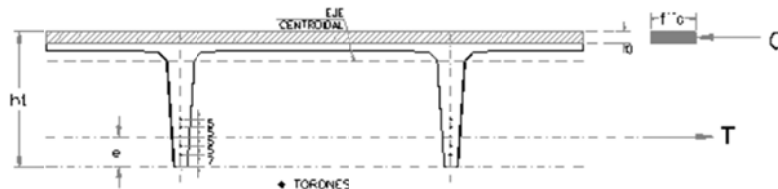
CÁLCULO DE LA TENSIÓN TOTAL EN EL MOMENTO DE LA FALLA

La tensión total en el momento de la falla es:

$$T_f := A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y \quad T_f = 183313.75 \text{ Kg}$$

De acuerdo al inciso 9.3.1 de los NTCC-04, la resistencia a flexión se calcula con base a las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en la sección 2.1 de las NTCC-04

La profundidad del bloque de compresiones se determina igualando la tensión a la compresión



$$a \cdot b_f \cdot f_{bpc} = T_f$$

$$a := \frac{T_f}{b_f \cdot f''c}$$

$$a = 2.59 \text{ cm}$$

Como la profundidad del bloque de compresión, a es menor que el espesor del firme, ($t_f = 6 \text{ cm}$) se consideran una fuerza de compresión $C1$ aplicada en el firme y una de tensión aplicada en la Trabe.

$tf := 6$ cm Espesor del firme

$$C1 := bf \cdot tf \cdot f'c$$

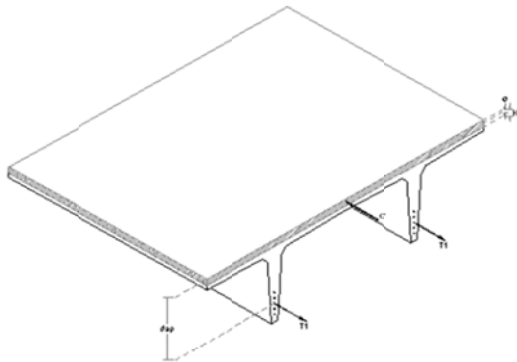
Si consideramos que la tension debe ser igual a la compresion para que exista equilibrio, tenemos:

$$T1 := A_{sp} \cdot f_{sp} + A_s \cdot f_y$$

$$T1 = 183313.75 \text{ kg} \quad f'c = 238.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del Momento Resistente

FR := 0.9 flexion



$$dsp := ht - x$$

$$dsp = 59.00 \text{ cm}$$

$$MR := FR \cdot \left[T1 \cdot \left(dsp - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$MR = 9520031.49 \text{ Kg cm} \quad \frac{MR}{100 \cdot 1000} = 95.20 \text{ T.m}$$

$$Mu = 89.13 \text{ T.m}$$

$$\text{Revision_Resistencia} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } Mu < \frac{MR}{100 \cdot 1000} \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } Mu \geq \frac{MR}{100 \cdot 1000} \end{cases}$$

Revision_Resistencia = "Cumple"

REVISION POR RESISTENCIA A CORTANTE

A) Revision a Paño de Losa

$$Va := \frac{V1a}{1000} + \frac{V2a}{1000} \quad Va = 16.47 \text{ Ton} \quad FC := 1.4$$

$$FRc := 0.8$$

$$Vu := FC \cdot Va \quad Vu = 23.06 \text{ Ton}$$

$$f_{asc} := 0.8 \cdot f'c = 280.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_{cr} := \frac{14 + 30}{2} \quad b_{cr} = 22.00 \text{ cm}$$

$$d = 71.00 \text{ cm}$$

De acuerdo al inciso (2.5.3.3 4) de las NTCC-04 en ningún caso se admitirá que Vu sea mayor que:

$$V_{umax} := 2.5 \cdot FRc \cdot b_{cr} \cdot dsp \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

$$\frac{V_{umax}}{1000} = 43.44 \text{ Ton}$$

$$\text{Revision_Vumax} := \begin{cases} \text{"Seccion Adecuada"} & \text{if } Vu < \frac{V_{umax}}{1000} \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Revision_Vumax = "Seccion Adecuada"

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Por encontrarse en la zona de transferencia, el cortante que resiste el concreto se calcula como el correspondien a una sección reforzada.

si $\rho < 0.015$

$$V_{cr1} := FRC \cdot bcr \cdot dsp \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

si $\rho \geq 0.015$

$$V_{cr2} := 0.5 \cdot FRC \cdot bcr \cdot dsp \cdot \sqrt{f_{asc}}$$

Suponiendo Acero Inferior igual a 2 var. #6

$$A_{sinf} := 2 \cdot 2.87 = 5.74 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{sinf}}{bcr \cdot dsp} = 0.0044$$

Como es menor que 0.015 se emplea

$$\text{Expresion_Vcr} := \begin{cases} \text{"Usar Vcr1"} & \text{if } \rho < 0.015 \\ \text{"Usar Vcr2"} & \text{if } \rho \geq 0.015 \end{cases}$$

$$\text{Expresion_Vcr} = \text{"Usar Vcr1"}$$

$$V_{cr1} := FRC \cdot bcr \cdot dsp \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_{asc}} \quad V_{cr1} = 5011.93 \quad \text{Kg}$$

$$\text{Revision_Vu} := \begin{cases} \text{"Requiere Estribos"} & \text{if } Vu \cdot 1000 > V_{cr1} \\ \text{"Refuerzo Minimo"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revision_Vu} = \text{"Requiere Estribos"}$$

Se colocaran estribos #3 de cuatro ramas

$$A_v := 4 \cdot 0.71 = 2.84 \quad \text{cm}^2$$

La separacion sera la siguiente:

$$\text{Sep} := \frac{FRC \cdot A_v \cdot fy \cdot dsp}{Vu \cdot 1000 - V_{cr1}} = 31.19 \quad \text{cm}$$

Se colocaran estribos #3@25 cm a todo lo largo de la pieza.

En la siguiente figura se presenta el armado de la losa TT prefabricada diseñada como viga presforzada.

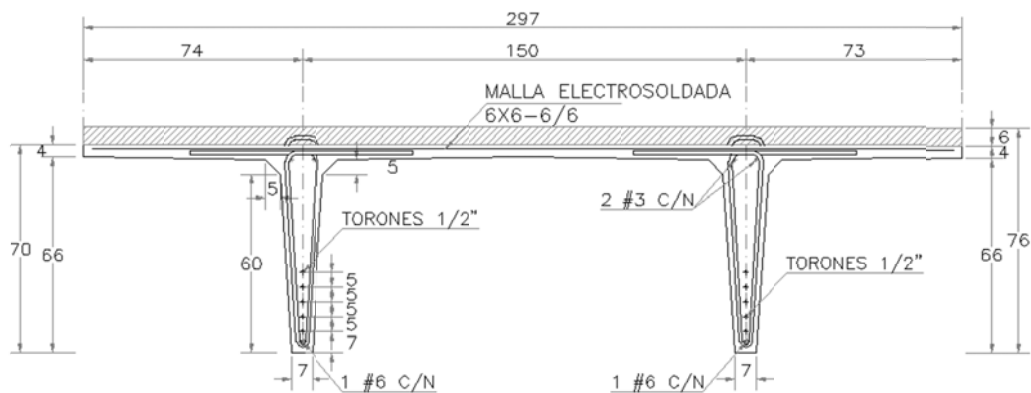


Figura 3.6 Armado de Losa TT Presforzada.

3.6 Conexiones.

Como se mencionó en el Tema I, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, nos dice que las conexiones se deberán diseñar para ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presenten en el nudo, además si la conexión forma parte de un sistema estructural de soporte ante acciones laterales, deberá resistir no menos de 1.3 veces el valor de diseño de las fuerzas y momentos internos que transmita.

En esta apartado se diseñaran las conexiones viga-columna de la trabe portante y de la trabe de rigidez del ejemplo de aplicación. Del análisis estructural obtenemos los elementos mecánicos en los extremos de las vigas mencionadas y a estos elementos mecánicos los afectaremos por el factor de 1.3 que es el valor que el reglamento nos pide emplear para garantizar la seguridad de las conexiones de la estructura.

Tomando en cuenta lo anterior en la siguiente figura se muestran los valores de los elementos mecánicos para la trabe portante y para la trabe de rigidez obtenidos del análisis estructural:

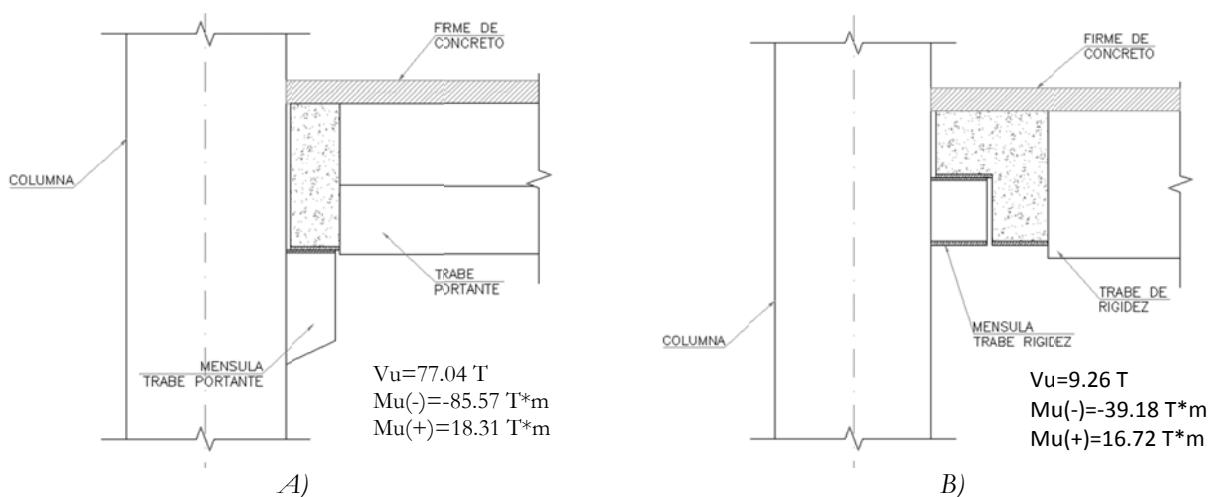


Figura 3.7 Elementos Mecánicos en los extremos de la Viga.
A) Trabe Portante, B) Trabe de Rigidez.

Con estos datos primeramente se diseñara la conexión de la trabe portante, para esta conexión será necesario calcular el área de acero necesaria para resistir el momento flexionante positivo que se obtuvo del análisis, este acero se calcula con la formulas ordinarias de concreto reforzado que especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto NTCC-04. También se calculará el área de acero necesaria para resistir el momento flexionante negativo que se obtuvo del análisis, de igual manera que el anterior este acero se calculará con las formulas ordinarias de concreto que especifican las NTCC-04. Por ultimo también será necesario calcular el área de acero necesario para la ménsula de apoyo de la trabe portante prefabricada, esta área de acero se calculara siguiendo las recomendaciones de la sección 6.9 de las NTCC-04, que hacen referencia al diseño de ménsulas. En la siguiente figura se ejemplifica de manera gráfica lo anteriormente escrito.

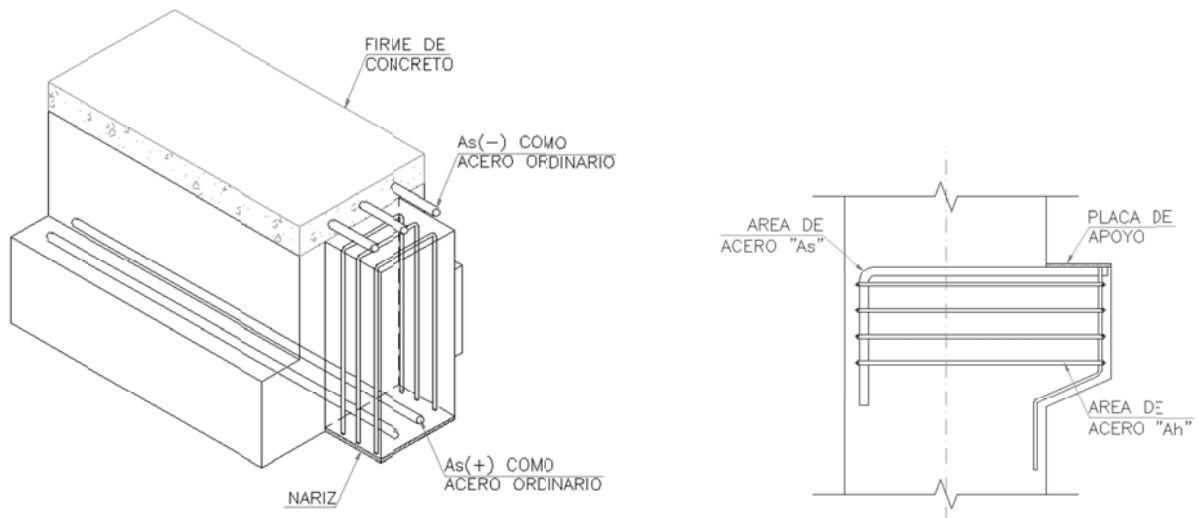


Figura 3.8 Áreas de acero (+) y (-) que interviene en la Trabe Portante y Áreas de acero en Ménsula de Apoyo.

Ahora con la ayuda de una hoja de cálculo se procederá a calcular las áreas de acero necesarias para soportar los elementos mecánicos que resultaron del análisis.

