

**Universidad de San Carlos de Guatemala**

**Facultad de Ingeniería**

**Escuela de Ingeniería Civil**

**PROPUESTA DE CASA COMUNITARIA DE DOS NIVELES CADA  
UNO DE 42 M<sup>2</sup> COMBINANDO ESTRUCTURA METÀLICA Y  
CONCRETO**

**SELVIN ELISANDRO GALEANO PEREZ**

**ASESORADO POR ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA**

**GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2005**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA DE CASA COMUNITARIA DE DOS NIVELES CADA  
UNO DE 42 M<sup>2</sup> COMBINANDO ESTRUCTURA METÀLICA Y  
CONCRETO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

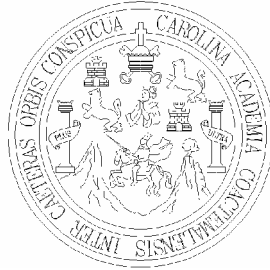
POR

**SELVIN ELISANDRO GALEANO PEREZ**

ASESORADO POR ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA  
AL CONFERIRSELE EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO            Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
VOCAL I:  
VOCAL II:        Lic. Amahán Sánchez Álvarez  
VOCAL III:      Ing. Julio David Galicia Celada  
VOCAL IV:      Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz  
VOCAL V:       Br. Elisa Yasminda Vides Lima  
SECRETARIA:   Inga. Marcia Ivonne Véliz

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN PRIVADO

DECANO            Ing. Sydney Alexander Samuels Milson  
EXAMINADOR:   Ing. Jorge Lam Lan  
EXAMINADOR:   Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
EXAMINADOR:   Ing. Julio Luna Aroche  
SECRETARIO:    Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**PROPUESTA DE CASA COMUNITARIA DE DOS NIVELES CADA UNO DE 42 M<sup>2</sup> COMBINANDO ESTRUCTURA METÀLICA Y CONCRETO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 12 de noviembre de 2002.

Selvin Elisandro Galeano Pérez

## ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por privilegiarme con esta oportunidad de vida. Para reconocer su gloria y su misericordia.
- MIS PADRES** José Rubio Galeano García.  
Rafaela Pérez Ochoa.  
Por sus esfuerzos extremos, brindándome sus mejores años de manera incondicional.
- MIS HERMANOS** Otto Rene Quezada Pérez y Fausto Oliver Galeano Pérez. Por contribuir en mi formación como profesional pero sobre todo por su fidelidad de hermanos.
- MI ESPOSA** Maria Elizabeth Ganuza Velasco, por su reconocimiento del tiempo necesario para lograr este triunfo. Pero sobre todo por su amor sincero.
- MI HIJA** Nicole Abigail Galeano Ganuza, por su cariño y ternura, los cuales cada día me impulsan a ir mas lejos.
- MIS ABUELOS** José Rito Pérez Rodríguez, (QEPD), por sus insuperables consejos.  
Elena Ochoa Escobar, por su atención de madre.  
Antonio Galeano Reyes, (QEPD), por haber legado carácter en mi padre.  
Ernestina García Ruiz, por sus incontable oraciones, cariño y cuidados.

## AGRADECIMIENTO ESPECIAL A:

Mis tíos, Por brindarme ánimos en momentos difíciles.

Mis primos, Por su cariño incondicional.

Mis amigos, Por prestar atención a mis problemas, en especial a Byron García Argueta por recorrer conmigo cada aula de estudios y su amistad sincera.

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por su valiosa asesoría en la revisión del presente trabajo de graduación.

Ing. Oscar Alexis Bonilla Vallejo, por su amistad y asesoría profesional, permitiéndome conocer nuevas fronteras en la ingeniería.

Ing. Antonio Cabrera, por su apoyo didáctico profesional.

Arq. Manuel de Jesús Gómez, por su apoyo en el desarrollo de mis estudios universitarios, dentro de APSA

Sr. Alberto David Barrios y Barrios, por permitirme tomar experiencia dentro de su empresa y todos sus buenos consejos teóricos y prácticos.

Sr. Guadalupe Alberto Reyes Aguilar, por su confianza y su apoyo para lograr este triunfo.

La Facultad de Ingeniería, por haberme legado conocimientos académicos para la vida.

La Universidad de San Carlos de Guatemala, por haberme albergado dentro de sus aulas, otorgándome un grado académico con prestigio.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	I
LISTA DE SIMBOLOS	V
GLOSARIO	VII
OBJETIVOS	IX
INTRODUCCIÓN	XI
1. CONCRETO	
1.1 Generalidades del proceso de construcción en concreto	1
1.2 Diseño de mezcla	2
2. SISTEMAS DE LOSA PARA ENTREPISO APOYADO SOBRE VIGAS DE ACERO	
2.1 Losa tradicional	7
2.2 Cimbra de lámina estructural y concreto	10
2.3 Vigueta y bovedilla y concreto	15
2.4 Vigueta y formaleta metálica y concreto	18
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MARCOS RIGIDOS EN CONCRETO	
3.1 Vigas	20
3.2 Columnas	32
3.3 Cimentaciones	44

4.	ESTRUCTURA METÁLICA	
4.1	Historia y evolución de las estructuras metálicas en Guatemala	55
4.2	Tipos de estructuras metálicas	56
4.3	Elementos típicos que componen un sistema estructural en acero	58
4.4	Perfiles comerciales y sus propiedades	59
5.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MARCOS RÍGIDOS EN ACERO	
5.1	Vigas	61
5.2	Columnas	70
5.3	Anclajes	77
5.4	Cimentaciones	83
5.5	Trabes y uniones	83
5.6	Arriostramiento de la estructura	111
6.	PROCESO DE CONSTRUCCIÓN	
6.1	Fabricación de estructura metálica	121
6.1.1	maquinaria y equipo	121
6.1.2	insumos	122
6.1.3	soldadura de taller y en obra	124
6.1.4	normas de seguridad	125
6.2	Montaje	132
6.2.1	métodos	133
6.2.2	normas de seguridad	135
6.3	Construcción de losa	139
6.4	Modulación interior	143



7. COSTOS Y PRESUPUESTOS	
7.1 memoria de calculo	145
7.2 integración de presupuesto	146
CONCLUSIONES	194
RECOMENDACIONES	195
BIBLIOGRAFIA	196
ANEXOS	197

## ÌNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1. Sección de una losa de concreto apoyada sobre una viga de acero	7
2. Costilla de lámina perpendicular a la viga	10
3. Costilla de lámina paralela a la viga	10
4. Integración del sistema cimbra de lámina estructural y concreto reforzado	12
5. Detalle típico de vigueta en sección y perfil	15
6. Sección típica de losa prefabricada de vigueta y bovedilla con sus dimensiones expresadas en metros	15
7. Diagrama de fuerzas en la sección de una viga	22
8. Comportamiento esfuerzo deformación del concreto y el acero bajo carga axial	34
9. Diagrama de amplificación de interacción carga-momento	37
10. Casos típicos que ilustran la deformación de las columnas pandeadas para diversas condiciones de restricción en los extremos y sus factores de longitud K correspondientes	38
11. Tipos de cimentación	44
12. Efecto de excentricidad en zapatas	50
13. Detalle de cimentación individual para columna de acero	52
14. Estructura metálica estándar utilizada para bodega	55
15. Tanque elevado para almacenar agua potable fabricado en acero	55
16. Estructura tridimensional para techo fabricada en acero	56
17. Sección típica de elementos de acero más utilizados en la construcción con estructura metálica	57
18. Diagrama de esfuerzos en una sección rectangular	59
19. Articulación plástica en una viga de acero de sección W	61

20. Simbología para nombrar los elementos que componen la sección típica de una viga de acero tipo W	63
21. . Efecto de esfuerzo cortante en una viga	63
22. (a) Variación de esfuerzo cortante en la sección transversal de un perfil I, (b) variación en una sección rectangular	65
23. Longitudes efectivas en marcos arriostrados	71
24. Factores de rigidez K recomendados según sea el caso	72
25. Detalle de una placa de base, sus componentes y reacciones	75
26. Perímetro de concentración de la presión de apoyo en una placa de apoyo	76
27. Condición de trabajo en la placa para su análisis según Thornton	77
28. Detalle de perno de anclaje	79
29. Detalle de colocación de pernos de anclaje	79
30. Detalle de unión con tornillos sujeta a fuerzas de tensión	83
31. Efecto de fuerza cortante simple en la unión de dos placas	89
32. Elementos involucrados en un proceso de soldadura	93
33. Tipos de unión soldada	95
34. Componentes de la sección de una soldadura de filete	96
35. Unión de un elemento angular por medio de soldadura de filete	101
36. Soldaduras de filete ubicadas en sobre plano (x,y)	102
37. Unión resistente a esfuerzos de corte	104
38. Unión resistente a momento	106
39. Transmisión de esfuerzos entre viga y columna, por medio de la unión	106
40. Edificios contraventeados y sin contraventeo	109
41. Edificio con conexiones resistentes a momento para resistir fuerzas laterales	110
42. Formas utilizadas para el contraventeo en edificios	111

43. Posibles distribuciones de contraventeo par un edificio	112
44. Arriostamiento de un edificio en sus caras exteriores para formar una estructura tubular	114
45. Formas de estructuración para el sistema tubular de contraventeo	115
46. Sección transversal de entrepiso con losa compuesta de acero y concreto, con cimbra de lámina estructural	133
47. Detalle de conector de cortante en una losa compuesta por vigas de acero y piso de concreto	135
48. Componentes de una losa compuesta por vigas de acero, lámina estructural, conectores de cortante y concreto reforzado	137

## TABLAS

I.	Revenimientos recomendados	3
II.	Cantidad de agua según el revenimiento	3
III.	Proporción agua-cemento	3
IV.	Volumen del agregado grueso por unidad de volumen del Concreto	4
V.	Primer estimado del peso del concreto fresco	4
VI.	Peralte mínimo en vigas y losas siempre y cuando no se calculen deformaciones	8
VII.	Propiedades de la sección de lámina estructural troquelada	12
VIII.	Sobre carga admisible según la longitud del claro y calibre de Lámina	13
IX.	Propiedades de losa prefabricada de vigueta y bovedilla	17
X.	Relación entre cortante y peralte para medir la esbeltez de la sección	27
XI.	Resistencia a tensión de tornillos según su diámetro expresadas en kips	84
XII.	Tamaño de agujeros según su la forma de trabajo del tornillo	86
XIII.	Distancia recomendada entre centro de un agujero estándar y el borde de la parte conectada	87
XIV.	Incrementos requeridos para la abertura de agujeros holgados	88
XV.	Valores de cortante permisible por 1/16 de pulgada en soldadura de filete	99

## LISTA DE SÍMBOLOS

cm	Centímetros
m	Metro
m <sup>3</sup>	Metro cúbico
m <sup>2</sup>	Metro cuadrado
lt/m <sup>3</sup>	Litros por metro cúbico
Rev.	Revenimiento en el concreto
kg/cm <sup>2</sup>	Kilogramos por centímetro cuadrado
lb/plg <sup>2</sup>	Libras por pulgada cuadrada
plg.	Pulgadas
kg/m <sup>3</sup>	Kilogramos por metro cúbico
Kg/m <sup>2</sup>	Kilogramos por metro cuadrado
mm	Milímetros
%	Porcentaje
kg.	Kilogramo
m <sup>3</sup>	Metro cúbico
t	Espesor
L	Longitud
ksi	Kilo libras por pulgada cuadrada
lb/pie <sup>3</sup>	Libras por pie cúbico
Fy	resistencia a tensión para el acero
f'c	resistencia a compresión
gr/m <sup>2</sup>	Gramos por metro cuadrado
I	Momento de inercia de una sección
S	Modulo de sección de un elemento
cm <sup>4</sup> /m	Centímetro a la cuarta por metro
cm <sup>3</sup> /m	Centímetros al cubo por metro

	$\sqrt{\quad}$	
E		Modulo de Young para materiales
W		Carga uniforme distribuida
P		Carga puntual
$\Sigma$		Sumatoria
K		Rigidez de un elemento
$\sigma_f$		Esfuerzo a flexión de un elemento
M		Momento flexionante
C		Distancia del eje hacia la fibra extrema
As		Área de sección de acero
Mn		Momento flexionante nominal

## GLOSARIO

ACI	Instituto americano para el concreto.
AISC	Instituto americano para la construcción en acero.
Bovedilla	Bloque cavernoso, dichas cavernas son en forma de pequeñas bóvedas. Este bloque es fabricado a partir de un mortero de arena blanca y cemento aglomerado por medio de vibración mecánica, en las instalaciones de una fabrica.
Cimbra	Se le denomina así a la cajuela o formaleta que sirve para alojar y moldear el concreto utilizado para fundir una losa.
Conector	Es un elemento de acero, con la sección adecuada para transmitir esfuerzos de un material a otro, de los que forman parte de un sistema estructural.



