

01121
136

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



SOLUCION ESTRUCTURAL DE LA CASA CLUB DEL
COMPLEJO TURISTICO "EL TORO"

TESIS

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

Presenta:

EUGENIO VILLARREAL LUGO

Director de Tesis:

ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/034/99

Señor
VILLARREAL LUGO EUGENIO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

SOLUCION ESTRUCTURAL DE LA CASA CLUB DEL COMPLEJO TURISTICO "EL TORO"

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- II. SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN
- III. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL
- IV. CONSTRUCCIÓN
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 22 febrero 2002.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: VILLARREAL LUGO EUGENIO
FECHA: 22 FEBRERO 2002
FIRMA: [Firma]

**SOLUCIÓN ESTRUCTURAL DE LA CASA CLUB DEL COMPLEJO TURÍSTICO
“EL TORO”**

EUGENIO VILLARREAL LUGO

9368003-9

INDICE.

INTRODUCCIÓN	4.
I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .	7.
II. SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.	13.
II.1. DISEÑO DE ZAPATA.	16.
II.2. DISEÑO DE DADO O COLUMNA.	28.
III. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.	41.
III.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS.	43.
III.2. DISEÑO DE COLUMNAS.	50.
III.2.1. DISEÑO DE COLUMNA SEGÚN SU CARGA AXIAL Y MOMENTO MÁXIMO.	52.
III.2.2. REVISIÓN DE LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS.	65.
III.3. DISEÑO DE VIGAS.	69.
III.4. DISEÑO DE PLACAS BASE Y ANCLAJE.	77.
III. 5. DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA Y COLUMNA.	101.
III.6. DISEÑO DE MENSULA DE APOYO.	105.
IV. CONSTRUCCIÓN.	120.
V. CONCLUSIONES.	130.
BIBLIOGRAFÍA.	139.

INTRODUCCIÓN.

El propósito de esta tesis es el de elaborar un diseño estructural de un proyecto real, en el cual se tomarán en cuenta los aspectos arquitectónicos del proyecto, para de esta forma llegar a una conclusión estructural adecuada.

En la práctica muchas veces se toman decisiones en base a estudios previos, los cuales son realmente el alma de una edificación. Cualquiera que sea la magnitud de un proyecto, debe tener estudios previos, cálculos y una planeación adecuada.

Con base en el diseño estructural se debe de planear la construcción de un proyecto, la solución estructural muchas veces queda regida por los aspectos arquitectónicos, pero no por esto se debe llegar a una solución no adecuada.

El Ingeniero Civil juega un papel de primordial importancia en un proyecto, la seguridad estructural de una edificación es la base y el aspecto principal que se debe cuidar en un inmueble. La seguridad de los habitantes o usuarios de una edificación cualquiera queda totalmente regida por el Ingeniero Civil, de aquí la importancia y responsabilidad al elaborar un diseño estructural.

El Ingeniero Civil debe jugar y colaborar junto con el Arquitecto, los dos deben llevarse de lmanualmente, ya que para que un proyecto sea exitoso las cosas deben ser bien planeadas. El Arquitecto debe jugar con las áreas y elementos volumétricos para que así el proyecto sea un éxito estéticamente hablando. Por otro lado el Ingeniero Civil debe y tiene que solucionar los diseños del Arquitecto, muchas veces un poco caprichosos.

La comunicación entre estos dos profesionistas debe ser de una calidad humana en la cual los dos deberán estar listos para ceder a cambios debidos a cualquiera de las dos áreas de trabajo, es decir lo arquitectónico y lo ingenieril.

En lo que respecta al Ingeniero Civil, la responsabilidad de una edificación segura cae sobre él. Se deben tomar las decisiones correctas y más adecuadas. El cometer un error podría ser de fatales consecuencias, por eso se debe tener muy en claro que la seguridad es primero ante lo económico y arquitectónico.

En esta tesis se tomarán los datos arquitectónicos de la casa club del proyecto “El Toro”, con base en ellos se efectuó un diseño estructural adecuado, el cual consta de cimentación, columnas y vigas, de concreto y acero reforzado.

Para llevar a cabo el diseño estructural se empleo un programa estructural conocido como STAAD-III, a partir del análisis estructural de este programa calcularemos la cimentación, columnas y vigas del proyecto. El programa calculará sus elementos estructurales, y se compararán con los resultados elaborados manualmente. Los resultados deben ser muy similares debido a que se parte de los mismos elementos mecánicos.

Uno de los propósitos de esta tesis, es el comparar los resultados de la computadora con los calculados manualmente. En la práctica es muy común hacer uso de programas para llevar a cabo diseños estructurales, pero siempre y cuando el que los use comprenda lo que se diseña. Una vez que se comparan los resultados de un programa se le puede tener confianza o desconfianza.

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El proyecto del complejo turístico “El Toro” consta de unas instalaciones muy completas, las cuales constan de una casa club, cabañas, caballerizas, pista de aterrizaje, áreas recreativas y una inmensa flora y fauna. El proyecto del complejo es una idea muy innovadora, en la cual se integra el individuo con la naturaleza en una forma muy personal, y se tiene la oportunidad de tener contacto con la naturaleza en cualquiera de las diferentes actividades que el centro turístico nos ofrece.

El complejo turístico es como una especie de “SPA”, como suele llamarse, en la que uno puede llegar a relajarse y disfrutar de un esparcimiento. El principal motivo de este proyecto es el de integrar la naturaleza del medio ambiente en un lugar de total esparcimiento para todo aquel que gusta de envolverse con la misma naturaleza.

En este proyecto encontraremos un sin fin de temas relacionados con la ingeniería, sin embargo, sería muy extenso tratar todos cada uno de ellos. Dentro de este proyecto podemos nombrar algunos temas dentro de los que se encuentran los siguientes: impacto ambiental, hidrología, mecánica de materiales en general, diseño estructural y electricidad, solo por mencionar algunos.

En esta tesis hablaremos solo de unos temas relacionados con la ingeniería, que en este caso serán: principalmente diseño estructural, cimentaciones y construcción. Para hablar de ellos hemos tomado como proyecto de la tesis la solución estructural de la casa club del complejo turístico "El Toro".

La casa club es un edificio a dos aguas el cual salvaguarda un restaurante, salones, cafeterías y oficinas. El diseño estructural será el de una nave que consta de cinco marcos, los cuales se diseñaran a base de estructura metálica.

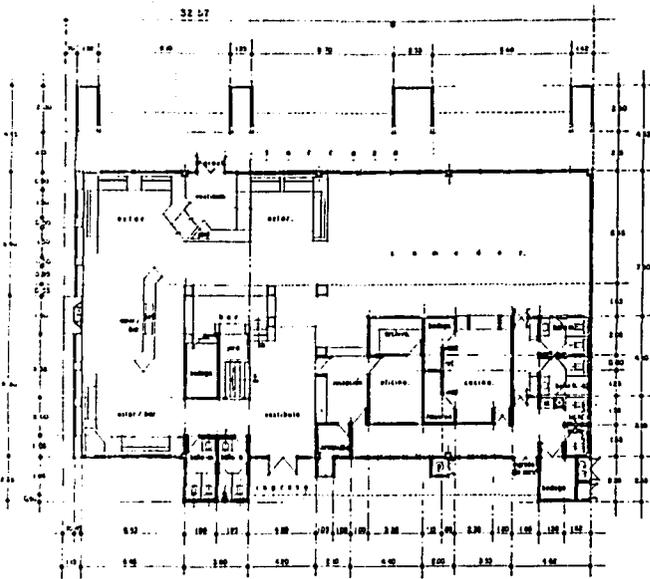
El cálculo se elaborará con un programa de diseño estructural llamado STAAD-III, y con los elementos mecánicos también se elaborará el cálculo manualmente, de esta forma podremos comparar los resultados de la computadora y los resultados que diseñemos manualmente.

Para el cálculo de la estructura tomaremos en cuenta las cargas gravitacionales, mas las cargas accidentales, que en este caso son las cargas por nieve y viento. Debido a que la zona no es considerada como zona sísmica, no se elaborará diseño sísmico.

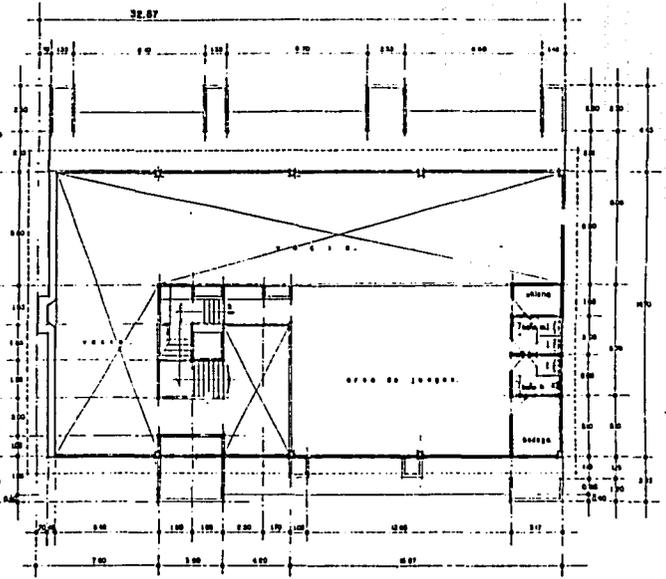
Este proyecto es una obra muy extensa en la cual se podrían tomar muchas alternativas de diseño. En este caso optaremos por diseñar la más adecuada para cada caso, tomando en cuenta los procesos constructivos.

A continuación presentaremos los planos generales de las instalaciones en las cuales podremos apreciar la magnitud del proyecto. También presentaremos el plano de la casa club que es el motivo del diseño estructural de esta tesis.

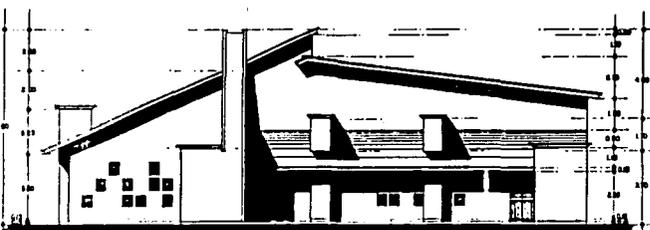
Tomaremos las medidas arquitectónicas del proyecto para efectos de diseño de la casa club. Con estas medidas haremos el análisis y diseño de la estructura con sus cargas correspondientes. De esta forma podremos llevar a cabo nuestro cálculo estructural.



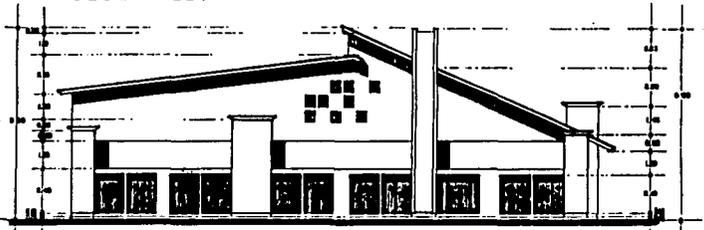
p. arquitectonica (baja) esc. 1:100
casa club.-



p. arquitectonica (alta) esc. 1:100
casa club.-



elevacion principal. esc. 1:100



elevacion posterior. esc. 1:100

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

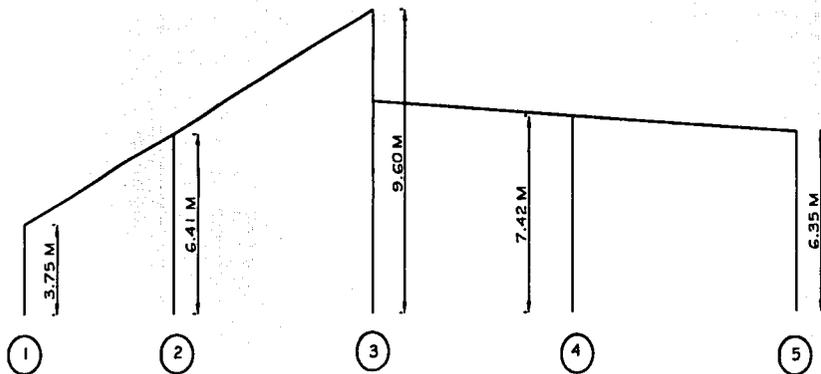
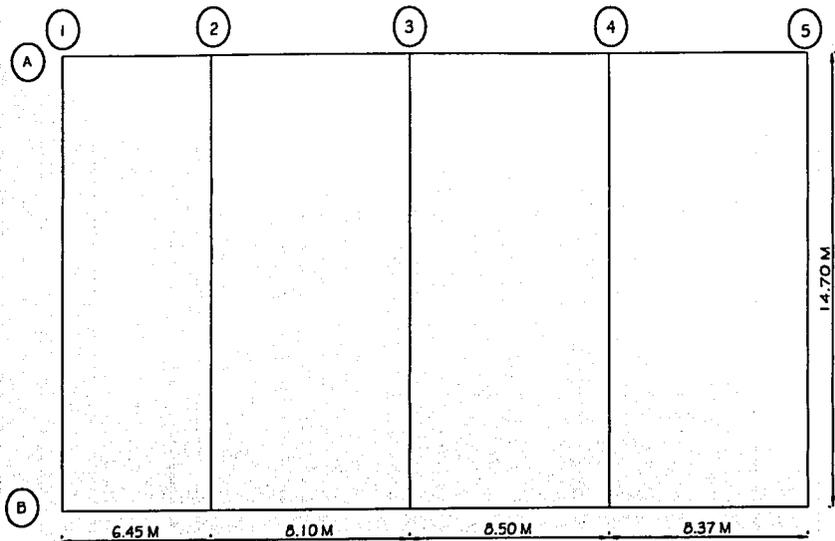
proyecto: arq. 2
escala: 1:100

	arquitecto: 2 esc. 1:100
	8

EL TORO

BARCO CIBICOTICO

PLANTA Y CORTE DE LA CASA CLUB 'EL TORO'



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II. SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

Una estructura debe tener un soporte firme, fiel y confiable, el cual recibe el nombre de cimentación. Las cimentaciones pueden ser muy variadas y diferentes, pero la finalidad es la misma, que es soportar una edificación en cualquiera que sea su sitio. El diseño de una cimentación queda estrictamente determinado por la capacidad de carga que tenga el sitio en el cual la edificación tomara lugar.

El primer paso para calcular una estructura, es determinar la capacidad de carga del suelo, pero también es de suma importancia calcular el peso que soportará una estructura. El peso de la estructura se calcula con cargas muertas, vivas, accidentales y el peso propio de la misma.

En nuestro caso usaremos como cimentación zapatas aisladas, serán diez zapatas aisladas en nuestros cinco ejes. Para calcular las zapatas usaremos los elementos mecánicos más desfavorables, y solamente calcularemos dos zapatas que serán las de los extremos y las centrales con los elementos mecánicos más desfavorables para ambos casos.

El cálculo de nuestras zapatas aisladas lo realizaremos revisando dos posibles tipos de falla: el primero como viga y el segundo como losa. En el primero la zapata se considera como una viga ancha, de un metro, en la cual se puede presentar agrietamiento debido a la flexocompresión ejercida por las cargas que transmite la estructura. En el segundo caso que corresponde a la falla como losa se revisará la resistencia de la losa al cortante ejercido por la estructura.

En nuestra estructura tenemos una unión especial que es la de unir la zapata de concreto con la estructura metálica. La cual uniremos por medio de una placa base atornillada a unas anclas de acero ahogadas en el concreto. Para poder recibir esta placa base necesitaremos de un dado o columna en donde se empotraran nuestras anclas y este elemento se calculará como cualquier columna sujeta a una carga axial y un momento flexionante cualquiera.

Como lo mencionamos con anterioridad la resistencia con la que contamos en nuestro terreno es de cuarenta toneladas por metro cuadrado, que es una resistencia bastante aceptable para los fines de nuestra edificación.

Los elementos mecánicos con los cuales llevaremos a cabo el cálculo de nuestras zapatas y dados son los que se muestran a continuación:

ZAPATAS	Mz (t-m)	Mx (t-m)	Pu (t)
1 Y 5	8.94	6.87	9.10
2,3 Y 4	31.10	3.40	24.16

Primeramente calcularemos la zapata revisándola como si fuera una viga de concreto suponiendo un ancho de un metro. Para esto usaremos el momento de mayor intensidad en cualquiera de las dos direcciones "X" o "Z".

Antes de empezar a calcular deberemos suponer una zapata, es decir su peralte armado y recubrimiento, repitiendo cuantas iteraciones sean necesarias hasta llegar a la más adecuada para nuestro caso.

TESIS
FALLA DE FONCEN

II.1. DISEÑO DE ZAPATA.

Primero debemos de calcular el momento resistente de nuestra viga con ancho de un metro y los demás datos supuestos, de la manera siguiente:

$$T = A_s f_y$$

T = Carga a tensión que soporta el área de acero (A_s).

A_s = Área de acero de refuerzo.

f_y = Esfuerzo del acero (4,200 kg/cm²).

Una vez que calculamos la resistencia del acero de refuerzo calcularemos el área efectiva a compresión de la viga igualando la resistencia del acero de refuerzo (A_s) con la resistencia a compresión efectiva del concreto (C_c) como se indica:

$$C_c = A_c f'_c$$

C_c = Resistencia efectiva de compresión.

$f'_c = 0.85 f^*c = 0.8 f^*c$ = Resistencia nominal del concreto ($f^*c < 250$)

Para poder revisar que nuestro acero fluya y cumpla con el reglamento, y de esta forma diseñar una viga dúctil y no frágil, debemos calcular la distancia al eje neutro de nuestra viga de concreto reforzado de la siguiente manera:

$$A_c = ab$$

A_c = Área efectiva a compresión.

a = Peralte de el área de compresión.

b = Ancho de nuestra viga ($B = 100 \text{ cm}$).

De esta manera obtenemos el peralte efectivo de nuestra sección a compresión "A" que se considera que es 80 % de la distancia al eje neutro de esta forma ya contamos con nuestra distancia al eje neutro "C" de la sección.

$$c = a/0.80$$

c = Distancia al eje neutro en la sección de compresión.

a = Peralte del área de compresión.

Una vez ubicado nuestro eje neutro debemos revisar que el acero a tensión, y si es el caso también el de compresión, fluyan. Para esto debemos hacer una relación con las deformaciones unitarias del acero de refuerzo " ϵ_s " y las del concreto " ϵ_c ", de la siguiente manera:

$$\epsilon_c d = \epsilon_s c$$

ϵ_c = Deformación unitaria del concreto (0.003)

d = Distancia del eje neutro hasta el centro del acero de refuerzo.

c = Distancia al eje neutro en la sección a compresión.

ϵ_s = Deformación unitaria de nuestro acero de refuerzo.