Para la ménsula de apoyo la trabe portante tenemos:

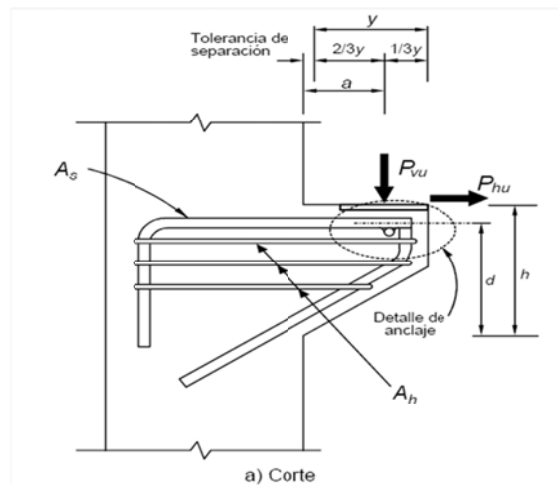
Diseño de Mensula RCDF-2004

Datos:

Concreto $f'_c =$	350	kg/cm ²	$f^*c =$	280	kg/cm ²
Acero $f_y =$	4200	kg/cm ²	$f'c =$	238	kg/cm ²
Acero en estribos $f_y =$	4200	kg/cm ²			
Recubrimiento $r =$	3	cm			
F.R. =	0.8	Ménsula			
F.R. =	0.9	Flexion			
$\beta =$	0.85				

Dimensiones de ménsula:

Ancho $b =$	70	cm
Peralte $h =$	50	cm
Peralte $h_e =$	40	cm
Longitud $Y =$	22	cm
Holgura =	2	cm
$a =$	15	cm
$d =$	47	cm
$d =$	71	cm (De Viga)
$b =$	70	cm (De Viga)



III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Elementos Mecánicos :

Mu=	18.31	Ton*m	1,831,000.00	Kg*cm
Vu=	77	Ton	77,000.00	Kg
Factor Ampl.=	1.3			
Md=	23.803	Ton*m	2,380,300.00	Kg*cm
Vd=Pvu=	100.1	Ton	100,100.00	Kg

Calculo de la Tension Phu con el momento de diseño

$$P = \frac{f_c''}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{FRbd^2 f_c''}} \right] = 0.001814$$

$$q = P \frac{f_y}{f_c''} = 0.03200$$

Aplicando las hipotesis para la obtencion de la resistencia de diseño a flexion y igualando la tension con la compresion tenemos que:

$$T = P_{hu} = qbd f_c'' = 37,856.164 \text{ Kg}$$

Verificar que: $P_{hu} < P_{vu}$

$$37,856.16 < 100,100.00 \text{ Si Cumple}$$

Por lo tanto las solicitaciones en la mensula son:

Pvu=	100,100.00	Kg
Phu=	37,856.16	Kg

$$\frac{a}{d} < 1 = 0.319 \text{ Cumple}$$

$$\frac{d_m}{2} < H_e = \text{Cumple}$$

Calculo del Momento Flexionante

$$M = P_{vu} a + P_{hu} (h - d)$$

$$M = 1,615,068.49 \text{ Kg*cm}$$

De la Ecuacion 2.15 NTC2004 calculamos el acero necesario para tomar el momento:

$$M_R = F_R A_s f_y Z$$

Donde:

$$Z = 0.9d = 42.3 \text{ cm}$$

Despejando As tenemos

$$A_f = \frac{M}{F_R f_y Z}$$

$$A_f = 11.363 \text{ cm}^2$$

Calculo del area de acero balanceado

$$A_{sb} = \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$$

$$A_{sb} = 93.216667 \text{ cm}^2$$

$$A_f < A_{sb} \quad \text{Cumple}$$

Por los tanto Af es:

$$A_f = 11.363 \text{ cm}^2$$

Para el calculo del acero por Cortante Avf tenemos:

$$1) \quad V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad \text{Despejando Avf tenemos}$$

$$A_{vf} = \frac{V_R}{F_R \mu f_y} = 21.280 \text{ cm}^2 \quad \mu = 1.4 \quad (\text{Concreto Monolitico})$$

$$2) \quad V_R = F_R [14A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad \text{Despejando Avf tenemos}$$

$$A_{vf} = \frac{V_R - 14F_R A}{0.8F_R f_y} = 23.53 \text{ cm}^2$$

$$3) \quad P_{vu} < 0.25 F_R f^* c A$$

$$100,100.00 < 184,240.00 \text{ Si Cumple}$$

Por los tanto el area de acero Avf sera la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{vf} = 23.531 \text{ cm}^2$$

Para el calculo del area de acero para resistir la tension Phu tenemos:

$$A_n = \frac{P_{hu}}{F_R f_y}$$

$$A_n = 11.267 \text{ cm}^2$$

Conocidas Af, Avf y An, determinamos el area de acero As con la mayor de las siguientes:

$$a) \quad A_s = A_f + A_n = 22.630 \text{ cm}^2$$

$$b) \quad A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = 26.954 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 26.954 \text{ cm}^2$$

Varillas # 10
 Diámetro 3.18 cm
 Area 7.92
 Usar 4 varillas del #10

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0.04 \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Cumple}$$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Para el cálculo de área de acero A_h tenemos:

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 7.844 \text{ cm}^2$$

$A_h = 7.844 \text{ cm}^2$

Varillas #	3
Diámetro	0.95 cm
Area	0.71
Usar	6 varillas del #3

Por lo tanto el armado de la ménsula que recibe a la trabe portante se muestra en la siguiente figura:

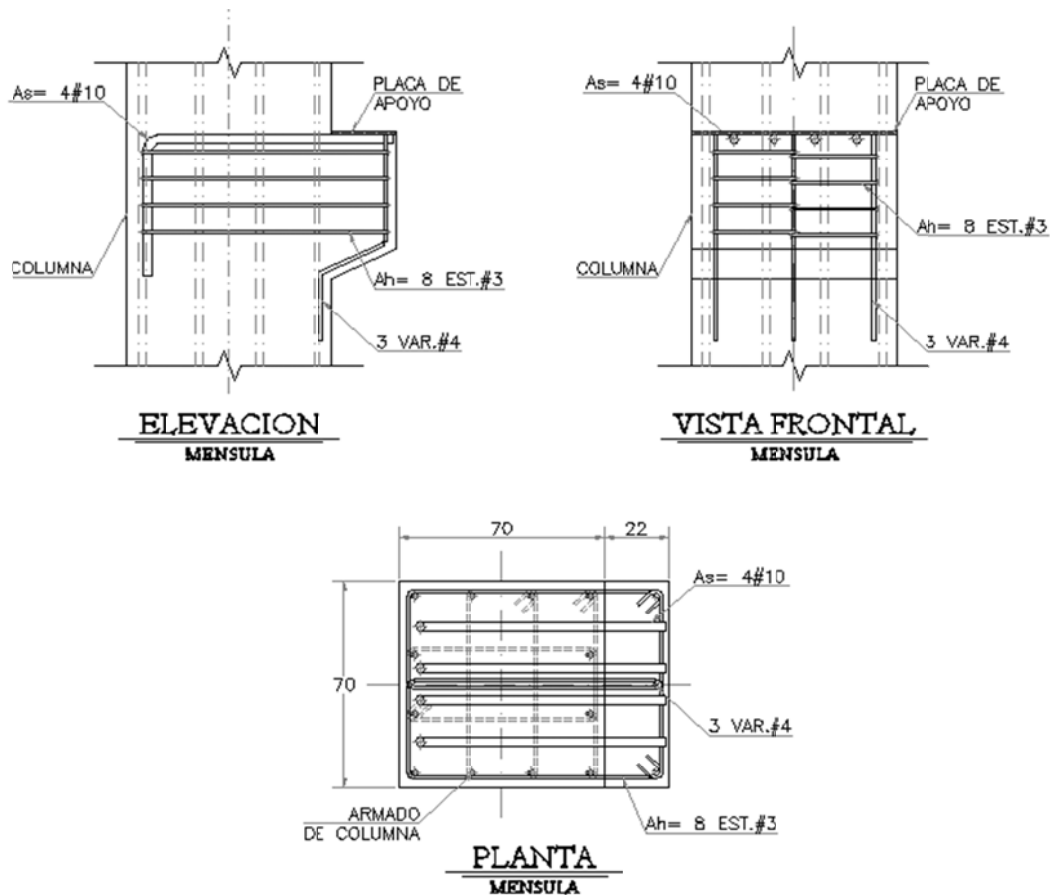


Figura 3.9 Armado de Ménsula Trabe Portante.

Una vez calculado el acero necesario para la ménsula de apoyo de la trabe portante, pasaremos a calcular el área de acero positivo $A_s(+)$ y el área de acero negativo $A_s(-)$ para la trabe portante en la zona de conexión. De igual forma se empleara una hoja de cálculo.

Para el cálculo del área de acero positivo $A_s(+)$ tenemos lo siguiente:

Diseño de Viga Simplemente Armada RCDF-2004

Datos

$f'_c =$	350	Kg/cm ²	FR =	0.9	Flexion
$f^*c =$	280	Kg/cm ²	FR =	0.8	Cortante
$f'c =$	238	Kg/cm ²			
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	Mu =	23.807	Ton*m
$\beta =$	0.85		Vu =	100.152	Ton

b =	50	cm
h =	76	cm
r =	5	cm
d =	71	cm

No.Varillas	#. Var	As. Var	As
2	10	7.94	15.88
# ramas	#. Var	As. Var	Av
2	4	1.27	2.54

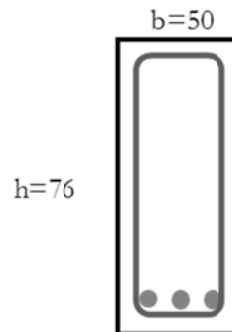
Revision por Flexion

$A_s = 15.88 \text{ cm}^2$

Calculo del Area de Acero Balanceado

$$A_{s \text{ bal}} = \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$$

$A_{s \text{ bal}} = 100.583 \text{ cm}^2$



Viga V-1

Calculo de Area de Acero Maxima

$A_{s \text{ max}} = 0.75 A_{s \text{ bal}}$

$A_{s \text{ max}} = 75.438 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Calculo de Area de Acero Minima

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$A_{s \text{ min}} = 11.069 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Cuantia de Acero

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

$\rho = 0.00447$

Indice de Refuerzo

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$q = 0.0789$

Calculo del Momento Resistente

$$M_R = F_R bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$M_R = 40.937 \text{ Ton*m} > M_u = 23.807 \text{ Ton*m} \quad \text{ok}$

Para el cálculo del área de acero negativa $A_s(-)$ tenemos lo siguiente:

Diseño de Viga Simplemente Armada RCDF-2004

Datos

$f'_c =$	350	Kg/cm ²	FR =	0.9	Flexion
$f^*_c =$	280	Kg/cm ²	FR =	0.8	Cortante
$f'_c =$	238	Kg/cm ²			
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	Mu =	111.241	Ton*m
$\beta =$	0.85		Vu =	100.152	Ton

b =	50	cm
h =	76	cm
r =	5	cm
d =	71	cm

No.Varillas	#. Var	As. Var	As
6	10	7.94	47.64
# ramas	#. Var	As. Var	Av
2	4	1.27	2.54

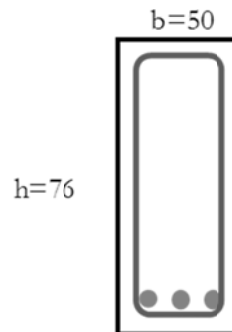
Revision por Flexion

$A_s = 47.64 \text{ cm}^2$

Calculo del Area de Acero Balanceado

$$A_{s \text{ bal}} = \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$$

$A_{s \text{ bal}} = 100.583 \text{ cm}^2$



Viga V-1

Calculo de Area de Acero Maxima

$A_{s \text{ max}} = 0.75 A_{s \text{ bal}}$

$A_{s \text{ max}} = 75.438 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Calculo de Area de Acero Minima

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$A_{s \text{ min}} = 11.069 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Cuantia de Acero

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

$\rho = 0.01342$

Indice de Refuerzo

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$q = 0.2368$

Calculo del Momento Resistente

$$M_R = F_R bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$M_R = 112.717 \text{ Ton*m} > M_u = 111.241 \text{ Ton*m} \quad \text{ok}$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

En la siguiente figura se muestra gráficamente el área de acero positivo y negativo $A_s(+)$ y $A_s(-)$ calculado anteriormente.

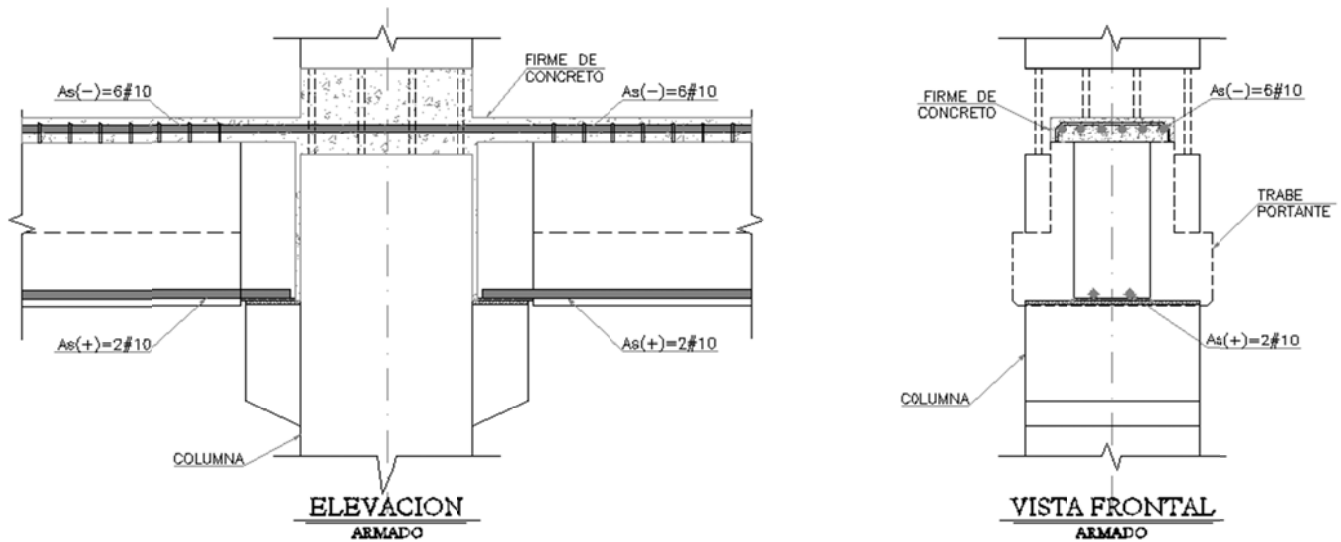


Figura 3.10 Acero $A_s(+)$ y Acero $A_s(-)$ de Trabe Portante.

Una vez calculadas las áreas de acero necesarias para resistir los elementos mecánicos en la trabe portante se calcularán las áreas de acero indispensables para resistir los elementos mecánicos que actúan en la conexión de la trabe de rigidez. De manera similar a la trabe portante se calculará el área de acero positivo $A_s(+)$ y área de acero negativo $A_s(-)$ como acero ordinario, y el área de acero de la ménsula de la trabe de rigidez con las ayudas de la sección 6.9 de las NTCC-04. En la siguiente figura se muestra lo anteriormente indicado.

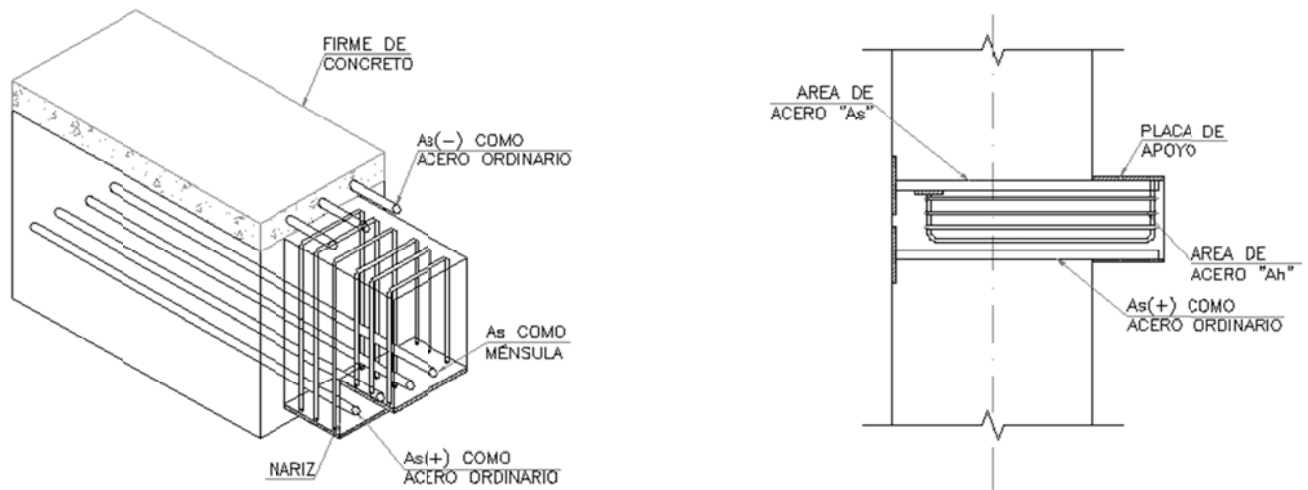


Figura 3.11 Áreas de acero (+) y (-) que interviene en la Trabe de Rigidez Y Áreas de acero en Ménsula de Apoyo.