Fundición	Proceso de mezclado y colocación de la mezcla o concreto.
Losa	Es una placa rígida formada por una combinación de concreto y acero, colocado, geométricamente, para contrarrestar esfuerzos de flexión y corte.
Montaje	Proceso por medio del cual se ensamblan las piezas que conforman un sistema estructural.
Prefabricado	se denomina así a todo material o elemento fabricado, previamente, en una planta de producción, fuera del lugar de proyecto.
Punzonado	Aplicación de carga en un punto de una superficie, el cual causa esfuerzo capas de desprender el área circundante a dicho punto del resto de la superficie.
Revenimiento	Término aplicado a la medición de la fluidez de la mezcla húmeda, por medio de la cual se mide la manejabilidad del concreto.

## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar un proyecto de vivienda familiar para beneficiar a los habitantes que no cuentan con un techo propio para vivir, dignamente.

### **Específicos**

1. Elaborar una base teórica que integre el uso de estructuras de acero combinadas con estructuras de concreto.
2. Crear una guía práctica para el diseño de una edificación para vivienda familiar comunitaria de dos niveles.
3. Desarrollar un proyecto que facilite el proceso de construcción, utilizando materiales prefabricados para obtener ahorro económico en el tiempo de ejecución.



## INTRODUCCIÓN

A medida que transcurren los años, el trabajo de construcción evoluciona con pasos agigantados, las ciudades se expanden, rápidamente, a consecuencia del crecimiento en la población. Esto, por consiguiente, demanda construcciones modernas, las cuales deben ser desarrolladas en espacios limitados, a su vez, estas, deben llenar los siguientes requisitos; estéticamente:

-agradable al ojo, -confortables, -sistema estructural eficiente, -conjunto económico. El trabajo de construcción es un arte en el que se utilizan la experiencia obtenida en construcciones anteriores, realizadas con o sin éxito, las leyes de la física, la matemática y los resultados de investigaciones de laboratorio, para obtener la geometría y las dimensiones de construcción más eficientes. Es importante dar a conocer que, actualmente, existen nuevos sistemas de construcción, en los que se combinan las estructuras de acero con sistemas de piso de concreto y muros de mampostería. El sistema obtenido resulta ser fácil y práctico en el cálculo estructural, rápido en fabricación y construcción, ya que, para el caso de la estructura metálica, se pueden prefabricar cada una de las piezas y, luego, ensamblarse en el proyecto. Los sistemas de piso son rápidos de construir ya que luego de armar la estructura metálica se instala lamina troquelada estructural, electromalla, formaletas perimetrales y, finalmente, el concreto. Los muros perimetrales no soportan cargas adicionales a su propio peso, pues, su función es proporcionar un aislamiento seguro entre el interior y exterior de la construcción, los muros de división internos se construyen con tabla de yeso y, así, la construcción se ejecuta en períodos de tiempo relativamente cortos.

## **1. Losa tradicional**

Consiste en una placa de concreto armado de 8 a 12 centímetros de espesor, apoyada sobre vigas de acero y diseñada bajo el criterio de trabajo en una dirección, la que es perpendicular a las vigas de apoyo. Para su construcción se utiliza formaleta de madera, armado de acero para refuerzo y concreto.

## **2. Cimbra metálica de lámina estructural y concreto reforzado**

En este caso, la placa apoyada sobre vigas de acero está formada por; una cimbra metálica consistente en lámina de perfil troquelado recubierta con zinc este es un troquel de 7 centímetros de peralte aproximado, esta lámina contiene, a través de su longitud, deformaciones rugosas las cuales inducen un efecto de tracción entre lámina y concreto. Esta lámina sirve, a su vez, de formaleta y refuerzo de acero para la parte a tensión y, sobre la misma, se coloca refuerzo por temperatura, este puede ser cubierto por electromalla y, finalmente, concreto, este tipo de losa puede considerarse como losa de sección simple, en la cual la losa transmite el efecto de las cargas en su totalidad y su propio peso hacia las vigas de acero que sirven de apoyo, o, losa de sección compuesta, en la cual la losa comparte los esfuerzos inducidos por las cargas externas y su propio peso con las vigas de apoyo; por medio de conectores de cortante, los cuales se soldan sobre las vigas y quedan embebidos entre el concreto de la losa.

### **3. Vigueta, bovedilla y concreto reforzado**

En este caso, la losa se apoya sobre las vigas de la estructura metálica, colocando viguetas prefabricadas de concreto reforzado separadas entre sí 60 centímetros y el espacio entre viguetas se rellena con bloques de pómez llamados bovedillas, luego, se coloca electromalla como acero de refuerzo y concreto.

### **4. Vigueta, formaleta metálica y concreto reforzado**

La losa se apoya sobre las vigas de la estructura metálica, colocando viguetas prefabricadas de concreto separadas entre sí 60 centímetros, luego, se llenan los estos espacios entre viguetas utilizando formaleta metálica con forma de bóveda a estas se formaletas también se les conoce como casetones, luego, se coloca electromalla como acero de refuerzo y concreto. A diferencia de la bovedilla, este sistema resulta ser más rápido que el anterior descrito pero con desventaja, ya que, la formaleta metálica es rentada y se necesita una mayor cantidad de apuntalamiento.

### **5. Estructura metálica**

Fabricación. Proceso por medio del cual se maquilan los elementos de un sistema estructural, este proceso, frecuentemente, se efectúa dentro de las instalaciones de una planta o taller de estructuras metálicas. Aunque en algunos casos se puede fabricar elementos menores dentro de un proyecto. Aunque la precisión se optimiza si el proceso se lleva a cabo en un taller de estructuras metálicas. Este proceso es imprescindible para la conformación de un sistema estructural prefabricado.



# 1. CONCRETO

## 1.1 Generalidades del proceso de construcción en concreto

El concreto se utiliza en la construcción de pavimentos, losas, vigas, columnas, muros, cimientos, redes de drenaje, redes de agua potable, obras hidráulicas, obras de servicio sanitario, puentes, túneles, etc. Es el resultante de la mezcla entre cemento, arena, grava y agua en proporciones establecidas por el diseño de mezcla. La reacción química que experimenta el cemento al contacto con el agua, es la más importante ya que la resistencia del concreto es resultado de la hidratación del cemento. Debido a que el concreto presenta mayor resistencia a los esfuerzos de compresión que a los de tensión, es necesario según su aplicación. Colocar refuerzo de acero, el cual al contrario del concreto es más resistente a los esfuerzos de tensión. Dando como resultado el concreto reforzado. El proceso de construcción es el resultado del seguimiento de los siguientes pasos:

1. Trabajos de preparación y trazo del área de construcción.
2. excavaciones de zanja para cimentaciones e instalaciones
3. fabricación y colocación de armaduras para cimientos y columnas
4. fundición de cimientos y columnas
5. montaje de estructura metálica
6. levantado de muros perimetrales
7. instalar tuberías de agua potable, drenajes y electricidad
8. armado y fundición de losas
9. fundición de piso de concreto



10. Acabados interiores y exteriores (piso, ventanas, puertas, tabiques, instalaciones eléctricas, hidráulicas, drenajes, cernidos, puertas)

## **1.2 Diseño de una mezcla**

Antes de diseñar una mezcla de concreto de peso normal, el ingeniero diseñador debe tener presente que la resistencia del concreto depende la relación agua-cemento, la economía depende de la cantidad de cemento presente y la manejabilidad depende de la cantidad de agua utilizada en la mezcla. El objetivo es producir mezclas de concreto con la resistencia solicitada por la estructura para resistir las cargas aplicadas; con contenido mínimo de cemento y buena manejabilidad. Hoy en día podemos utilizar aditivos reductores de agua en la mezcla o introductores de aire, los cuales proporcionan manejabilidad en el concreto con una relación agua-cemento relativamente baja. Los aspectos importantes a considerar durante el diseño de una mezcla de concreto son: calidad del cemento, proporción del cemento con relación al agua en la mezcla, Resistencia y limpieza del agregado a utilizar, Interacción o adhesión entre la pasta cemento y el agregado, esto se logra utilizando grava originada por la trituración de roca sólida, Mezclar adecuadamente los ingredientes, Colocación, terminación y compactación adecuada del concreto, Curado del concreto a una temperatura no menor de 10 grados Celsius, mientras el concreto alcanza su resistencia, ya sea anegándolo con agua, o utilizando un aditivo o película anti-sol.

El diseño de una mezcla de concreto se efectúa, utilizando tablas basadas en grandes números de mezclas de prueba o efectuando ensayos de laboratorio con los materiales que se utilizaran para una construcción en particular.

Nuestro diseño de mezcla de concreto utiliza el método del código del concreto para el diseño de mezclas. Utilizando las tablas siguientes:

Tabla I. Revenimientos recomendados

Tipo de construcción	Rev. (cm)
Muros de cimentación y zapatas reforzadas	7.5
Zapatas simples, compuertas y muros de subestructura	7.5
Vigas y muros reforzados	10
Columnas de edificios	10
Pavimentos y losas	7.5
Concreto macizo	5

Tabla II. Cantidad de agua según el revenimiento

Rev. (cm)	Agua lt/m <sup>3</sup> según el tamaño del agregado para concreto sin aire incluido				
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1.5"
2.5 a 5	208	199	187	178	163
7.5 a 10	228	217	202	193	178
15 a 18	243	228	214	202	187
Rev. (cm)	Agua lt/m <sup>3</sup> según el tamaño del agregado para concreto con aire incluido				
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1.5"
2.5 a 5	181	175	166	160	148
7.5 a 10	202	193	181	175	163
15 a 18	217	205	193	184	172

Tabla III. Proporción agua-cemento

Resistencia del concreto kg/cm <sup>2</sup> = lb/plg <sup>2</sup>	agua/cemento sin aire incluido	agua/cemento incluido	aire
422 = 6,000	0.41	-	
352 = 5,000	0.48	0.40	
281 = 4,000	0.57	0.48	
210 = 3,000	0.68	0.59	
140 = 2,000	0.82	0.74	

Para una relación agua-cemento constante, la resistencia del concreto se reduce conforme se aumente el contenido de aire.

La resistencia dada en estas tablas se basa en cilindros de 15 cm. X 30 cm. Curados a los 28 días a  $23 \pm 1.7$  grados Celsius, de acuerdo con la sección 9(b) del ASTM C-31, fabricación y curado en campo para los especímenes de concreto para las pruebas de compresión y flexión.

La resistencia que se produce para una relación dada agua-cemento aumentará conforme el tamaño máximo del agregado disminuya.

Tabla IV. Volumen del agregado grueso por unidad de volumen del concreto

Tamaño máximo del agregado (plg)	Volumen del agregado grueso seco compactado por unidad de volumen del concreto para diferentes módulos de finura de la arena			
	<b>2.40</b>	<b>2.60</b>	<b>2.80</b>	<b>3.00</b>
3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44
1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
1"	0.71	0.69	0.67	0.65
1-1/2"	0.75	0.73	0.71	0.69

Tabla V. Primer estimado del peso del concreto fresco

Tamaño máximo del agregado =(in)	Primer estimado del peso del concreto en kg/m <sup>3</sup>	
	Concreto con aire incluido	Concreto sin aire incluido
0.95 = 3/8	2278	2189
1.27 = 1/2	2308	2231
1.91 = 3/4	2349	2278
2.54 = 1	2379	2314
3.81 = 1½	2415	2349
5.08 = 2	2444	2373

## Diseño de mezcla de concreto estructural

Resistencia requerida	281 Kg./cm <sup>2</sup>
Tipo de estructura	viga
Tamaño máximo del agregado	18 mm (3/4 plg)
Modulo de finura de la arena	2.6
Peso seco compactado del agregado grueso	1600 Kg/m <sup>3</sup>
Absorción de humedad para agregado grueso	3%
Absorción de humedad para agregado fino	2%

De la tabla I el revenimiento para una viga es 10 cm.