Una vez obtenida nuestra deformación unitaria para el acero " ϵ_s " debemos revisar que no sea mayor a la deformación unitaria permisible para el acero " ϵ_y ", para que así cumplamos con el diseño dúctil y nuestro acero si fluya.

$$\epsilon_s < \epsilon_y$$

ϵ_s = Deformación unitaria de nuestro acero de refuerzo.

ϵ_y = Deformación unitaria permisible del acero de refuerzo ($\epsilon_y = 0.0021$).

En caso de no cumplir con el límite de fluidez, habrá que hacer iteraciones cambiando el acero de refuerzo hasta que se cumpla con los límites de las deformaciones unitarias, y de ser necesario también se deberá cambiar la sección propuesta, es decir el peralte de nuestra viga y el ancho supuesto de un metro, que en este caso es una loza plana o zapata de un metro de ancho para simplificar las operaciones.

Para poder revisar que nuestra zapata resista el momento de diseño debemos calcular el momento resistente de nuestra sección, y este deberá ser mayor o por lo menos igual al momento de diseño.

$$MR = 0.9 C_c z = 0.9 T z.$$

C_c = Resistencia efectiva de compresión.

T = Carga a tensión que soporta el área de acero (A_s).

z = Distancia entre las fuerzas C_c y T , de centroide a centroide.

El momento se puede calcular con cualquiera de las dos fuerzas, a compresión o tensión, de ser necesario diseñar con dos capas de acero en la fórmula anterior se deberá sumar la fuerza de compresión ejercida por el lecho de varillas superior.

El acero de refuerzo se deberá colocar en ambos sentidos de tal forma que la zapata resista el momento en ambos sentidos. También se tiene que incluir en la zapata el acero mínimo por temperatura, que se calculará con la siguiente fórmula.

$$A_{st} = \frac{660 X_i}{f_y (100 + X_i)} (100)$$

A_{st} = Área de acero por temperatura por cada metro. [cm^2/m]

X_i = Peralte de la zapata.

f_y = Resistencia del acero ($4,200 \text{ kg}/\text{cm}^2$).

El siguiente paso para calcular el acero por temperatura será el de calcular el número de varillas que se usará, para esto se tiene que escoger el diámetro de la varilla.

$$\# V_s = A_{st} / A_v$$

V_s = Número de varillas que se deben de colocar por metro.

A_{st} = Área de acero por temperatura por cada metro. [cm^2/m]

A_v = Área de la sección transversal de la varilla.

La separación de las varillas es muy simple solamente se debe dividir un metro entre el número de varillas que se van a utilizar, pero esta separación debe de cumplir que sea menor a 50 cm y también menor a 3.5 veces el peralte de la zapata.

Las varillas se deberán colocar con la separación correspondiente y en ambos sentidos, por ejemplo si tenemos cinco varillas por metro se colocarán cinco varillas en un sentido y otras cinco en el otro sentido

Por ultimo debemos calcular la longitud de desarrollo correspondiente para nuestras varillas, para que de esta forma no tengamos problemas de adherencia, estas longitudes deben cumplir con la siguiente expresión:

$$L_d = 1.4 L_{db} = \frac{1.4 (0.06)(A_v)(f_y)}{\sqrt{f_c}} > 30 \text{ cm}$$

L_d = Longitud de desarrollo.

L_{db} = longitud de desarrollo básica.

A_v = Área de la sección transversal de una varilla.

f_y = Resistencia del acero (4,200 kg/cm²).

f_c = Resistencia del concreto (150 kg/cm²).

Aquí termina el cálculo de la zapata como viga, ahora revisaremos por cortante la zapata para ver si el diseño rige como viga o como losa. La revisión por cortante debe de tomar una sección crítica, la cual será a medio peralte de distancia del dado o columna de nuestra zapata. Después se calculara, el cortante que toma el concreto como losa y posteriormente el cortante que resiste nuestra sección como viga.

El cortante resistente para una sección como losa quedará definido por medio de la siguiente expresión:

$$V_{cr1} = FR [\sqrt{f^*c}]bo$$

V_{cr1} = Cortante que resiste la sección como losa en la sección crítica.

FR = Factor de reducción para cortante.

f^*c = Resistencia nominal del concreto = 0.80 f^c

bo = Perímetro de la sección crítica alrededor del dado o columna. = 4(c+d)

d = Peralte de la zapata menos el recubrimiento.

c = Espesor del dado o columna.

Una vez calculado el cortante resistente se tiene que calcular la presión ejercida por la carga axial que nuestra estructura transmite a la zapata en forma de una fuerza cortante tomada por el área crítica que será la encerada por el perímetro “bo”.

$$r_l = V_{cr1} / A_l$$

r_l = Presión ejercida por el área crítica en el suelo.

V_{cr1} = Cortante que resiste la sección como losa en la sección crítica.

A_l = Área crítica.

El cálculo del cortante resistente por la sección como viga es muy semejante al anterior, pero con la diferencia en que en la fórmula aparece la constante “ ρ ”, que es el porcentaje de acero, la cantidad de acero que se usará es en número de varillas que la zapata tiene del centro hacia un extremo. Tomando estas consideraciones el cortante que nuestra sección resistirá quedará fijo por la siguiente expresión:

$$V_{crv} = FR(0.20+0.30\rho) [\sqrt{f^*c}]bd$$

V_{crv} = Cortante resistente por la sección como viga.

FR = Factor de reducción para el cortante.

ρ = Porcentaje de acero = A_s/bd

f^*c = Resistencia nominal del concreto = $0.80 f^c$

b = Distancia del centro de la zapata hacia cualquiera de los extremos.

d = Peralte de la zapata menos el recubrimiento.

Una vez calculado el cortante resistente como viga, se tiene que calcular la presión ejercida por la carga axial que nuestra estructura transmite a la zapata en forma de una fuerza cortante.

El esfuerzo transmitido por la zapata al suelo se calculará un poco diferente que en el caso anterior, el área de apoyo se considera solamente en los extremos de la zapata, al contrario del caso anterior que la sección crítica era en el centro.

$$r_v = V_{crv} / A_v$$

r_v = Presión ejercida por el área crítica en el suelo.

V_{crv} = Cortante que resiste la sección como losa en la sección crítica.

A_v = Área crítica. = $2b[b - [(c/2) + d]]$

b = Distancia del centro de la zapata hacia cualquiera de los extremos.

d = Peralte de la zapata menos el recubrimiento.

c = Espesor del dado o columna.

Para poder determinar si la zapata rige como viga o como losa se tiene que calcular la carga axial resistente de cada caso, la capacidad de carga axial que resulte menor será la que rige.

Para calcular la carga axial resistente solamente se multiplicara el área en contacto con el suelo por su presión ejercida por el cortante “rl” o “rv”, de la manera siguiente se calculará la carga resistente de la zapata:

$$Pr = Ar$$

Pr = Carga axial resistente de la zapata.

A = Área en contacto con el suelo.

r = Presión ejercida por la zapata en el suelo.

Una vez que sabemos si la resistencia de la zapata rige como viga o losa debemos compararla con la carga axial de diseño obteniendo un resultado favorable, es decir que nuestra capacidad sea mayor o por lo menos igual que la de diseño.

En este punto del diseño de nuestra zapata solamente falta un detalle, el más importante, revisar si el suelo tiene la capacidad de carga suficiente para soportar nuestra carga axial de diseño.

La revisión de la capacidad del suelo es básicamente calcular la presión que nuestra zapata transmite al suelo y verificar que la capacidad de carga del suelo sea mayor.

$$\sigma_y = Pr/A$$

σ_y = Esfuerzo de compresión transmitido al suelo.

Pr = Carga axial de diseño.

A = Área total en contacto con el suelo.

La capacidad del suelo no solamente es la obtenida por el tipo de suelo en los laboratorios, sino que se debe restar el peso de la zapata y quedará definida por la siguiente expresión:

$$Q_n = q - [V_z]\gamma_c$$

Q_n = Capacidad de carga real del suelo.

q = Capacidad de carga del suelo obtenida en laboratorio.

V_z = Volumen de la zapata incluyendo el dado.

γ_c = Peso específico del concreto (2400 kg/cm³).

Para revisar que el suelo y la zapata sean los adecuados la capacidad de carga del suelo " Q_n " debe ser mayor o por lo menos igual que la transmitida por la zapata " σ_y ". En dado caso que no se cumpla con este requisito se deberá hacer iteraciones de todo el cálculo de la zapata hasta cumplir cuidadosamente cada uno de los pasos descritos hasta aquí.

II.2. DISEÑO DE DADO O COLUMNA.

Al igual que en el cálculo de la zapata primero debemos fijar nuestro elemento mecánico de diseño, que en este caso también será una carga axial y un momento. El momento de diseño será el momento máximo ya sea en el sentido "X" o "Z". Un dado de empotramiento de concreto se calcula como una columna corta, por eso el nombre de dado o columna.

Primero supondremos una sección y un armado para nuestro dado, después revisaremos que estemos dentro del rango dúctil y no el frágil, hasta llegar al momento y carga resistente de nuestra sección propuesta, de lo contrario tendremos que hacer iteraciones hasta llegar a un resultado óptimo.

Para calcular la distancia al eje neutro de nuestra sección debemos usar una relación entre las deformaciones unitarias del concreto y del acero.

$$c(\epsilon_y + \epsilon_c) = d(\epsilon_c)$$

ϵ_c = Deformación unitaria permisible del concreto. ($\epsilon_c = 0.003$).

ϵ_y = Deformación unitaria permisible del acero de refuerzo ($\epsilon_y = 0.0021$).

d = Peralte de nuestra sección menos recubrimiento.

c = Distancia al eje neutro en la sección a compresión.

Por medio de la relación anterior aseguramos que nuestro acero de refuerzo a tensión esta fluyendo obteniendo una distancia "c" al eje neutro en la sección a compresión. Ahora debemos verificar que nuestro acero a compresión también fluya al igual que el acero a tensión.

$$\epsilon'_s = \epsilon_c (c - r')/c$$

ϵ'_s = Deformación unitaria de nuestro acero de refuerzo a tensión.

ϵ_c = Deformación unitaria permisible del concreto. ($\epsilon_c = 0.003$).

c = Distancia al eje neutro en la sección a compresión.

r' = Recubrimiento del acero a compresión.

Al igual que con el acero de refuerzo a tensión “ ϵ_s ” la deformación unitaria del acero a compresión “ ϵ'_s ” debe ser mayor a la deformación unitaria permisible del acero de refuerzo “ ϵ_y ” (0.0021).

$$\epsilon'_s > \epsilon_y$$

Una vez que revisamos que nuestro acero fluya, y siempre y cuando la sección que predeterminamos cumpla, procederemos a calcular la sección de compresión efectiva.

$$a = 0.80c$$

c = Distancia al eje neutro en la sección de compresión.

a = Peralte de el área de compresión.

Con este dato podemos calcular la fuerza de compresión “ C_c ”

$$C_c = A_c f'_c$$

C_c = Resistencia efectiva de compresión.

$f'_c = 0.85 f^*_c = 0.8 f^*_c$ = Resistencia nominal del concreto ($f^*_c < 250$)

TESIS SIN
FALLA DE ORIGEN

En donde "Ac" será nuestra área efectiva de compresión y quedará determinada por el ancho de nuestra sección "b" y el peralte del área de compresión "a". También se calculará la fuerza a tensión y compresión del acero de refuerzo y la capacidad de carga de la columna.

$$Pr = FR (Cc + Cs - T)$$

FR = Factor de reducción de capacidad de carga.

Cs = A's fy

T = As fy

Pr = Capacidad de carga axial.

Cs = Fuerza resistente a compresión por el acero a compresión.

Cc = Resistencia efectiva de compresión

T = Fuerza resistente a tensión por el acero a tensión.

A's = Área del acero a compresión.

As = Área del acero a tensión.

Para verificar que nuestra columna resista la carga axial de diseño basta con calcularla la capacidad de carga "Pr" y revisar que sea mayor o por lo menos igual a la carga de diseño.

La capacidad de carga de la columna ya la tenemos definida ahora lo que tenemos que revisar es el momento resistente de nuestra sección propuesta.

$$M_r = FR (z_c C_c + z_s C_s + z_t T)$$

M_r = Momento resistente de nuestra sección.

FR = Factor de reducción a la capacidad de momento resistente.

C_s = Fuerza resistente a compresión por el acero a compresión.

T = Fuerza resistente a tensión por el acero a tensión.

C_c = Resistencia efectiva de compresión.

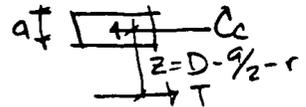
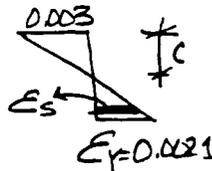
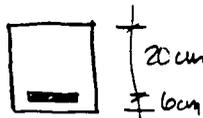
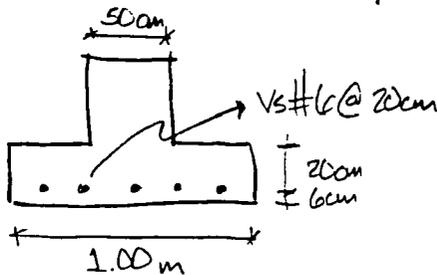
z = distancia del centro de la sección al eje neutro según el subíndice.

Por último nos queda revisar que el momento calculado para la sección propuesta sea mayor o igual al momento máximo de diseño.

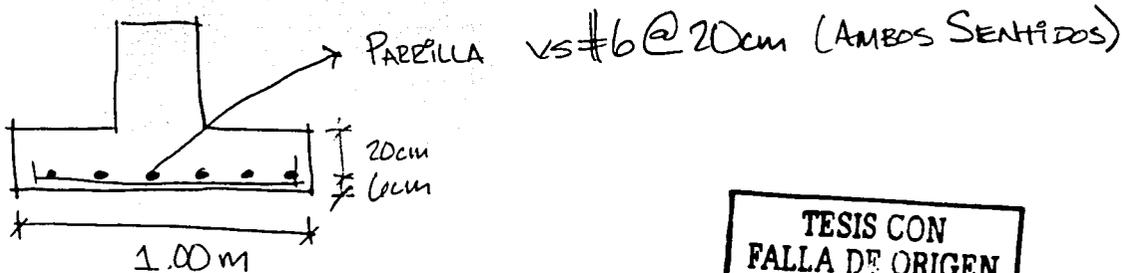
A continuación se muestra el cálculo del diseño estructural de las zapatas.

ZAPATA I Y S.

$$\begin{array}{l}
 P_y = 9.46 \text{ t} \\
 M_x = 8.94 \text{ t}\cdot\text{m} \\
 M_z = 6.99 \text{ t}\cdot\text{m}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 f'_c = 150 \text{ KG/cm}^2 \\
 f'_s = 120 \text{ KG/cm}^2 \\
 f'_c = 102 \text{ KG/cm}^2
 \end{array}
 \right.$$



$$\begin{aligned}
 T &= A_s f_r = 5(2.85)(4,200) = 59,854.82 \text{ KG} \rightarrow T = C_c \\
 C_c &= A_c f'_c = 59,854.82 \text{ KG} \rightarrow A_c = \frac{C_c}{f'_c} = \frac{59,854.82}{150} \rightarrow A_c = 399.03 \text{ cm}^2 \\
 a &= \frac{A_c}{b} = \frac{399.03}{100} = 3.99 \text{ cm} \\
 a &= 0.8c \rightarrow c = \frac{a}{0.8} = \frac{3.99}{0.8} = 4.99 \text{ cm} \\
 z &= D - \frac{g}{2} - r = 26 - \frac{5.87}{2} - 6 = 17.07 \text{ cm} \\
 M_R &= 0.9(C_c z) = 0.9(59,854.82)(17.07) = 9.19 \text{ t}\cdot\text{m} > 8.94 \text{ t}\cdot\text{m} \checkmark
 \end{aligned}$$



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ZAPATA I Y 5.

⊕ ACERO POR TEMPERATURA.

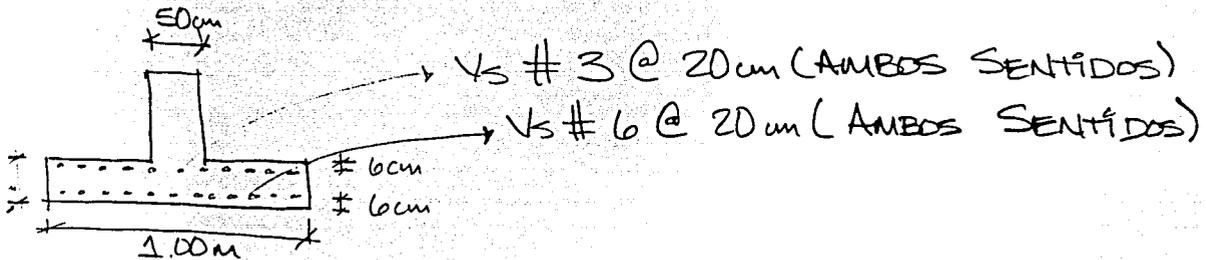
$$A_s = \frac{660 X_i^2}{f_y(100 + X_i)} (100) [\text{cm}^2/\text{m}]$$

$$A_s = \frac{660 (26)}{4,210 (126)} (100) = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}; V_s \# 3 (A_{Vs} = 0.71 \text{ cm}^2)$$

$$\# V_s = \frac{A_s}{A_v} = \frac{3.24}{0.71} = 4.57 V_s \rightarrow 5 V_s \# 3$$

$$s = \frac{100}{\# V_s} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \rightarrow V_s \# 3 @ 20 \text{ cm}$$

$$s = \begin{cases} s < 50 \text{ cm} \checkmark \\ s < 3.5h = 3.5(26) = 91 \text{ cm} \checkmark \end{cases}$$



⊕ LONGITUD DE DESARROLLO

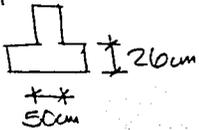
$$l_d = 1.4 l_{db} = \frac{1.4(0.06)(0.71)(4,200)}{\sqrt{150}} = 20.45 \text{ cm} \begin{cases} l_d \geq 20.45 \text{ cm} \\ l_d \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_{EASTON} = 100 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ZAPATA 1 Y 5.