Ahora de manera similar a la trabe portante, con la ayuda de una hoja de cálculo se procederá a calcular las áreas de acero necesarias para soportar los elementos mecánicos que resultaron del análisis.

Para la ménsula de apoyo la trabe de rigidez tenemos:

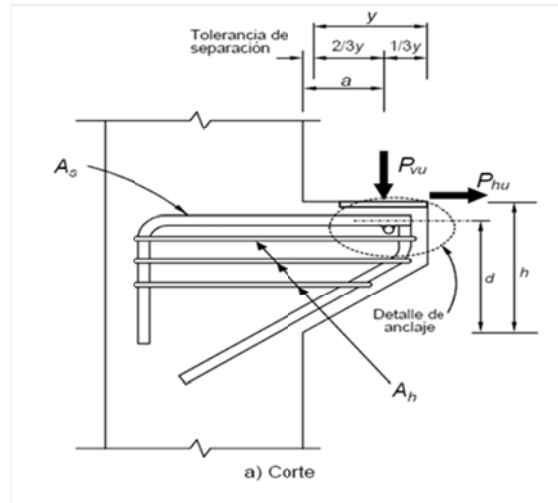
Diseño de Mensula RCDF-2004

Datos:

Concreto $f_c =$	350	kg/cm ²	$f^*c =$	280	kg/cm ²
Acero $f_y =$	4200	kg/cm ²	$f'c =$	238	kg/cm ²
Acero en estribos $f_y =$	4200	kg/cm ²			
Recubrimiento $r =$	3	cm			
F.R.=	0.8	Mensula			
F.R.=	0.9	Flexion			
$\beta =$	0.85				

Dimensiones de ménsula:

Ancho $b =$	25	cm
Peralte $h =$	30	cm
Peralte $h_e =$	30	cm
Longitud $Y =$	25	cm
Holgura =	2	cm
$a =$	17	cm
$d =$	27	cm
$d =$	71	cm (De Viga)
$b =$	40	cm (De Viga)



Elementos Mecánicos :

$M_u =$	0	Ton*m	0.00	Kg*cm
$V_u =$	9.26	Ton	9,260.00	Kg
Factor Ampl.=	1.3			
$M_d =$	5	Ton*m	500,000.00	Kg*cm
$V_d = P_{vu} =$	12.033	Ton	12,038.00	Kg

Calculo de la Tension Phu con el momento de diseño

$$P = \frac{f_c''}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{FRbd^2f_c''}} \right] = 0.001059$$

$$q = P \frac{f_y}{f_c''} = 0.01870$$

Aplicando las hipotesis para la obtencion de la resistencia de diseño a flexion y igualando la tension con la compresion tenemos que:

$$T = P_{hu} = qbd f_c'' = 12,637.706 \text{ Kg}$$

Verificar que: $P_{hu} < P_{vu}$

$$12,637.71 > 12,038.00 \text{ No se Cumple Usar } P_{vu} = P_{hu}$$

Por lo tanto las solicitaciones en la mensula son:

$P_{vu} =$	12,637.71	Kg
$P_{hu} =$	12,637.71	Kg

$$\frac{a}{d} < 1 = 0.630 \text{ Cumple}$$

$$\frac{d_m}{2} < H_e = \text{Cumple}$$

Calculo del Momento Flexionante

$$M = P_{vu}a + P_{hu}(h - d)$$

$$M = 252,754.11 \quad \text{Kg*cm}$$

De la Ecuacion 2.15 NTC2004 calculamos el acero necesario para tomar el momento:

$$M_R = F_R A_s f_y Z$$

Donde:

$$Z = 0.9d = 24.3 \quad \text{cm}$$

Despejando A_s tenemos

$$A_f = \frac{M}{F_R f_y Z}$$

$$A_f = 3.096 \quad \text{cm}^2$$

Calculo del area de acero balanceado

$$A_{sb} = \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$$

$$A_{sb} = 19.125 \quad \text{cm}^2$$

$$A_f < A_{sb} \quad \text{Cumple}$$

Por los tanto A_f es:

$A_f = 3.096 \quad \text{cm}^2$

Para el calculo del acero por Cortante A_{vf} tenemos:

$$1) \quad V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad \text{Despejando } A_{vf} \text{ tenemos}$$

$$A_{vf} = \frac{V_R}{F_R \mu f_y} = 2.687 \quad \text{cm}^2 \quad \mu = 1.4 \quad (\text{Concreto Monolitico})$$

$$2) \quad V_R = F_R [14A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad \text{Despejando } A_{vf} \text{ tenemos}$$

$$A_{vf} = \frac{V_R - 14F_R A}{0.8F_R f_y} = 1.89 \quad \text{cm}^2$$

$$3) \quad P_{vu} < 0.25F_R f^* cA$$

$$12,637.71 < 37,800.00 \quad \text{Si Cumple}$$

Por los tanto el area de acero A_{vf} sera la mayor de las calculadas anteriormente:

$A_{vf} = 2.687 \quad \text{cm}^2$

III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Para el calculo del area de acero para resistir la tension P_h tenemos:

$$A_n = \frac{P_h u}{F_R f_y}$$

$$A_n = 3.761 \text{ cm}^2$$

Conocidas A_f , A_{vf} y A_n , determinamos el area de acero A_s con la mayor de las siguientes:

$$a) \quad A_s = A_f + A_n = 6.857 \text{ cm}^2$$

$$b) \quad A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = 5.552 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.857 \text{ cm}^2$$

Varillas # 8
 Diámetro 2.54 cm
 Area 5.07
 Usar 2 varillas del #8

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0.04 \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Cumple}$$

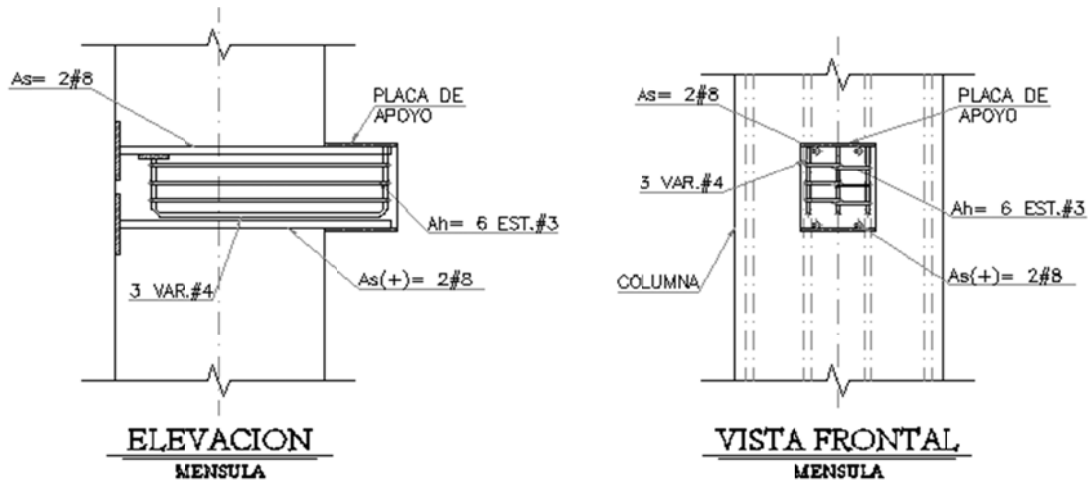
Para el calculo de area de acero A_h tenemos:

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 1.548 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 1.548 \text{ cm}^2$$

Varillas # 3
 Diámetro 0.95 cm
 Area 0.71
 Usar 2 varillas del #3

Por lo tanto el armado de la ménsula que recibe a la trabe de rigidez se muestra en la siguiente figura:



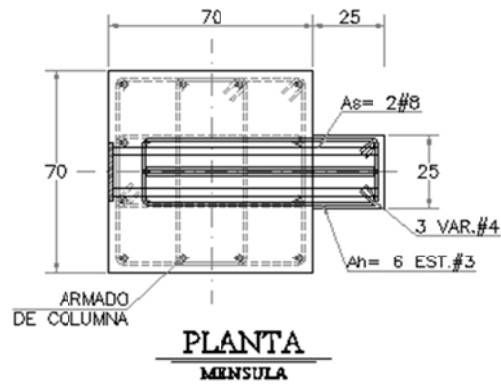


Figura 3.12 Armado de Ménsula Trabe de Rigidez.

Una vez calculado el acero necesario para la ménsula de apoyo de la trabe de rigidez, pasaremos a calcular el área de acero positivo $A_s(+)$ y el área de acero negativo $A_s(-)$ para la misma trabe en la zona de conexión. De igual forma se empleara una hoja de cálculo.

Para el cálculo del área de acero positivo $A_s(+)$ tenemos lo siguiente:

Diseño de Viga Simplemente Armada RCDF-2004

Datos

$f'_c =$	350	Kg/cm ²	FR =	0.9	Flexion
$f^*_c =$	280	Kg/cm ²	FR =	0.8	Cortante
$f''_c =$	238	Kg/cm ²			
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	$M_u =$	21.740	Ton*m
$\beta =$	0.85		$V_u =$	12.038	Ton

$b =$	40	cm
$h =$	76	cm
$r =$	5	cm
$d =$	71	cm

No.Varillas	#. Var	As. Var	As
2	8	5.07	10.14
# ramas	#. Var	As. Var	Av
2	4	1.27	2.54

Revision por Flexion

$A_s = 10.14 \text{ cm}^2$

Calculo del Area de Acero Balanceado

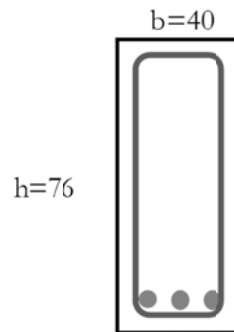
$$A_{s \text{ bal}} = \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$$

$A_{s \text{ bal}} = 80.467 \text{ cm}^2$

Calculo de Area de Acero Maxima

$A_{s \text{ max}} = 0.75 A_{s \text{ bal}}$

$A_{s \text{ max}} = 60.350 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$



Viga V-1

Calculo de Area de Acero Minima

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

Asmin= 8.855 cm² ok

Cuantia de Acero

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$\rho = 0.00357$

Indice de Refuerzo

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

q= 0.0630

Calculo del Momento Resistente

$$M_R = F_R bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

M_R= 26.356 Ton*m > Mu= 21.740 Ton*m ok

Para el cálculo del área de acero negativa As(-) tenemos lo siguiente:

Diseño de Viga Simplemente Armada RCDF-2004

Datos

f _c =	350	Kg/cm ²	FR=	0.9	Flexion
f _c *	280	Kg/cm ²	FR=	0.8	Cortante
f _c '	238	Kg/cm ²			
f _y =	4200	Kg/cm ²	Mu=	50.934	Ton*m
β =	0.85		Vu=	12.038	Ton

b=	40	cm
h=	76	cm
r=	5	cm
d=	71	cm

No.Varillas	#. Var	As. Var	As
3	10	7.94	23.82
# ramas	#. Var	As. Var	Av
2	4	1.27	2.54

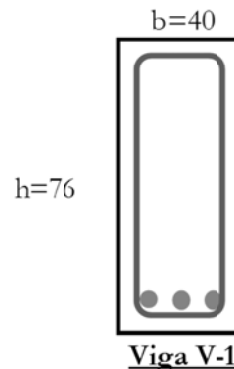
Revision por Flexion

As= 23.82 cm²

Calculo del Area de Acero Balanceado

$$As_{bal} = \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$$

As bal= 80.467 cm²



III. Diseño estructural de los componentes de la estructura

Calculo de Area de Acero Maxima

$$As_{max} = 0.75 As_{bal}$$

$$As_{max} = 60.350 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

Calculo de Area de Acero Minima

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$As_{min} = 8.855 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

Cuantia de Acero

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = 0.00839$$

Indice de Refuerzo

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$q = 0.1480$$

Calculo del Momento Resistente

$$M_R = F_R bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 59.197 \text{ Ton*m} > M_u = 50.934 \text{ Ton*m} \quad \text{ok}$$

En la siguiente figura se muestra gráficamente el área de acero positivo y negativo $As(+)$ y $As(-)$ para la trabe de rigidez, calculado anteriormente.

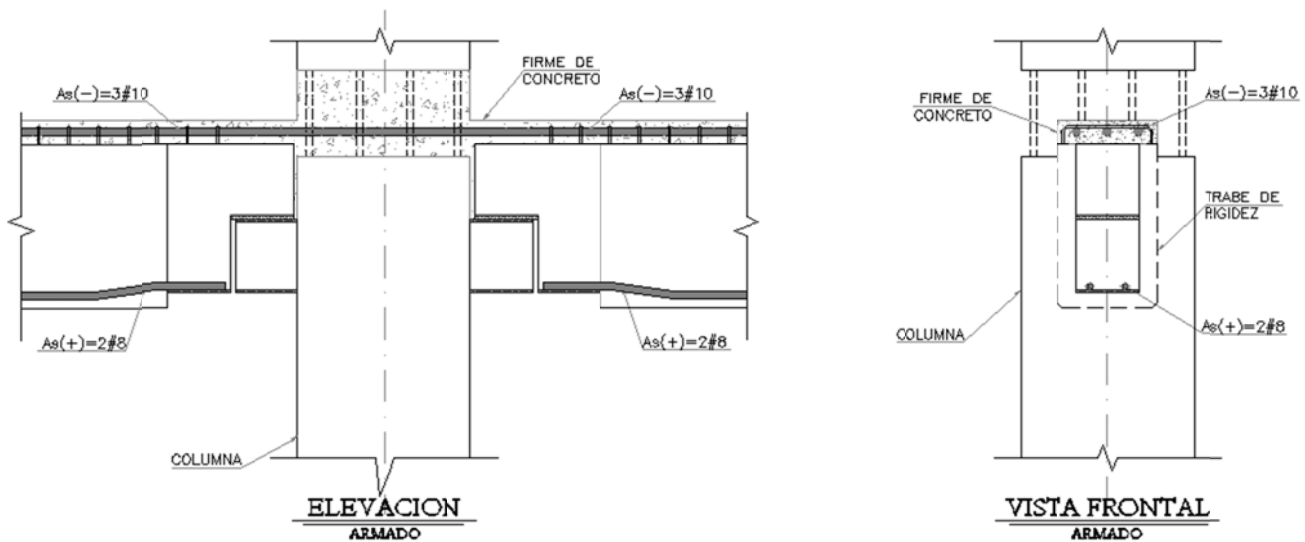


Figura 3.13 Acero $As(+)$ y Acero $As(-)$ de Trabe Portante.

IV. TRANSPORTE Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

4.1 Introducción.

El análisis del transporte y montaje de una estructura prefabricada es a menudo pasado por alto, sin embargo es de vital importancia ya que este análisis nos permitirá desde un principio conocer las ventajas o limitaciones que se pudieran presentar al momento de realizar la concepción de la estructura.