De la tabla II la cantidad de agua es 202 lt/m<sup>3</sup>.

Conociendo la resistencia a compresión deseada del concreto,  $f'_c=281$  kg/cm<sup>2</sup>. De la tabla III la relación agua-cemento es de 0.57.

Conociendo la relación agua/cemento = 0.57, y la cantidad de agua para un metro cúbico de concreto. la cantidad cemento es de 354.39 kg/m<sup>3</sup> (8.33 bolsas de 42.5 kg)

De la tabla IV para un modulo de finura = 2.6, el volumen de agregado grueso debe ser 0.64 m<sup>3</sup>.

Si el peso seco compactado del agregado grueso es 1600 kg/m<sup>3</sup>. El peso del agregado grueso en esta mezcla es igual a 1024 kg/m<sup>3</sup>.

De la tabla V el peso del concreto fresco es 2347 Kg./m<sup>3</sup>.

Para determinar el peso de la arena tenemos que restar del peso estimado del concreto fresco, la suma de los pesos de cemento, agua y agregado grueso. por lo tanto el peso de la arena es igual a 766.61 kg/m<sup>3</sup>

Conociendo que la arena tiene absorción de humedad igual a 2% tenemos que el peso de la arena será de 781.94 kg/m<sup>3</sup>.

Conociendo que la grava tiene absorción de humedad igual a 3% tenemos que el peso de la grava será de 1054.72 kg/m<sup>3</sup>.

A partir de la existencia de humedad en la arena y el agregado grueso, la cantidad de agua en peso debe ser igual a 155.95 kg/m<sup>3</sup>.



## **2. SISTEMAS DE LOSA PARA ENTREPISO CARGADAS SOBRE VIGAS DE ACERO**

### **2.1 Losa tradicional**

Las losas de piso son los elementos estructurales horizontales que transmiten las cargas vivas y de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los marcos de una estructura. Pueden ser losas sobre vigas o losas encasétonadas, losas sin vigas o placas planas apoyándose directamente sobre las columnas, o losas compuestas sobre viguetas. Pueden proporcionarse de tal manera que actúen en una dirección o que actúen en dos direcciones ambas perpendiculares entre si (losas en dos direcciones y placas planas).

Las losas en una dirección, son tableros de piso estructurales de concreto, para este tipo de losas la relación entre el lado corto respecto al lado largo debe ser menor que 0.5, de lo contrario el tablero de piso se considera como una losa o placa en dos direcciones. Una losa en una dirección se diseña como una viga simplemente reforzada de 1.00 metros de ancho y longitud equivalente a la luz entre apoyos, utilizando el procedimiento de análisis y diseño para vigas simplemente reforzadas. Las losas apoyadas, esto es losas sin pendiente, por lo general no requieren de refuerzo por cortante para las cargas típicas. Se coloca refuerzo transversal perpendicular a la dirección de la flexión a fin de resistir los esfuerzos de contracción y temperatura.

El refuerzo por contracción y temperatura no deberá ser menor de 0.002 veces el área total de la sección de la losa para varillas de grado 40 o 50 y de 0.0018 veces el área total de la sección de la losa para varillas de acero grado 60 y malla de alambre soldado.

Losas en dos direcciones, son losas en las cuales el acero de refuerzo se diseña para resistir los esfuerzos en los extremos como al centro de la longitud de cada sentido de trabajo. Para determinar si una losa trabaja en dos sentidos la relación entre el lado corto respecto al lado largo debe ser mayor o igual que 0.5, los momentos se pueden determinar utilizando las tablas del método 3 del ACI. El espesor  $t = \text{perímetro}/180$ , el espesor máximo es de 15 centímetros y el mínimo de 9 centímetros.

Una losa de concreto reforzado puede ser apoyada sobre vigas de acero y transmitir esfuerzos a esta por medio de conectores de cortante, estos se diseñan para resistir las fuerzas horizontales inducidas entre la losa y el patín de las vigas de acero; Originadas por esfuerzos de flexión o movimientos horizontales, por economía los conectores pueden ser fabricados con hierro corrugado con una resistencia a tensión  $F_y$  igual a 4,200 kg/cm<sup>2</sup>. En diámetros desde ½ plg. Hasta 1 plg, su longitud no debe ser menor que 4 veces el diámetro. Y no debe ser por lo menos 2 plg. Menor que el espesor de losa apoyado sobre el patín de viga de acero. Menos 2 plg.

Figura 1. Sección de una losa de concreto apoyada sobre una viga de acero.

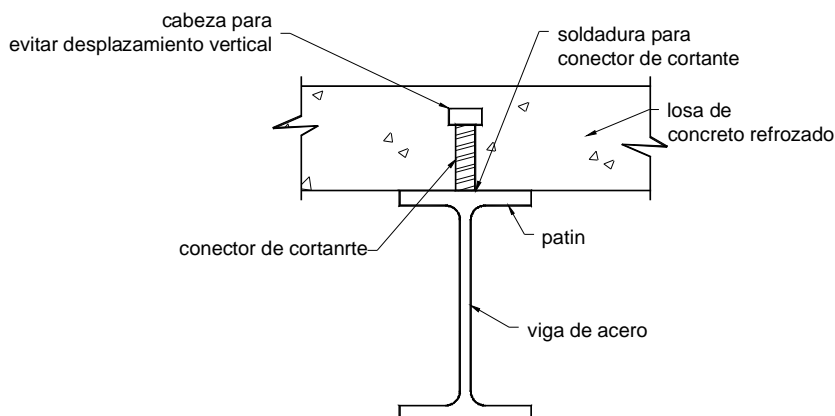


Tabla VI. Peralte mínimo en vigas y losas siempre y cuando no se calculen deformaciones

Peralte mínimo total, h				
miembro	Simple apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

L = longitud libre del claro en pulgadas.

Los valores proporcionados se deben utilizar directamente para miembros de concreto de peso normal  $145 \text{ lb/pie}^3 = 2,320.5 \text{ kg/m}^3$  y refuerzo  $F_y 60 \text{ ksi} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ,. para otras condiciones los valores se deben modificar así:

Para concreto estructural de peso ligero con pesos unitarios en el rango de 90 - 120  $\text{lb/pie}^3$  equivalente a 1440 - 1920  $\text{Kg./m}^3$ . Los valores se deberán multiplicar por 1.65 - 0.005 x peso unitario de concreto en  $\text{lb/pie}^3$ , pero no menos de 1.09.



Para  $F_y$  diferente de 60 ksi (4,200 kg/cm<sup>2</sup>), los valores se deben multiplicar por  $(0.4 + F_y/100,000)$  donde  $F_y$  se expresa en ksi.

Este tipo de losas y vigas son miembros que no soportan ni están unidos a muros divisorios o a otros elementos que se puedan dañar con deformaciones grandes.

## **2.2 Cimbra de lamina estructural y concreto**

Este sistema introduce eficiencia en la construcción de losas para entrepisos, ya que disminuye los costos de mano de obra, renta de andamios y puntales, renta de madera y exceso de acero para reforzar el concreto.

Las losas construidas con este sistema, están constituidas por una formaleta o cimbra de lámina con perfil troquelado y recubrimiento de zinc, con un peralte entre la parte más baja (valle) y la parte más alta del troquel de la lámina (cresta) equivalente a 7 centímetros. Esta lamina se consigue en el mercado nacional en calibres 24, 22, 20 y 18. A medida que el número de calibre disminuye, aumenta el espesor de la lamina y aumenta la capacidad para cubrir claros mayores entre apoyos, esta lamina a su vez funciona como un acero de refuerzo a tensión en la parte baja de la losa, permitiendo un considerable ahorro en el refuerzo del concreto ya que para dicho refuerzo se coloca únicamente acero por temperatura utilizando regularmente malla electro-soldada. Este tipo de losa se apoya sobre vigas de acero utilizando o no conectores de cortante, también el ahorro en cantidad de concreto es considerable ya que en el caso de un entrepiso para una casa de habitación el requerimiento de carga viva es pequeño, permitiendo fundir sobre la cresta de la lamina un espesor de 5 centímetros, dando como resultado una losa de entrepiso de 11.7 centímetros de peralte medidos desde la parte baja del troquel de lamina.

Si trasladamos una sección del entrepiso de 1 metro de ancho a una franja rectangular equivalente sin irregularidades debidas al troquel de la lamina obtenemos un espesor equivalente de 8.4 centímetros.

Esta lamina es distribuida en Guatemala por empresas como Prefabricados CIFA, Industria Galvanizadora Sociedad Anónima (INGASA), Aceros Prefabricados Sociedad Anónima (APSA), Galvack de Guatemala Sociedad Anónima. Y otras.

Con este sistema se puede cubrir luces entre 1.50 y 4.00 metros entre apoyos, sin utilizar apuntalamiento para algunos casos, bajo aprobación del fabricante de la lamina. puede funcionar como una losa simple apoyada o como una losa empotrada, para poder empotrar la losa en las vigas. Se utiliza conectores de cortante de igual manera como se describe para losas tradicionales sobre vigas de acero. Una vez colocada la lamina, Los conectores de cortante (según el caso), la malla electro-soldada y las formaletas perimetrales, se procede a colar el concreto.

La lámina estructural puede ser instalada en posición paralela o perpendicular a las vigas principales, la aplicación de cada caso dependerá del funcionamiento planeado para la transmisión de cargas

Figura 2. Costilla de lámina perpendicular a la viga.

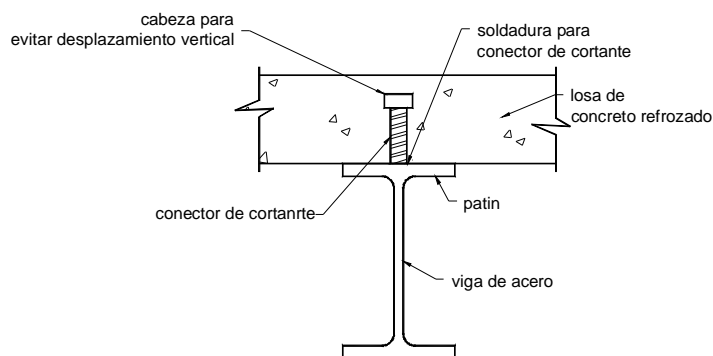
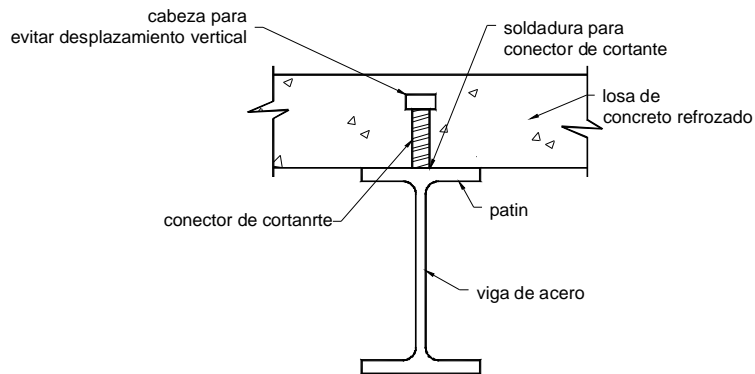


figura 3. Costilla de lámina paralela a la viga



Este tipo de losa también conocida como losa de piso compuesto actúa no solamente como una losa para resistir las cargas vivas, sino también como una parte integral de la viga. En realidad, trabaja como una gran cubierta placa del patín superior de la viga de acero, aumentando la resistencia de la viga.

Ventajas:

1. aprovecha la alta resistencia del concreto a compresión y la alta resistencia del acero a tensión, optimizando su cantidad según requerimientos de diseño.
2. Fácil y rápida instalación de la cimbra de acero
3. Reducción en los tiempos de construcción
4. Fundición de concreto con derrames menores
5. Se puede suprimir el apuntalamiento dependiendo del diseño
6. Sustituye la formaleta tradicional de madera
7. Reducción considerable en el costo por armado de acero de refuerzo y cantidades de concreto

Características generales de la lamina estructural

1. recubrimiento de zinc aplicado en ambas caras equivalente a 275 gr/m<sup>2</sup> según norma ASTM-A-653
2. excelente resistencia estructural
3. mayor seguridad contra efectos sísmicos

4. tiene un labrado o rugosidad lo cual permite adherencia con el concreto
5. proporciona el refuerzo positivo para la losa de concreto
6. su perfil troquelado esta diseñado para incrementar la resistencia de la sección
7. el material es acero SAE 1008 obtenido por el proceso de laminación en frío.