✶ CORTANTE.



$$b_0 = 4(c+d) = 4(50+20) = 280\text{cm}$$

$$V_{ce} = FR\sqrt{f_c} b_0 d = 0.8\sqrt{0.8(150)}(280)(20) = 49,075.94\text{Kg}$$

$$r = \frac{V_{ce}}{A_1} = \frac{49,075.94}{(100)^2 - (70)^2} = 9.62\text{Kg/cm}^2$$

$$P_{R(LUSA)} = 9.62(100)^2 = 96.23\text{t} > 9.46\text{t} \checkmark \therefore \text{RIGI} \text{ COMO VIGA}$$

Vs # 6 @ 20cm

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{2(2.85)}{50(20)} = 0.0057 < 0.01 \checkmark$$

$$V_{ce} = 0.8(0.20 + 30p)\sqrt{f_c} b d$$

$$V_{ce} = 0.8(0.20 + 30(0.0057))\sqrt{0.8(150)} 100(20)$$

$$V_{ce} = 6,502.56\text{Kg}$$

$$r = \frac{V_{ce}}{A_2} = \frac{6,502.56}{100 \times 5} = 13\text{Kg/cm}^2$$

$$P_{R(VIGA)} = rA = 13(100)^2 = 130\text{t} > 9.46\text{t} \checkmark$$

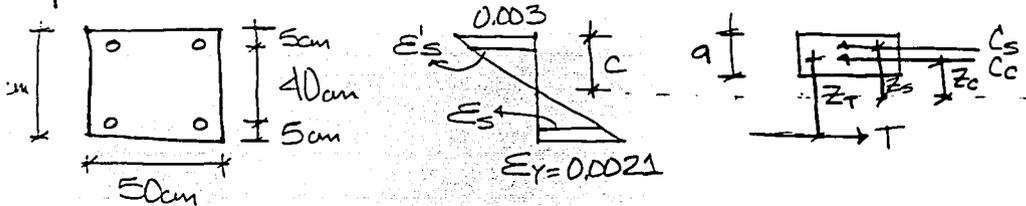
$$q_N = 40 - [(100)^2(0.26) + 0.25(0.50)^2] 2.4 = 39.23\text{t/m}^2$$

$$G = \frac{P}{A} = \frac{9,460}{(100)^2} = 0.946\text{Kg/cm}^2 \rightarrow 9.46\text{t/m}^2 < 39.23\text{t/m}^2 \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ZAPATA I Y 5.

⊕ DADO O COLUMNA.



$$\frac{c}{0.003} = \frac{(d-r)}{(0.0021+0.003)} \rightarrow c = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{\epsilon'_s}{c-r} = \frac{0.003}{c} \rightarrow \frac{\epsilon'_s}{27-5} = \frac{0.003}{27} \rightarrow \epsilon'_s = 0.0024 > 0.0021 \checkmark$$

\therefore SI FLUYE

$$a = 0.8c = 0.8(27) \rightarrow a = 21.6 \text{ cm}$$

$$C_c = ab(f'_c) = 21.6(50)(102) = 110,160 \text{ kg}$$

$$C_s = A_s f_y = 2(2.85)(4,200) = 23,940 \text{ kg}$$

$$T = A_s f_y = 2(2.85)(4,200) = 23,940 \text{ kg}$$

$$P_R = 0.8(C_c + C_s - T) = 0.8(110,160) = 88.13 \text{ t} > 9.46 \text{ t} \checkmark$$

$$Z_c = c - a = 27 - 21.6 = 5.4 \text{ cm}$$

$$Z_s = c - r = 27 - 5 = 22 \text{ cm}$$

$$Z_t = D - c - r = 50 - 27 - 5 = 18 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} Z_c = 5.4 \text{ cm} \\ Z_s = 22 \text{ cm} \\ Z_t = 18 \text{ cm} \end{array} \right\} M_R = 0.8(Z_c C_c + Z_s C_s + Z_t T)$$

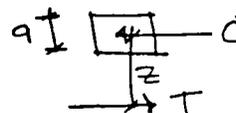
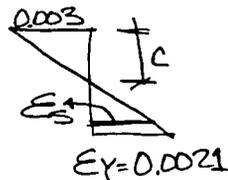
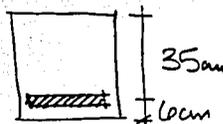
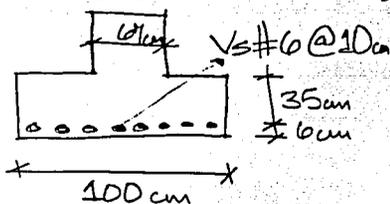
$$M_R = 0.8(5.4(110,160) + 22(23,940) + 18(23,940))$$

$$M_R = 13.38 \text{ t} \cdot \text{m} > 8.94 \text{ t} \cdot \text{m} \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ZAPATA 2,3 Y 4.

$$\left. \begin{aligned} P_r &= 25.26t \\ M_x &= 32.44t \cdot m \\ M_z &= 1.62t \cdot m \end{aligned} \right\}$$



$$T = 2.85(16)(4,200) = 119,700 \text{ kg}$$

$$C_c = A_c F'_c \rightarrow A_c = 119,700 / 102 \rightarrow A_c = 1,173.33 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_c}{b} = \frac{1,173.33}{100} = 11.74 \text{ cm}$$

$$c = \frac{11.74}{0.80} = 14.67 \text{ cm}$$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{E_s}{D-c-r} \rightarrow \frac{0.003}{14.67} = \frac{E_s}{41-14.67-6} \rightarrow E_s = 0.004 > 0.0021$$

∴ SI FLUYE

$$Z = D - \frac{1}{2}a - r = 41 - \frac{11.74}{2} - 6 = 29.13 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.9(Z_c C_c) = 0.9(29.13(119,700)) = 31.38t \quad \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ZAPATA 2,3 Y 4.

⊕ ACERO POR TEMPERATURA.

$$A_s = \frac{660 X_i}{4,200(100 + X_i)} (100) \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

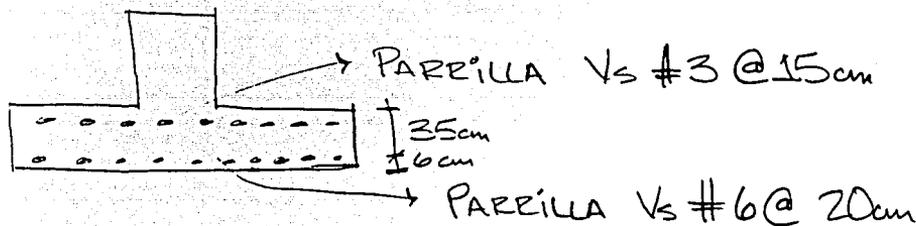
$$A_s = \frac{660(41)}{4,200(141)} (100) = 4.57 \text{ cm}^2\text{/m}; \quad v_s \#3 (A_{v_s} = 0.71 \text{ cm}^2)$$

$$\#v_s = \frac{A_s}{A_{v_s}} = \frac{4.57}{0.71} = 6.44 \rightarrow 7v_s \#3$$

$$s = \frac{100}{7} = 14.29 \rightarrow 15 \text{ cm}$$

$$s \begin{cases} s < 50 \text{ cm} \checkmark \\ s < 3.5h = 143 \text{ cm} \checkmark \end{cases}$$

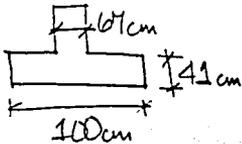
$$L_d = 20.45 \text{ cm} \begin{cases} L_d \geq 20.45 \text{ cm} \\ L_d \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$$



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ZAPATA 2,3 Y 4.

✱ CORTANTE.



$$b_0 = 4(c+d) = 4(67+35) = 408 \text{ cm}$$

$$r = \frac{V_{cr}}{A_1} = \frac{125,143.65}{(100)^2 - (67+35)^2} = -309.76 \text{ Kg/cm}^2 \quad \times$$

∴ SE PRESENTAN TENSIONES

$$V_{cr} = 0.8 \sqrt{120} (408)(35) = 125,143.65 \text{ Kg}$$

$$\therefore b = 1.20 \text{ m}$$

$$V_{cr} = 0.8 \sqrt{120} (408)(35) = 125,143.65 \text{ Kg}$$

$$r = \frac{125,143.65}{(120)^2 - (67-35)^2} = 31.32 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ RIGID PRUVIGA)

$$P_{(LLOSA)} = r A = 31.32 (120)^2 = 450.97 \text{ t} > 25.26 \text{ t} \quad \checkmark$$

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{6(2.85)}{60(35)} = 0.008 < 0.01 \quad \checkmark$$

$$V_{cr} = 0.8(0.2 + 30(0.008)) \sqrt{120} (120)(35) = 16,352.81 \text{ Kg}$$

$$r = \frac{V_{cr}}{A_2} = \frac{16,352.81}{120(120 - 35)} = 5.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{(VIGA)} = r A = 5.45 (120)^2 = 78.49 \text{ t} > 25.26 \text{ t} \quad \checkmark \quad \therefore \text{RIGID PRUVIGA)}$$

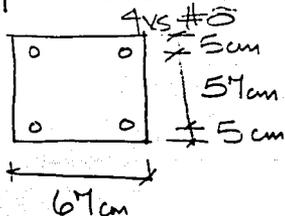
$$q_N = 40 - [(1.20)^2(0.41) + (0.67)^2(0.25)] 2.4 = 38.31 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{25.26}{(1.20)^2} = 17.54 \text{ t/m}^2 < 38.31 \text{ t/m}^2 \quad \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ZAPATA 2.3 Y 4.

• COLUMNA.



$$\frac{C}{0.003} = \frac{67-5}{0.005} \rightarrow C = 37.20 \text{ cm}$$
$$\frac{E's}{37.2-5} = \frac{0.003}{37.20} \rightarrow E's = 0.0026 > 0.0021 \checkmark$$

∴ SI FLUYE

$$a = \frac{C}{0.8} = \frac{37.20}{0.8} = 29.76 \text{ cm} \rightarrow a = 29.76 \text{ cm}$$

$$C_c = 29.76(67)(102) = 203,379.84 \text{ Kg}$$

$$C_s = T = 2(5.07)(4,200) = 42,563.43 \text{ Kg}$$

$$P_r = 0.8(203,379.84 + C_s - T) = 162.70 \text{ t} > 25.26 \text{ t} \checkmark$$

$$Z_c = C - a = 37.2 - 29.76 = 7.44 \text{ cm}$$

$$Z_s = C - r = 37.2 - 5 = 32.2 \text{ cm}$$

$$Z_T = D - C - r = 67 - 37.2 - 5 = 24.8 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9(Z_c C_c + Z_s C_s + Z_T T)$$

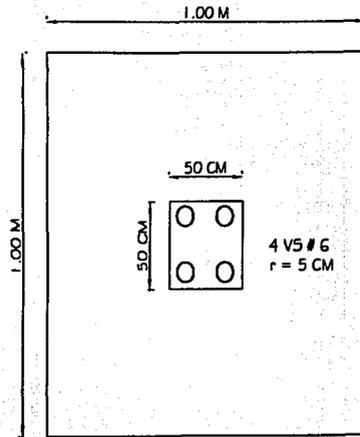
$$M_R = 0.9(7.44(203,379) + 32.2(42,563) + 24.8(42,563)) = 35.45 \text{ t.m}$$

$$M_R = 35.45 \text{ t.m} > 32.44 \text{ t.m} \checkmark$$

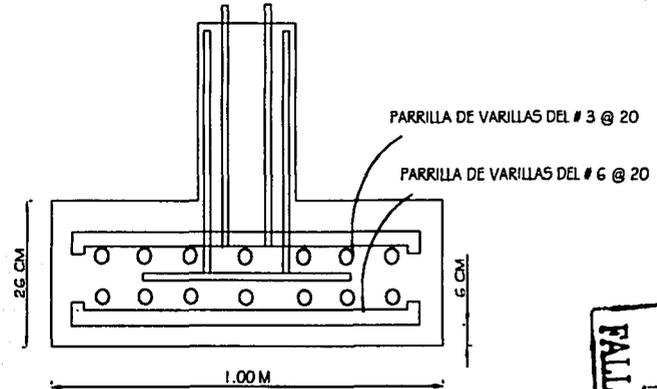
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ZAPATAS AISLADAS Y DADO 1, 2,3,4 Y 5

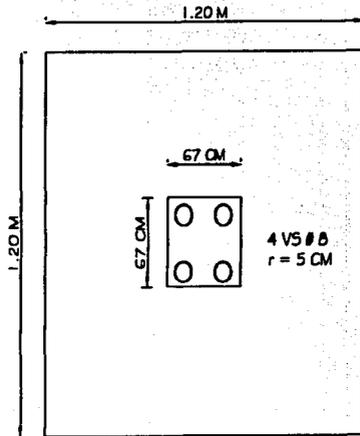
ZAPATAS 1 Y 5



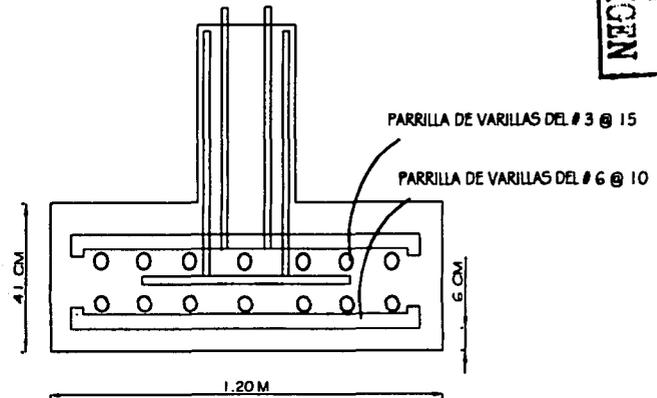
4 ANCLAS DE ACERO A-325 DE 3/4"



ZAPATAS 2, 3 Y 4.



4 ANCLAS DE ACERO A-325 DE 1"



TESIS
 FALTA DE ORIGEN

4-04

III. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos. La estructura debe cumplir con la función a la que está destinada, en nuestro caso es el de encerrar un espacio.

La estructura no debe cumplir con la función a la que esta destinada solamente, si no que debe cumplir ésta con un grado razonable de seguridad, de manera tal, que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además, deben satisfacer otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de los límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas de proyecto arquitectónico.

Una reflexión de las consideraciones anteriores nos hace pensar en la complejidad del diseño de sistemas estructurales, llevándonos a plantearnos muchas preguntas. ¿Qué puede considerarse como seguridad estructural o como resistencia adecuada? ¿Qué es un costo aceptable?

Estas son algunas de las preguntas que un proyectista tiene en mente al diseñar una estructura, sin importar si la estructura es diseñada con un "Software" o simplemente manualmente (a lápiz). El problema muchas veces no es tan sencillo y el proyectista debe confiar en su intuición y/o experiencia.

Si los problemas de diseño se contemplan en toda su complejidad, puede afirmarse que no suelen tener solución única, sino una solución razonable. En nuestra solución plantearemos una solución de miembros estructurales haciendo uso del software STAAD-III, comparándolos con los miembros estructurales diseñados manualmente.

III.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS.

El cálculo de un marco queda en las manos de la carga de diseño, que según sea el caso, puede ser muy diferente. En primer lugar hay que tener en cuenta que servicio va a darnos nuestro marco. Hay muchas variedades de edificaciones, por lo tanto, tenemos que identificar el tipo de edificación para la que estamos calculando nuestros elementos mecánicos.

El proyecto rige las magnitudes del marco, es decir, las longitudes y separaciones entre marco y marco. Muchas veces no son las distancias de separación óptimas para un diseño estructural. Sin embargo, hay que calcular con las distancias establecidas en el proyecto. En ocasiones se puede jugar con las distancias reduciendo claros, o cortando distancias, siempre y cuando el proyecto arquitectónico nos lo permita.

En el caso de nuestro proyecto tenemos que calcular cinco marcos de los cuales ninguno es igual, esto debido al proyecto arquitectónico. Cuando se tiene la libertad de diseñar, por lo general se trata de hacer en una forma simétrica y no asimétrica. Esto facilita el cálculo y la construcción de un edificio cualesquiera que sean sus necesidades.

La parte difícil de un cálculo es la de investigar y estar seguro de las cargas con las que se está diseñando. Es de primordial importancia que no se tenga un error en las cargas de diseño, ya que si una de ellas no es la adecuada podría resultar en una catástrofe o para no ser tan drástico, en una falla estructural no deseada. Esta falla puede ir desde una deflexión no aceptada arquitectónicamente hablando, o lo peor, un colapso de la estructura.

En nuestro proyecto utilizaremos un análisis de cargas gravitacionales, las cuales no incluyen cargas dinámicas por sismo, y si una carga por viento. El cálculo quedará determinado solo por carga muerta, carga viva y carga debida a nieve y viento. Hay muchas otras formas de cargas las cuales solo las mencionaremos, por ejemplo la carga por viento, esta es muy importante para edificios de altura considerable y anuncios espectaculares. Las cargas sísmicas son unas de las más importantes ya que llegan a aumentar el cortante basal en la cimentación de edificios de forma dramática.

Una de las cargas no muy usadas en los análisis estructurales de edificaciones comunes son los de los efectos secundarios. Estos elementos mecánicos existen en todas las edificaciones y no siempre se toman en cuenta, solamente en casos especiales.

Como la mayoría de los cálculos son basados en condiciones idealizadas de carga y de comportamiento estructural, los esfuerzos reales en los miembros difieren de los calculados. La diferencia proviene de despreciar algunos factores como: ciertas cargas despreciables debidas a las excentricidades, los efectos de la rigidez de las conexiones, la distorsión general de la estructura y los esfuerzos producidos por los procesos de fabricación de la estructura.

Si la estructura real se aproxima suficientemente a la idealizada, entonces los esfuerzos calculados, conocidos como los esfuerzos primarios, son bastante cercanos a los reales. Si las suposiciones hechas al despreciar efectos en la estructura no se llevan a cabo adecuadamente, los esfuerzos primarios seguramente variaran apreciablemente de los esfuerzos secundarios.

Por lo general, en el diseño de edificios convencionales se desprecian los esfuerzos secundarios. En cambio en el diseño de puentes se consideran los efectos secundarios debidos a las distorsiones de la estructura y las conexiones de la misma. En edificios de gran altura, los efectos secundarios son de mayor importancia que los llamados primarios, dado que el desplazamiento lateral es mayor conforme a la altura y de esta forma cada vez existe mayor excentricidad y un aumento muy considerable de momentos.

En nuestro diseño aplicaremos las cargas muertas de servicio en donde encontramos el peso propio de lámina y polinería. También tendremos en cuenta las cargas vivas y las de peso por nieve. Para el caso de carga por nieve tomaremos un peso específico de la nieve de 800 kg/m^3 , que corresponde al peso de nieve húmeda. Para el caso de carga por viento se usará 60 kg/m^2 que corresponde a un viento de 110 km/hr . El espesor promedio de la nieve que usaremos será de 21.8 cm , dado que es el espesor máximo registrado en el lugar de edificación.