Ya se determinó el sistema estructural a emplearse en la construcción del proyecto, también se realizó un análisis y diseño de los componentes de la estructura, con ello se tiene el proyecto ejecutivo, pero falta realizar un análisis muy importante para poder lograr la construcción del edificio, necesitamos analizar las condiciones de transporte y montaje de la estructura, es decir, necesitamos definir la manera en la que serán llevadas las piezas que integran la estructura (columnas, traveses, sistema de piso etc.) de la planta donde fueron fabricadas al lugar donde se localiza la obra. Para ello será necesario considerar zonas de almacenamiento de las piezas, tanto en la planta de prefabricados como en el lugar de la obra, así como los equipos necesarios para la extracción, estiba, transporte y montaje de los elementos.

En este capítulo se analiza la manera en que las piezas serán llevadas al sitio de la construcción, que tipos de transportes existen para tal fin, así como los tipos de equipos disponibles para montar o maniobrar los elementos prefabricados, revisión de las rutas de transporte, así como los horarios permitidos para circular con los elementos.

También será necesario conocer y familiarizarse con algunos conceptos como son: capacidad de carga de los equipos, radios de giro de los equipos, alcance de los equipos, por mencionar algunos. Será necesario conocer el lugar de la obra y revisar que existan accesos para los equipos, revisar si hay espacio suficiente para el almacenaje de piezas, revisar el espacio disponible para maniobras de los equipos, revisar las dimensiones de los elementos y ver que equipo es más factible para transportarlos, etc. Todo esto con la finalidad de garantizar un buen transporte y montaje de la estructura y evitar contratiempos que al final pueden llevar a pérdidas en tiempo y costo.

4.2 Transporte de elementos prefabricados.

Como se mencionó anteriormente, los elementos prefabricados se fabrican en plantas que no siempre están cerca del lugar de la obra, por lo tanto para llevarlos al sitio donde permanecerán durante su vida útil, será necesario transportarlos a dicho lugar, para tal efecto será necesario tener en cuenta algunos parámetros los cuales se mencionaran más adelante.

El costo del transporte es un factor muy importante a tomar en cuenta ya que si la distancia del lugar de la obra es muy grande y el acceso al sitio es complicado generalmente esto genera costos elevados lo cual nos llevaría a tomar otras decisiones como establecer una planta más cercana a la obra para reducir costos.

Existen básicamente dos tipos de transporte, el primer tipo es aquel que por el tipo de elemento, las características estructurales, las dimensiones y el peso del elemento, es posible realizarlo con equipo de transporte ordinario como son los tractocamiones y plataformas, el segundo tipo es aquel que excede las dimensiones y pesos permitidos por los reglamento o normas de transporte local, este tipo de transporte se realiza con equipo especializado. Más adelante se presentan algunos arreglos típicos para transportar elementos prefabricados.

4.3 Consideraciones necesarias para el transporte de elementos prefabricados.

Al momento de planear el transporte de los elementos prefabricados de una obra, se deberán tomar en cuenta algunos factores importantes que nos permitirán tener éxito al momento de realizar el transporte de los elementos. Algunos de estos factores se mencionan a continuación.

Un factor a tomar en cuenta es qué características estructurales posee el elemento, es decir, si es una trabe, una columna o una losa ya que la manera en que deberá ser transportado el elemento dependerá de dichas características y restricciones de diseño, esto con el único fin de no someter al elemento a esfuerzos que no fueron considerados en el diseño.

Las dimensiones del propio elemento también deberán ser tomadas en cuenta al momento del transporte del elemento, y deberán cumplir con lo que marquen las normas en materia de transporte.

Otro factor importante al momento del transporte del elemento es el peso del mismo ya que con este dato se seleccionara el equipo necesario para su correcto transporte. También es necesario considerar la normativa aplicable para no exceder los pesos permitidos.

La orientación de los elementos también es importante considerarla para que al momento de ser transportadas las piezas al lugar donde serán montadas, esta sea la más conveniente para realizar las menos maniobras posibles.

También es de vital importancia considerar un apoyo en el transporte de la piezas que nos ayude con el control del tránsito de los equipos de transporte, esto se puede lograr por medio de unidades que transiten en paralelo a el equipo de transporte, se deberán verificar horarios permitidos de circulación, así como las rutas y velocidades permitidas para circular.

4.4 Tipos de equipos más comunes para el transporte de elementos prefabricados.

Una vez realizadas las consideraciones necesarias para obtener un transporte exitoso de los elementos, pasaremos a mencionar los tipos de equipos más utilizados para el transporte de los elementos prefabricados, el uso de uno u otro tipo de equipo dependerá de la economía, la capacidad de carga, el radio de giro que posea el equipo, ya que pueden existir zonas en las que dicho radio sea una restricción, limitaciones de altura etc. en la siguiente tabla se presentan los arreglos más empleados en el transporte de los elementos prefabricados.

Tabla 4.1 Arreglos de equipo más utilizados en el transporte de elementos prefabricados.

No.	Arreglo			Capacidad (Ton)
1	Tractocamion 46,000 lbs, 18 vel	Plataforma 12 mts, 30 ton		26
2	Tractocamion 46,000 lbs, 18 vel	Molinete o planchon	Dolly 2 ejes	40
3	Tractocamion 46,000 lbs, 18 vel	Molinete o planchon	Dolly 3 ejes	60
4	Tractocamion 46,000 lbs, 18 vel	Molinete o planchon	Dolly direccional	60
5	Tractocamion, modificado	Low boy	Modular, 12 líneas	200
6	Tractocamion, modificado	Modular, diferentes líneas	con o sin separadores	200 o mas

El arreglo de Tractocamión con plataforma de 12 m. se emplea para transportar piezas de longitudes menores a 12 m y con pesos menores a 26 toneladas, este tipo de arreglo es el más utilizado en el

IV. Transporte y montaje de estructuras prefabricadas

transporte de las piezas por su economía y por su eficacia, la siguiente figura presenta el arreglo típico mencionado anteriormente.



Figura 4.1 Tractocamión y plataforma de 12 m.

El Tractocamión con molinete o planchón y con Dolly de 2 ejes, se emplea para el transporte de piezas de gran longitud y de pesos menores a 40 toneladas, la pieza se apoya directamente en el planchón o molinete y en el Dolly, siendo la pieza prefabricada la que une ambas partes del arreglo. En la siguiente figura se presenta el arreglo mencionado.



Figura 4.2 Tractocamión y dolly de 2 ejes.

El Tractocamión con molinete o planchón y con Dolly de 3 ejes, se emplea para el transporte de piezas de gran longitud y de pesos que oscilan entre las 41 y 60 toneladas, en este arreglo de igual manera que en el anterior, la pieza se apoya directamente en el planchón o molinete y en el Dolly, siendo la pieza prefabricada la que une ambas partes del arreglo. En la siguiente figura se presenta el arreglo descrito.



Figura 4.3 Tractocamión y dolly de 3 ejes.

IV. Transporte y montaje de estructuras prefabricadas

También es posible emplear un Dolly direccional el cual nos permite como su nombre lo indica darle dirección al elemento que se esté transportando, este tipo de Dolly se emplea en conjunto con un Tractocamión con molinete o planchón, es empleado para transportar piezas de gran longitud y con pesos de hasta 70 toneladas. En la siguiente figura se presenta un Dolly direccional.



Figura 4.4 Dolly direccional.

Otro arreglo empleado al momento de transportar elementos prefabricados en el de un Tractocamión modificado y un modular de 6 ejes o más, son similares al arreglo de Tractocamión y plataforma, la diferencia radica en que en este tipo de arreglos es posible transportar piezas más largas y de mayor peso. En la siguiente figura se presenta un arreglo de este tipo.



Figura 4.5 Tractocamión y modular de 6 ejes.

4.5 Consideraciones necesarias para el montaje de elementos prefabricados.

Para la elección más adecuada del equipo a emplearse en el montaje hay que hacer varias consideraciones referentes a las características propias del elemento como son su geometría, sus dimensiones, sus características estructurales, las restricciones de diseño y el peso del elemento, una vez conocidas dichas características podremos saber la capacidad del equipo a utilizarse.

Al igual que en el transporte, un factor importante a tomar en cuenta es qué características estructurales posee el elemento, es decir, si es una trabe, una columna o una losa ya que la manera en que deberá ser izado el elemento dependerá de dichas características y restricciones de diseño, esto con el único fin de no someter al elemento a esfuerzos que no fueron considerados en el diseño.

La persona encargada del montaje será capaz de calcular las cargas aplicadas en el sistema de izaje a utilizar, teniendo en cuenta las fuerzas de succión durante la fabricación de los elementos, los ángulos de inclinación del elemento, así como las posibles cargas dinámicas inducidas durante el movimiento de la pieza. También será necesario conocer el lugar de la obra, así como las condiciones de accesos y del terreno donde se operara con los equipos.

Para la realización de las maniobras de montaje, una vez conocidas las cargas que se presentaran al momento de dichas maniobras, se deberá decidir qué equipo es el más conveniente para su empleo, es decir, se tendrá que definir el tipo de grúa a emplearse, ya sea hidráulica o estructural si se requieren grúas todo terreno, sobre camión, sobre orugas etc. La decisión tomada dependerá del tipo de terreno, la zona de montaje, si es en la ciudad, en una carretera, en un terreno abierto, etc; de la disponibilidad de los equipos, de la capacidad del equipo, del espacio disponible en el lugar donde se realiza el montaje, así como del rendimiento requerido en el programa de obra. También deberá realizarse una revisión de las posibles interferencias que pudieran presentarse al momento de las maniobras y se deberá definir la secuencia más óptima al momento de montar, con el fin de ganar tiempo a la obra.

4.6 Tipos de equipos más comunes para el montaje de elementos prefabricados.

Una vez que los elementos que componen la estructura han sido transportados al sitio de la obra, se procederá a montar dichas piezas en el lugar donde sean requeridas, para ello en planta deberán colocarle una etiqueta en la cual se especifique de manera clara la ubicación de la pieza dentro de todo el conjunto de la obra, esto ayudara a llevar un mejor control de las actividades de montaje y con ello evitar contratiempos que como ya se mencionó anteriormente llevarían a pérdidas económicas. Para la realización de las actividades de montaje primeramente se deberá decidir qué equipo es el más conveniente, considerando principalmente el tiempo y el costo del montaje. A continuación se presentan los tipos de equipos para montaje más empleados en la prefabricación.

Grúas Hidráulicas: Las grúas hidráulicas constituyen un equipo de gran utilidad en el montaje de elementos prefabricados, ya que son muy eficientes debido a su gran capacidad de carga, su peso y su seguridad. Una grúa hidráulica es un dispositivo mecánico que aprovecha energía hidráulica para su funcionamiento, existen diferentes tipos de grúas que varían de acuerdo a su capacidad de carga y a su alcance, la decisión de emplear la grúa correcta para el montaje de los elementos dependerá básicamente del peso de las piezas, de que tan lejos estén estos al momento de montarlos, del tipo de terreno en el cual serán empleadas y de la disponibilidad de las mismas.

Previo al montaje se deberá hacer un análisis minucioso de los espacios disponibles y las condiciones del montaje, para poder realizar un montaje óptimo, el ingeniero de montaje analizara por medio de una

IV. Transporte y montaje de estructuras prefabricadas

ingeniería de montaje todas las interferencias que se presentan para poder determinar la ubicación de las grúas y el procedimiento de montaje, un buen montaje es aquel en el que en el momento de realizarlo se vea optimizado y sencillo, donde no exista problema alguno en su realización.

En la siguiente tabla se mencionan algunos tipos de grúas hidráulicas más empleados en el montaje de elementos prefabricados.

Tabla 4.2 Grúas Hidráulicas más utilizadas en el Montaje de elementos prefabricados.

No.	Tipo	Capacidad (Ton)
1	Grua Hidraulica	35
2	Grua Hidraulica	50
3	Grua Hidraulica	60
4	Grua Hidraulica	75
5	Grua Hidraulica	80
6	Grua Hidraulica	90
7	Grua Hidraulica	110
8	Grua Hidraulica	120
9	Grua Hidraulica	180
10	Grua Hidraulica	250
11	Grua Hidraulica	300
12	Grua Hidraulica	330
13	Grua Hidraulica	500

En las siguientes figuras se presentan imágenes de algunas grúas hidráulicas empleadas en el montaje de elementos prefabricados de concreto.



Figura 4.6 Grúa Hidráulica de 35 toneladas.



Figura 4.7 Grúa Hidráulica de 50 toneladas.



Figura 4.8 Grúa Hidráulica de 60 toneladas.



Figura 4.9 Grúa Hidráulica de 100 toneladas.



Figura 4.10 Grúa Hidráulica de 500 toneladas.

Grúas Estructurales: Las grúas estructurales son también empleadas en el montaje de elementos prefabricados, este tipo de grúas es muy versátil ya que es posible adaptarla a las necesidades específicas del proyecto generalmente vienen montadas sobre orugas lo que permite libre tránsito en terrenos no uniformes, en caso de necesitar mayor alcance al momento de realizar el montaje de los elementos prefabricados es posible añadir extensiones del brazo lo que la hace todavía más versátil y eficiente. También es posible el montaje de elementos pesados en zonas donde la velocidad del viento es importante, este tipo de grúas pueden avanzar con la carga levantada y realizar maniobras en espacios reducidos.

En la siguiente tabla se mencionan algunos tipos de grúas estructurales más empleados en el montaje de elementos prefabricados.

IV. Transporte y montaje de estructuras prefabricadas

Tabla 4.3 Grúas Estructurales más utilizadas en el Montaje de elementos prefabricados.

No.	Tipo	Capacidad (Ton)
3	Grua Estructural	80
4	Grua Estructural	90
5	Grua Estructural	100
6	Grua Estructural	115
7	Grua Estructural	140
8	Grua Estructural	160
9	Grua Estructural	300
10	Grua Estructural	750
11	Grua Estructural	1000

En las siguientes imágenes se presentan algunos tipos de grúas estructurales empleados en el montaje de elementos prefabricados de concreto.



Figura 4.11 Grúa Estructural de 80 toneladas.



Figura 4.12 Grúa Estructural de 100 toneladas.



Figura 4.13 Grúa Estructural de 200 toneladas.



Figura 4.14 Grúa Estructural de 1000 toneladas.

**V. COMPARATIVA CON UNA
SOLUCIÓN EN CONCRETO
REFORZADO**

5.1 Introducción.

En la actualidad existen diferentes sistemas constructivos, la elección del sistema más adecuado para un proyecto dependerá de varios factores entre los que destacan, el tiempo disponible para la ejecución de la obra, la mano de obra disponible en el sitio, la complejidad del proyecto, los materiales disponibles y su costo, los equipos a emplearse, la durabilidad de los materiales y el costo total y a futuro de la obra.

En este trabajo hemos hablado del sistema constructivo con elementos prefabricados de concreto, pero sin duda alguna el ejemplo de aplicación que se estudió en los capítulos anteriores es posible diseñarlo y construirlo con algún otro sistema como puede ser con estructura de acero o con un sistema colado en sitio. Para nuestro caso de estudio realizaremos una comparativa con un sistema constructivo colado en sitio por tratarse del sistema más empleado en la actualidad y por ser uno de los más eficientes en cuanto a costo, para ambos sistemas constructivos se estudiarán sus ventajas y desventajas.