Figura 4. Integración del sistema cimbra de lámina estructural y concreto reforzado

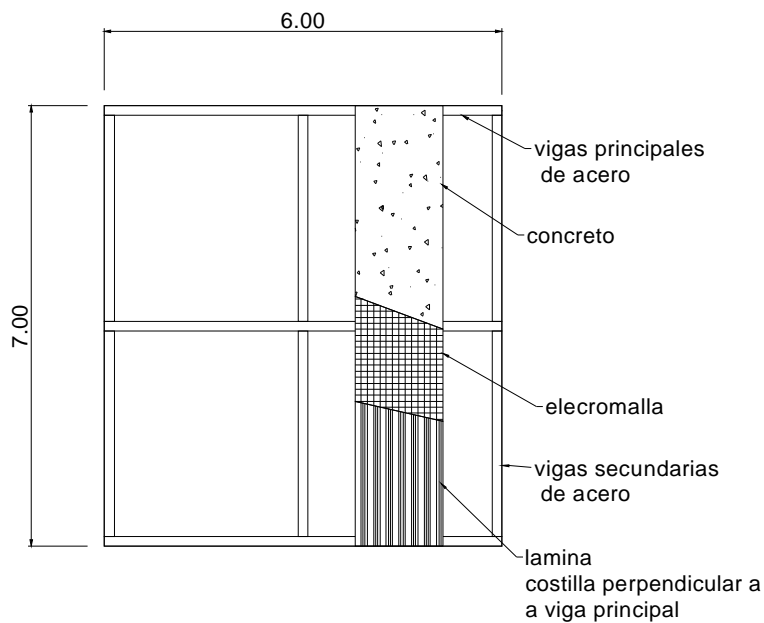


Tabla VII. Propiedades de la sección de lámina estructural troquelada.

propiedades de la sección de acero			
calibre	peso kg/m <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup> /m	S x sup. cm <sup>3</sup> /m
20	9,5	83,51	23,87
22	7,82	66,42	18,52
24	6,34	43,87	11,77

Tabla VIII. Sobre carga admisible según la longitud del claro y calibre de lámina

Para un concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $Fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$

sobre carga viva admisible en $\text{kg/m}^2$ para sistema de losa compuesta con concreto								
luz L (m)	peralte sobre la cresta de lamina en (cm) para calibre 24							
	5	6	7	8	9	10	11	12
1,25	2409	2702	2996	3289	3583	3876	4169	4463
1,50	1570	1761	1952	2143	2334	2525	2717	2908
1,75	1077	1208	1340	<b>1407</b>	<b>1533</b>	<b>1658</b>	<b>1784</b>	<b>1909</b>
2,00	<b>720</b>	<b>808</b>	<b>896</b>	<b>983</b>	<b>1071</b>	<b>1159</b>	<b>1248</b>	<b>1334</b>
2,25	<b>514</b>	<b>576</b>	<b>638</b>	<b>701</b>	<b>763</b>	<b>826</b>	<b>888</b>	<b>951</b>
2,50	<b>370</b>	<b>415</b>	<b>460</b>	<b>505</b>	<b>550</b>	<b>595</b>	<b>640</b>	<b>685</b>
2,75	<b>267</b>	<b>299</b>	<b>332</b>	<b>364</b>	<b>397</b>	<b>429</b>	<b>461</b>	<b>494</b>
3,00	<b>191</b>	<b>214</b>	<b>237</b>	<b>261</b>	<b>284</b>	<b>307</b>	<b>330</b>	<b>353</b>
3,25	<b>134</b>	<b>150</b>	<b>166</b>	<b>183</b>	<b>199</b>	<b>215</b>	<b>231</b>	<b>247</b>
3,50		<b>101</b>	<b>112</b>	<b>123</b>	<b>134</b>	<b>145</b>	<b>155</b>	<b>166</b>
3,75								<b>103</b>
4,00								
luz L (m)	peralte sobre la cresta de lamina en (cm) para calibre 22							
	5	6	7	8	9	10	11	12
1,25	2472	2772	3073	3373	3674	3974	4275	4575
1,50	1632	1830	2028	2227	2425	2623	2822	3020
1,75	1136	1275	1413	1551	1689	1827	1965	2104
2,00	822	922	1022	1122	1222	1322	<b>1342</b>	<b>1436</b>
2,25	612	686	761	<b>772</b>	<b>841</b>	<b>909</b>	<b>978</b>	<b>1047</b>
2,50	<b>419</b>	<b>470</b>	<b>521</b>	<b>572</b>	<b>623</b>	<b>673</b>	<b>724</b>	<b>775</b>
2,75	<b>313</b>	<b>351</b>	<b>389</b>	<b>427</b>	<b>465</b>	<b>503</b>	<b>541</b>	<b>579</b>
3,00	<b>235</b>	<b>263</b>	<b>291</b>	<b>320</b>	<b>348</b>	<b>377</b>	<b>405</b>	<b>433</b>
3,25	<b>175</b>	<b>196</b>	<b>217</b>	<b>239</b>	<b>260</b>	<b>281</b>	<b>302</b>	<b>323</b>
3,50	<b>129</b>	<b>145</b>	<b>160</b>	<b>176</b>	<b>191</b>	<b>207</b>	<b>222</b>	<b>238</b>
3,75		<b>104</b>	<b>115</b>	<b>126</b>	<b>138</b>	<b>149</b>	<b>160</b>	<b>171</b>
4,00						<b>102</b>	<b>110</b>	<b>118</b>

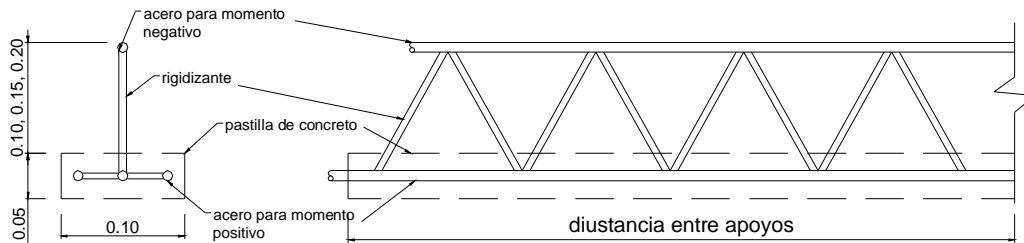
luz L (m)	peralte sobre la cresta de lamina en (cm) para calibre 20							
	5	6	7	8	9	10	11	12
1,25	2517	2823	3129	3435	3740	4046	4352	4658
1,50	1677	1880	2084	2288	2491	2695	2899	3102
1,75	1179	1323	1466	1609	1752	1896	2039	2182
2,00	863	968	1072	1177	1282	1387	1492	1596
2,25	650	729	808	887	966	1045	<b>1040</b>	<b>1113</b>
2,50	501	562	<b>562</b>	<b>617</b>	<b>672</b>	<b>727</b>	<b>782</b>	<b>837</b>
2,75	<b>344</b>	<b>386</b>	<b>428</b>	<b>489</b>	<b>511</b>	<b>553</b>	<b>595</b>	<b>637</b>
3,00	<b>263</b>	<b>295</b>	<b>327</b>	<b>360</b>	<b>392</b>	<b>424</b>	<b>456</b>	<b>488</b>
3,25	<b>202</b>	<b>226</b>	<b>251</b>	<b>276</b>	<b>300</b>	<b>325</b>	<b>350</b>	<b>375</b>
3,50	<b>154</b>	<b>173</b>	<b>192</b>	<b>211</b>	<b>230</b>	<b>249</b>	<b>267</b>	<b>286</b>
3,75	<b>116</b>	<b>131</b>	<b>145</b>	<b>159</b>	<b>174</b>	<b>188</b>	<b>202</b>	<b>217</b>
4,00			<b>108</b>	<b>118</b>	<b>129</b>	<b>140</b>	<b>150</b>	<b>161</b>

### 2.3 vigueta, bovedilla y concreto

Las losas que se construyen con estos elementos son conocidas como prefabricadas de concreto.

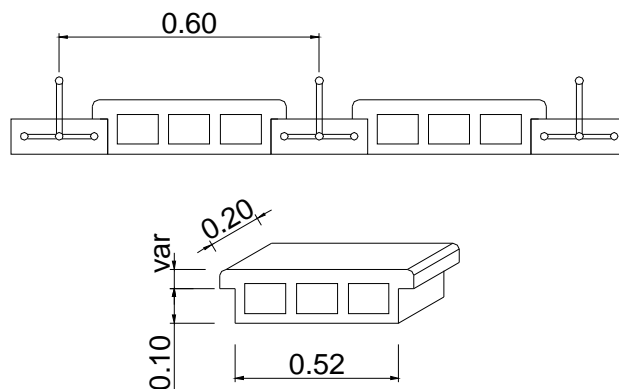
Las viguetas son prefabricadas con concreto reforzado estas se refuerzan con acero pre-esforzado de resistencia ultima a tensión  $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . Esta vigueta tiene una base formada por una fundición de concreto de 10 cm. De ancho x 5 cm. De altura x la longitud entre apoyos, cuya resistencia a compresión depende de la demanda necesaria para cumplir con los esfuerzos inducidos por las cargas, este concreto se refuerza con un joist embebido parcialmente dentro del concreto y una parte saliente la cual funciona como acero de refuerzo para los momentos negativos y adicionarle rigidez a la vigueta.

Figura 5. Detalle típico de vigueta en sección y perfil.



Las viguetas se colocan paralelamente una de la otra apoyándose perpendicularmente sobre las vigas principales de acero, con una separación entre sí de 60 centímetros a ejes. Son diseñadas por el fabricante para cubrir claros variables desde 2.00 metros hasta 6.00 metros, el espacio entre ambas viguetas es llenado con bloques de pómez denominados BOVEDILLAS, las viguetas funcionan como elementos que transmiten la carga de piso a las vigas principales de acero. Mientras que las bovedillas se encargan de funcionar como formaleta para retención de concreto, y relleno para las vigas formadas sobre las viguetas.

Figura 6. Sección típica de losa prefabricada de vigueta y bovedilla con sus dimensiones expresadas en metros.



La vigueta comúnmente se diseña como una viga simple apoyada, aunque en algunos casos en obra se le coloca empotrada. Utilizando conectores de cortante. Se coloca apoyando sus extremos sobre las vigas de acero y en su longitud, sobre puntales temporales de madera o metal, estando ya colocada la vigueta y la bovedilla se coloca acero por temperatura para reforzar el concreto este trabajo se facilita utilizando malla electro-soldada. La losa también consta de vigas rigidizantes colocadas perpendicularmente a las viguetas y armadas con 2 varillas de acero corrido y eslabones, estas se colocan a una distancia de  $L/3$  donde  $L$  es la longitud de la vigueta, cuando la luz excede de 2.00 metros.

Finalmente se coloca la formaleta perimetral, dicha formaleta es la encargada de retener el concreto con un espesor mínimo de 5 centímetros sobre la parte superior de la bovedilla. Regularmente el fabricante se encarga de proporcionar la vigueta, la bovedilla, la malla electro-soldada y las varillas de acero para armar los rigidizantes y bastones necesarios. Todo esto acompañado de un plano estructural, tomando en consideración las cargas de diseño que el contratante solicite. La siguiente tabla proporcionada por MONTAJES Y PREFABRICADOS, S.A. describe las propiedades de una losa de vigueta y bovedilla para una carga viva de  $200 \text{ kg/m}^2$ , y para una losa simple apoyada.