De esta forma nuestra carga queda definida de la siguiente manera:

TIPO DE CARGA	DESCRIPCION	CARGA (kg/cm^2)
Muerta	Peso propio e instalaciones	50
Viva	Viva	100
Accidental	Nieve 21.8 cm	174
Accidental	Viento	60

TESIS C...
FALLA DE ORIGEN

Haciendo la suma de las cargas anteriores obtenemos una carga de diseño para poder obtener nuestros elementos mecánicos. Esta carga gravitacional de diseño es de 324 kg/m², ahora lo que se necesita para poder obtener nuestra carga a la que esta sujeto cada uno de nuestros cinco marcos es su respectiva área tributaria. Tomando en cuenta el área tributaria de cada marco en forma paralela al techo de la estructura las cargas quedarían de la siguiente manera:

MARCO	ARERA TRIBUTARIA(m²)	PESO TOTAL (kg)	CARGA DISTRIBUIDA (kg/m)
1	51.28	16,614.72	1,130
2	115.27	37,347.48	2,541
3 A	63.87	20,693.88	1,407.75
3 B	59.46	19,265.04	1,310.55
4	126.46	40,973.04	2,787
5	62.02	20,094.48	1,367

Las cargas del marco 3 se dividen en 3-A y 3-B, esto es debido a que el marco 3 es el parte-aguas de nuestra estructura. El marco 3 tiene diferentes alturas en ambos sentidos, por eso hay dos cargas para el mismo marco.

Con las cargas anteriores calcularemos los elementos mecánicos y reacciones de los diferentes marcos. El análisis se elaborará solo en el programa de diseño estructural Staad-III, el cual elabora un diseño sofisticado el cual aplica la carga de viento en la forma más desfavorable y a partir de estos resultados diseñaremos paso a paso los marcos.

De esta forma podremos comparar las diferencias entre el programa y el cálculo elaborado manualmente. Los resultados deben de ser similares.

El resultado del análisis estructural es el siguiente, lo simplificaremos por marco y escogiendo los elementos mecánicos más desfavorables para cada marco y el resultado es el siguiente:

MARCO	Py (t)	RMx (t·m)	RMz (t·m)	Mx (t·m)	RMz(t·m)	Mv (t·m)
1	9.46	4.76	6.99	8.09	9.92	6.82
2	22.5	27.54	1.52	36.51	2.82	33.44
3	21.16	30.52	0.63	18.90	1.61	17.41
4	25.26	32.44	1.62	40.08	2.02	37.14
5	11.26	8.94	2.7	11.61	9.32	7.89

Las reacciones para calcular nuestras zapatas se indican como “RM”, y los momentos que las vigas transmiten a nuestras columnas serán solo denominadas como “M” el subíndice “v” indica el momento en el centro de las vigas, las cargas axiales de las columnas serán solo denominadas como “Py”, de estos elementos mecánicos partiremos para poder realizar nuestro diseño estructural.

III.2. DISEÑO DE COLUMNAS.

III.2. DISEÑO DE COLUMNAS.

En el diseño de las columnas se debe tomar en cuenta la carga axial, momentos en ambas direcciones de la columna y en los extremos de la misma. Estos elementos mecánicos fueron obtenidos usando el método de la compatibilidad de flexibilidades en el capítulo anterior, haciendo uso de ellos podremos diseñar nuestros perfiles estructurales.

En nuestra solución estructural hemos planteado cinco marcos, en cada uno de los ejes, compuestos por dos columnas y una viga de sección constante. Las columnas serán diseñadas analíticamente, tomando los valores de los elementos mecánicos más desfavorables de las dos columnas, de esta forma las dos columnas de cada marco serán iguales.

TESIS
FALLA DE TUBO EN

En el capítulo anterior se llegaron a los siguientes valores de los elementos mecánicos para los diferentes marcos.

<u>Columna</u>	<u>Carga axial (t)</u>	<u>Momento en "X" (t-m)</u>	<u>Momento en "Z" (t-m)</u>
1	9.46	8.09	9.92
2	22.50	36.51	2.82
3	21.16	18.90	1.61
4	25.26	40.08	2.02
5	11.26	11.61	9.32

III.2.1. DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN SU CARGA AXIAL Y MOMENTO MÁXIMO.

Para poder diseñar nuestra columna haremos uso del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, del cual se derivan las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones.

En el diseño de columnas sujetas sólo a carga axial, el objetivo principal consiste en definir un esfuerzo admisible que corresponda a la carga de diseño, el cual no sea mayor al esfuerzo máximo permisible. Es conveniente usar un esfuerzo admisible de tal forma que teniendo una área transversal de un perfil podamos obtener la resistencia de diseño de esta forma:

$$PR = (f_a) (A)$$

PR = Carga axial de diseño que resiste la columna.

f_a = Esfuerzo admisible al que esta sometida la columna.

A = Área transversal de la columna.

La determinación del esfuerzo " f_a " para columnas sujetas a carga axial se basa en el tipo de falla a la que esta sujeta la columna. El tipo de falla puede ser de dos maneras: la primera es falla por pandeo lateral elástico y la otra es pandeo lateral inelástico.

Para la determinación del esfuerzo admisible necesitamos los datos geométricos del perfil de la columna, para así poder definir su relación de esbeltez y determinar si nos encontramos en el rango elástico o inelástico, la relación de esbeltez queda definida por:

$$(KL)/r$$

K = Factor de longitud efectiva de columnas.

L = Longitud efectiva de columna entre secciones soportadas lateralmente.

r = Radio de giro de la columna.

Para poder definir el rango en el que la columna se encuentra tendremos que comparar el coeficiente de columna, que depende del tipo de material que se este usando, contra la relación de esbeltez mencionada con anterioridad. En nuestro caso usaremos acero estructural A-36 ($f_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$) el cual nos proporciona un coeficiente de columna con valor de $C_c = 126.1$. El coeficiente de columna " C_c " para cualquier tipo de acero estructural queda definido de la siguiente manera:

$$C_c = \sqrt{2 \pi^2 (E/f_y)}$$

E = Módulo de elasticidad del acero ($2,040,000 \text{ kg/cm}^2$).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-36; $f_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$).

Cuando la relación de esbeltez de la columna es mayor o igual que el coeficiente de columna, ésta se encuentra dentro del rango elástico, es decir:

$$(KL/r) \geq Cc \quad (\text{Rango Elástico})$$

El esfuerzo máximo de pandeo elástico está dado por la siguiente ecuación:

$$f_{\max} = [0.5 (Cc^2/(KL/r)^2)] f_y$$

y el factor de seguridad en el rango elástico queda definido de la siguiente manera:

$$FSE = 23/12 = 1.92$$

Cuando ocurre lo contrario al rango elástico, es decir, que la relación de esbeltez de la columna es menor o igual que el coeficiente de columna, ésta se encuentra dentro del rango inelástico, es decir:

$$(KL/r) \leq Cc \quad (\text{Rango Inelástico})$$

Para este caso el esfuerzo máximo de pandeo inelástico está dado por la siguiente ecuación:

$$f_{\max} = [(1 - (KL/r)^2 / (2 Cc^2))] f_y$$

y en este caso el factor de seguridad en el rango elástico queda definido de la siguiente manera:

$$FSI = 5/3 + 3/8 [(KL/r) / Cc] - (KL/r)^3 / (8 Cc^3)$$

Para obtener el esfuerzo de diseño, que en nuestro caso será el esfuerzo admisible "fa", el esfuerzo máximo "fmax" obtenido con las ecuaciones anteriores se vera afectado por su respectivo factor de seguridad, de tal forma que:

para rango elástico: $fa = fmax / FSE$

y para rango inelástico: $fa = fmax / FSI.$

Como se menciona con anterioridad la resistencia de la columna quedara dada por la ecuación siguiente:

$$PR = (fa) (A)$$

Para que la columna sea adecuada, la resistencia a carga axial deberá ser igual o mayor que la carga a la que la es sometida, es decir:

$$PR \geq PU$$

PR = Resistencia a carga axial de la columna.

PU = Fuerza axial de diseño.

En esta última ecuación podemos apreciar que la resistencia de nuestra columna debe de estar por encima de las fuerzas a las que será sometida según el capítulo anterior, de esta forma aseguramos que nuestro elemento de la estructura sea estable y cumpla con los requisitos de los elementos mecánicos.

Con la ayuda de todas la ecuaciones mencionadas diseñaremos las columnas de los cinco marcos de nuestra estructura como se muestra en las páginas siguientes. El primer paso para diseñar las columnas es el escoger un tipo de perfil y revisar que cumpla con todos los requisitos a los que es sometido como miembro estructural, en nuestro caso usaremos perfiles Tipo W. Una buena manera de hacer el primer tanteo es usar la fórmula de la escuadría de la siguiente forma:

$$F = (M / I) y$$

$$F = M / S_x$$

$$S_x = M / F_y$$

Con la ayuda de la fórmula de la escuadría haremos solamente el primer tanteo, usando el momento en el sentido más desfavorable y haremos tanteos hasta obtener el perfil más adecuado a las exigencias de los elementos mecánicos. En las páginas siguientes anexamos el cálculo final de una iteración para cada una de las cinco columnas de nuestra estructura.

Una vez obtenido el perfil, con la fórmula de la escuadría, se revisará que el elemento sea satisfactorio para los momentos en ambos sentidos y también para la carga axial. El perfil más adecuado será aquel que después de las iteraciones cumpla con los tres requisitos mencionados anteriormente, sin ser sobre diseñado, es decir, que no sobrepase los elementos mecánicos irrazonablemente.

COLUMNA 1

W 12 X 57

$$P_R = 9.46 \text{ t}$$

$$r_x = 13.67 \text{ cm}$$

$$r_y = 7.80 \text{ cm}$$

$$S_x = 1,933.67 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 650.57 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} t_f = 2.00 \text{ cm} \\ t_w = 1.31 \text{ cm} \\ b_f = 30.80 \text{ cm} \\ D = 31.83 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} T = 21.13 \text{ cm} \\ A = 165.16 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2(3.75)}{13.67} = 54.86$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{2(3.75)}{7.80} = 96.15 \leq 126.1 \therefore \text{PANDEO INELÁSTICO}$$

$$f_{SI} = 5/3 + 3/8 \left(\frac{96.15}{126.1}\right) - \frac{(96.15)^3}{8(126.1)^3} = 1.9$$

$$f_a = \frac{f_{MAX}}{f_{SI}} ; f_{MAX} = \left[1 - \frac{(96.15)^2}{2(126.1)^2}\right] 2,530 = 1,794.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{1,794.54}{1.9} \rightarrow f_a = 945.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_R = f_a(A) = 945.90(165.16) = 156.24 \text{ t} > 9.46 \text{ t} \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COLUMNA 2

⊗ W 21 X 101

$$P_Y = 22.5 \text{ t}$$

$$r_x = 22.91 \text{ cm}$$

$$r_y = 7.34 \text{ cm}$$

$$A = 192.26 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2(6.45)}{22.91} = 56.31$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{2(6.45)}{7.34} = 175.75 > 126.1 \therefore \text{RANGO ELÁSTICO}$$

$$F_{MAX} = \left[\frac{(126.1)^2}{2(175.75)^2} \right] 2,530 = 651.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = \frac{651.23}{1.92} = 339.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_R = 192.26(339.18) = 65.21 \text{ t} > 22.5 \text{ t} \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COLUMNA 3

$$\text{W } 21 \times 101$$
$$P_y = 21.16 \text{ t}$$

$$r_x = 22.91 \text{ cm}$$
$$r_y = 7.34 \text{ cm}$$
$$A = 192.26 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2(8.05)}{22.91} = 70.27$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{2(8.05)}{7.34} = 219.35 > 126.1 \quad \therefore \text{RANGO ELÁSTICO.}$$

$$f_{\text{MAX}} = \left[\frac{(126.1)^2}{2(219.35)^2} \right] 2,530 = 418.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{418.14}{1.92} = 217.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_R = 192.26 (217.80) = 41.87 \text{ t} > 21.16 \text{ t}$$

LEJIS CON
FALLA DE EIGEN

COLUMNA 4

$$\bullet \text{ W } 21 \times 101$$
$$F_y = 25.26 \text{ t}$$

$$r_x = 22.91 \text{ cm}$$
$$r_y = 7.34 \text{ cm}$$
$$A = 192.26 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2(730)}{22.91} = 63.73$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{2(730)}{7.34} = 198.91 > 126.1 \quad \therefore \text{RANGO ELÁSTICO}$$

$$f_{\text{MAX}} = \left[\frac{(126.1)^2}{2(198.91)^2} \right] 2530 = 508.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{508.1}{1.92} = 264.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_e = 264.79(192.26) = 5091 > 25.26 \text{ t} \quad \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COLUMNA 5

W 12 X 27

$$R_y = 11.26t$$

$$r_x = 13.67 \text{ cm}$$

$$r_y = 7.80 \text{ cm}$$

$$A = 165.16 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2(6.35)}{13.67} = 92.90$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{2(6.35)}{7.80} = 162.82 > 126.1 \therefore \text{RANGO ELÁSTICO}$$

$$F_{\text{MAX}} = \left[\frac{(126.1)^2}{2(162.82)^2} \right] 2,530 = 757.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{757.55}{1.92} = 394.56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_R = 165.16(394.56) = 65.17t > 11.26t \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.2.2. REVISIÓN DE LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS.

El diseño de las columnas no termina con que la columna sea capaz de resistir la carga axial y los momentos en ambos sentidos. Sino que hay que revisar que los extremos de las columnas cumplan con la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{0.9 P_y} + \frac{0.85 M_x}{0.9 M_{px}} + \frac{0.6 M_y}{0.9 M_{py}} \leq 1.0$$

P_u = Carga axial de diseño.

P_y = Carga resistente de la columna.

M_x = Momento de diseño en el extremo " X ".

M_y = Momento de diseño en el extremo " Y ".

M_{px} = Momento plástico resistente de la columna en " X ".

M_{py} = Momento plástico resistente de la columna en " Y ".

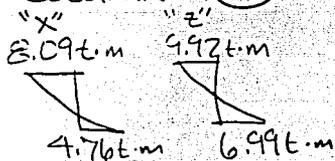
Esta ecuación se debe verificar dos veces a cada columna, una vez para el extremo inferior y la otra para el extremo superior. En ambos casos la columna debe de cumplir con la ecuación, en caso contrario, la columna no es adecuada y habrá que volver a efectuar los cálculos anteriores, hasta que la ecuación se cumpla para los dos casos.

REVISIÓN DE EXTREMOS EN COLUMNAS.

$$\frac{F_u}{0.9P_y} + \frac{0.85M_x}{0.9M_{P_x}} + \frac{0.6M_y}{0.9M_{P_y}} \leq 1$$

$$F_y = A_f f_y; M_{P_x} = Z_x f_y; M_{P_y} = Z_y f_y$$

◆ COLUMNA (1)



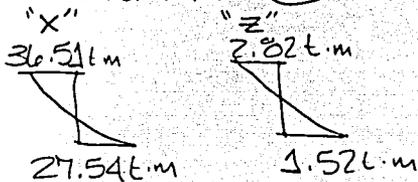
$$M_{P_x} = (2,163.09)(2,530) = 54.73 \text{ t.m}$$

$$M_{P_y} = (929.78)(2,530) = 25.04 \text{ t.m}$$

$$\frac{9.46}{0.9(156.24)} + \frac{0.85(8.09)}{0.9(54.73)} + \frac{0.6(9.92)}{0.9(25.04)} = 0.47 < 1$$

$$\frac{9.46}{0.9(156.24)} + \frac{0.85(4.76)}{0.9(54.73)} + \frac{0.6(6.99)}{0.9(25.04)} = 0.34 < 1$$

◆ COLUMNA (2)



$$M_{P_x} = (4,145.93)(2,530) = 104.89 \text{ t.m}$$

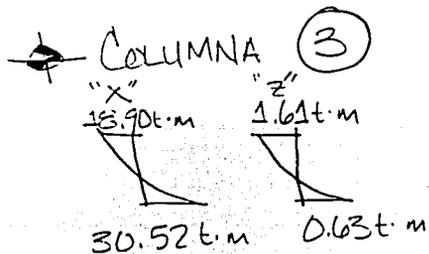
$$M_{P_y} = (1,011.08)(2,530) = 25.28 \text{ t.m}$$

$$\frac{22.5}{0.9(65.21)} + \frac{0.85(36.51)}{0.9(104.89)} + \frac{0.6(2.82)}{0.9(25.28)} = 0.79 < 1$$

$$\frac{22.5}{0.9(65.21)} + \frac{0.85(27.54)}{0.9(104.89)} + \frac{0.6(1.52)}{0.9(25.28)} = 0.67 < 1$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

REVISIÓN DE EXTREMOS EN COLUMNAS.

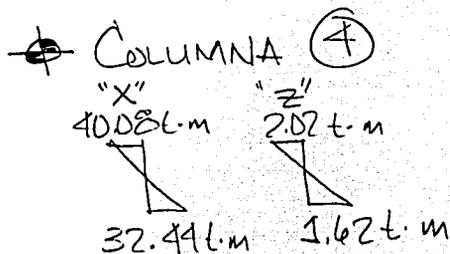


$$M_{Px} = (4,145.93)(2,530) = 104.89 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Py} = (1,011.08)(2,530) = 25.58 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\frac{21.16}{0.9(41.87)} + \frac{18.90}{0.9(104.89)} + \frac{1.61}{0.9(25.58)} = 0.83 < 1$$

$$\frac{21.16}{0.9(41.87)} + \frac{30.52}{0.9(104.89)} + \frac{0.63}{0.9(25.58)} = 0.91 < 1$$



$$M_{Px} = 104.89 \text{ t}\cdot\text{m}$$

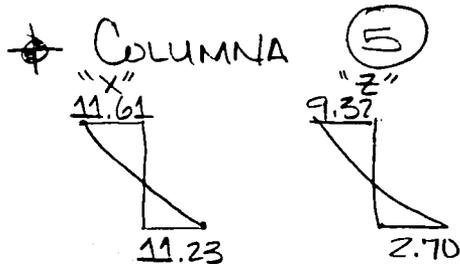
$$M_{Py} = 25.58 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\frac{25.26}{0.9(50.91)} + \frac{0.85(40.08)}{0.9(104.89)} + \frac{0.6(2.02)}{0.9(25.58)} = 0.916 < 1$$

$$\frac{25.26}{0.9(50.91)} + \frac{0.85(32.44)}{0.9(104.89)} + \frac{0.6(1.62)}{0.9(25.58)} = 0.88 < 1$$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

REVISIÓN DE EXTREMOS EN COLUMNAS.



$$M_{Px} = 54.73 \text{ t.m}$$

$$M_{Py} = 25.04 \text{ t.m}$$

$$\frac{11.61}{0.9(65.17)} + \frac{0.85(11.61)}{0.9(54.73)} + \frac{0.6(9.32)}{0.9(25.04)} = 0.61 < 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{11.26}{0.9(65.17)} + \frac{0.85(11.23)}{0.9(54.73)} + \frac{0.6(2.70)}{0.9(25.04)} = 0.46 < 1 \quad \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.3. DISEÑO DE VIGAS.

El diseño de vigas en nuestro caso se hará usando perfiles laminados los cuales serán sometidos a cargas calculadas en el capítulo de análisis estructural. El diseño se basará en el momento flexionante máximo para cada sección, de tal modo que los perfiles no sobrepasen sus esfuerzos permisibles. Para efectuar estos cálculos se harán uso de los siguientes elementos mecánicos para cada viga.