5.2 Edificio del ejemplo en concreto reforzado.

A continuación se presenta una solución del ejemplo de aplicación con un sistema tradicional colado en sitio, esta propuesta se expone con el objeto de poder comparar esta opción con el sistema prefabricado. La solución del edificio se propuso por medio de marcos ortogonales de concreto reforzado en ambas direcciones de análisis, estos marcos están formados por columnas y vigas de concreto desde el nivel de desplante hasta el nivel de azotea, se colocaron vigas secundarias en el sentido largo de las crujiás para que el peralte de la losa no fuera muy grande, el sistema de piso está formado por una losa maciza de concreto reforzado. Las plantas estructurales quedarían de la siguiente manera.

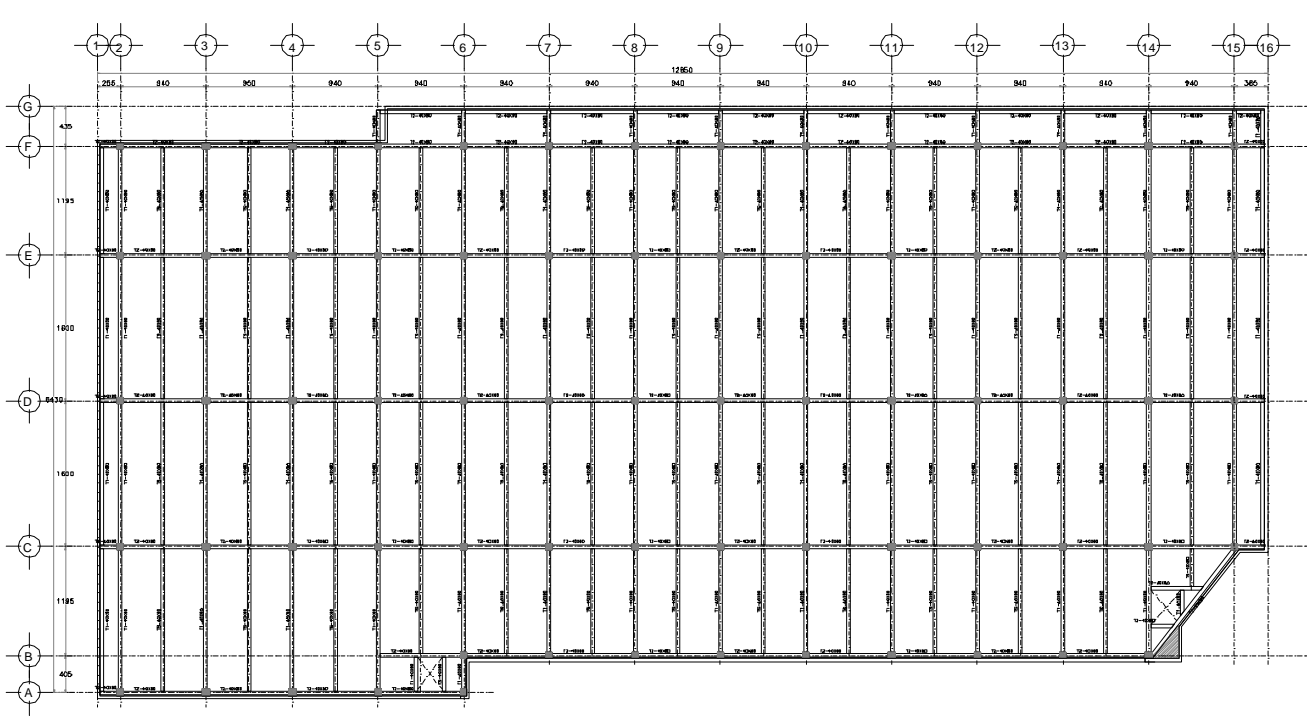


Figura 5.1 Planta Estructural Primer Nivel.

V. Comparativa con una solución en concreto reforzado

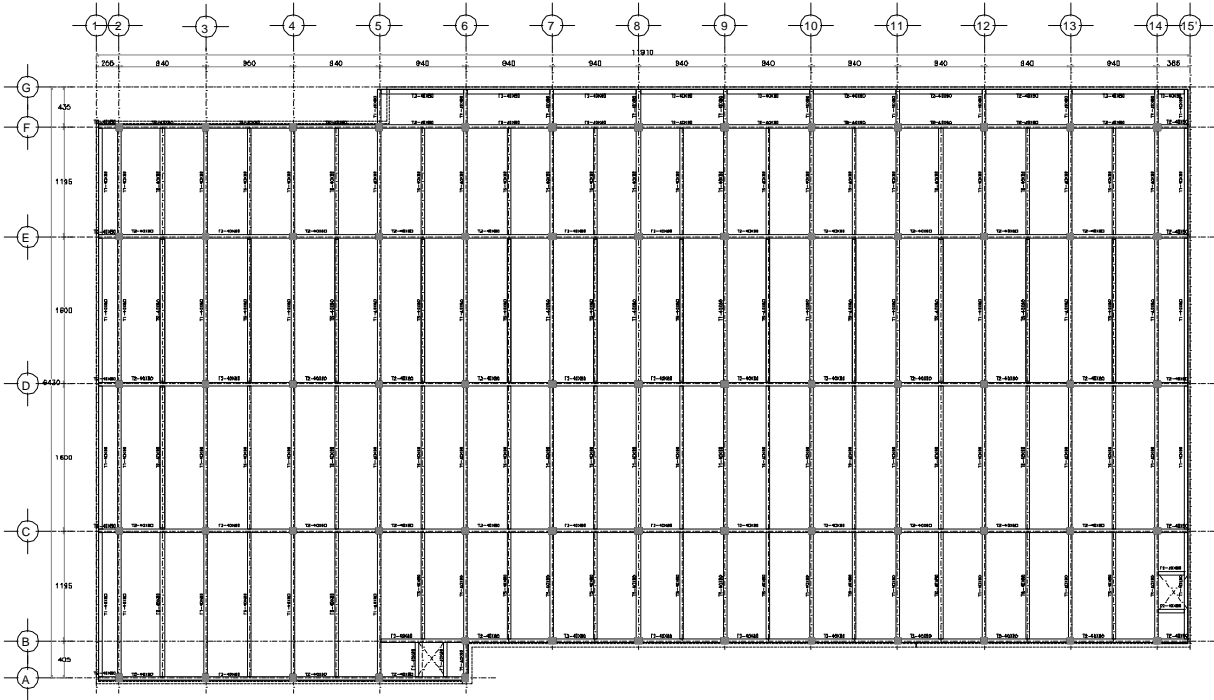


Figura 5.2 Planta Estructural Segundo Nivel.

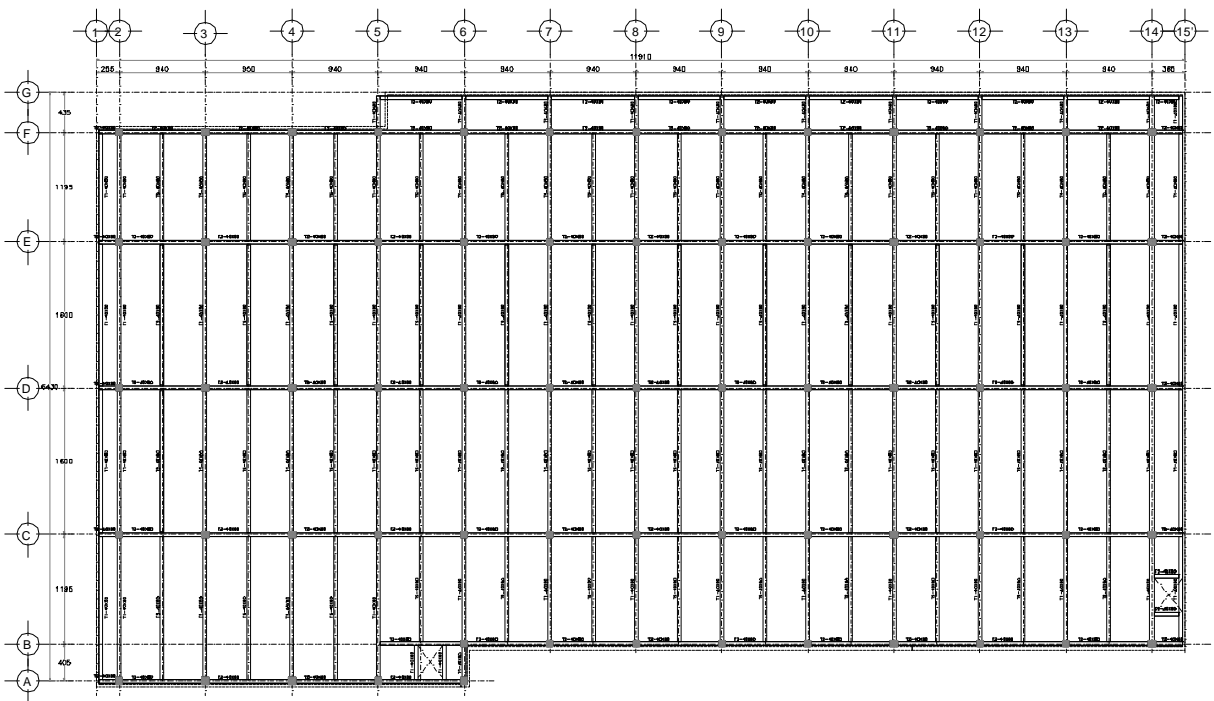


Figura 5.3 Planta Estructural Nivel Azotea.

Las secciones de los elementos principales de la estructura son las siguientes:

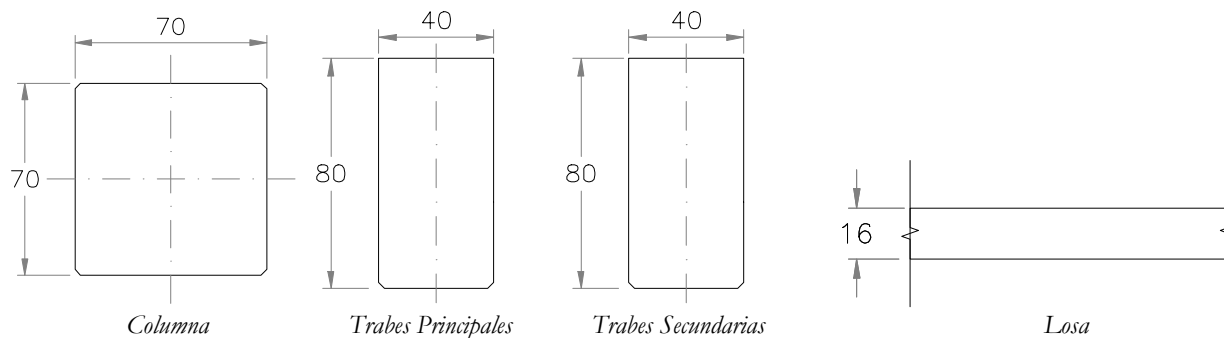


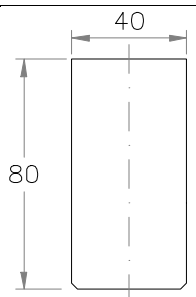
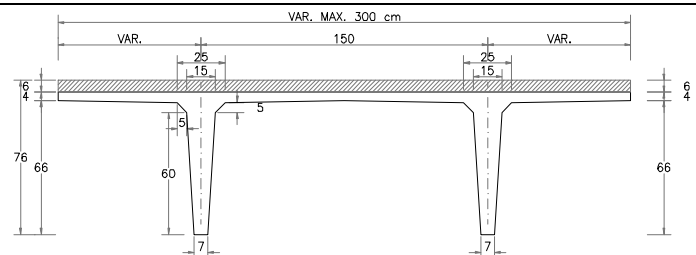
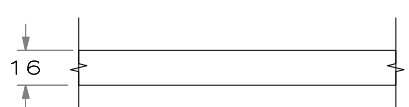
Figura 5.4 Secciones de los elementos principales de la estructura colada en sitio.

5.3 Comparación de secciones de elementos estructurales.

Los elementos que conforman los sistemas tanto prefabricado como colado en sitio son de concreto en ambos casos de análisis, sin embargo las secciones transversales difieren en ambos sistemas, en la siguiente tabla se comparan los diferentes tipos de secciones de los elementos principales de la estructura para ambos casos de estudio.

Tabla 5.1 Tabla Comparativa de Secciones de los Elementos Principales de la Estructura.

<i>Elemento</i>	<i>Sistema Prefabricado</i>	<i>Sistema Colado en Sitio</i>
Columnas		
Vigas Eje X		
Vigas Eje Y		

<i>Elemento</i>	<i>Sistema Prefabricado</i>	<i>Sistema Colado en Sitio</i>
Vigas Secundarias	No se Requieren	
Sistema de Piso		

En la tabla anterior se puede observar que en general las secciones de los elementos en la solución colada en sitio son más robustas, por lo cual el peso de la estructura es mayor, lo que nos lleva a fuerzas sísmicas mayores. En cambio la solución prefabricada nos lleva a secciones más ligeras y por ende menor peso de la estructura lo que conduce a menores solicitaciones sísmicas. Para el sistema colado en sitio es necesario el empleo de vigas secundarias para reducir el claro de la losa, estas vigas no son necesarias en el sistema prefabricado ya que el sistema de piso tiene la capacidad de cubrir el claro existente sin ninguna modificación a la estructuración.

5.4 Ventajas del sistema prefabricado de concreto.

Como todo sistema constructivo el sistema prefabricado tiene ciertas ventajas que le dan una mayor aceptación al momento de decidir el procedimiento constructivo a emplearse en un proyecto, a continuación se mencionan algunas de estas ventajas.

- Posibilidad de proponer mayores claros entre apoyos, lo que brinda una superficie libre más amplia.
- Es posible emplear nuevos materiales en el diseño de los elementos estructurales, así como técnicas modernas al momento de fabricar, transportar y montar los elementos.
- El sistema prefabricado también posee una gran adaptabilidad al proyecto ya que se pueden emplear una gran variedad de productos.
- Al emplearse materiales mucho más resistentes que los utilizados en un sistema tradicional, la relación entre las cargas, tanto de servicio como sísmicas; y las secciones y claros de los elementos es mucho más eficiente.
- El procedimiento constructivo es muy eficiente ya que los elementos se fabrican en una planta.
- Se tiene un mayor control, tanto de materiales como de mano de obra y tiempos de ejecución, ya que se trata de un proceso similar al industrializado.
- Los peraltes de los elementos se pueden reducir hasta en un 50% de los que se tienen con una solución tradicional.
- Los acabados de los elementos son de buena calidad ya que son fabricados en moldes metálicos, lo que permite dejar las piezas con un acabado aparente.

- Con el sistema prefabricado se tienen obras más limpias y por ende menor contaminación del entorno.
- El empleo de mano de obra es menor, tanto en la obra como en la planta de prefabricados.
- Se requiere de un mantenimiento menor de la estructura a largo plazo.

5.5 Desventajas del sistema prefabricado de concreto.

En el apartado anterior se mencionaron las principales ventajas de un sistema prefabricado de concreto, pero sin duda también existen desventajas en este tipo de sistemas, la elección del tipo de solución a emplearse en un proyecto dependerá del análisis detallado de las ventajas y desventajas de ambos sistemas, a continuación se mencionan las principales desventajas que se presentan en el sistema constructivo con prefabricados.