Tabla IX. Propiedades de losa prefabricada de vigueta y bovedilla.

espesor	luz (m)	peso propio (kg/m <sup>2</sup> )	alto de bovedilla (cm)	Ref. por temperatura electromalla	espesor concreto	m <sup>3</sup> concreto / m <sup>2</sup> losa
15	3	240	10	15 cm x 15 cm (9/9)	5	0,06
20	5,2	300	15	15 cm x 15 cm (9/9)	5	0,07
25	6,5	350	20	15 cm x 15 cm (9/9)	5	0,09
30	7	300	formadilla de 20	15 cm x 15 cm (9/9)	5	0,09
	8	350	formadilla de 25	15 cm x 15 cm (9/9)	5	0,11

#### 2.4 Vigueta, formaleta metálica y concreto

Este tipo de losa se diferencia del anterior únicamente en que el llenado de espacios entre viguetas se efectúa con formaleta metálica removible conocida como molde LK o también formaleta fija conocida también como formadilla. Estas formaletas forman pequeñas bóvedas entre las viguetas, el molde LK es reutilizable para otras losas y se le utiliza normalmente cuando la demanda de luz entre apoyos oscila entre 7.00 y 8.00 metros.

Para diseñar la losa prefabricada para una carga viva de 250 kg/m<sup>2</sup> y una luz de 3.50 metros, de la tabla No. 4.6 recomienda colocar vigueta y bovedilla para una losa con espesor final de 20 centímetros y bovedillas de 15 centímetros de peralte.

### 3. ANALISIS Y DISEÑO DE MARCOS RÍGIDOS EN CONCRETO

Análisis de marcos rígidos por método de cross para cargas gravitatorias. Es un método iterativo de aproximación para momentos, aplicable a vigas y marcos con cualquier tipo de carga, los marcos pueden ser simétricos o asimétricos. Su exactitud depende de la cantidad de ciclos que se calculen, para edificaciones pequeñas normalmente se efectúan 3 ciclos. Para poder aplicar este método es necesario conocer ciertos valores anticipados de la estructura como:

Factor de transporte o de transmisión. Es el número por el cual debe multiplicarse el momento desarrollado en el extremo girado siendo el otro extremo fijo o restringido, para tener el momento inducido en el extremo fijo o restringido siempre y cuando no exista carga intermedia ni desplazamiento en sus extremos.

Rigidez absoluta (K) Es la acción necesaria para producir una deformación unitaria de cualquier clase de soluciones (torsión, flexión o corte) sin permitir traslación de los extremos. Este factor esta dado por la expresión

$$K=(4 * E * I)/L$$

E = modulo de Young o de elasticidad del material del elemento

$$E (\text{concreto}) = 15,100 * \sqrt{f'_c} = \text{kg/cm}^2$$

$$E (\text{acero}) = 2.04 \text{ E}06 = \text{kg/cm}^2$$

I = inercia de la sección del elemento

L= longitud del elemento analizado.

Momento fijo. Es el momento necesario en el extremo de un miembro para que el giro en ese extremo sea igual a cero, a este momento también se le conoce como momento de empotramiento.

Para vigas empotradas en sus extremos y con una carga uniforme  $W$ , distribuida sobre el claro  $L$ .

$$M = (W * L^2)/12$$

Para vigas empotradas en sus extremos y con una carga puntual  $P$ , al centro del claro  $L$ .

$$M = (P * L)/8$$

Factor de distribución  $D$ . Es el valor por el cual se debe multiplicar el momento aplicado en el nudo, para obtener el momento que absorbe el extremo de cada uno de los miembros que llegan a ese nudo. Su valor es adimensional y resulta al dividir la rigidez del elemento por la suma de todas las rigideces de los elementos que coinciden en el nudo inicial del dicho elemento.

$$D = K_i / \sum K_n$$

### 3.1 vigas

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales. Normalmente se les funde juntamente con la losa y están reforzadas estructuralmente en una o en las dos caras, cuando se les refuerza solo en la parte inferior (una cara) se les llama simplemente reforzadas y cuando se les refuerza en la parte inferior y superior (do caras) se les llama doblemente reforzadas. Cuando son fundidas en conjunto con la losa forman una viga T para las vigas intermedias y una viga L para las vigas de extremo.

También puede suceder que primero se fundan las vigas y posteriormente se funde una losa simple apoyada sobre dichas vigas. Se diseñan para resistir los esfuerzos de flexión, cortante y torsión. Las más comunes son de sección rectangular, aunque también las hay de sección en forma de T y L.

Flexión. Las cargas que actúan en una estructura. Sean estas cargas vivas, cargas de gravedad o de otros tipos, tales como cargas horizontales debidas al viento o sismo, también las debidas a contracción y temperatura, generan flexión y deformación de los elementos estructurales que la constituyen. La flexión de una viga es el resultado de la deformación causada por esfuerzos flexionantes producidos por cargas externas. A medida que se aumenta la carga, la viga soporta mayor deformación, provocando el desarrollo de grietas por flexión a lo largo del claro de la viga. Cuando se produce la falla del elemento debido al incremento de la carga, se dice que la viga alcanza su estado limite de falla en flexión. Por lo que el diseñador debe diseñar la viga de tal manera que no se desarrollen las grietas excesivas, y que la viga tenga seguridad y resistencia de reserva para resistir las cargas o esfuerzos aplicados sin que se produzca la falla.

Los esfuerzos de flexión resultantes de los momentos flexionantes externos, controlan en la mayoría de los casos la selección de las dimensiones geométricas de una sección de concreto reforzado. Si una viga esta constituida de material linealmente elástico, homogéneo, isótropo, el esfuerzo máximo de flexión se puede determinar por medio de la ecuación

$$\sigma_f = MC/I$$

donde:

$\sigma_f$  = esfuerzo a flexión del elemento

M = momento externo aplicado al elemento

c = distancia del centro a la fibra extrema de la sección en el sentido de la aplicación de la carga

I = momento de inercia de sección del elemento con respecto al eje perpendicular al sentido de la carga que pasa por el eje neutro de la sección.

Debe considerarse que en la carga última, la viga de concreto reforzado no es ni homogénea ni elástica, haciendo con esto que la ecuación anterior no-se aplicable para la evaluación de los esfuerzos a flexión de una viga de concreto reforzado, Sin embargo, los principios básicos de la teoría de flexión pueden utilizarse para analizar las secciones transversales de vigas de concreto reforzado. Si la viga se dimensiona de tal forma que todos los materiales que la constituyen alcancen sus capacidades antes de la falla, tanto el concreto como el acero fallaran al mismo tiempo en el centro del claro cuando se alcance la resistencia ultima de la viga.

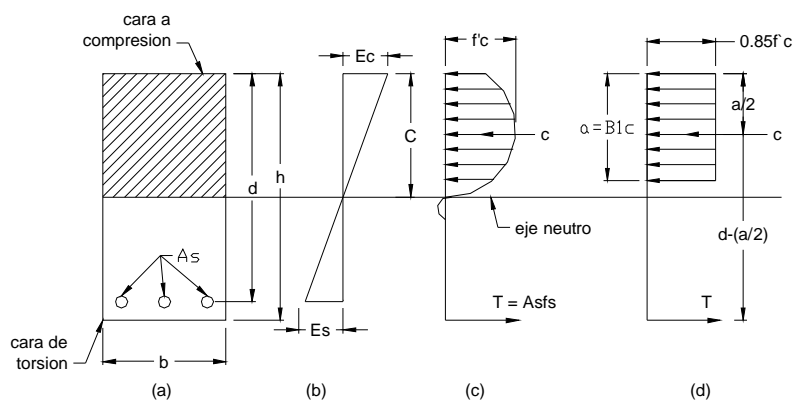
Para definir el comportamiento de una sección se consideran las siguientes suposiciones:

1. Se supone una distribución lineal de la deformación. Esta se basa en la hipótesis de Bernoulli en la que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión.
2. La deformación en el acero y en el concreto que lo rodea es la misma antes del agrietamiento del concreto o de la fluencia del acero.
3. El concreto es débil en tensión, Se agrieta a una etapa temprana cerca del 10% de su límite de resistencia a compresión.

Como consecuencia el concreto en la zona de tensión se omite en los cálculos de análisis y diseño por flexión y se supone que el refuerzo en tensión toma la fuerza total en tensión. Para satisfacer el equilibrio de las fuerzas horizontales.

La fuerza de compresión  $C$  en el concreto y la fuerza de tensión  $T$  en el acero deberán equilibrarse una con otra, esto es  $C = T$ .

Figura 7. Diagrama de fuerzas en la sección de una viga.



(a) sección transversal de la viga

(b) deformaciones

(c) bloque de esfuerzos reales

(d) bloque de esfuerzos equivalente supuesto

Donde:

$b$  = ancho de viga en la cara de compresión.

$d$  = peralte de la viga medida desde la fibra extrema de compresión hasta el centro de la varilla de acero en la cara de tensión.

$h$  = peralte total de la viga

$A_s$  = área de acero de tensión

$\epsilon_c$  = deformación en la fibra extrema de compresión

$\epsilon_s$  = deformación en el nivel de acero en tensión

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto

$f_s$  = esfuerzo en el acero de tensión

$F_y$  = resistencia de fluencia del acero en tensión

$C$  = profundidad del eje neutro medida a partir de la fibra extrema en compresión.

En el cálculo de la fuerza de compresión, puede utilizarse con facilidad y sin pérdida de exactitud un bloque rectangular equivalente de esfuerzo propuesto por Whitney y por consiguiente la resistencia a momento flexionante de la sección. Este bloque equivalente de esfuerzo tiene una profundidad  $a$  y una resistencia promedio a la compresión de  $0.85f'_c$ . Este valor para el esfuerzo promedio del bloque equivalente de compresión se basa en los resultados de pruebas de corazones del concreto en la estructura a una edad mínima de 28 días. Basado en muchas pruebas experimentales, el ACI adopto como valor límite de seguridad una deformación máxima permisible de 0.003 pulgada/pulgada. Aunque se han propuesto varias formas de bloques de esfuerzo equivalente incluyendo la trapezoidal. El bloque rectangular equivalente simplificado es el que se acepta como el más representativo en el análisis y diseño de concreto reforzado. Se supone que el comportamiento del acero es elasto-plástico.

Utilizando todas las hipótesis anteriores, del diagrama de distribución de esfuerzo, se deduce fácilmente que la fuerza de compresión  $C$  puede escribirse como  $0.85f'_c * b * a$ , esto es el volumen del bloque de compresión en o cerca de límite cuando el acero de tensión a fluido,  $\epsilon_s > \epsilon_y$ . La fuerza de tensión  $T$  puede escribirse como  $A_s * F_y$ . De este modo obtenemos una ecuación de equilibrio donde:

$$C = T$$

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * F_y$$

$$a = (A_s * F_y) / (0.85 * f'_c * b)$$

El momento resistente de la sección, esto es, la resistencia nominal  $M_n$ , puede expresarse como

$$M_n = (A_s * F_y) * L$$

Donde  $L$  es el brazo de palanca, refiriéndose a la distancia entre las fuerzas de tensión y de compresión el par resistente interno. del bloque equivalente rectangular el brazo de palanca  $L$  es

$$L = d - (a/2)$$

Por lo que el momento resistente nominal pasa a ser

$$M_n = A_s * F_y * (d - (a/2))$$

Sustituyendo  $a$  en la ecuación anterior

$$M_n = A_s * F_y * [d - (A_s * y / (1.7 * f'_c * b))]$$

Para momentos últimos, a esta ecuación se le antepone un factor de seguridad el cual se denomina  $\phi$  equivalente a 0.9 para elementos a flexión, 0.85 para elementos a corte y (0.70-0.75) para elementos a compresión, de tal manera que la ecuación queda de la siguiente manera

$$M_u = \phi [A_s * F_y * (d - (A_s * f_y / (1.7 * f'_c * b)))]$$

Las vigas de concreto reforzado deberán diseñarse para fallar en tensión por fluencia inicial del refuerzo, por las siguientes razones:

Sección balanceada. El acero inicia a fluir cuando el concreto alcanza su capacidad última de deformación y comienza a aplastarse. Al inicio de la falla, la deformación permisible a compresión de la fibra extrema es de 0.003 pulgadas/pulgada, mientras que la deformación a tensión en el acero es igual a la de fluencia  $\epsilon_y = F_y / E_s$ . Donde  $E_s$ , es el módulo de elasticidad del acero.

Sección sobre-reforzada. La falla ocurre por aplastamiento inicial del concreto. En la iniciación de la falla, la deformación del acero  $\epsilon_s$  será menor que la deformación de fluencia  $\epsilon_y$ . De aquí que el esfuerzo en el acero  $f_s$  será



menor que su resistencia de fluencia  $F_y$ . Dicha condición se logra utilizando mas refuerzo en la cara de tensión que el requerido para la condición balanceada.