<u>MARCO</u>	<u>VIGA</u>	<u>Mmax [t-m]</u>
1	1	9.92
2	2	36.51
3	3	18.90
4	4	40.08
5	5	11.61

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La selección de un perfil laminado apropiado para usarse como viga se basa a menudo en su capacidad para resistir el momento flexionante máximo sin que exceda el esfuerzo permisible el sus fibras.

El módulo sección flexionante S_x queda dado como:

$$S_x = I_y / c$$

$$S_x = M_{\max} / F_p$$

En donde:

S_x = Módulo sección requerido.

I_y = Momento de inercia alrededor del eje " Y " de la viga.

c = Distancia del eje neutro al extremo de la viga.

M_{\max} = Momento flexionante máximo de diseño.

F_p = Esfuerzo flexionante permisible.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El diseño de las vigas quedará regido por las ecuaciones anteriores, pero para determinar el esfuerzo permisible para una viga sometida a flexocompresión se hará uso del criterio del AISC el cual toma en cuenta la longitud libre de pandeo, " L ", y el radio de giro del patín comprimido, " r t ", del elemento estructural en estudio. Para tratar de uniformizar el momento a lo largo de la sección de nuestro perfil se hará uso del factor del gradiente de momento, "Cb", el cual servirá para obtener nuestro esfuerzo de diseño. Las ecuaciones del esfuerzo permisible, tomando en cuenta lo anterior, quedarán como sigue:

Cuando:

$$53\sqrt{(Cb)} \leq L/rt \leq 119\sqrt{(Cb)}$$

$$F_p = 1,680 - (L/rt)^2 / (16.81(Cb))$$

Cuando:

$$L/rt \geq 119\sqrt{(Cb)}$$

$$F_p = 11,950(10)^3 / (L/rt)^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Si

$$L / r_t \leq 53\sqrt{C_b}$$

$$F_p = 0.6(F_y)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

M1 = Momento Menor en el extremo de la longitud libre de pandeo.

M2 = Momento Máximo en el extremo de la longitud libre de pandeo.

De las ecuaciones anteriores se escogerá la más adecuada según el caso, dependiendo totalmente de la relación (L / r_t) , a parte de las ecuaciones anteriores también se tendrá que tomar en cuenta la siguiente:

$$F_p = 843,700(C_b) / (L(d/A_p))$$

d = Peralte de la Viga.

A_p = Área del Patín en Compresión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para poder diseñar la sección de nuestro perfil deberemos usar un esfuerzo permisible el cual pueda resistir el momento máximo flexionante de diseño, para lograrlo tomaremos el resultado más favorable entre esta ecuación y el obtenido en la página anterior, de tal forma que:

$$M = F_p (S_x)$$

$$MR \geq M_{max}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una vez obtenido nuestro esfuerzo permisible, " F_p ", deberemos verificar que nuestro momento resistente, " MR ", sea mayor que nuestro momento de diseño, " M_{max} ". En el caso de que nuestro momento resistente sea menor a el de diseño debemos de proponer una sección más adecuada, es decir mayor, para que nuestra sección resista el momento de diseño.

VIGA I Y 5.

W 12 X 65

$$M_{MAX} = 9.92 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{MAX} = 11.61 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$t_w = 0.99 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_x = 1440.42 \text{ cm}^3 \\ d = 30.78 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$t_f = 1.54 \text{ cm}$$

$$b_f = 30.48 \text{ cm}$$

$$T = 24.13 \text{ cm}$$

$$A = 123.23 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{1.54(30.48)^3}{12} = 3,634 \text{ cm}^4$$

$$r_t = \sqrt{\frac{3634}{5092}}$$

$$r_t = 8.45 \text{ cm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{-6.819}{9.92} \right) + 0.3 \left(\frac{6.819}{9.92} \right)^2 = 1.17$$

$$A_p = 1.54(30.48) + \frac{24.13(0.99)}{6} = 50.9$$

$$\frac{L}{r_t} = \frac{1470}{8.45} = 174.01 > 119 \sqrt{1.17} = 128.72 \therefore \text{RANGO ELÁSTICO}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p = \frac{11,950 \times 10^3 (1.17)}{(174.01)^2} = 461.75 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p = \frac{843700 (1.17)}{1470 \left(\frac{30.78}{46.74} \right)} = 1,024.07 \text{ Kg/cm}^2 \quad \checkmark \end{array} \right.$$

$$M_R = S_x \sigma_p = 1440.42 (1,024.07) = 14.75 \text{ t}\cdot\text{m} > 9.92 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

$$M_R = 14.75 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 9.92 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark \\ M_2 = 11.61 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark \end{array} \right.$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VIGA 2 Y 3.

W 14 X 109

$$M_{MAX2} = 36.51 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{MAX3} = 18.90 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\left. \begin{aligned} S_x &= 2,834.96 \text{ cm}^3 \\ t_f &= 1.33 \text{ cm} \\ b_f &= 2.18 \text{ cm} \\ d &= 37.10 \text{ cm} \\ T &= 28.58 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} I_x &= \frac{2.18(37.10)^3}{12} = 9,276.76 \\ A_f &= 2.18(37.10) + 1.33 \left(\frac{28.58}{6} \right) \\ A_f &= 87.21 \text{ cm}^2 \\ r_t &= \sqrt{\frac{9,276.77}{87.21}} \rightarrow r_t = 10.31 \end{aligned}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{-33.43}{36.51} \right) + 0.3 \left(\frac{33.43}{36.51} \right) = 1.04$$

$$\frac{L}{r_t} = \frac{1470}{10.31} = 142.53 > 119 \sqrt{1.04} = 121.36 \therefore \text{RANGO ELÁSTICO.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_p &= \frac{11,950 \times 10^3 (1.04)}{(142.53)^2} = 611.76 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_p &= \frac{843,700 (1.04)}{1470 \left(\frac{36.37}{80.88} \right)} = \underline{1,327.40 \text{ Kg/cm}^2} \end{aligned} \right.$$

$$M_R = \sigma_p S_x = 1,327.40 (2,834.96) = 37.63 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_R = 37.63 \text{ t}\cdot\text{m} > \left\{ \begin{aligned} M_1 &= 36.51 \text{ t}\cdot\text{m} \checkmark \\ M_2 &= 18.90 \text{ t}\cdot\text{m} \checkmark \end{aligned} \right.$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VIGA 4

W 14 X 120
 $M_{MAX} = 40.08 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} t_f = 2.39 \text{ cm} \\ t_w = 1.50 \text{ cm} \\ b_f = 37.26 \text{ cm} \\ D = 36.78 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} T = 28.55 \text{ cm} \\ S_x = 3,113.54 \text{ cm}^2 \\ I_y = \frac{2.31(37.26)^3}{12} \\ I_y = 10,307.56 \text{ cm}^4 \end{array} \left\} \begin{array}{l} A_f = 2.31(37.26) + \frac{1.5(36)}{6} \\ A_f = 96.27 \text{ cm}^2 \\ r_t = \sqrt{\frac{10,307.56}{96.27}} \\ r_t = 10.35 \text{ cm} \end{array}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{-37.14}{40.08} \right) + 0.3 \left(\frac{37.14}{40.08} \right)^2 = 1.03$$

$$\frac{L}{r_t} = \frac{14.70}{10.35} = 142.03 > 11\sqrt{1.03} = 121.04 \therefore \text{RANGO ELÁSTICO.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p = \frac{11,950 \times 10^3 (1.03)}{(142.03)^2} = 610.16 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p = \frac{843700 (1.03)}{1470 \left(\frac{36.78}{89.05} \right)} = 1,431.30 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$M_R = \sigma_p A = 1,431.30 (3,113.54) = 44,566 \text{ t}\cdot\text{m} > 40.08 \text{ t}\cdot\text{m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.4. DISEÑO DE PLACAS BASE Y ANCLAJE.

Una base de columna es uno de los miembros más importantes de una estructura, ya que es el miembro estructural que transmitirá los momentos y cargas de gran magnitud hacia nuestras zapatas y posteriormente hacia el suelo.

La placa de base que en nuestro caso diseñaremos es una placa de acero estructural, en la cual tendremos un perfil tipo “W” soldado. Posteriormente se atornillará a la zapata en la cual debemos tener unas anclas que deben de resistir nuestros elementos mecánicos.

Para el diseño de una placa primero debemos diseñar la unión de la placa con la columna. Hay que tomar en cuenta los tres elementos mecánicos los cuales rigen nuestro diseño. El primer paso es el de revisar que el cortante resistente en el alma de nuestra columna sea mayor al de diseño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para poder revisar el cortante resistente del alma debemos hacer uso de la siguiente expresión, en la cual multiplicaremos el área del alma por el esfuerzo permisible y un factor de reducción.

$$VR = FRtwT(0.60fy)$$

VR = Fuerza cortante resistente del alma.

tw = Ancho del alma de la columna.

T = Peralte efectivo del alma de la columna.

fy = Esfuerzo de fluencia del acero (A-36; 4200 kg/cm²).

Una vez que revisemos que el cortante resistente del alma de nuestra columna sea mayor o igual al de diseño debemos revisar si es necesario o no el uso de atiesadores en la unión de la placa con nuestra columna, y lo haremos para los patines y el alma de la columna.

En la revisión no siempre se necesitan atiesadores, aunque muchas veces, aún cuando no se necesiten, se hacen uso de ellos por seguridad de la misma estructura.

Para poder hacer la revisión de atiesadores primero debemos transformar los momentos en fuerzas concentradas para los dos sentidos.

$$F_z = M_z/d$$

$$F_x = M_x/(2bf)$$

$$F_t = F_z + F_x$$

F_z = Fuerza concentrada resultante del momento en "Z".

F_x = Fuerza concentrada resultante del momento en "X".

F_t = Suma de las dos anteriores.

M_z = Momento resultante del empotramiento en el sentido "Z".

M_x = Momento resultante del empotramiento en el sentido "X".

d = Peralte efectivo de la columna.

bf = Diámetro del patín de la columna.

La siguiente expresión revisa la necesidad de atiesadores para una sección, en dado caso que de la expresión se obtuviera un área negativa sería indicador de que los atiesadores no son necesarios, en el caso contrario el resultado será el área que requerimos en los patines o en el alma de la columna según sea el caso.

La expresión para revisar los atiesadores es la misma tanto para los patines como el alma, solamente cambia la fuerza, para el alma se usara la carga axial de diseño y para los patines la fuerza desglose de los momentos “Mz” y “Mx” o sea “Ft”.

$$A_{at} = \frac{P_u - (0.60f_y)(t_w)(t_f + 5k)}{0.60f_y}$$

A_{at} = Área de atiesadores.

P_u = Fuerza axial de diseño.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-36; 4200 kg/cm²).

t_w = Espesor del alma de la columna.

t_f = Espesor los patines de la columna.

k = Distancia del patín hacia el alma efectiva, donde empieza el alma.

Para poder diseñar nuestra placa transformaremos los elementos mecánicos en una sola fuerza axial que deberá resistir nuestro dado o columna de liga.

$$PT = Pu + Fz + Fx.$$

PT = Fuerza total resultante en forma de carga axial.

Pu = Fuerza de carga axial de diseño.

Fz = Fuerza concentrada resultante del momento en "Z".

Fx = Fuerza concentrada resultante del momento en "X".

Una vez que obtenemos la fuerza total resultante "PT", procedemos a calcular el ancho del dado de nuestra zapata, para así poder dimensionar la placa de base a la cual soldaremos nuestra columna. Haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A = PT/f'c$$

A = Área mínima requerida para la sección del dado de la zapata.

PT = Fuerza total resultante en forma de carga axial.

f'c = Esfuerzo del concreto de la zapata y dado (f'c=150 kg/cm²).

Como nuestro dado será cuadrado el área obtenida de la expresión anterior le sacaremos la raíz cuadrada para ver de cuanto debemos dimensionar nuestra placa base, debemos tener cuidado con que esa dimensión no sea menor del peralte de nuestra columna, de caso contrario tendremos que ampliar la sección del dado para recibir nuestra placa base.

$$L = \sqrt{(A)}$$

L = Distancia de cada lado del dado de la zapata.

A = Área mínima requerida para la sección del dado de la zapata.

Las dimensiones anteriores deberán cumplir que el lado máximo del dado sea mayor que la del peralte de nuestro dado.

$$L > d$$

L = Distancia de cada lado del dado de la zapata.

d = Peralte efectivo de la columna.

Para poder dimensionar la placa tenemos que revisar los gramiles permisibles de acuerdo con el diámetro de las anclas que se ahogaran en el dado de nuestra zapata, por lo general se usa que el gramil sea de 1.25 veces el diámetro de la varilla de nuestra ancla. Una vez que tenemos el gramil al peralte de nuestra columna deberemos sumarle cuatro veces el gramil permisible, de esta forma ya tenemos la distancia de los lados de nuestra placa.

$$L_{pl} = d + 2g$$

L_{pl} = Distancia por lado de la placa base.

d = Peralte de nuestra columna.

g = Gramil permisible (1.25 veces el diámetro de la varilla).

Con anterioridad transformamos los momentos de nuestras reacciones mecánicas en fuerzas axiales, por motivos de diseño, ahora lo haremos de nuevo dado que el brazo de palanca cambio debido a los gramiles y que las fuerzas resultantes serán tomadas por la anclas.

Las formulas anteriores solamente variaran un poco, al brazo de palanca le sumaremos dos veces en gramil, es decir uno de cada lado.

$$F_z = M_z / (d + 2g)$$

$$F_x = M_x / (2bf + 2g)$$

$$F_t = F_z + F_x$$

F_z = Fuerza concentrada resultante del momento en "Z".

F_x = Fuerza concentrada resultante del momento en "X".

F_t = Suma de las dos anteriores.

M_z = Momento resultante del empotramiento en el sentido "Z".

M_x = Momento resultante del empotramiento en el sentido "X".

d = Peralte efectivo de la columna.

bf = Diámetro del patin de la columna.

g = Gramil permisible (1.25 veces el diámetro de la varilla).

Es normal que las fuerzas disminuyan ya que estamos dividiendo los momentos por un brazo de palanca mayor. La carga axial se quedará igual.

TESIS
FALLA DE TUBO EN

Nuevamente para poder diseñar nuestras anclas transformaremos los elementos mecánicos en una sola fuerza axial que deberán resistir nuestras anclas en la columna o dado de liga.

$$PTa = Fz + Fx.$$

PTa = Fuerza total resultante en forma de carga axial.

Pu = Fuerza de carga axial de diseño.

Fz = Fuerza concentrada resultante del momento en "Z".

Fx = Fuerza concentrada resultante del momento en "X".

Hay que aclarar que las anclas solamente tomarán fuerzas debidas a los momentos y la carga axial la tomara el concreto del dado de la zapata, de esta manera se transmitirán de la mejor manera las reacciones debidas a la estructura al suelo.

Ahora tenemos que calcular el diámetro de las anclas y revisar los supuestos para el uso de los gramiles permisibles.

El área de las anclas se puede calcular en base al diámetro de las varillas y el tipo de acero estructural que se use. En nuestro caso usaremos acero A-325 cuyo límite de fluencia es 6330 kg/cm^2 . También es necesario tratar de no diseñar con solo dos anclas, es mejor proponer diámetros no tan gruesos y usar más de dos anclas.

$$A_a = P_{Ta} / (FR f_y)$$

A_a = Área necesaria de anclaje.

P_{Ta} = Fuerza total resultante en forma de carga axial.

FR = Factor de reducción del esfuerzo límite ($FR = 0.75$)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-325; 6330 kg/cm^2).

Una vez que tenemos el área necesaria revisamos que el área propuesta sea mayor que la necesaria, es decir el área necesaria la dividimos entre cuatro y revisamos el área de un diámetro de varilla sea mayor o igual a la necesaria. Si se nos presenta el caso en el que la varilla supuesta para los gramiles no cumple con el área mínima, forzosamente necesitamos hacer otra iteración hasta cumplir con todas las fórmulas anteriores.

Ahora tenemos que revisar que nuestras anclas soporten el cortante de nuestras reacciones. Para esto debemos hacer uso de la siguiente fórmula.

$$VR = FRfyAv$$

VR = cortante resistente por varilla.

FR = Factor de reducción para cortante (FR = 0.60)

fy = Esfuerzo de fluencia del acero (A-325; 6330 kg/cm²).

Av = Área de una sola ancla.

De acuerdo con la fórmula anterior el cortante resultante de solo una ancla debe ser mayor al de diseño, que en este caso es el cortante de la reacción de la estructura en el punto de nuestra zapata.

Una vez que nuestra ancla cumpla con lo anterior debemos revisar que soporte la carga axial debida a los momentos flexionantes.

Para llevar a cabo nuestra revisión de carga axial debida a los momentos, debemos dividir la carga axial resultante "PTa" entre el número de anclas (4).

$$PTU = PTa / 4$$

$$PR = FRfyAv$$

PTU = Carga axial que debe de resistir el ancla.

PTa = Fuerza total resultante en forma de carga axial.

FR = Factor de reducción para momento (FR = 0.75)

fy = Esfuerzo de fluencia del acero (A-325; 6330 kg/cm²).

Av = Área de una sola ancla.

Una vez más debemos de cumplir que nuestra fuerza resistente sea mayor o igual a la de diseño, de no ser así, hacer iteraciones hasta cumplir todos los requisitos.

Para poder calcular el ancho de la placa usaremos las medidas predeterminadas por los gramiles permisibles, una vez que obtenemos nuestras anclas podemos obtener nuestros gramiles permisibles que serán 1.25 veces el diámetro de nuestras varillas de anclaje, en caso de tener más de dos diámetros tendríamos dos diferentes gramiles.

La fórmula que a continuación usaremos utiliza el esfuerzo de trabajo de la placa y el esfuerzo limite de fluencia del acero estructural.

$$t = [(3\sigma_p(n)^2)/(Fr f_y)]$$

$$\sigma_p = PT/Ab$$

t = Espesor de la placa base.

σ_p = Esfuerzo de trabajo de la placa.

PT = Fuerza total resultante en forma de carga axial = Pu + Fz + Fx.

Ab = Área de la placa.

n = Distancia máxima libre al borde de la placa en "X" o en "Z".

FR = Factor de reducción al limite de fluencia del acero (FR=0.60).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-36; 4200 kg/cm²).

El último paso para terminar la placa de base será el de calcular la soldadura en el alma y en los patines. El alma tomará la fuerza de carga axial y la de cortante, y por el otro lado los patines tomaran las cargas resultantes de los momentos.

Primero hay que determinar la garganta de la soldadura, las dos placas que uniremos tienen un espesor determinado, el menor de los espesores nos indicaran que espesor mínimo de garganta deberemos usar y el máximo será el espesor de la placa.