- Escasa información y poca investigación en cuanto a los sistemas prefabricados de concreto.
- No es eficiente en zonas sísmicas ya que su comportamiento ante solicitaciones sísmicas no es muy conocido.
- Empleo de mano de obra especializada. Al tratarse de técnicas particulares la mano de obra es más específica lo que puede llegar a ser muy costosa.
- Empleo de moldes metálicos, lo que puede resultar más costoso en el inicio de la obra.
- Empleo de equipo para transporte, lo que implica un costo adicional de la obra.
- Empleo de equipo para montaje, de igual manera implica un costo adicional de la obra.
- Mayor costo inicial, ya que como se mencionó anteriormente los costos de moldes, transporte y montaje son en un principio muy altos.
- Supervisión especializada, desde la fabricación de los elementos hasta el transporte y montaje de los mismos.

VI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

6.1 Ventajas y desventajas de la solución prefabricada.

En el tema anterior se realizó una comparativa de la estructura del ejemplo de aplicación prefabricada, con una solución tradicional colada en sitio. Una vez realizada la comparativa de la solución con concreto prefabricado y la solución con sistema tradicional colado en sitio, se pueden observar algunas ventajas y desventajas de ambos sistemas las cuales se enuncian a continuación.

Ventajas.

- Posibilidad de proponer mayores claros entre apoyos, lo que brinda una superficie libre más amplia.
- Es posible emplear nuevos materiales en el diseño de los elementos estructurales, así como técnicas modernas al momento de fabricar, transportar y montar los elementos.
- El sistema prefabricado también posee una gran adaptabilidad al proyecto ya que se pueden emplear una gran variedad de productos.
- Al emplearse materiales mucho más resistentes que los utilizados en un sistema tradicional, la relación entre las cargas, tanto de servicio como sísmicas; y las secciones y claros de los elementos es mucho más eficiente.
- El procedimiento constructivo es muy eficiente ya que los elementos se fabrican en una planta.
- Se tiene un mayor control, tanto de materiales como de mano de obra y tiempos de ejecución, ya que se trata de un proceso similar al industrializado.
- Los peraltes de los elementos se pueden reducir hasta en un 50% de los que se tienen con una solución tradicional.
- Los acabados de los elementos son de buena calidad ya que son fabricados en moldes metálicos, lo que permite dejar las piezas con un acabado aparente.
- Con el sistema prefabricado se tienen obras más limpias y por ende menor contaminación del entorno.
- Empleo de menor mano de obra, tanto en la obra como en la planta de prefabricados.
- Se requiere de un mantenimiento menor a largo plazo.

Desventajas.

- Escasa información y poca investigación en cuanto a los sistemas prefabricados de concreto.
- No es eficiente en zonas sísmicas ya que su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas no es muy conocido.
- Empleo de mano de obra especializada. Al tratarse de técnicas particulares la mano de obra es más específica lo que puede llegar a ser muy costosa.
- Empleo de moldes metálicos, lo que puede resultar más costoso en el inicio de la obra.
- Empleo de equipo para transporte, lo que implica un costo adicional de la obra.
- Empleo de equipo para montaje, de igual manera implica un costo adicional de la obra.
- Mayor costo inicial, ya que como se mencionó anteriormente los costos de moldes, transporte y montaje son en un principio muy altos.
- Supervisión especializada, desde la fabricación de los elementos hasta el transporte y montaje de los mismos.

6.2 Impacto en la cimentación.

Otro de los aspectos fundamentales que hay que tener en consideración al momento de seleccionar el sistema constructivo a emplearse en un determinado proyecto, es sin duda el impacto que tendrá el tipo de cimentación requerida para garantizar un comportamiento estructural adecuado.

Como hemos visto en el capítulo anterior en el que se realizó una comparativa entre un sistema prefabricado y un sistema colado en sitio ambos de concreto, las secciones del sistema prefabricado son menores que las que se presentan en el sistema colado en sitio, lo que nos lleva a tener una menor cantidad de concreto y por consecuencia un peso menor de la estructura en el sistema prefabricado de concreto.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de las reacciones que se presentan en la base de la estructura para el sistema prefabricado y el sistema colado en sitio, estas reacciones toman en cuenta tanto el peso propio de la estructura como las cargas muertas y cargas vivas que se consideraron en el ejemplo de aplicación, todo esto con la finalidad de poder comparar ambas opciones y tener una visión más clara de lo que pasa con las cargas en ambos casos de análisis.

Tabla 6.1 Resumen de Reacciones en la Estructura.

SISTEMA PREFABRICADO									
TABLE: Base Reactio									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
WPP	0.0	0.0	4647.8	154132.9	-283391.0	0.0	0	0	0
WSP	0.0	0.0	5166.8	170853.3	-314341.0	0.0	0	0	0
WFSP	0.0	0.0	3179.6	105140.5	-193440.0	0.0	0	0	0
WSCM	0.0	0.0	1987.2	65712.8	-120900.0	0.0	0	0	0
WCVMAX	0.0	0.0	5520.1	182535.5	-335834.0	0.0	0	0	0
WCVINST	0.0	0.0	2208.0	73014.2	-134334.0	0.0	0	0	0
DINX Max	1151.8	14.6	0.0	102.3	8736.6	41908.4	0	0	0
DINY Max	14.6	1120.6	0.0	8603.3	104.7	78755.5	0	0	0
ETA1	0.0	0.0	12994.2	430126.6	-791173.0	0.0	0	0	0
ETA2	0.0	0.0	1987.2	65712.8	-120900.0	0.0	0	0	0
D11	0.0	0.0	28702.1	949724.9	-1747070.0	0.0	0	0	0
D12 Max	1271.8	385.8	18179.8	604595.9	-1097072.0	72088.6	0	0	0
D12 Min	-1271.8	-385.8	18179.8	598692.7	-1116362.0	-72088.6	0	0	0
D13 Max	1271.8	385.8	18179.8	604595.9	-1097072.0	72088.6	0	0	0
D13 Min	-1271.8	-385.8	18179.8	598692.7	-1116362.0	-72088.6	0	0	0
D14 Max	1271.8	385.8	18179.8	604595.9	-1097072.0	72088.6	0	0	0
D14 Min	-1271.8	-385.8	18179.8	598692.7	-1116362.0	-72088.6	0	0	0
D15 Max	1271.8	385.8	18179.8	604595.9	-1097072.0	72088.6	0	0	0
D15 Min	-1271.8	-385.8	18179.8	598692.7	-1116362.0	-72088.6	0	0	0
D16 Max	396.1	1237.4	18179.8	611141.6	-1103719.0	100460.9	0	0	0
D16 Min	-396.1	-1237.4	18179.8	592147.0	-1109715.0	-100461.0	0	0	0
D17 Max	396.1	1237.4	18179.8	611141.6	-1103719.0	100460.9	0	0	0
D17 Min	-396.1	-1237.4	18179.8	592147.0	-1109715.0	-100461.0	0	0	0
D18 Max	396.1	1237.4	18179.8	611141.6	-1103719.0	100460.9	0	0	0
D18 Min	-396.1	-1237.4	18179.8	592147.0	-1109715.0	-100461.0	0	0	0
D19 Max	396.1	1237.4	18179.8	611141.6	-1103719.0	100460.9	0	0	0
D19 Min	-396.1	-1237.4	18179.8	592147.0	-1109715.0	-100461.0	0	0	0
ENV Max	1271.8	1237.4	28702.1	949724.9	-1097072.0	100460.9	0	0	0
ENV Min	-1271.8	-1237.4	18179.8	592147.0	-1747070.0	-100461.0	0	0	0

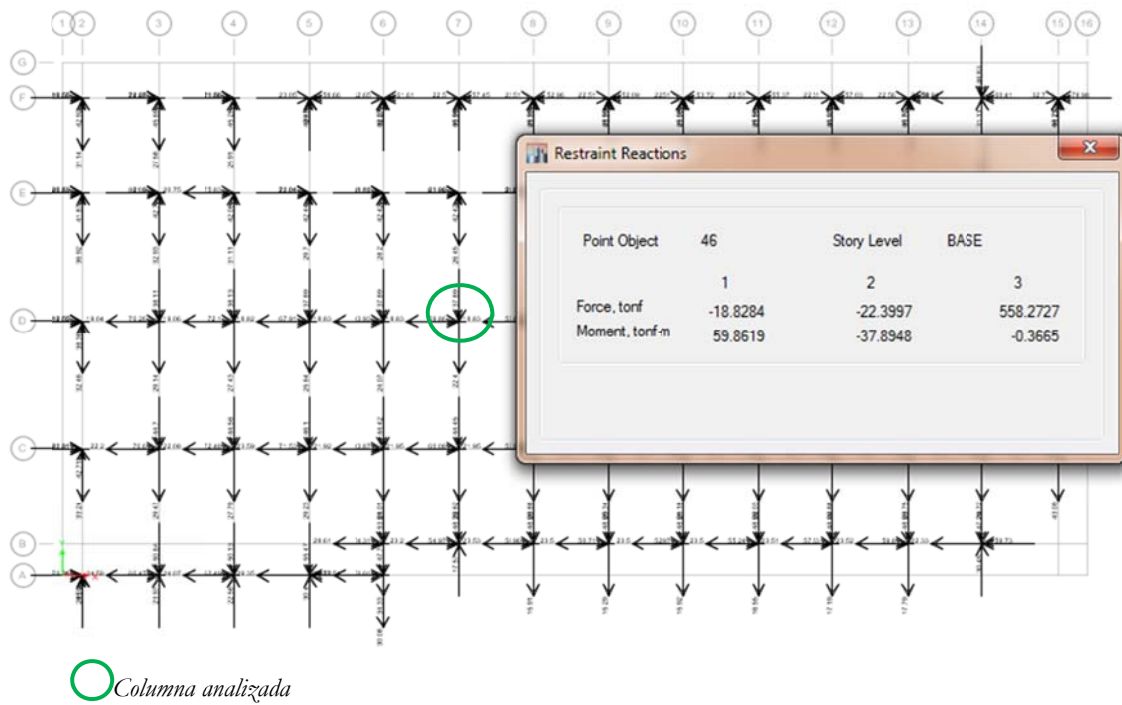
SISTEMA COLADO EN SITIO									
TABLE: Base Reactio									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
WPP	0.0	0.0	5766.7	187852.9	-348632.0	0.0	0	0	0
WSP	0.0	0.0	8478.9	280375.3	-515841.0	0.0	0	0	0
WFSP	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0	0
WSCM	0.0	0.0	1987.2	65713.0	-120900.0	0.0	0	0	0
WCVMAX	0.0	0.0	5520.1	182536.0	-335834.0	0.0	0	0	0
WCVINST	0.0	0.0	2208.0	73014.4	-134334.0	0.0	0	0	0
DINX Max	1217.7	31.6	0.0	233.0	9268.4	46946.4	0	0	0
DINY Max	31.6	1206.5	0.0	9231.9	237.2	84353.8	0	0	0
ETA1	0.0	0.0	14245.5	468228.2	-864473.0	0.0	0	0	0
ETA2	0.0	0.0	1987.2	65713.0	-120900.0	0.0	0	0	0
D11	0.0	0.0	30453.9	1003068.0	-1849689.0	0.0	0	0	0
D12 Max	1349.9	432.9	19556.2	646859.2	-1177073.0	79477.8	0	0	0
D12 Min	-1349.9	-432.9	19556.2	640253.6	-1197620.0	-79477.8	0	0	0
D13 Max	1349.9	432.9	19556.2	646859.2	-1177073.0	79477.8	0	0	0
D13 Min	-1349.9	-432.9	19556.2	640253.6	-1197620.0	-79477.8	0	0	0
D14 Max	1349.9	432.9	19556.2	646859.2	-1177073.0	79477.8	0	0	0
D14 Min	-1349.9	-432.9	19556.2	640253.6	-1197620.0	-79477.8	0	0	0
D15 Max	1349.9	432.9	19556.2	646859.2	-1177073.0	79477.8	0	0	0
D15 Min	-1349.9	-432.9	19556.2	640253.6	-1197620.0	-79477.8	0	0	0
D16 Max	436.6	1337.5	19556.2	633788.4	-1184027.0	108281.5	0	0	0
D16 Min	-436.6	-1337.5	19556.2	633324.4	-1190666.0	-108281.0	0	0	0
D17 Max	436.6	1337.5	19556.2	633788.4	-1184027.0	108281.5	0	0	0
D17 Min	-436.6	-1337.5	19556.2	633324.4	-1190666.0	-108281.0	0	0	0
D18 Max	436.6	1337.5	19556.2	633788.4	-1184027.0	108281.5	0	0	0
D18 Min	-436.6	-1337.5	19556.2	633324.4	-1190666.0	-108281.0	0	0	0
D19 Max	436.6	1337.5	19556.2	633788.4	-1184027.0	108281.5	0	0	0
D19 Min	-436.6	-1337.5	19556.2	633324.4	-1190666.0	-108281.0	0	0	0
ENV Max	1349.9	1337.5	30453.9	1003068.0	-1177073.0	108281.5	0	0	0
ENV Min	-1349.9	-1337.5	19556.2	633324.4	-1849689.0	-108281.0	0	0	0

En estas tablas se puede observar que las reacciones en la opción prefabricada son menores que en la colada en sitio, esto nos ayudara a que las descargas que se presentaran en el suelo sean en consecuencia menores en la opción prefabricada.

VI. Comentarios y conclusiones

Del ejemplo de aplicación y de la comparativa con una solución en concreto reforzado, tomaremos la columna que se encuentra en la intersección de los ejes 7-D y del análisis estructural de ambos casos de estudio obtendremos los elementos mecánicos en la base de la columna para poder realizar el diseño de la cimentación en esa columna.

En la siguiente figura se muestra la ubicación de la columna para la opción con prefabricados y los elementos mecánicos que se presentan en la base de la misma.



○ Columna analizada

Figura 6.1 Ubicación de la Columna Analizada Opción Prefabricada.

Ahora se muestra la ubicación de la columna para la opción colada en sitio con sus respectivos elementos mecánicos.