Sección sub-reforzada La falla ocurre por fluencia inicial del acero. El acero continua estirándose conforme la deformación en el acero aumenta mas allá de  $\epsilon_y$ . Esta condición se obtiene cuando el área del refuerzo de tensión utilizada en la viga es menor que la requerida para la condición de deformación balanceada. El código para la construcción con concreto del ACI limita la cantidad máxima de acero a 75% de la requerida para una sección balanceada. En los casos prácticos, la relación del esfuerzo  $A_s/b*d$  no deberá exceder, para evitar congestionamiento del refuerzo y facilitar la colocación adecuada del concreto. Si los porcentajes real y balanceado del refuerzo se indican como  $\rho$  y  $\rho_b$  respectivamente, entonces

$$\rho \leq 0.75 * \rho_b$$

la norma establece el acero mínimo requerido como

$$\rho > 14.1 / F_y$$

Donde  $F_y$  se expresa en  $\text{Kg/cm}^2$ , lo anterior es para tomar en cuenta los esfuerzos por temperatura y para asegurar la falla dúctil en tensión.

$$\rho_b = (0.003/(\epsilon_y + 0.003)) * ((0.85^2 * f'_c)/F_y)$$

Conociendo que  $\epsilon_y = F_y/E_s$ , donde  $E_s$  es el modulo de elasticidad del acero equivalente a  $2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ .

Es importante conocer que el porcentaje de acero balanceado tiene un máximo limitado por el tipo de zona para la que se diseñe la estructura.

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b \text{ (en zona no sísmica)}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.50 \rho_b \text{ (en zona sísmica)}$$

Las secciones doblemente reforzadas, tienen refuerzo tanto en la cara de tensión como en la cara de compresión, por lo general únicamente en la sección del apoyo. Son necesarias cuando por limitaciones arquitectónicas se restrinja el peralte de la viga en el centro del claro o porque la sección en el centro del claro no es adecuada para soportar el momento negativo en el apoyo. En tales casos, la mayoría de las varillas inferiores en el centro del claro se prolongan y anclan de manera apropiada en los apoyos para que actúen como un refuerzo de compresión. La longitud de desarrollo para la varilla deberá establecerse en forma correcta y el acero de tensión y de compresión en la sección del apoyo debe sujetarse adecuadamente con estribos cerrados para prevenir el pandeo de las varillas de compresión.

Se utiliza una sección doblemente reforzada si

$$\rho \text{ de la viga} > \rho_{\max}$$

Al diseñar una viga se debe respetar los requisitos sísmicos establecidos por el ACI.

para el refuerzo en la parte superior de la viga

1. 2 varillas de acero, corridas
2. Área de acero mínima  $A_s \text{ min.}$
3. 33% del área de acero  $A_s$

para el refuerzo en la parte inferior de la viga

1. 2 varillas corridas
2. Área de acero mínima  $A_s \text{ min.}$
3. 33% del área de acero en la cara que trabaja a tensión
4. 50% del área de acero en la cara en compresión

Cortante. es de principal importancia en las estructuras de concreto debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que las de compresión. El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de la falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión. Debido a la naturaleza frágil de dichas fallas, el diseñador deberá diseñar secciones que sean suficientemente fuertes para resistir las cargas transversales externas factorizadas sin que se alcance su capacidad de resistencia al cortante.

En las vigas de concreto reforzado sin refuerzo por tensión diagonal, para los tramos de momentos flexionantes grandes, las grietas se desarrollan casi perpendiculares al eje de la viga. A estas grietas se les llaman grietas de flexión. En las regiones de cortantes elevados debido a la tensión diagonal, las grietas inclinadas se desarrollan como una extensión de las grietas de flexión y se les llaman grietas de cortante por flexión. En las vigas sin refuerzo por tensión diagonal se presenta 3 tipos de falla: falla por flexión, falla por tensión diagonal y Falla en compresión por cortante. Estos tipos de falla dependen cada uno de la relación entre el claro de cortante dividido por el peralte de la viga.

Tabla X. Relación entre cortante y peralte para medir la esbeltez de la sección.

		relación claro de cortante/peralte como una medida de esbeltez	
Categoría de la viga	modo de falla	carga concentrada a/d	carga distribuida lc/d
esbelta	Flexión	excede 5,5	excede 16
intermedia	tensión diagonal	2,5 - 5,5	11, - 16,
de gran peralte	compresión por cortante	1 - 2,5	1, - 5,

Donde:

a = claro de cortante para cargas concentradas

lc = claro de cortante para cargas distribuidas

d = peralte efectivo de la viga

Para calcular el cortante en una viga se deben seguir los siguientes pasos  
1. determinar el valor de cortante resistente en la sección de concreto, para ello se puede aplicar una expresión del código ACI bastante conservadora, particularmente si la misma sección no se utiliza en forma repetitiva en la estructura:

$$V_c = \lambda * 2.0 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde  $\lambda$  es un factor que depende del tipo de concreto, con valor de 1 para concreto normal, 0.85 para concreto de arena ligera, 0.75 para concreto ligero. Cuando también se tenga compresión axial

$$V_c = 2\lambda * (1 - (Nu/200Ag)) * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Cuando exista tensión axial importante

$$V_c = 2\lambda * (1 - (Nu/500Ag)) * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde  $Nu/Ag$  se expresa en lb/plg<sup>2</sup>. Donde  $Nu$  es la carga axial en el Miembro y  $Ag$  es el área bruta de la sección;  $Nu$  es negativa en tensión.

El refuerzo por cortante desarrolla cuatro funciones principales:

Soporta parte de la fuerza cortante externa factorizada  $V_u$ , Restringe el crecimiento de las grietas diagonales, Sujeta las varillas de refuerzo longitudinal principal en su posición de modo que puedan proporcionar la capacidad de dovela requerida para soportar la carga de flexión.

Y proporciona un poco de confinamiento al concreto en la zona de compresión si los estribos son de la forma de anillos cerrados.

Resistencia del acero del alma, Si  $V_c$ , el cortante nominal del alma de concreto simple, es menor que la fuerza cortante vertical total nominal  $V_u/\phi = V_n$ , se debe proporcionar refuerzo en el alma para soportar la diferencia en los dos valores; por lo tanto

$$V_s = V_n - V_c$$

$V_s$  puede determinarse por la expresión

$$V_s = A_v * F_y * d/S \text{ (para estribos verticales)}$$

$$S = (A_v * F_y * d / (V_n - V_c))$$

Debe tomarse en cuenta la separación de los estribos en relación a la fuerza cortante que resisten.

1.  $V_n - V_c \leq 4 * \sqrt{f'_c * b * d}$  ;  $S_{max} = d/2 \leq 24 \text{ plg.}$
2.  $V_n - V_c > 4 * \sqrt{f'_c * b * d}$  ;  $S_{max} = d/2 \leq 24 \text{ plg.}$
3.  $V_n - V_c > 4 * \sqrt{f'_c * b * d}$  ; Aumente la sección.

Si la fuerza cortante factorizada  $V_u$  excede la mitad de la resistencia por cortante  $\phi V_c$  del alma de concreto simple, se deberá proporcionar el área mínima de acero en el alma  $A_v$ . Esta precaución es necesaria para prevenir la falla frágil. De este modo se permite, tanto a los estribos como a la zona de compresión de la viga, seguir soportando el incremento de cortante después de haberse producido la primera grieta inclinada.

$$A_v \text{ min} = (50 * b * s) / F_y$$

Donde  $A_v$ . Es el área de todas las ramas de los estribos verticales en la sección transversal.

Se puede describir el procedimiento para el diseño del refuerzo del alma por cortante, así:

1. Determinar la sección crítica y calcular la fuerza cortante factorizada  $V_u$  expresada en libras. Cuando la reacción en la dirección del cortante aplicado, ocasiona compresión dentro de las regiones extremas de un miembro, la sección crítica puede suponerse a una distancia  $d$  del apoyo, con la condición que ninguna carga concentrada actúa entre el paño del apoyo y la distancia  $d$ .

2. verificar

$$V_c \leq \phi * (V_c + 8\sqrt{f'_c * b * d}) = I_b$$

Donde  $b$  es el ancho del alma o diámetro de la sección circular. Si esta condición no se satisface, se debe aumentar la sección transversal.

3. utilice el refuerzo mínimo por cortante  $A_v$  si  $V_u$  es mayor que la mitad de  $\phi V_c$ , con las siguientes excepciones:

- a. construcción con viguetas de concreto
- b. lozas y zapatas
- c. Vigas poco profundas de peralte que no excedan de 10 plg. O 2.5 veces el espesor de del patín.

$$A_v \text{ min} = (50 * b * s) / F_y = \text{plg}^2$$

La práctica de la construcción establece que siempre se deberán utilizar algunos estribos para facilitar el manejo apropiado de la parrilla de refuerzo.

4. si  $V_u > \phi V_c$ , se debe proporcionar refuerzo por cortante de manera que

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

Donde:

$V_s = (A_v * F_y * d) / s$  (para estribos verticales  $l = lb$ )

$V_s = ((A_v * F_y * d) / s) * (\sin \alpha + \cos \alpha) = lb$  para Estribos inclinados sí  $\alpha =$   
Ángulo de inclinación del estribo

5. La separación máxima deberá ser  $s = d/2 \leq 24$  pulg. , Excepto en los casos donde  $V_s > 4 * \sqrt{f'_c} * b * d$ , la separación entonces será  $S \leq d/4 \leq 24$  pulg.

### 3.2 columnas

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo por medio de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Por esto se debe tener un especial cuidado en el diseño de las columnas. Por tanto estas deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o que cualquier otro elemento estructural horizontal. Especialmente porque las fallas a compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

El reglamento del ACI requiere que para el diseño de miembros a compresión se utilicen factores de reducción de la resistencia  $\phi$ ,

considerablemente menores que los factores  $\phi$  para la flexión, el cortante o la torsión.

En el caso de las vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener un comportamiento de falla dúctil. En el caso de las columnas, ocasionalmente

Domina la carga axial; Por lo que no se puede evitar un comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial/momento flexionante. A medida que la carga en una columna se incrementa, el agrietamiento se intensifica en los lugares de los amarres transversales, en toda su altura.

En el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto de la columna con estribos o la capa de concreto que cubre las espirales de la columna confinadas con espirales, se desprende y las varillas longitudinales quedan expuestas. Las cargas adicionales conducen a la falla y al pandeo local de las varillas longitudinales individuales, en las partes sin soporte entre los estribos. Se debe notar que en el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto del refuerzo se desprende antes de que se destruya la adherencia.

Las columnas se pueden clasificar con base a su forma y a la disposición del refuerzo, con la posición de la carga en la sección transversal y por la longitud de la columna en relación con sus dimensiones laterales. La forma y el arreglo del refuerzo identifican los tres tipos de columnas:

- a. Columnas rectangulares o cuadradas con refuerzo longitudinal de varillas y estribos laterales.
- b. Columnas circulares con refuerzo longitudinal y refuerzo en espiral o con estribos



c. Columnas compuestas en las que se confinan perfiles estructurales en el concreto. Los perfiles estructurales se pueden colocar dentro de la jaula del refuerzo.

Aunque las columnas con estribos son las que se utilizan con mas frecuencia por sus costos menores de construcción, cuando se requiere un incremento en la ductilidad, como en las zonas sísmicas, también se usan columnas rectangulares o circulares con refuerzo espiral. La habilidad de las columnas con espirales para soportar la carga máxima con deformaciones excesivas evita el colapso total de la estructura antes de que se complete la redistribución total de los momentos y los esfuerzos. Sobre la base de la posición de la carga en la sección transversal, se puede clasificar a las columnas como cargadas axialmente o excéntricamente.

Las columnas cargadas axialmente no soportan momento. Sin embargo, en la practica se debe diseñar a todas las columnas para resistir alguna excentricidad no prevista o accidental que se puede producir por causas como las variaciones en el alineamiento vertical de la formaleta.