ESPEJOR MIN. DE LAS PLACAS	ESPEJOR MIN. DE GARGANTA
menos de $\frac{1}{4}$ "	$\frac{2}{16}$ "
de $\frac{1}{4}$ " a $\frac{1}{2}$ "	$\frac{3}{16}$ "
de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ "	$\frac{4}{16}$ "
mas de $\frac{3}{4}$ "	$\frac{5}{16}$ "

Una vez que se determinó la garganta de la soldadura se procederá a calcular las soldadura necesaria para cada caso, los patines y el alma.

TESIS
FALLA DE ORIGEN

La siguiente expresión sirve para calcular los centímetros lineales de soldadura que se necesitan para tomar las fuerzas cortantes, fuerzas axiales y las resultantes de los momentos flexionantes.

$$C = \phi FR f_y t_{\min} \cos 45^\circ$$

C = Capacidad de la soldadura por centímetro lineal.

ϕ = Factor de reducción de la capacidad de soldadura.

FR = Factor de reducción al límite de fluencia del acero (FR=0.60).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-36; 4200 kg/cm²).

t_{\min} = Espesor de la garganta de la soldadura, no necesariamente el mínimo.

La capacidad de la soldadura se usará para determinar los centímetros necesarios por filete de soldadura, la carga o fuerza a soportar se divide entre el número de filetes por la capacidad de soldadura dando fin a su diseño.

En dado caso que la longitud de soldadura necesaria sea mayor a los bordes de las placas será necesario hacer unas ranuras para poder completar nuestra longitud efectiva de soldadura.

$$L_s = P_t/nC$$

L_s = Longitud necesaria de soldadura por cada filete.

P_t = Fuerza que debe soportar la soldadura.

n = Número de filetes de soldadura.

C = Capacidad de la soldadura por centimetro lineal.

Muchas de las veces es recomendable redondear la longitud de soldadura para simplificar la ejecución de la misma, claro siempre hay que redondear a favor.

TESIS
FALLA DE ORIGEN

PLACAS BASE 1 Y 5.

⊕ W 12 X 79 (STAAD-III)

$$\left. \begin{array}{l} t_f = 1.87 \text{ cm} \\ t_w = 1.19 \text{ cm} \\ d = 31.45 \text{ cm} \\ T = 24.13 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} A = 149.68 \text{ cm}^2 \\ b_f = 30.68 \text{ cm} \\ K = 3.65 \text{ cm} \end{array} \left. \begin{array}{l} V = 5.68 \text{ t} \\ P_y = 9.46 \text{ t} \\ M_z = 8.94 \text{ t} \cdot \text{m} \\ M_x = 6.87 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right\} \text{STAAD-III}$$

→ $V = 5.68 \text{ t}$

$V_R = 0.9(1.19)(24.13)(2530) = 65.38 \text{ t} > 5.68 \text{ t}$ ✓

→ PATINES.

$$F_z = \frac{M_z}{d} = \frac{8.94 \times 10^5}{31.45} = 28.43 \text{ t}$$

$$F_x = \frac{M_x}{d} = \frac{6.87 \times 10^5}{2(30.68)} = 11.20 \text{ t}$$

} 39.63 t

$$A_{at} = \frac{P - F_y t_w (t_f + 5K)}{F_y}$$

$$A_{at} = \frac{39.626 \cdot 22 - 2530(1.19)(1.87 + 5(3.65))}{2,530}$$

$A_{at} = -8.28 \text{ cm}^2$ → "-" No se requieren Apiesadores

TESIS
FALLA DE ORIGEN

PLACAS BASE 1 Y 5.

→ ALMA.

$$A_{\text{req}} = \frac{9,460 - 2,530(1.19)(1.87 + 5(3.65))}{2,530} = -20.24 \text{ cm}^2$$

" - " NO SE REQUIEREN ADHESORES

✦ PLACA BASE

$$P_{\text{TOT}} = 9.1 + 28.43 + 11.20(2) = 59.93 \text{ t}$$

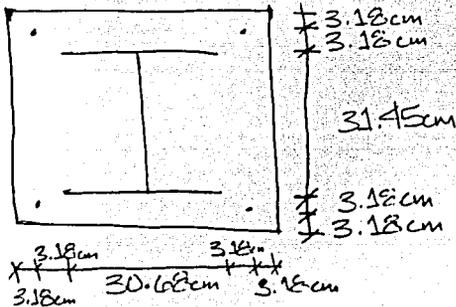
CONCRETO $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{P}{f} = \frac{59.93 \times 10^3}{150} = 399.53 \text{ cm}^2$$

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{399.53} = 19.99 \text{ cm}$$

$$d > 15.48 \text{ cm} \rightarrow d = 31.45 \text{ cm} < L = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\text{RODE}} = 3.18 \text{ cm (TORNILLO 1")}$$



$$F_z = \frac{8.94 \times 10^5}{31.45 + 2(3.18)} = 22.61 \text{ t}$$

$$F_x = \frac{6.87 \times 10^5}{20.65 + 2(3.18)} = 18.55 \text{ t}$$

} 42.17 t

TESIS
FALLA DE ORIGEN

PLACAS BASE I Y 5.

→ USANDO TORNILLOS A-325 3/4" ($f_y = 6330 \text{ kg/cm}^2$; $F_R = 0.75$)

$$A = \frac{F_x + F_z}{F_R f_y} = \frac{42.19 \times 10^3}{0.75(6330)} = 8.89 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{POR TORNILLO}} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A(\phi = 3/4") = 2.85 \text{ cm}^2 > 2.22 \text{ cm}^2 \checkmark \rightarrow 4 \text{ TORNILLOS A-325 } \phi 3/4"$$

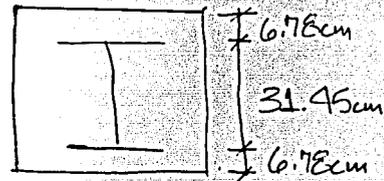
$$\rightarrow V = 5.68 \text{ t}$$

$$V_R = F_R f_y A = 0.6(3,200)(2)(2.85) = 1299 \text{ t} > 5.68 \text{ t} \checkmark$$

$$P_u = 42.19 / 4 = 10.55 \text{ t}$$

$$P_R = 0.75(6330)(2.85) = 13.53 \text{ t} > 10.55 \text{ t} \checkmark$$

→ PLACA (A-36)



$$7.16 \text{ cm} + 30.68 \text{ cm} + 7.16 \text{ cm} = n$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \sigma_p n^2}{F_R f_y}}$$

$$\sigma_p = \frac{59.93 \times 10^3}{45 \times 45} = 29.6 \text{ kg/cm}^2$$

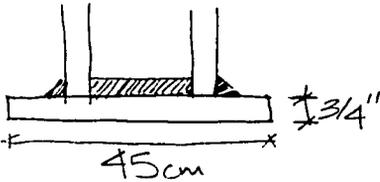
$$t = \sqrt{\frac{3(29.60)(7.16)^2}{0.6(4,200)}} = 1.34 \text{ cm} \quad (3/4" = 1.91 \text{ cm})$$

∴ PLACA → PL 45 cm X 45 cm X 3/4"

TRABAJOS EN
FALLA DE ORDEN

PLACAS BASE 1 Y 5.

⊕ SOLDADURA.



$$t = \begin{cases} 3/4'' \\ 3/4'' \end{cases} \quad t_{\min} = 5/16'' = 0.79 \text{ cm}$$

→ PATINES.

$$C = \phi F_y A = 0.75(0.6(4,200))(\cos 45^\circ (5/16(2.51)))$$

$$C = 1,060.79 \text{ Kg/cm}$$

$$L_p = \frac{39.63 \times 10^3}{2(1,060.79)} = 18.67 \text{ cm / LADO}$$

→ ALMA. $t = \begin{cases} t = 3/4'' \\ t = 9/14'' \end{cases} \quad t_{\min} = 1/4'' = 0.625 \text{ cm}$

$$C = 0.75(0.6(4,200))(\cos 45^\circ (0.625))$$

$$C = 848.63 \text{ Kg/cm}$$

$$L_A = \frac{9,100 + 6,000}{2(848.63)} = 8.897 \text{ cm / LADO}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PLACAS BASE 2,3 Y 4.

\bullet W 24 X 117 }
 $N_z = 31.10 \text{ t}\cdot\text{m}$ } STAAD-III
 $N_x = 3.40 \text{ t}\cdot\text{m}$ }
 $V = 12.24 \text{ t}$ }
 $P_r = 24.16 \text{ t}$ }

$t_f = 2.16 \text{ cm}$ }
 $t_w = 1.40 \text{ cm}$ }
 $d = 61.62 \text{ cm}$ }
 $T = 53.34 \text{ cm}$ }
 $A = 563.72 \text{ cm}^2$
 $b_f = 32.51 \text{ cm}$
 $K = 4.13 \text{ cm}$

→ ALMA; $V = 12.24 \text{ t}$

$V_r = 0.9(1.40)(53.34)(2530) = 170.04 \text{ t} > 12.24 \text{ t}$ ✓

→ ATIESADORES.

- PATINES

$F_z = \frac{31.10 \times 10^5}{61.62} = 50.47 \text{ t}$ }
 $F_x = \frac{3.40 \times 10^5}{2(32.51)} = 5.23 \text{ t}$ } 55.70 t

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$A_{AT} = \frac{55.70 \times 10^3 - 2530(1.40)(2.16 + 5(4.13))}{2,530} = -9.92 \text{ cm}^2$

"-" No se requieren ATIESADORES

- ALMA

$A_{AT} = \frac{24.16 \times 10^3 - 2530(1.40)(2.16 + 5(4.13))}{2,530} = -22.38 \text{ cm}^2$

PLACAS BASE 2.3 Y 4.

$$F_{TOT} = 21.16 + 50.47 + 2(5.23) = 85.09 \text{ T}$$

CONCRETO $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$

$$A = \frac{85.09 \times 10^3}{150} = 567.26 \text{ cm}^2$$

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{567.26} = 23.82 \text{ cm} < d = 61.62 \text{ cm} \quad X$$

$$\therefore L = 75 \text{ cm}$$

→ USANDO TORNILLOS A-325 $\phi = 1''$ ($g = 3.18 \text{ cm}$)

$$F_z = \frac{31.10 \times 10^5}{61.62 + 2(3.18)} = 45.75 \text{ t}$$

$$F_x = \frac{3.4 \times 10^5}{37.51 + 2(3.18)} = 8.75 \text{ t}$$

} 54.50 t

$$A = \frac{54.50 \times 10^3}{0.75(6330)} = 11.48 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\text{POR TORNILLO}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{3/4''} = 2.87 \text{ cm}^2 < 2.87 \text{ cm}^2 \quad X$$

$$A_{7/8''} = 3.82 \text{ cm}^2 > 2.87 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

TESIS
FALLA DE ORIGEN

PLACAS BASE 2,3 Y 4.

⊕ CORTANTE. $V = 12.24t$

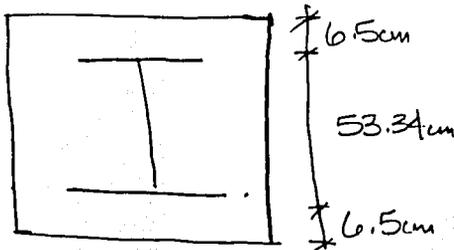
$$V_R = 0.6(3,800)(2)(3.88) = 17.69t > 12.24t$$

$$\rightarrow P_Y = 54.50t$$

$$P_R = \frac{P_Y}{4} = \frac{54.50}{4} = 13.63t$$

$$P_R = 0.75(6380)(3.88) = 1812t > 13.63t \checkmark$$

⊕ ESPESOR DE PLACA. (A-36)



$$16.87\text{cm} \quad 32.51\text{cm} \quad 16.87\text{cm}$$

$$n = \begin{cases} 16.87\text{cm} \\ 6.5\text{cm} \times \end{cases} \checkmark$$

$$t = \sqrt{\frac{3\sigma_p n^2}{F_R F_Y}}$$

$$\sigma_p = \frac{85.09 \times 10^3}{(67)^2} = 18.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{3(18.96)(16.87)^2}{0.6(4,200)}} = 2.534\text{cm} \quad (1'' = 2.54\text{cm})$$

→ PLACA = PL 67cm X 67cm X 1"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PLACAS BASE 2,3 Y 4.

→ SOLDADURA.

→ PATINES.

$$t = \begin{cases} t = 1\frac{1}{2}'' \\ t = 0.85'' \end{cases} \quad t_{MAX} = 0.85'' = 2.16 \text{ cm}$$

$$C = 0.75(0.6(2530))(\cos 45^\circ (2.16))$$

$$C = 1,738.89 \text{ Kg/cm}$$

$$L_p = \frac{55.70 \times 10^3}{1,738.89} = 32.03 \text{ cm}$$

→ ALMA.

$$t = \begin{cases} t = 1\frac{1}{2}'' \\ t = 0.55'' \end{cases} \quad t_{MAX} = 0.55'' = 1.40 \text{ cm}$$

$$C = 0.75(0.6(2530))(\cos 45^\circ (1.40))$$

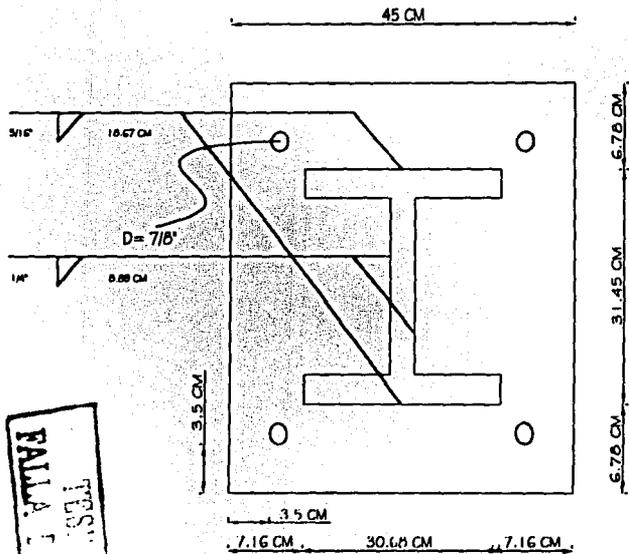
$$C = 1,127.06 \text{ Kg/cm}$$

$$L_A = \frac{(12.24 + 24.16) 10^3}{1,127.06} = 32.30 \text{ cm}$$

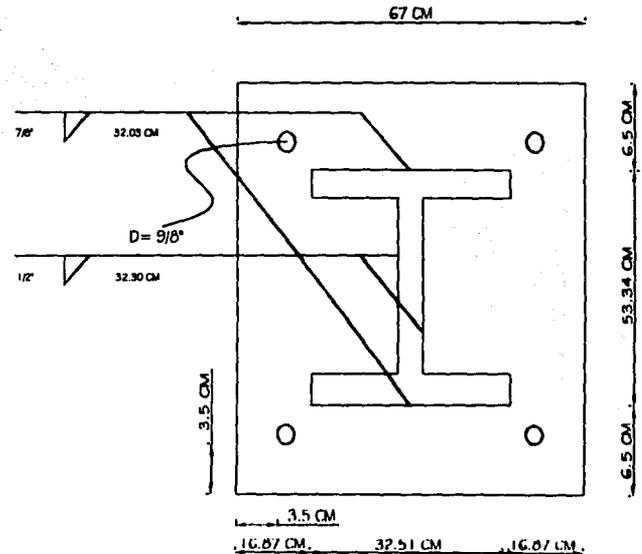
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PLACAS BASE PARA COLUMNAS

PLACAS BASE PARA COLUMNAS 1 Y 5



PLACAS BASE PARA COLUMNAS 2,3 Y 4



100-A

TEST
FALLA EN
NUNCA

III.5. DISEÑO DE CONEXIÓN DE VIGA Y COLUMNA.

El diseño de una viga empotrada a una columna es de los más comunes y más complejos en un diseño normalmente. Pueden haber ocasiones en las cuales es necesario usar conexiones atornilladas y soldadas es decir una combinación de soldadura con tornillos, por lo general esto se hace con el fin de facilitar el montaje de la estructura en el campo.

Por lo general las estructuras se fabrican en el taller y se dejan listos todos sus miembros para ser transportados hacia el lugar donde se llevara a cabo el montaje, de esta forma se le da más rapidez a la construcción. Para poder llevar a cabo este sistema casi siempre en el taller se sueldan todos los miembros que se puedan y se nos permita el medio de transporte, y en el campo se atornillan las juntas de construcción.

En el diseño de marcos rígidos se supone comúnmente que las conexiones son capaces de transmitir tanto momento como fuerza axial, por eso tomaremos en cuenta todo y cada uno de los elementos mecánicos de nuestra unión viga columna.

El primer paso indagar las medidas de la columna y viga disponibles en el mercado, después debemos desglosar el momento en forma de carga axial en los patines de la viga para poder hacer uso de nuestros tornillos y soldadura.

$$F = M/d$$

F = Fuerza axial en patines de la viga.

M = Momento de diseño.

d = Peralte de nuestra viga.

Ahora debemos de calcular el área de los tornillos que se deben de usar para poder hacer el primer tanteo de cuantos tornillos debemos de usar en los patines de nuestra viga.

$$A = F/\sigma$$

A = Área necesaria de tornillos en cada uno de los patines.

F = Fuerza axial en patines de la viga.

σ = Esfuerzo del limite de fluencia del acero (A-325; $F_R f_y = 0.60(6330)$).

TES.
FALLA DE DISEÑO

El área calculada nos permite darnos una idea de la cantidad y magnitud de tornillos que deberemos usar de cada lado de los patines y para cada patín, es decir si dividimos el área entre dos el resultado será el área necesaria para cada patín, si dividimos entre cuatro será el área necesaria para cada lado de cada patín.

Primero, debemos suponer un diámetro de tornillo, posteriormente calculamos el número de tornillos por cada lado.

$$\# \text{ Tornillos} = \frac{F}{0.75(A_v)(f_y)}$$

F = Fuerza axial en patines de la viga, producto del momento.

A_v = Área de un tornillo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-325; 6330 kg/cm²).

El número de tornillos debe de ser el número par superior al número de tornillos resultante de la expresión anterior, esto es para poder colocar la mitad de tornillos de un lado y la mitad de otro, no se pueden colocar medios tornillos.

El número de tornillos debe soportar la fuerza axial resultante del momento de los patines, revisando la capacidad de cortante.

$$VR = 0.75Avfy$$

VR = Capacidad de un tornillo a cortante.

Av = Área de un tornillo.

fy = Esfuerzo de fluencia del acero (A-325; 6330 kg/cm²).

La fuerza cortante resistente es la capacidad resistente de un tornillo por el número de tornillos, y esta debe de ser igual o mayor a la fuerza debida al momento en los patines.