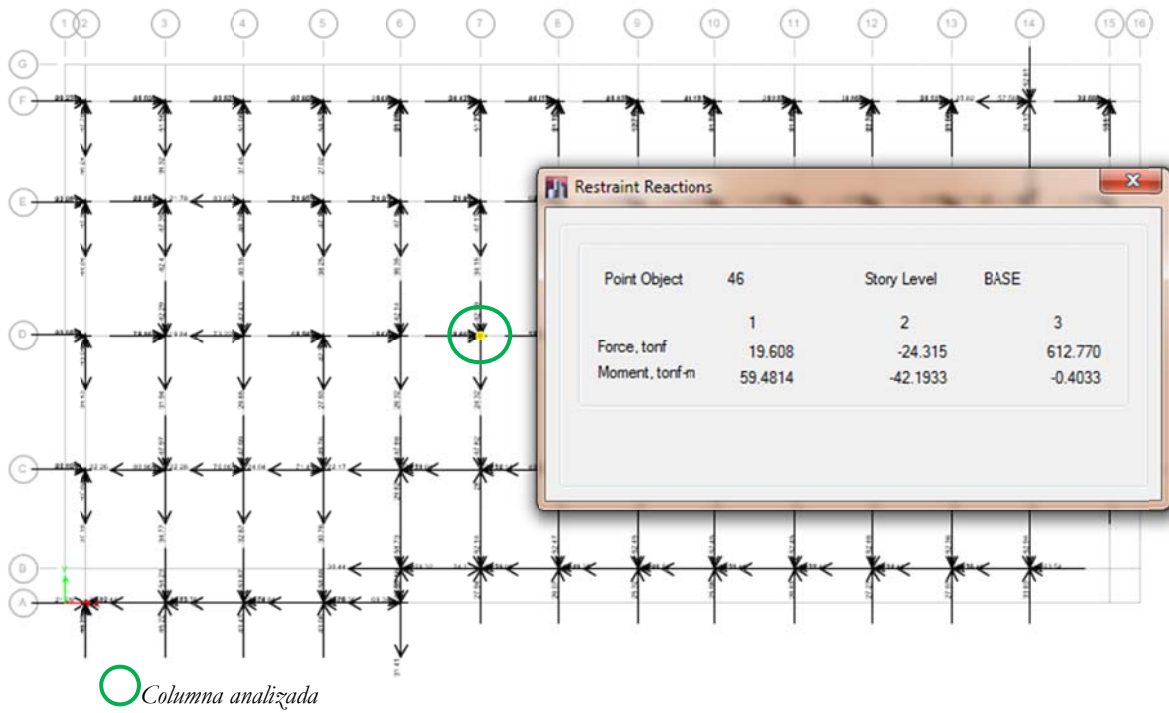


Figura 6.2 Ubicación de la Columna Analizada Opción Colada en Sitio.

Ahora con ayuda de una hoja de cálculo y con la información que se tiene de mecánica de suelos pasaremos a diseñar la cimentación para ambos casos de estudio. A continuación se muestra la geometría y la volumetría de la cimentación para ambos casos de estudio.

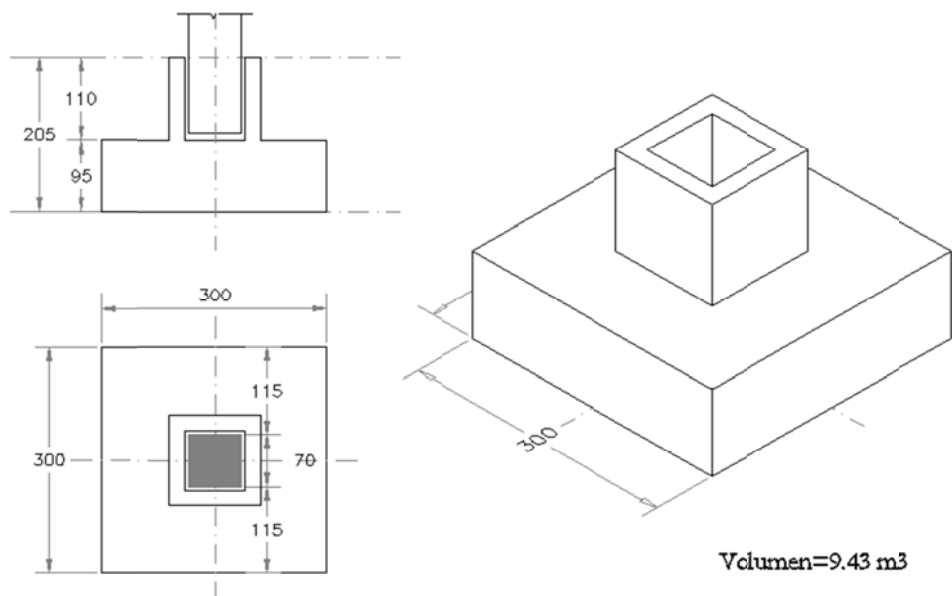


Figura 6.3 Zapata Aislada para la Opción Prefabricada.

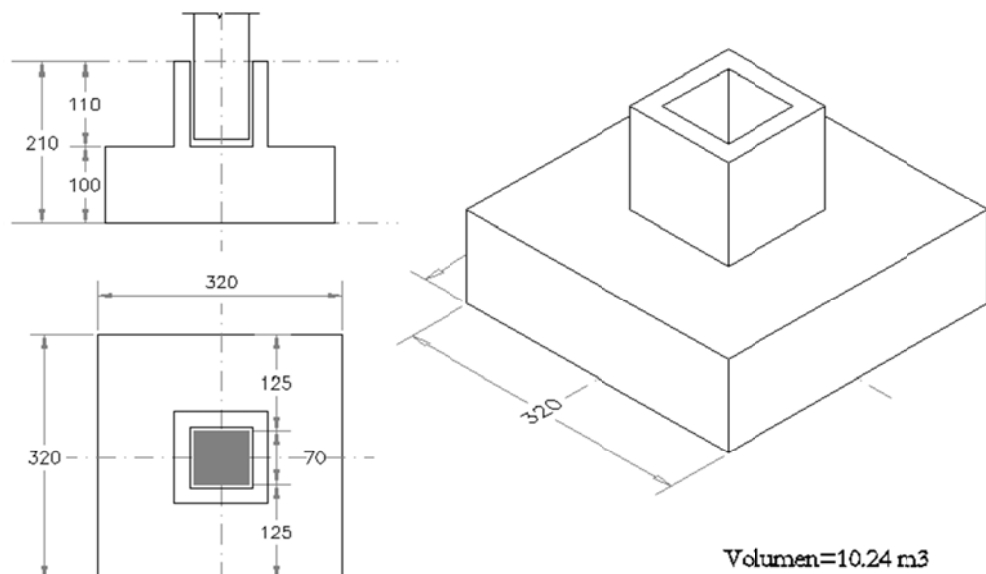


Figura 6.4 Zapata Aislada para la Opción Colada en Sitio.

Se puede observar en las figuras anteriores que tanto las dimensiones como el volumen en la zapata para la opción prefabricada son menores lo que nos conduce a un menor costo tanto de materiales como de mano de obra en la cimentación de la estructura en estudio.

Podemos concluir que en la opción prefabricada al ser una estructura más liviana la cimentación se reduce significativamente.

6.3 Tiempo y costos.

En este apartado analizaremos los tiempos y costos tanto de la opción prefabricada como de la opción colada en sitio, con el objetivo de poder comparar ambas opciones.

Para poder obtener un costo de ambas opciones en estudio, estructura prefabricada y estructura colada en sitio, fue necesario realizar una cuantificación de los principales materiales que intervienen en la concepción de ambas opciones, entre los que destacan: el concreto, el acero de refuerzo, la cimbra, la mano de obra y los materiales menores.

Con la ayuda de una hoja de cálculo se pueden realizar estas cuantificaciones y una vez teniéndolas se les aplica el costo respectivo para con ello poder obtener un costo de los materiales, la mano de obra y equipos necesarios para la construcción de ambas opciones.

Primeramente se presenta el presupuesto de la opción colada en sitio y es el siguiente:

Presupuesto Ejemplo de Aplicación "Colado en Sitio"

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
TRAZO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO, ESTABLECIENDO EJES DE REFERENCIA Y BANCOS DE NIVEL, INCLUYE: MATERIALES, CUADRILLA DE TOPOGRAFÍA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	m ²	8,346.00	\$ 6.72	\$ 56,085.12
SUBTOTAL TRAZO Y NIVELACIÓN				\$ 56,085.12

VI. Comentarios y conclusiones

DESPALME DE TERRENO C/MEDIOS MECÁNICOS EN MATERIAL CLASE "A", INCLUYE: LA EXTRACCIÓN DE TODAS LAS RAÍCES, TOCONES FINO, APILE DEL MATERIAL, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA	m ²	8,346.00	\$ 8.24	\$ 68,770.62
SUBTOTAL DESPALME DE TERRENO				\$ 68,770.62
EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN MATERIAL DE ACUERDO A ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS 0.00 A -4.00 M, INCLUYE: CARGA A CAMIÓN, MANO DE OBRA, MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTA. VOLUMEN MEDIDO EN BANCO.	m ³	1,800.00	\$ 37.36	\$ 67,246.71
SUBTOTAL EXCAVACION				\$ 67,246.71
PLANTILLA DE 5 CM, DE ESPESOR DE CONCRETO PREMEZCLADO DE f _c =100 kg/cm ² , INCLUYE: PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE, NIVELACIÓN, MAESTREADO, COLADO, MANO DE OBRA, EQUIPO, HERRAMIENTA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN.	m ²	860.00	\$ 101.11	\$ 86,957.10
SUBTOTAL PLANTILLA DE CONCRETO				\$ 86,957.10
RELLENO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN, COMPACTADO CON BAILARINA AL 90% PROCTOR, ADICIONANDO AGUA, INCLUYE: MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	m ³	1,083.00	\$ 130.31	\$ 141,124.06
SUBTOTAL RELLENO				\$ 141,124.06
ACERO DE REFUERZO EN CIMENTACIÓN, DE f _y =4200 kg/cm ² , INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADO, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	kg	107,520.00	\$ 17.31	\$ 1,860,678.38
SUBTOTAL ACERO EN CIMENTACION				\$ 1,860,678.38
CIMBRA EN DADOS DE CIMENTACIÓN, ACABADO COMÚN, INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, CORTES, HABILITADOS, CIMBRADO, DESCIMBRADO, DESMOLDANTE, MANO DE OBRA, EQUIPO, HERRAMIENTA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN.	m ²	617.40	\$ 176.24	\$ 108,810.61
SUBTOTAL CIMBRA EN DADOS				\$ 108,810.61
CIMBRA EN ZAPATAS DE CIMENTACIÓN, ACABADO COMÚN, INCLUYE: SUMINISTRO DE TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS, ACARREOS, CORTES, HABILITADOS, CIMBRADO, DESCIMBRADO, MANO DE OBRA, LIMPIEZA, EQUIPO Y HERRAMIENTA, DE ACUERDO A PROYECTO.	m ²	617.40	\$ 148.77	\$ 91,851.55
SUBTOTAL CIMBRA EN ZAPATAS				\$ 91,851.55
CONCRETO PREMEZCLADO EN CIMENTACIÓN, CLASE ESTRUCTURAL DE f _c =250 kg/cm ² , INCLUYE: ACARREOS, BOMBEO, REVENIMIENTO, COLADO, VIBRADO, CURADO, MANO DE OBRA, MUESTREO Y PRUEBAS, EQUIPO, HERRAMIENTA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN.	m ³	716.80	\$ 2,239.32	\$ 1,605,142.14
SUBTOTAL CONCRETO EN CIMENTACION				\$ 1,605,142.14

VI. Comentarios y conclusiones

ACERO DE REFUERZO EN ESTRUCTURA, DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, ELEVACIONES, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADO, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	kg	840,719.76	\$ 17.57	\$ 14,772,124.51
SUBTOTAL ACERO EN ESTRUCTURA				\$ 14,772,124.51
CIMBRA EN COLUMNAS, ACABADO APARENTE, A BASE DE TRIPLAY DE PINO DE 19 MM, CON CHAFLANES EN LAS ESQUINAS, JUNTAS Y MOÑOS DE ACUERDO A DESPIECE, INCLUYE: MATERIALES, ACARREOS, CORTES, DESPERDICIOS, HABILITADO, CIMBRADO, DESCIMBRADO, DESMOLDANTE, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	m ²	2,106.00	\$ 250.78	\$ 528,151.79
SUBTOTAL CIMBRA EN COLUMNAS				\$ 528,151.79
CIMBRA EN TRABES Y LOSAS ACABADO APARENTE, A BASE DE TRIPLAY DE PINO DE 19 MM, CON CHAFLANES EN LAS ESQUINAS, INCLUYE: OBRA FALSA, MATERIALES, ACARREOS, CORTES, DESPERDICIOS, HABILITADO, DESCIMBRADO, DESCIMBRADO, DESMOLDANTE, MANO DE OBRA, EQUIPO, HERRAMIENTA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN.	m ²	34,986.89	\$ 258.05	\$ 9,028,283.18
SUBTOTAL CIMBRA EN TRABES Y LOSAS				\$ 9,028,283.18
CONCRETO PREMEZCLADO EN ESTRUCTURA, DE $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$, CLASE I (ESTRUCTURAL) BOMBEADO, INCLUYE: REVENIMIENTO, SUPERFLUIDIZANTE, COLADO, VIBRADO, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	m ²	5,722.00	\$ 2,770.53	\$ 15,852,986.77
SUBTOTAL CONCRETO EN ESTRUCTURA				\$ 15,852,986.77
GRAN TOTAL SIN I.V.A				\$ 44,268,212.57
ÍNDICE DE PRECIO				\$2,012.71 /m2

Ahora se presenta el presupuesto de la opción prefabricada:

Presupuesto Ejemplo de Aplicación "Prefabricado"				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
PRELIMINARES				
TRAZO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO, ESTABLECIENDO EJES DE REFERENCIA Y BANCOS DE NIVEL, INCLUYE: MATERIALES, CUADRILLA DE TOPOGRAFÍA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	m ²	8346.00	\$ 6.72	\$ 56,085.12
SUBTOTAL TRAZO Y NIVELACIÓN		8,346.00		\$ 56,085.12
DESPALME DE TERRENO C/MEDIOS MECÁNICOS EN MATERIAL CLASE "A", INCLUYE: LA EXTRACCIÓN DE TODAS LAS RAÍCES, TOCONES FINO, APILE DEL MATERIAL, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA	m ²	8346.00	\$ 8.24	\$ 68,771.04
SUBTOTAL DESPALME DE TERRENO		8,346.00		\$ 68,771.04
EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN MATERIAL DE ACUERDO A ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS 0.00 A -4.00 M, INCLUYE: CARGA A CAMIÓN, MANO DE OBRA, MAQUINARIA, EQUIPO Y	m ³	1800.00	\$ 37.36	\$ 67,248.00