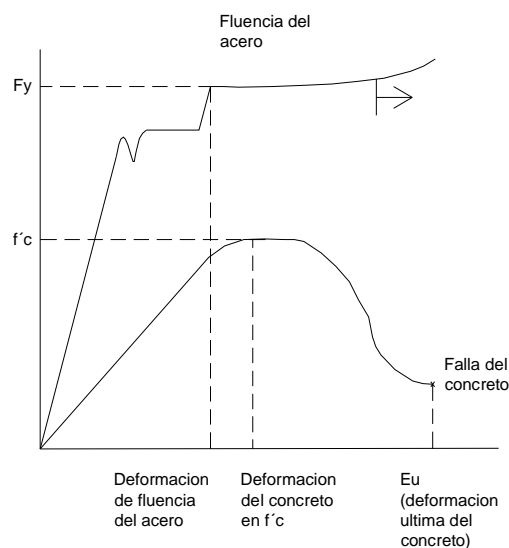
Las columnas con carga excéntrica están sujetas a momento además de la fuerza axial. El momento se puede convertir en una carga  $P$  y una excentricidad  $e$ . El momento puede ser uní axial, como en el caso de una columna exterior del marco de un edificio de varios niveles, o cuando dos tableros adyacentes no están cargados de modo similar.

Una columna puede estar cargada biaxialmente cuando existe flexión en el eje  $x$  y el eje  $y$ , como en el caso de una columna de esquina.

La falla en las columnas se puede presentar como resultado de una falla en el material por la fluencia inicial del acero en la cara de tensión o por el aplastamiento inicial del concreto en la cara en compresión, o por la pérdida de la estabilidad lateral estructural (pandeo). Si la falla de la columna se debe a la falla inicial del material, se clasifica como una columna corta. A medida que se incrementa la longitud de la columna, es muy probable que exista falla por pandeo. Por lo tanto la transición de la columna corta (falla por material) a columna larga (falla por pandeo) se define con la relación de la longitud efectiva  $Kl_u$  con el radio de giro  $r$ . La altura  $L_u$  es la longitud no apoyada de la columna y  $K$  es un factor que depende de las condiciones en los extremos de la columna y de si esta contra ventado o no.

Según el ACI para una columna sin contravientos si  $Kl_u$  es menor o igual que 22 el elemento se clasifica como una columna corta. Si la relación es mayor de 22 el elemento se clasifica como una columna larga o esbelta. A la relación  $Kl_u / r$ , se le llama relación de esbeltez.

Figura 8. Comportamiento esfuerzo deformación del concreto y el acero bajo carga axial



En la figura se puede apreciar que al incrementarse la carga axial en una columna. Al principio tanto el acero como el concreto tienen un comportamiento elástico. El concreto alcanza su resistencia máxima  $f'_c$  cuando su deformación unitaria es aproximadamente 0.002 a 0.003 (plg/plg). Teóricamente la carga máxima que puede resistir la columna se presenta cuando el esfuerzo del concreto alcanza  $f'_c$ . Sin embargo, es posible conseguir incrementos mayores de carga, si se presenta endurecimiento del acero con niveles de aproximadamente 0.003 (plg/plg) de la deformación unitaria. Por tanto se puede obtener la capacidad máxima de carga axial para la columna sumando la contribución del concreto que  $(A_g - A_{st}) * 0.85 * f'_c$ . Y la contribución del acero que es  $A_{st} * F_y$ , donde  $A_g$  es el área bruta total de la sección de la columna de concreto y  $A_{st}$  el área total de acero presente en la sección. Debido a que se ha observado que la resistencia máxima que se puede obtener en las estructuras reales se aproxima a  $0.85f'_c$ , este valor se utiliza en lugar de  $f'_c$ . De aquí que la capacidad nominal de carga axial  $P$  se pueda para columnas cortas se puede expresar así

$$P = 0.85 * f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y$$

La carga axial produce una compresión uniforme en toda la sección transversal; Por consecuencia el esfuerzo y la deformación en la falla serán uniformes en toda la sección transversal.

En las estructuras reales es muy improbable obtener excentricidad cero. Las excentricidades se presentan con mucha facilidad, debido a factores como pequeñas deficiencias en la alineación de las columnas, asimetría de las cargas debido a diferencia de espesores en las losas adyacentes, imperfecciones en el alineamiento de la formaleta.

Por tanto se supone una excentricidad mínima para las columnas con estribos, equivalente a 10% del peralte de la columna en la dirección perpendicular a su eje de flexión y un 5% para columnas con refuerzo espiral.

Para reducir los cálculos que se requieren para analizar y diseñar con la excentricidad mínima el ACI especifica una reducción del 20% en la resistencia de carga axial para las columnas con estribos y del 15% para columnas con espirales. Al aplicar estos factores la capacidad máxima nominal de carga axial de las columnas, se expresa así:

$P_n(\text{máxima}) = 0.80 * [0.85 * f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y]$ , para columna con estribos

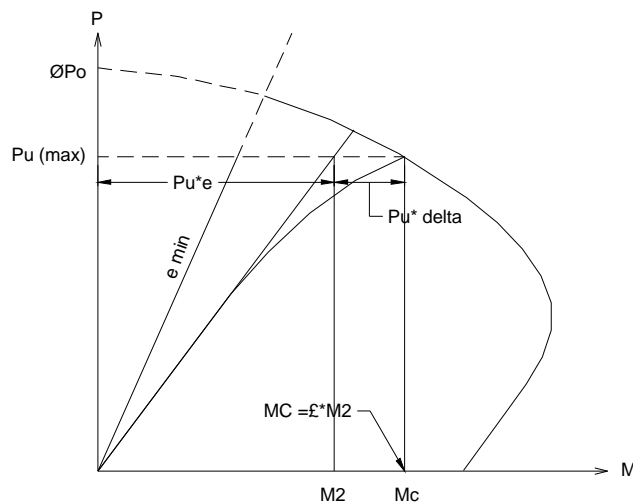
$P_n(\text{máxima}) = 0.85 * [0.85 * f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y]$ , para columna con espirales.

Columnas esbeltas o largas. Si la relación de esbeltez excede los límites para las columnas cortas, el miembro a compresión, se pandeara antes de alcanzar el estado límite de falla del material. La deformación en la cara en compresión del concreto, en la carga de pandeo, será menor que las 0.003 (plg/plg) Esta columna será un miembro esbelto sujeto a combinación de carga axial y flexión, que se deforma lateralmente y que desarrolla un momento adicional que se produce por el efecto  $P\Delta$ , en donde P es la carga axial y  $\Delta$  es la deflexión de la columna pandeada en la sección que se considera.

Considere una columna esbelta sujeta a la carga axial  $P_u$  con excentricidad e. El efecto de pandeo produce un momento adicional  $P_u\Delta$ , que reduce la capacidad total de carga entre los puntos C y B del diagrama de interacción en la figura 10. el momento total ( $P_u * e + P_u\Delta$ ) esta representado por el punto B en el diagrama y la columna se puede diseñar para un momento  $M_c$  mayor o amplificado, como una columna no esbelta.

En este caso, se supone que la carga  $P_u$  actúa con una excentricidad  $(e + \Delta)$  para producir un momento  $M_c$ . A la relación  $M_c / M_2$  se le denomina el factor de amplificación.

Figura 9. Diagrama de amplificación de interacción carga-momento



Si  $K l_u / r$  es la relación de esbeltez, el límite inferior para despreciar los efectos de la esbeltez (analizar la estabilidad como lo requiere el ACI) es:

Marcos contra vientos  $K l_u / r > 34 - 12 \cdot (M_1 / M_2)$

Marcos sin contravientos  $K l_u / r < 22$

Donde:

$K$  es el factor de la longitud efectiva

$M_1$  y  $M_2$  son los momentos en los extremos opuestos del miembro a Compresión.

$M_2$  siempre es mayor que  $M_1$

$M_1/M_2$ , es positiva para curvatura simple y negativa para curvatura doble.

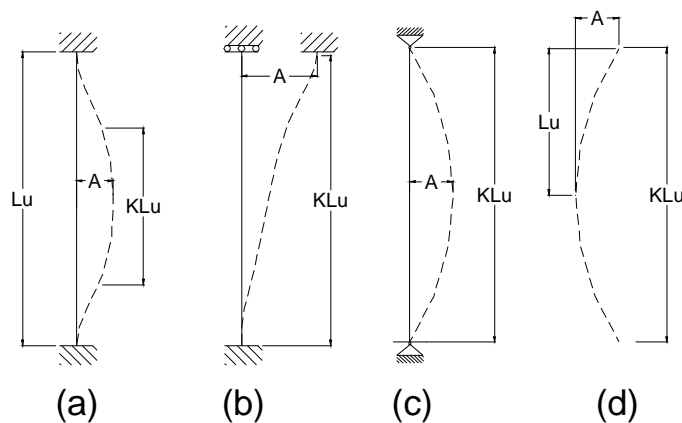
La longitud efectiva  $K l_u$  se usa como longitud modificada de la columna para considerar restricciones en los extremos diferentes a las articulaciones.

$K L_u$  representa la longitud de una columna auxiliar con los extremos articulados, que tiene una carga crítica de pandeo igual a la de la columna que se considera. Por otra parte es la distancia entre los puntos de inflexión del miembro pandeado.

El valor del factor de la longitud efectiva  $K$  dada la restricción de los extremos varía entre 0.5 y 2.0.

Ambos extremos de la columna fijos	$K = 0.5$
Ambos extremos de la columna fijos, con movimiento lateral	$K = 1.0$
Ambos extremos de la columna articulados, sin movimiento lateral	$K = 1.0$
Un extremo fijo y el otro libre	$K = 2.0$

Figura 10. Casos típicos que ilustran la deformación de las columnas pandeadas para diversas condiciones de restricción en los extremos y sus factores de longitud  $K$  correspondientes.



Para los miembros de un marco estructural, las restricciones de los extremos varían entre las condiciones de articulación y de empotramiento. Se puede determinar el valor real de  $K$  a partir de los nomogramas de Jackson y Moreland.

También se pueden usar para calcular K las ecuaciones siguientes. Las cuales se sugieren en los comentarios del reglamento ACI.

Miembros en compresión con contraventeo: El límite superior del factor de longitud efectiva, se puede tomar como el menor de los valores que resultan de las dos expresiones siguientes:

$$K = 0.7 + 0.05 (\Psi_a + \Psi_b) \leq 1.0$$

$$K = 0.85 + 0.05 \Psi_{\min} \leq 1.0$$

En las que  $\Psi_a$  y  $\Psi_b$  son los valores de  $\Psi$  en los dos extremos de la columna y  $\Psi_{\min}$  es el menor de los valores.  $\Psi$  Es la relación de la rigidez de todos los miembros a compresión, la rigidez de todos los miembros a flexión en un plano en un extremo de la columna. Esto es

$$\Psi = (\sum EI/L_u \text{ columnas}) / (\sum EI/L_n \text{ vigas})$$

En la que  $L_u$  es la longitud no soportada de la columna;  $L_n$  es el claro libre de las vigas.

Miembros en compresión sin contraventeo y con ambos extremos restringidos. La longitud efectiva se puede tomar como:

$$\text{Para } \Psi_m < 2 : K = ((20 - \Psi_m) / 20) * \sqrt{1 + \emptyset_m}$$

$$\text{Para } \Psi_m \geq 2 : K = 0.9 * \sqrt{1 + \emptyset_m}$$

En la que  $\Psi_m$  es el promedio de los valores de  $\Psi$  en los dos extremos del miembro a compresión.

Miembros en compresión sin contraventeo y con un extremo articulado.  
El factor de longitud efectiva se puede tomar como

$$K = 2 + 0.3 * \Psi$$

En la que  $\Psi$  es el valor del extremo restringido.

El radio de giro  $r = \sqrt{I_g / A_g}$  se puede tomar como  $r = 0.3h$  para secciones rectangulares, en donde  $h$  es la dimensión de columna perpendicular al eje de flexión. Para secciones circulares, el radio de giro  $r$  se toma como  $0.25h$ .

Si el valor de  $Kl_u/r$  es mayor que el que se obtiene con las ecuaciones

Marcos contra veteados  $Kl_u / r > 34 - 12 * (M_1 / M_2)$

Marcos sin contravientos  $Kl_u / r < 22$

Se recomiendan dos métodos para analizar la estabilidad, los cuales tienen una aceptación general:

El método de la amplificación de momentos. en el que el diseño del miembro se basa en un momento amplificado:

$$M_c = \delta M_2 = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

Las cargas laterales tienden a incrementar los momentos mas que las cargas de gravedad. Para tomar en cuenta la diferencia entre las cargas laterales y las cargas gravitatorias, el factor de amplificación  $\delta$  se divide en dos componentes,  $\delta_b$  y  $\delta_s$ , en donde  $\delta_b$  es el factor de amplificación del momentos  $M_{2b}$  que se produce por las cargas de gravedad. El momento  $M_{2b}$  se define como el mayor de los momentos factorizados en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan un desplazamiento lateral apreciable, esto es, únicamente momentos por cargas gravitacionales.