El cálculo de los tornillos es de primordial importancia para calcular la entrega o base de soporte para la viga que debe resistir el cortante, que en este caso es la carga axial transmitida a la columna, y el momento, que en este caso es transformado en forma de fuerza axial.

III.6. DISEÑO DE MENSULA DE APOYO.

La ménsula de apoyo para recibir una viga por lo general es uno de los aspectos más importantes del montaje de una estructura. Por lo general ésta esta compuesta por tres placas de unión, una en cada patín y otra den el alma de la viga, esta tercer placa también se puede colocar en la parte inferior de la placa del patin inferior.

Las placas deben recibir a la viga montable de tal forma que facilite el montaje de la misma, para poder lograr un montaje exitoso se debe pensar en las holguras, por lo general se puede dejar una holgura de un octavo de pulgada. Debe cuidarse que la holgura no sea muy grande debido a las excentirdades que esta puede causar.

El diseño de la ménsula o placas de unión viga-columna se pueden hacer de varias maneras, siempre y cuando no se dejen los elementos mecánicos a un lado. Lo que haremos es dimensionar la ménsula de tal forma que en la parte superior de la viga colocaremos un ángulo y en la parte inferior una ménsula formada con placas.

El ángulo tomara el momento de la viga transformado en forma de fuerza axial, la ménsula tomara parte del momento y todo el cortante. De esta forma se procederá a calcular las uniones con la ayuda de las siguientes ecuaciones.

El principio es el de descomponer nuestro momento de diseño en fuerza axial para de esta forma calcular los tornillos que se deberán de colocar de cada lado en nuestras uniones.

$$F = M / d$$

F = Fuerza cortante en forma axial.

M = Momento de diseño.

d = Peralte Efectivo de la viga.

Una vez que tenemos nuestro momento en forma de carga axial debemos de calcular los tornillos correspondientes, los tornillos serán de acero estructural A-325, para esto deberemos de estar conscientes de que los tornillos de unión son la base importante de una unión.

TESIS
FALLA DE UNIÓN

Ahora debemos calcular el área de los tornillos que se deben usar para poder hacer el primer tanteo de cuantos tornillos debemos emplear en los patines de nuestra viga.

$$A = F/\sigma$$

A = Área necesaria de tornillos en cada uno de los patines.

F = Fuerza axial en patines de la viga.

σ = Esfuerzo del limite de fluencia del acero (A-325; $F_R f_y = 0.60(6330)$).

El área calculada nos permite darnos una idea de la cantidad y magnitud de tornillos que deberemos usar de cada lado de los patines y para cada patín, es decir si dividimos el área entre dos el resultado será el área necesaria para cada patin, si dividimos entre cuatro será el área necesaria para cada lado de cada patín.

Primero debemos de suponer un diámetro de tornillo, posteriormente calculamos el número de tornillos por cada lado.

$$\# \text{ Tornillos} = \frac{F}{0.75(A_v)(f_y)}$$

F = Fuerza axial en patines de la viga, producto del momento.

A_v = Área de un tornillo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-325; 6330 kg/cm²).

El número de tornillos debe de ser el número par superior al número de tornillos resultante de la expresión anterior, esto es para poder colocar la mitad de tornillos de un lado y la mitad de otro, no se pueden colocar medios tornillos.

La ménsula se divide de dos partes, lo que se le llama cartabón que es la placa colocada por de bajo de la placa que se une con el patín inferior, y la placa de asiento que es la que se une al patín inferior.

Procederemos a calcular la dimensión de la placa de apoyo para esto deberemos convertir una vez más los momentos en cargas axiales, y supondremos una dimensión de placa para así poder dimensionarla.

$$t = A/b$$

t = Espesor de la placa

A = F/Fy (Fuerza axial en patines/ (0.9(2530))

A = Área requerida para soportar los esfuerzos

b = Dimensión supesta.

El grueso de la placa, es decir el espesor será en centímetros, y tendremos que redondearlo a pulgadas y una vez más redondearlas a placas de dimensiones comunes. De esta forma deberemos de volver a calcular "b", es decir el dimensionamiento correcto de la placa de apoyo.

Una vez más deberemos de usar el momento en forma axial, para así poder calcular la soldadura que se requiere para soldar la ménsula, la parte superior deberá soportar el momento y la placa inferior, es decir el cartabón, deberá resistir el cortante o carga axial transmitida a la columna.

De esta forma nuestra unión deberá soportar los elementos mecánicos transmitidos a la columna con éxito y de la mejor forma para facilitar el montaje de la estructura.

La siguiente expresión sirve para calcular los centímetros lineales de soldadura que se necesitan para tomar las fuerzas cortantes, fuerzas axiales y las resultantes de los momentos flexionantes.

$$C = \varphi Fr f_y t_{\min} \cos 45^\circ$$

C = Capacidad de la soldadura por centímetro lineal.

φ = Factor de reducción de la capacidad de soldadura.

Fr = Factor de reducción al límite de fluencia del acero (FR=0.60).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-36; 4200 kg/cm²).

t_{\min} = Espesor de la garganta de la soldadura, no necesariamente el mínimo.

La capacidad de la soldadura se usará para determinar los centímetros necesarios por filete de soldadura, la carga o fuerza a soportar se divide entre el número de filetes por la capacidad de soldadura y listo. El espesor de garganta de la soldadura no podrá ser mayor a la menor placa que se estén soldando.

La longitud de soldadura necesaria se calcula de una manera muy sencilla es decir la fuerza a la que estará sujeta y la capacidad por centímetro lineal se combinan de la siguiente manera:

$$L = F/C$$

L = Longitud necesaria para la carga F

F = Fuerza axial en los patines la viga.

C = Capacidad de la soldadura por centímetro.

La longitud de la soldadura por lo general se divide en dos para así poder soldar la pieza por los dos lados. En dado caso de que la dimensión de la pieza a unir fuera menor, se debería optar por otro tipo de unión, o hacer ranuras de tal forma que se pudiera cumplir con este requisito.

La ménsula de apoyo necesita la ayuda de una placa de unión para recibir el momento transmitido a la columna, para esto posemos usar otra placa exactamente igual a la inferior, que sería calculada de la misma manera, pero por motivos ilustrativos lo haremos con un ángulo supuesto, lo primero que se debe hacer es suponer el ángulo y posteriormente revisarlo, se debe de escoger un ángulo que respete las medidas adecuadas para poder ser soldado al patín superior de la viga.

El ángulo se revisará de la siguiente manera:

$$Z_x = Y_p(F)/(0.9(0.6(f_y)))$$

Z_x = Modulo de sección plástico del ángulo.

Y_p = Distancia al eje neutro.

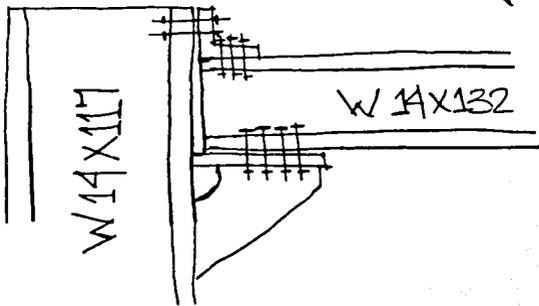
F = Fuerza axial en los patines de la viga.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (A-36; 4200 kg/cm²).

El modulo de sección del ángulo debe de ser mayor al calculado, para estar más del lado de la seguridad se puede usar el módulo de sección del ángulo y no el modulo de sección plástico del ángulo que en este caso es mayor.

Con fines ilustrativos haremos solo el cálculo para la ménsula más desfavorable, ya que las demás serán de menor magnitud, de esta forma nos aseguramos que las demás ménsulas estén sobradas.

CONEXIÓN DE VIGA COLUMNA.



$$V = 15.27 t ; M_{max} = 44.78 t \cdot m$$

W 14 X 117	}	W 14 X 132
d = 61.62 cm		d = 37.24 cm
tw = 1.40 cm		tw = 1.64 cm
tf = 2.16 cm		tf = 2.62 cm
bf = 32.51 cm		bf = 37.40 cm

$$F = \frac{M}{d} = \frac{44.78 \times 10^5}{37.24} = 120,247.85 \text{ kg} \rightarrow 120.25 t$$

$$A = \frac{P}{f} = \frac{120.25 \times 10^3}{0.6(6330)} = 31.16 \text{ decm}^2$$

• TORNILLOS. A-325 7/8" (3.88 cm²)

$$\# \text{ TORNILLOS} = \frac{120.25 \times 10^3}{0.75(3.88)(6330)} = 6.53 \rightarrow 8 \text{ TORNILLOS}$$

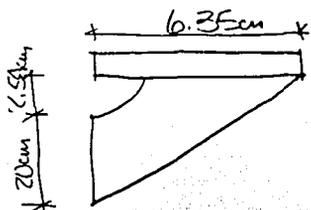
↓
4 DE CADA LADO

$$\text{CAPACIDAD TORNILLO} = 0.75(3.88)(6330) = 18,420 \text{ kg}$$

$$FR = 8(18,420.3) = 147.36 t > 120.25 t \checkmark$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MENSULA DE APOYO.



$$V = 15.27t$$

$$f_v = \frac{15.27t}{20(z)} = 381.75 \text{ Kg/cm (POR LADO)}$$

$$f_t = \frac{15.27 \times 10^3 (4.45)}{2/3 (20(z))} = 254.82 \text{ Kg/cm}$$

$$\therefore F = \frac{15.27 \times 10^3 \left(\frac{6.35 - 2.54}{2} + 2.54 \right)}{20/3}$$



$$F_{\text{MAX}} = \sqrt{(381.75)^2 + (254.82)^2} = 458 \text{ Kg/cm}$$

$$t = \begin{cases} t_{fv} = 2.67 \text{ cm} \\ t_{fc} = 2.16 \text{ cm} \end{cases} \quad t_{\text{MAX}} = 2.16 \text{ cm}$$

$$C = 0.75(0.6(2530))(0.707)(2.16) = 1,738.89 \text{ Kg/cm} > 458.98 \text{ Kg/cm}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MENSULA DE APOYO.

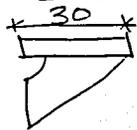
✦ DIMENSIÓN DE LA PLACA.

$$F = \frac{M}{d} = \frac{44.78 \times 10^5}{37.24} = 120.25 t$$

→ AREA DE PLACAS.

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{120.25 \times 10^3}{0.9(2530)} = 52.81 \text{ cm}^2$$

∴ SUPONIENDO $b = 30 \text{ cm}$



R 30cm X 30cm

$$t = \frac{A}{b} = \frac{52.81}{30} = 1.76 \text{ cm (0.69")}$$

$$t = 3/4" (1.91 \text{ cm}) \quad b = \frac{52.81}{1.91} = 27.65 \text{ cm} \rightarrow 28 \text{ cm}$$

∴ R 28cm X 28cm X 3/4"

✦ SOLDADURA DE PLACA A COLUMNA.

$$C = \phi f_y A = 0.75(0.9(2530))(\cos 45^\circ (1.91)) = 2,306.44 \text{ kg/cm}$$

$$t = 3/4" (1.91 \text{ cm})$$

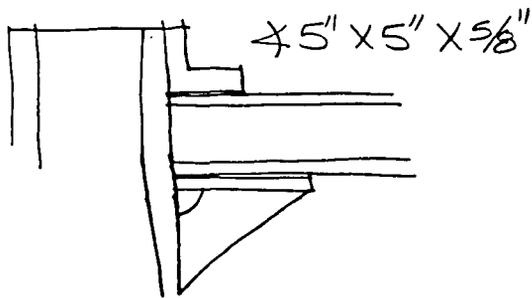
$$L = \frac{120.25 \times 10^3}{2,306.44} = 52.14 \text{ cm} \rightarrow 26.07 \text{ cm/LADO}$$

∴ 26.07 cm < 28 cm ✓

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

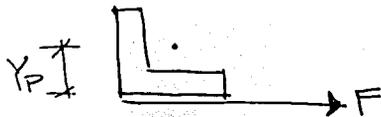
MENSULA DE APOYO.

• REVISIÓN DEL ÁNGULO.



$$\sigma = \frac{M_A}{S_x}$$

$$F = \frac{44.78 \times 10^5}{37.24} = 120.25 \text{ t}$$



$$M_A = Y_P F$$

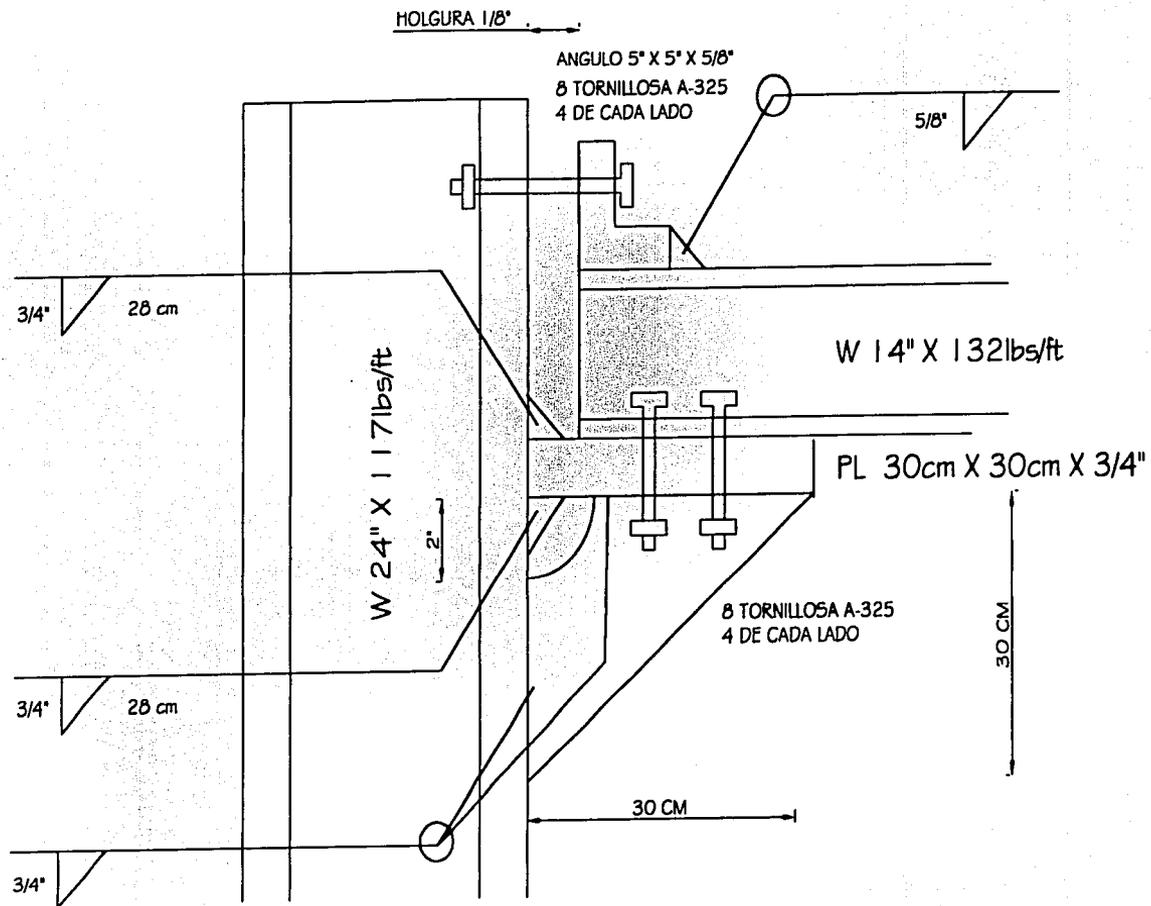
4 5" X 5" X 5/8"

$$\begin{cases} Y_P = 0.586 \text{ in (1.49 cm)} \\ Z_x = 113.81 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$Z_x = \frac{1.49 (120.25 \times 10^3)}{0.9 (2,530)} = 78.61 \text{ cm}^3 < 113.81 \text{ cm}^3$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

UNION VIGA CON COLUMNA



c19

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV. CONSTRUCCIÓN.

Uno de los aspectos más importantes de la edificación es en si la construcción de la misma. El factor más importante es el de seguir las normas y procedimientos establecidos en un proyecto, el Ingeniero debe de apegarse a estos procedimientos lo más que le sea posible, dado que en muchos casos no es posible seguir al pie de la letra todas y cada uno de las normas y procedimientos establecidos con anterioridad en el proyecto.

La primer parte en la que el Ingeniero o constructor se debe preocupar, una vez teniendo su proyecto, es en el trazo. El trazo de una obra es como quien dice el principio de la edificación, si esta se lleva a cabo mal, pues todo el proyecto quedará de acuerdo con este primer error, que se debe evitar a toda circunstancia.

Cuando el proyectista esta haciendo un diseño debe tomar en cuenta algunos aspectos importantes, como pueden ser: holguras en montajes de estructuras, enjarres en muros y columnas, falsos plafones, diámetro de muros, etc...

En fin puede haber un sin fin de aspectos con los cuales uno se puede encontrar en la construcción de un inmueble. Lo importante es tomarlos en cuenta a la hora de estar elaborando un proyecto. Debido a estos pequeños detalles que podrían parecer insignificantes, muchas veces las medidas de proyecto varían de las medidas físicas en la obra.

La inconveniencia de estas diferencias de medidas físicas es de mayor importancia aun cuando se usan elementos prefabricados. En nuestro caso la ejecución de la obra nos exige de la prefabricación de columnas y vigas.

En teoría el taller de estructuras debe formular los elementos prefabricados de una estructura, para así poder ensamblar en campo con mayor facilidad. No siempre se ejecutan las obras de tal manera. Hay veces que lo único que se transporta al campo es el material, de tal manera que la estructura se fabrica totalmente en el campo.

Para poder montar una estructura en campo las piezas deben estar listas cuando llegue el momento adecuado, es decir cuando el proceso constructivo nos lo exija. Por lo general las estructuras metálicas son montadas en estructuras de concreto, ya sean zapatas o columnas de concreto armado. En nuestro caso se hará una conexión zapata columna.

Una vez que tengamos lista nuestra unión de zapata con columna, tendremos que unir nuestra viga de carga con las columnas en ambos extremos, formulando así un marco rígido.

Para poder empezar todo este montaje primero debemos elaborar una excavación de acuerdo con nuestro proyecto. Para saber de que índole será nuestra excavación deberemos recurrir a los cálculos ya establecidos. Para tratar de facilitar la rapidez de construcción se pueden hacer uso de retroexcavadoras según sea el caso, o también se puede llevar una excavación manualmente siempre y cuando sea la opción más acertada.

Para simplificar la construcción de nuestra estructura se optó por hacer solo dos tipos diferentes de zapatas aisladas, las centrales y las exteriores, de esta forma en lugar de preocuparnos por diez zapatas, solo lo haremos por dos.