VI. Comentarios y conclusiones

HERRAMIENTA. VOLUMEN MEDIDO EN BANCO.				
SUBTOTAL EXCAVACION		1,800.00		\$ 67,248.00
PLANTILLA DE 5 CM, DE ESPESOR DE CONCRETO PREMEZCLADO DE $f'_c=100$ kg/cm ² , INCLUYE: PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE, NIVELACIÓN, MAESTREADO, COLADO, MANO DE OBRA, EQUIPO, HERRAMIENTA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN.	m ²	860.00	\$ 101.11	\$ 86,954.60
SUBTOTAL PLANTILLA DE CONCRETO		860.00		\$ 86,954.60
RELLENO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN, COMPACTADO CON BAILARINA AL 90% PROCTOR, ADICIONANDO AGUA, INCLUYE: MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	m ³	1083.00	\$ 130.31	\$ 141,125.73
SUBTOTAL RELLENO		1,083.00		\$ 141,125.73
TOTAL PRELIMINARES		20,435.00		\$ 420,184.49
FABRICACIÓN				
COLUMNAS				
COLUMNA C-01 DE 0.70/0.70 L=11.40 M.	PZA	66.00	\$ 77,659.40	\$ 5,125,520.40
COLUMNA C-02 DE 0.70/0.70 L=4.80 M.	PZA	4.00	\$ 51,452.30	\$ 205,809.20
SUBTOTAL COLUMNAS		70.00		\$ 5,331,329.60
TRABES PORTANTES				
TRABE PORTANTE TPT-01 DE 0.80/0.66 L=8.70 M.	PZA	102.00	\$ 30,061.81	\$ 3,066,304.62
TRABE PORTANTE TPT-02 DE 0.80/0.66 L=8.80 M.	PZA	9.00	\$ 30,411.54	\$ 273,703.86
TRABE PORTANTE BRAZO-01 DE 0.80/0.66 L=2.98 M.	PZA	14.00	\$ 11,718.26	\$ 164,055.64
TRABE PORTANTE BRAZO-02 DE 0.80/0.66 L=1.88 M.	PZA	15.00	\$ 8,196.01	\$ 122,940.15
TRABE PORTANTE BRAZO-03 DE 0.80/0.66 L=3.68 M.	PZA	31.00	\$ 13,990.70	\$ 433,711.70
SUBTOTAL TRABES PORTANTES		171.00		\$ 4,060,715.97
TRABES PORTANTES				
TRABE PORTANTE TPL-01 DE 0.55/0.66 L=8.70 M.	PZA	67.00	\$ 28,186.42	\$ 1,888,490.14
TRABE PORTANTE TPL-02 DE 0.55/0.66 L=8.80 M.	PZA	6.00	\$ 28,483.38	\$ 170,900.28
TRABE PORTANTE TPL-03 DE 0.55/0.66 L=14.71 M.	PZA	1.00	\$ 46,170.14	\$ 46,170.14
TRABE PORTANTE TPL-04 DE 0.55/0.66 L=8.85 M.	PZA	3.00	\$ 28,650.19	\$ 85,950.57
SUBTOTAL TRABES PORTANTES		77.00		\$ 2,191,511.13
LOSAS TT				
LOSA TT-01 DE 2.97/0.70 L=15.56 M.	PZA	249.00	\$ 31,838.98	\$ 7,927,906.02
LOSA TT-02 DE 2.97/0.70 L=11.51 M.	PZA	192.00	\$ 24,616.07	\$ 4,726,285.44
LOSA TT-03 DE 2.97/0.70 L=8.96 M.	PZA	28.00	\$ 19,980.23	\$ 559,446.44
LOSA TT-04 DE 2.69/0.70 L=11.51 M.	PZA	3.00	\$ 24,043.78	\$ 72,131.34
LOSA TT-05 DE 2.69/0.70 L=15.56 M.	PZA	6.00	\$ 31,082.83	\$ 186,496.98
LOSA T-01 DE 1.55/0.70 L=11.51 M.	PZA	3.00	\$ 22,177.01	\$ 66,531.03
LOSA T-02 DE 1.55/0.70 L=15.56 M.	PZA	9.00	\$ 28,601.06	\$ 257,409.54
SUBTOTAL LOSAS TT		490.00		\$ 13,796,206.79
TRABES TR				
TRABE TR-01 DE 0.40/0.66 L=11.25 M.	PZA	41.00	\$ 27,585.30	\$ 1,130,997.30
TRABE TR-01A DE 0.40/0.66 L=11.55 M.	PZA	6.00	\$ 28,157.51	\$ 168,945.06
TRABE TR-02 DE 0.40/0.66 L=15.30 M.	PZA	92.00	\$ 35,486.71	\$ 3,264,777.32
TRABE TR-02A DE 0.40/0.66 L=15.60 M.	PZA	15.00	\$ 36,091.70	\$ 541,375.50
TRABE TR-03 DE 0.40/0.66 L=11.25 M.	PZA	27.00	\$ 27,585.30	\$ 744,803.10
TRABE TR-03A DE 0.40/0.66 L=11.55 M.	PZA	2.00	\$ 28,157.51	\$ 56,315.02
TRABE TR-04 DE 0.40/0.66 L=3.35 M.	PZA	3.00	\$ 12,173.42	\$ 36,520.26
TRABE TR-04A DE 0.40/0.66 L=9.00 M.	PZA	28.00	\$ 23,332.97	\$ 653,323.16
SUBTOTAL TRABES TR		214.00		\$ 6,597,056.72
TOTAL FABRICACIÓN		1,022.00		\$ 31,976,820.21
TRANSPORTE Y MONTAJE				

VI. Comentarios y conclusiones

COLUMNAS					
COLUMNA C-01 DE 0.70/0.70 L=11.40 M.	PZA	66.00	\$ 15,449.34	\$ 1,019,656.44	
COLUMNA C-02 DE 0.70/0.70 L=4.80 M.	PZA	4.00	\$ 6,494.80	\$ 25,979.20	
SUBTOTAL COLUMNAS		70.00		\$ 1,045,635.64	
TRABES PORTANTES					
TRABE PORTANTE TPT-01 DE 0.80/0.66 L=8.70 M.	PZA	102.00	\$ 10,087.68	\$ 1,028,943.36	
TRABE PORTANTE TPT-02 DE 0.80/0.66 L=8.80 M.	PZA	9.00	\$ 10,225.86	\$ 92,032.74	
TRABE PORTANTE BRAZO-01 DE 0.80/0.66 L=2.98 M.	PZA	14.00	\$ 3,454.68	\$ 48,365.52	
TRABE PORTANTE BRAZO-02 DE 0.80/0.66 L=1.88 M.	PZA	15.00	\$ 2,183.36	\$ 32,750.40	
TRABE PORTANTE BRAZO-03 DE 0.80/0.66 L=3.68 M.	PZA	31.00	\$ 4,283.81	\$ 132,798.11	
SUBTOTAL TRABES PORTANTES		171.00		\$ 1,334,890.13	
TRABES PORTANTES					
TRABE PORTANTE TPL-01 DE 0.55/0.66 L=8.70 M.	PZA	67.00	\$ 7,351.57	\$ 492,555.19	
TRABE PORTANTE TPL-02 DE 0.55/0.66 L=8.80 M.	PZA	6.00	\$ 7,434.48	\$ 44,606.88	
TRABE PORTANTE TPL-03 DE 0.55/0.66 L=14.71 M.	PZA	1.00	\$ 12,436.86	\$ 12,436.86	
TRABE PORTANTE TPL-04 DE 0.55/0.66 L=8.85 M.	PZA	3.00	\$ 7,489.75	\$ 22,469.25	
SUBTOTAL TRABES PORTANTES		77.00		\$ 572,068.18	
LOSAS TT					
LOSA TT-01 DE 2.97/0.70 L=15.56 M.	PZA	249.00	\$ 12,188.12	\$ 3,034,841.88	
LOSA TT-02 DE 2.97/0.70 L=11.51 M.	PZA	192.00	\$ 9,037.45	\$ 1,735,190.40	
LOSA TT-03 DE 2.97/0.70 L=8.96 M.	PZA	28.00	\$ 7,019.92	\$ 196,557.76	
LOSA TT-04 DE 2.69/0.70 L=11.51 M.	PZA	3.00	\$ 8,678.16	\$ 26,034.48	
LOSA TT-05 DE 2.69/0.70 L=15.56 M.	PZA	6.00	\$ 11,718.29	\$ 70,309.74	
LOSA T-01 DE 1.55/0.70 L=11.51 M.	PZA	3.00	\$ 7,627.94	\$ 22,883.82	
LOSA T-02 DE 1.55/0.70 L=15.56 M.	PZA	9.00	\$ 10,336.41	\$ 93,027.69	
SUBTOTAL LOSAS TT		490.00		\$ 5,178,845.77	
TRABES TR					
TRABE TR-01 DE 0.40/0.66 L=11.25 M.	PZA	41.00	\$ 8,208.33	\$ 336,541.53	
TRABE TR-01A DE 0.40/0.66 L=11.55 M.	PZA	6.00	\$ 8,429.43	\$ 50,576.58	
TRABE TR-02 DE 0.40/0.66 L=15.30 M.	PZA	92.00	\$ 11,165.54	\$ 1,027,229.68	
TRABE TR-02A DE 0.40/0.66 L=15.60 M.	PZA	15.00	\$ 11,386.64	\$ 170,799.60	
TRABE TR-03 DE 0.40/0.66 L=11.25 M.	PZA	27.00	\$ 8,208.33	\$ 221,624.91	
TRABE TR-03A DE 0.40/0.66 L=11.55 M.	PZA	2.00	\$ 8,429.43	\$ 16,858.86	
TRABE TR-04 DE 0.40/0.66 L=3.35 M.	PZA	3.00	\$ 2,432.10	\$ 7,296.30	
TRABE TR-04A DE 0.40/0.66 L=9.00 M.	PZA	28.00	\$ 6,577.72	\$ 184,176.16	
SUBTOTAL TRABES TR		214.00		\$ 2,015,103.62	
TOTAL TRANSPORTE Y MONTAJE		1,022.00	\$ 10,146,543.34		
CONEXIONES					
EMPAQUE COLUMNAS					
EMPAQUE COLUMNAS 70 x 70 cm	PZA	70.00	\$ 4,711.75	\$ 329,822.50	
		70.00		\$ 329,822.50	
CONEXIÓN TRABE PORTANTE CON COLUMNA					
CONEXIÓN TRABE PORTANTE CON COLUMNA	PZA	496.00	\$ 1,549.37	\$ 768,486.53	
		496.00		\$ 768,486.53	
CONEXIÓN RIGIDIZANTE CON COLUMNA					
CONEXIÓN TRABE RIGIDIZANTE CON COLUMNA	PZA	428.00	\$ 1,935.37	\$ 828,337.16	
		428.00		\$ 828,337.16	
TOTAL CONEXIONES			\$ 1,926,646.19	\$ 1,926,646.19	
ZAPATAS					
ZAPATA DE CONCRETO $f_c=250$ kg/cm ² , INCLUYE VACIADO, VIBRADO, COLADO Y CURADO, ACERO DE REFUERZO, CIMBRA Y DESCIMBRA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN.	m ³	676.60	\$ 4,796.21	\$ 3,245,128.60	

VI. Comentarios y conclusiones

		676.60		\$	3,245,128.60
TOTAL ZAPATAS				\$	3,245,128.60
FIRME DE COMPRESIÓN					
COLADO DE FIRME DE CONCRETO $f'c=250$ kg/cm ² DE 6.0 CM DE ESPESOR PROMEDIO, INCLUYE VACIADO, VIBRADO, COLADO Y CURADO, COLOCACIÓN DE MALLA ELECTROSOLDADA 6X6-4/4 EN CUALQUIER NIVEL, MOVIMIENTOS DENTRO DE LA OBRA, PREPARACIONES Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN	m ²	21,994.00	\$	313.24	\$ 6,889,400.56
		21,994.00			\$ 6,889,400.56
TOTAL FIRME DE COMPRESIÓN				\$	6,889,400.56
		GRAN TOTAL SIN I. V. A.		\$	54,604,723.39
		ÍNDICE DE PRECIO:		\$	2,482.71 /m ²

Se puede observar que en la opción con prefabricados el costo total de la estructura es mayor en un 23% con referencia al costo total de la opción colada en sitio.

Ahora veremos los tiempos necesarios para ejecutar ambas opciones de análisis, para ello se elabora un programa de obra para cada caso de estudio, con el fin de poder hacer una comparativa en cuanto a tiempos de construcción se refiere.

Para la opción colada en sitio tenemos lo siguiente:

PROGRAMA DE OBRA EJEMPLO DE APLICACIÓN "OPCION COLADO EN SITIO"

ACTIVIDAD	1			2				3				4				5				6				7				
	SEMANAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
PROYECTO																												
PRELIMINARES																												
EXCAVACION																												
CIMENTACION																												
ESTRUCTURA																												

Figura 6.5 Programa de Obra Opción Colado en Sitio.

Y para la opción con prefabricados tenemos lo siguiente:

PROGRAMA DE OBRA EJEMPLO DE APLICACIÓN "OPCION PREFABRICADOS"

ACTIVIDAD	1			2				3				4				5				6				7				
	SEMANAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
PROYECTO																												
PRELIMINARES																												
EXCAVACION																												
CIMENTACION																												
FABRICACION																												
TRANSPORTE Y MONTAJE																												
CONEXIONES																												
FIRME																												

Figura 6.6 Programa de Obra Opción Prefabricados.

Analizando los dos programas de obra anteriores podemos observar que la opción colada en sitio requiere de mayor tiempo, esto debido principalmente a que los trabajos a realizarse necesitan un mayor tiempo de

espera para poder continuar con la siguiente actividad, es decir, se necesita por ejemplo esperar a que el concreto alcance la resistencia requerida para poder retirar la cimbra de un elemento, lo cual da como resultado un mayor tiempo de ejecución de la obra.

Revisando los resultados anteriores tanto de costo como de tiempo podemos concluir lo siguiente:

- El peso total de la estructura prefabricada es menor al peso de la colada en sitio, lo que nos lleva a menor volumen de la cimentación y por ende menor costo.
- Los materiales pueden ser mejor inspeccionados en la opción con prefabricados ya que se tiene un mejor control de los mismos.
- Al fabricarse las piezas en una planta en la opción con prefabricados, nos permite realizar trabajos en campo sin generar obstrucciones en los mismos, lo que nos da mayor rendimiento en los mismos.
- La cantidad de obreros en la construcción es mucho menor en la opción con prefabricados, comparada con la opción colada en sitio en la cual se debe contar con una mayor cantidad de ellos.
- El costo de la opción prefabricada es mayor en relación a la colada en sitio, sin embargo el tiempo de construcción es menor en relación al colado en sitio.
- Al ser menor el tiempo de construcción con la opción prefabricada, el retorno de la inversión en el cliente es más rápida.
- La elección del sistema constructivo a emplearse, dependerá en gran medida de los requerimientos que tenga el cliente, ya que habrá que poner en una balanza los costos y tiempos para poder tomar la mejor decisión.

Bibliografía.

- Computers and Structures, Inc. “ETABS 2015, Integrated Building Design Software, Version 15.1.0”. Berkeley, California, 2015.
- RCDF-2004, “Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México DF, 2004.
- NTCDS-04, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México DF, 2004.
- NTCDF-2004, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México DF, 2004.
- NTCDF-2004, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México DF, 2004.
- NTCDF-2004, “Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México DF, 2004.
- Meli P., 2002. “Diseño Estructural”, 2ª Edición, LIMUSA, Noriega Editores, México.
- Orozco Zepeda, Felipe de Jesús., 2005. “Temas Fundamentales del Concreto Presforzado.”, 1ª Edición, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México.
- Rene Carranza Aubry, David Rodríguez Díaz., 2009. “Manual Básico para el Diseño de Elementos Prefabricados”, Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación, A.C. México.
- Enrique Bazán, Roberto Meli., 2002. “Diseño Sísmico de Edificios.”, 5ª Reimpresión, LIMUSA, Noriega Editores, México.
- Arnold Van Acker., 2008. “El Diseño de Estructuras Prefabricadas Para Construcción.”, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México.
- Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles Fernández-Villegas., 2005. “Aspectos Fundamentales Del Concreto Reforzado.”, 4ª Edición, LIMUSA, Noriega Editores, México.
- Eduardo Reynoso Angulo, Mario E. Rodríguez, Rafael Betancourt Ribbota., 2000. “Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas.”, Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación, A.C., Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- PCI Industry HandBook Committee., 2010. “PCI Design HandBook, Precast and Prestressed Concrete.” 7ª Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago U.S.A.

- David Rodríguez Díaz, Adalberto Álvarez, Fernando Monroy Miranda, Francisco Ambia, Rolando Drago Serrano., 2009. “Curso Sobre Diseño Practico de Estructuras Prefabricadas.”, Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación, A.C., Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C. México.