De las tres zapatas centrales de ambos lados, o sea de entre seis zapatas, se optó por calcular la más desfavorable, de esta forma se simplifica el proceso constructivo de las mismas. Lo mismo se hizo con las zapatas exteriores, dentro de las cuales se encontraron cuatro zapatas llegando así a un solo diseño para las cuatro.

En cuanto a la dimensión de la zapata otros dos aspectos muy importantes toman lugar. El primero es el concreto que se usará en la elaboración de la misma. En nuestro proyecto se optó por diseñar un concreto de no una alta resistencia debido a la localización del proyecto, y este fue de 150 kg/cm^2 .

Este concreto podrá no ser de una resistencia muy alta pero debido a las circunstancias de elaboración en obra se pensó de tal manera. Un concreto de esta resistencia es más fácil de elaborar con seguridad de que la resistencia sea la correcta.

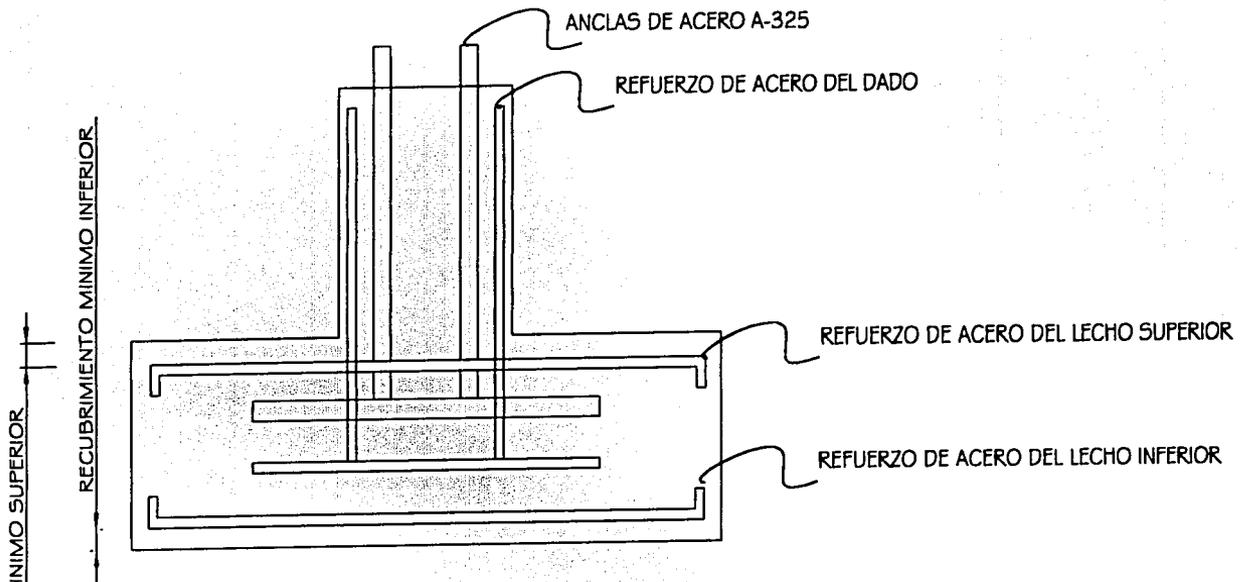
La forma de elaboración de un concreto es de suma importancia, la calidad del agua y los agregados son los que asumen la responsabilidad de la resistencia junto con las personas que lo elaboran. El concreto elaborado en campo difícilmente podrá superar las resistencias logradas con un concreto premezclado en algún laboratorio reconocido.

El concreto en si por solo mismo solo funciona adecuadamente a la compresión, por lo cual requiere la ayuda del acero de refuerzo, que debe colocarse adecuadamente, para que de esta forma funcionen como un solo cuerpo, de aquí el nombre de concreto armado.

El acero de refuerzo debe de colocarse como se realizo el calculo estructural de la zapata, cuidando los recubrimientos mínimos permisibles, y en caso de traslapes respetando las longitudes de desarrollo correspondientes.

A continuación se presenta un croquis de las zapatas que se calcularon para la cimentación de este edificio.

CROQUIS DE ZAPATA PARA RECIBIR COLUMNA



125

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Un aspecto muy importante de estas zapatas son las anclas de conexión para recibir la placa base de las columnas diseñadas. Estas anclas toman la placa base por medio de tuercas de alta densidad las cuales ajustan la columna para que esta se encuentre a nivel y a plomo en sus dos caras.

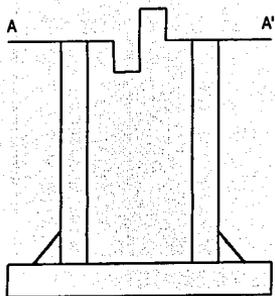
Pueden existir otros tipos de empotramientos zapata columna, pero en este caso este sería el más adecuado debido a la rapidez de la construcción de el edificio.

La colocación de las anclas se logra con una plantilla que será exactamente una copia fiel de la placa de asiento, o placa base, de la columna. De esta manera se puede lograr la prefabricación de las columnas para que sean totalmente montables en campo.

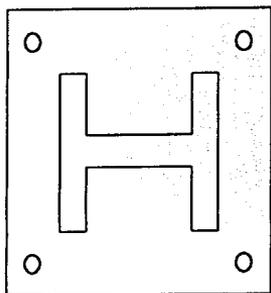
La colocación de las columnas muchas veces requiere de la ayuda de una grúa debido al peso de la misma columna, en otros casos no lo amerita. A continuación se muestra un croquis de la unión zapata columna.

UNION DE ZAPATA CON COLUMNA

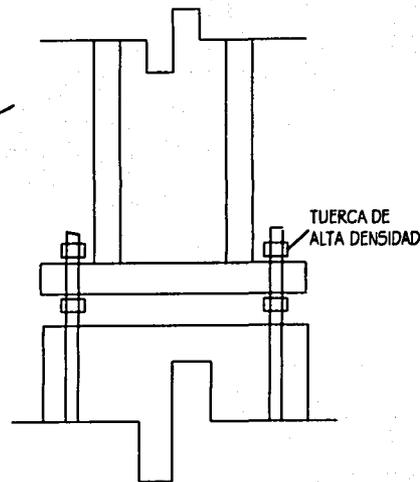
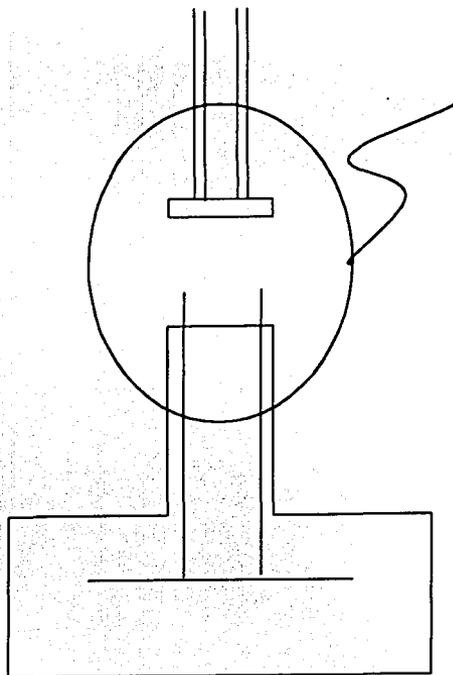
COLUMNA TIPO IPR
CON PLACA DE ASIENTO



CORTE AA'



DETALLE DE UNION ZAPATA COLUMNA.



UNION DE ZAPATA COLUMNA
CON DOBLE TUERCA PARA
PODER NIVELAR.

127

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una vez que tenemos nuestras columnas montadas en nuestras zapatas es hora de montar las vigas sobre nuestras columnas. Esta es una de las uniones más comunes en la construcción de estructuras. Existen muchas formas de conectar las columnas de las vigas, pueden ser soldadas, atornilladas o ambas.

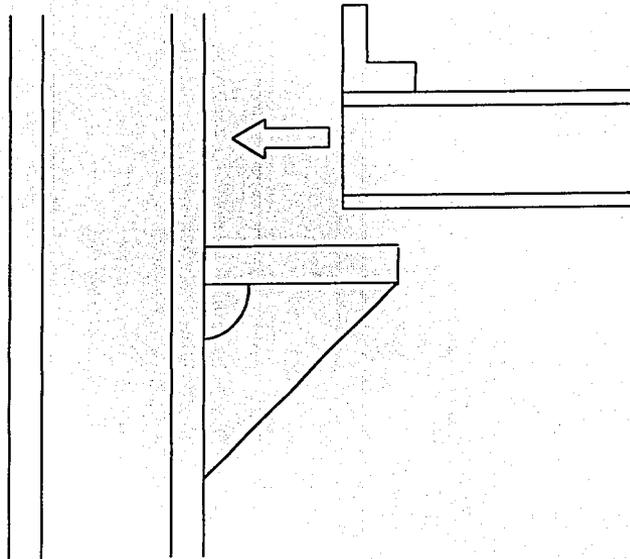
Nosotros optamos por hacer una combinación de las dos, soldar las placas de unión antes de montar, para después atornillar a la hora de montar nuestros elementos estructurales.

Hay un aspecto muy importante a la hora de montar las estructuras y este son las holguras de construcción. Debido a ellas se facilita o dificulta el montaje de la estructura, es decir, si la holgura queda demasiado grande nuestro elemento estructural queda chico, por lo contrario, si la holgura es pequeña o no hay una holgura, el elemento puede ser que no calce en nuestra estructura, al igual que una pieza de rompecabezas.

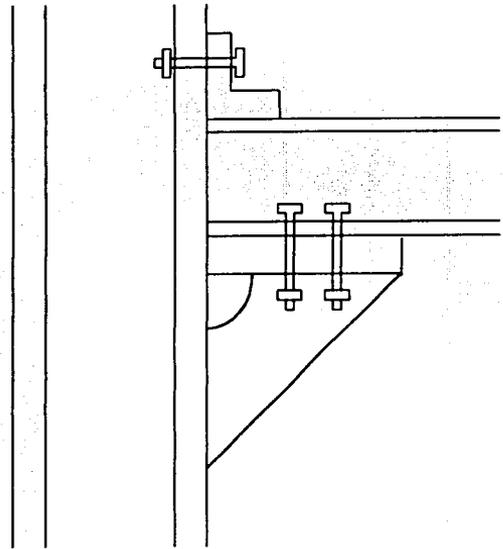
El siguiente croquis muestra como debe de ir el montaje de la viga en la columna, respetando las medidas de proyecto y placas de unión.

CONEXION VIGA COLUMNA

COLUMNA Y VIGA CON SUS PLACAS DE UNION



COLUMNA Y VIGA CON SUS PLACAS DE UNION
ATORNILLADAS CON TUERCAS DE ALTA DENSIDAD
Y TORNILLOS A-325



129

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

V. CONCLUSIONES.

El cálculo de una estructura se puede llevar a cabo de diferentes formas dependiendo del punto de vista del proyectista, hay unos más tolerantes que otros, y cada quien tendrá diferentes opciones para resolver un mismo diseño.

El diseño de la estructura podrá o no ser diferente, pero el fin es el mismo, y cualquiera de los diferentes diseños deberá resolver la causa o motivo del diseño.

En nuestro caso se usaron los mismos elementos mecánicos y de ahí se empezó a elaborar el diseño estructural de la casa club "EL TORO", lo que haremos a continuación es una comparación de los resultados obtenidos manualmente y los resultados obtenidos por medio de el programa estructural STAAD-III.

Los resultados deberán de ser muy similares, pero no iguales, debido a que fueron diseñados respetando los mismos elementos mecánicos: estos elementos deben de ser del mismo orden y para poder compararlos mostraremos la siguiente tabla.

La siguiente tabla se muestran los resultados de ambos cálculos que se realizaron para los cinco marcos de la casa club.

MARCO	COLUMNA MANUAL	VIGA MANUAL	COLUMNA STAAD-III	VIGA STAAD-III
1	W 12X87	W 12X65	W 12X 79	W 12X87
2	W 21X101	W 14X109	W 21X101	W 14X132
3	W 21X101	W 14X109	W 21X122	W 14X109
4	W 21X101	W 14X120	W 24X117	W 14X132
5	W 12X87	W 12X65	W 12X79	W 12X87

Como se puede observar los resultados son muy parecidos, más no iguales, aquí es donde se tiene que decidir que elemento estructural se usará para el proyecto.

**TESIS
FALLA DE ORIGEN**

Un factor que se puede observar en los dos diferentes cálculos es el de que en el marco cuatro se aprecia un aumento en las secciones con respecto a las demás, esto es debido al área tributaria del marco cuatro.

De la misma forma se aprecia que en los marcos extremos (1 y 5) la sección es considerablemente más pequeña, este efecto también es debido a el área tributaria de los marcos.

El factor responsable de que los marcos 1 y 5 sean exactamente iguales para cada caso es el de que el área tributaria es muy similar, y a parte se está diseñando con la misma carga de diseño para ambos casos.

Estos aspectos mencionados con anterioridad los debe de saber el diseñador de antemano a los resultados de los cálculos, estas consideraciones ayudan a tener y poder apreciar los resultados de una forma congruente y lógica.

Por ejemplo si en alguno de los diseños los marcos 1 y 5 fueran muy distintos, esto inmediatamente indicaría que hay un error de cálculo. Este posible error podría ser causa de un mal análisis estructural, o un error de cálculo de secciones.

Como este ejemplo pueden haber varios casos, los marcos intermedios, es decir el 2, 3 y 4, deben de tener resultados similares y el marco número 4 deberá de ser un poco más robusto.

Estas suposiciones basadas en áreas tributarias son aspectos que antes de realizar los cálculos estructurales el diseñador las debe de visualizar, es una forma muy acertada de tener una idea de cómo revisar los resultados cuando no se tiene forma de revisar los elementos estructurales de un diseño.

Cuando se cuenta con un programa estructural como el STAAD-III, es más fácil la revisión del diseño. Siempre que se use un programa de cálculos estructurales es de suma importancia tenerle confianza, porque uno deja en sus manos la seguridad de que el cálculo se elaboró de forma correcta y acertada.

Para poder tener la confianza en un programa no queda más que revisarlo una y otra vez, de tal forma que comparemos resultados una y otra vez, hasta llegar a una conclusión de cómo funciona el programa en uso.

Por ejemplo en nuestro caso el diseño elaborado manualmente resultó ser un poco más liviano que el del programa estructural. Hay motivos por los cuales esto sucedió, el programa utiliza desplazamientos y deflexiones causados por fuerzas dinámicas para elaborar tanto el análisis como el diseño estructural y factores de seguridad, es decir un diseño de segundo orden.

En cambio en la presente tesis sólo utilizamos el resultado del análisis estructural del programa, sin tomar en cuenta estos efectos de segundo orden, como pueden ser torsiones, momentos causados por deflexiones, etcétera.

Sin embargo el diseño lo considero muy acertado y muy apegado a la realidad, la eficiencia al diseñar una estructura es primordial, esta puede reducir costos al disminuir el peso de la estructura.

Por otro lado cuando es un diseño no repetitivo, como es nuestro caso unos pocos kilos de más no afectan en una forma considerable el costo de la estructura. Hay que ser razonable en cuanto que es más liviano y que no es.

Cuando se elabora un cálculo en el que la pieza que se está diseñando se construirá con repeticiones muy elevadas, es muy importante tomar conciencia de que una reducción en el peso del elemento estructural será una reducción automática en el costo de la estructura y será muy útil.

Para poder llevar a cabo la reducción del peso de una estructura hay muchas formas, una de ellas es hacer uso de contraventeos, para así reducir la longitud de pandeo lateral, otra más simple es la de reducir los claros, las alturas de las columnas, etcétera.

Por desgracia la forma de calcular y reducir peso en las estructuras se adquiere con la experiencia, y muchas veces por más iteraciones y diseños diferentes que se elaboren no se puede llegar al peso adecuado.

El propósito de esta tesis fue el de comparar los resultados del STAAD-III; los resultados son muy aceptables en ambos casos, en el diseño de esta construcción la solución más viable puede ser de la siguiente manera.

MARCO	COLUMNA	VIGA
1	W 12X79	W 12 X 65
2	W 21 101	W 14X 120
3	W 21 101	W 14X 120
4	W 21 101	W 14X 120
5	W 12X79	W 12 X 65

El resultado es una combinación en la que se dividen los cinco marcos en dos tipos, esto facilita la construcción y el control de insumos.

Para los marcos 1 y 5, se escogió la columna calculada por el STAAD-III, y la viga calculada manualmente. Hay que tener cuidado al hacer este tipo de combinaciones, debido a que se están cambiando la rigidez entre viga y columna. Para esto al finalizar habría que revisar en el programa si los elementos están o no en un estado de falla.

Al igual que en los marcos extremos, los intermedios también se pueden combinar dejando la columna y la viga, calculadas manualmente en el marco 4; al igual que los otros marcos habría que revisar los cambios en la rigidez.

Los cambios en la rigidez de estas vigas y columnas es muy pequeña, debido a la similitud de los perfiles. De todos modos cuando se hace este tipo de combinación primero vale la pena revisar las rigideces, y luego proyectar el diseño.

El propósito de la combinación es solamente para reducir el peso y tener una estructura más uniforme, esto por ningún motivo quiere decir que alguna de las dos estructuras calculadas sea incorrecta o inapropiada.

La ejecución de la estructura muchas veces domina sobre el diseño, y también a veces el proyecto arquitectónico es intocable y absurdo, sin embargo, en muchas ocasiones debe ser modificado por requerimientos estructurales.

El costo de la estructura debe ser razonable y adecuado, para así poder competir en el mercado que no es nada fácil. El costo de una estructura por ningún motivo y nunca debe de alterar la seguridad de una edificación cualquiera que sea.

La seguridad de los usuarios de una edificación está por encima del Ingeniero, Arquitecto y el costo.

BIBLIOGRAFÍA.

**ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO.
OSCAR M. GONZÁLES CUEVAS, FRANCISCO ROBLES FERNÁNDEZ.
LIMUSA, 1995 MÉXICO DF.**

**DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.
BORIS BRESLER, T. Y. LIN.
LIMUSA, 1973 MEXICO DF.**

**COMENTARIOS, AYUDAS DE DISEÑO Y EJEMPLOS DE LAS NORMAS
TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
ESTRUCTURAS METÁLICAS, DDF. (VOL I Y II)
OSCAR DE BUEN.
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM, JULIO 1993 MEXICO DF.**

**STRUCTURAL STEEL DESIGN.
JACK C. McCORMAC.
INTERNATIONAL TEXTBOOK COMPANY, 1965 PENNSYLVANIA USA.**

**MANUAL PARA CONSTRUCTORES.
ACERO MONTERREY.
SISTEMAS Y SERVICIOS TÉCNICOS S.A., MONTERREY NL MÉXICO.**

**REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL.
LUIS ARNAL SIMÓN, MAX BETANCOURT SUÁREZ.
TRILLAS, 1998 MÉXICO DF.**

**AISC MANUAL.
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.**