$\Delta_s$  es el factor de amplificación que se aplica al mayor momento  $M_{2s}$  de extremo, que producen cargas que ocasionan un desplazamiento lateral apreciable, como los momentos que originan las cargas de viento.

En el caso de los marcos arriostrados contra desplazamientos laterales, contra venteados con muros de cortante, se considera que todo el momento que actúa en la columna es  $M_{2b}$  y por lo tanto, se supone que  $\delta_s$  es cero. Normalmente, si la deformación lateral de la edificación es menor que la relación  $L_n / 1500$ , se considera que el marco está arriostrado.

Los factores de amplificación  $\delta_b$  y  $\delta_s$  de momento dependen de la esbeltez del miembro, de la rigidez del marco completo, de las restricciones o los momentos aplicados en los extremos y del diseño de la sección transversa, de modo que

$$\delta_b = (C_m / (1 - P_u / \phi P_c)) \geq 1$$

$$\delta_s = (1 / (1 - \sum P_u / \phi \sum P_c)) \geq 1$$

en las que

$P_c$  = carga crítica de Euler =  $\pi^2 EI / (Kl_u)^2$

$Kl_u$  = longitud efectiva (entre los puntos de inflexión)

$\sum P_u, \sum P_c$  = sumatorias para todas las columnas de un piso

$L_u$  = longitud sin soporte de la columna

$C_m$  = factor que relaciona al diagrama de momentos reales con un diagrama equivalente de momentos uniformes; solamente para miembros arriostrados sujetos a cargas en sus extremos,

$$C_m = 0.6 + 0.4(M_1 / M_2) \leq 0.4 \text{ donde } M_1 \leq M_2$$

Y  $M_1 / M_2 > 0$  si no existe punto de inflexión entre los extremos de la columna (curvatura simple), para otras condiciones,  $C_m = 1$ .

Cuando las excentricidades que se calculan en los extremos son menores que  $(0.6 + 0.3h) plg$ , se pueden utilizar los momentos de extremo calculados para evaluar  $M_1 / M_2$  en la ecuación anterior.

Si los cálculos muestran que prácticamente no existe momento en ninguno de los extremos de un miembro a compresión, la relación  $M1 / M2$  se tomara igual a 1.

La estimación  $EI$  debe incluir los efectos de agrietamiento y del flujo plástico bajo cargas a largo plazo. Para todos los miembros

$$EI = ( (Eclg / 5) + Es * Is ) / (1 + \beta d)$$

Para los miembros con poco acero ( $\rho_g \leq 3\%$ ), esto se puede simplificar en

$$EI = ( Eclg / 2.5 ) / (1 + \beta d)$$

En donde

$\beta d$  = momento factorizado de carga muerta / momento factorizado total  $\leq 1$

Un analisis de segundo orden. Que toma en consideración en efecto de las deflexiones. Se debe utilizar siempre que  $Klu / r > 100$ . Se debe notar que las columnas tienen que diseñarse por lo menos para una excentricidad mínima de  $(0.6+0.03h)$  plg. Esto es  $M2$  se debe basar en una excentricidad mínima de  $(0.6+0.03h)$

Este método matemático riguroso es obligatorio si la relación de esbeltez  $Klu / r$  excede a 100. se toma en cuenta el efecto de la deformación y se debe usar el modulo tangente reducido del concreto que sea apropiado. El diseñador, con el auxilio de las computadoras, puede resolver con cierto esfuerzo el conjunto de ecuaciones simultaneas, que se necesitan para determinar el tamaño del refuerzo de la columna de concreto esbelta. También se pueden desarrollar diagramas para las diferentes relaciones de excentricidad y para las diversas combinaciones de refuerzo y de resistencia del concreto. Se debe notar que la mayoría de las columnas en los marcos de edificios de concreto, no requieren de este análisis puesto que en la mayor parte de los casos, la relación de esbeltez  $Klu / r$  se encuentra por debajo de 100.

## PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE COLUMNAS ESBELTAS

1. Determine si el marco tiene un desplazamiento apreciable. Si es así aplique los factores de amplificación  $\delta_b$  y  $\delta_s$ . Si el desplazamiento lateral es despreciable, suponga que  $\delta_s = 0$ . proponga una sección transversal. Calcule la excentricidad con el mayor de los momentos de extremo y revise si es más grande que la excentricidad mínima permisible, esto es,

$$(M_2 / P_u) \geq (0.6 + 0.03h) \text{ plg}$$

Si la excentricidad que se obtiene es menor que la mínima especificada, utilice este valor mínimo.

2. Calcule  $\Psi_a$  y  $\Psi_b$ . Obtenga el valor de K utilizando los nomogramas de Jackson y Moreland o las ecuaciones sugeridas en los comentarios del reglamento del ACI. Calcule  $K L_u / r$  y determine si la columna es corta o larga. Si la columna es esbelta y  $K L_u / r$  es menor que 100, calcule la excentricidad equivalente que se deberá usar si la columna se va a diseñar como columna corta. Si  $K L_u / r$  es mayor que 100, realice un análisis de segundo orden.

3. Diseñar la columna corta equivalente.

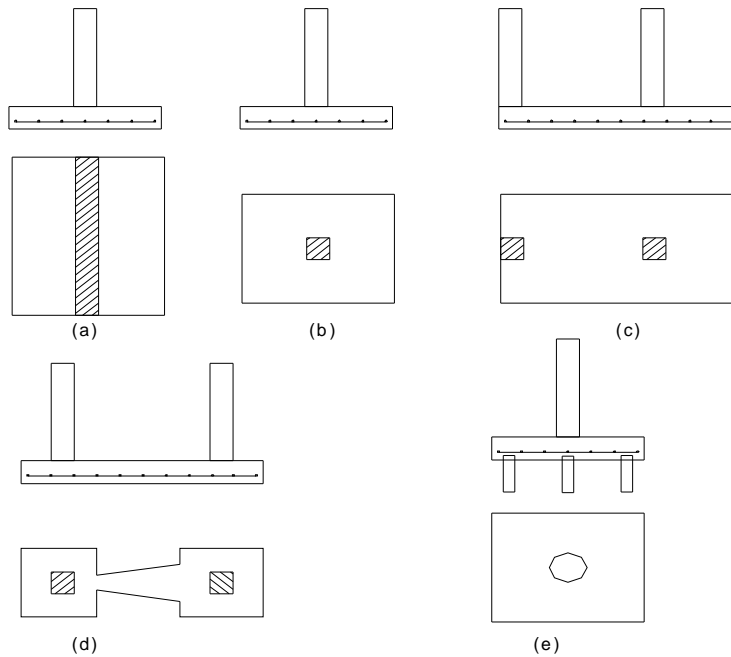
### 3.3 Cimentaciones

Las cargas de piso acumuladas de una superestructura se soportan con subestructuras de cimentación en contacto directo con el suelo. La función de una cimentación es transmitir con seguridad las reacciones muy concentradas de las columnas o los muros, o las cargas laterales de los muros de contención al suelo, sin asentamientos laterales peligrosos para la estructura que se soporta y sin falla del suelo.

Si las cimentaciones de soporte no se dimensionan adecuadamente, una parte de la estructura puede asentarse mas que otra adyacente y varios componentes de un sistema en estas condiciones pueden tener esfuerzos demasiado elevados, en las uniones de trabes con columnas a causa de los asentamientos desiguales de los apoyos, que conducen a deformaciones grandes. Los momentos flexionantes y torsionantes adicionales que pueden exceder la capacidad resistente de los miembros, pueden dar lugar a agrietamientos excesivos debidos a la fluencia del refuerzo. Y por ultimo, producir la falla estructural.

Si la estructura completa padece asentamientos iguales, los esfuerzos adicionales son mínimos o nulos. Este comportamiento se observa cuando la cimentación es muy rígida y el suelo que lo soporta cede en tal medida, que la estructura se comporta similar a un cuerpo flotante, que se puede hundir o inclinar, sin fallar. Para poder diseñar una cimentación adecuada es necesario tener el pleno conocimiento de las características del suelo donde se construirá una estructura.

Figura 11. Tipos de cimentación: (a) zapata de muros, (b) zapata aislada, (c) zapata combinada, (d) zapatas con viga conectora, (e) zapata sobre pilotes



a) Zapata sobre muros. Consisten en una franja continua de losa, a lo largo del muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo. La proyección de la losa de cimentación se trata como un voladizo cargado con la presión distribuida del suelo. La longitud de la proyección se determina con la capacidad de resistencia del suelo; la sección crítica por flexión se encuentra en el paño del muro. El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro.

b) Zapata aislada e independiente para columnas. Consisten en losas cuadradas o rectangulares, que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la punta del voladizo. Se refuerzan en las dos direcciones y son económicas para cargas relativamente pequeñas o para cimentaciones sobre roca.

c) Zapatas combinadas. Estas zapatas soportan la carga de dos o más columnas. Son necesarias cuando se debe colocar una columna en la colindancia de un edificio y la losa de la zapata no se puede proyectar fuera de la colindancia. En este caso, una zapata independiente tendría carga excéntrica, dando lugar a una tensión aparente en el suelo de desplante.

Con el objeto de lograr una distribución relativamente uniforme de esfuerzos, la zapata de la columna exterior se puede combinar con la de la columna interior más cercana. Por otra parte, las zapatas combinadas también se utilizan cuando las distancias entre columnas sucesivas son relativamente cortas, como en el caso de un corredor de columnas, pues es más barato construir zapatas combinadas para las columnas.

d) Zapatas en voladizo. Estas son similares a las zapatas combinadas, excepto que la zapata de la columna interior y de la columna exterior, se construyen independientemente. Están unidas por medio de una viga conectora para transmitir el efecto del momento flexionante. El cual se produce en la columna exterior debido a la excentricidad de la carga, a la cimentación de la columna interior.

e) Cimentaciones con pilotes. Son necesarias cuando el suelo de desplante consiste en estratos poco resistentes muy profundos. Los pilotes se pueden hincar hasta llegar a la roca sólida o un estrato duro, o a la profundidad necesaria dentro del suelo, para que la pila desarrolle su capacidad permisible por medio de la resistencia de fricción o una combinación de ambos. Los pilotes pueden ser prefabricados y por lo tanto se hincan en el suelo, o fundidos en el lugar haciendo una perforación que después se rellena con concreto.

Los pilotes prefabricados pueden ser de concreto reforzado o pre-esforzado. Otros tipos de pilotes se fabrican de acero o de madera tratada. En todos los tipos los pilotes deben contar con cabezas de concreto reforzado en las dos direcciones, diseñadas apropiadamente.

Zapatas flotantes o losas de cimentación. Estos sistemas de cimentación son necesarios cuando la capacidad de resistencia permisible del suelo es muy baja hasta profundidades grandes, lo cual hace que las cimentaciones con pilotes no sean económicas. En este caso es necesario hacer una excavación lo suficientemente profunda, para que la cantidad de suelo que se remueve sea casi equivalente a la carga de la superestructura. Puesto que es necesario extender la subestructura de la cimentación a toda el área del edificio, se considera que la superestructura flota teóricamente en una balsa. Estas estructuras, que básicamente son sistemas de pisos invertidos, se requieren en suelos que se están consolidando en forma continua.

Comportamiento a flexión y cortante en zapatas. Para simplificar el diseño de las cimentaciones, se hace la hipótesis de que son rígidas y el suelo que las soporta consta de capas elásticas; en consecuencia, se puede suponer que la distribución de presiones en el suelo es uniforme o varía en forma uniforme. El cálculo de los momentos flexionantes y el cortante se hace con la presión neta del suelo que se obtiene sustrayendo el peso propio de la cimentación y la sobrecarga de la presión total del suelo. Si la zapata de una columna se considera como un segmento invertido de losa. En el que se considera que la intensidad de la presión neta del suelo está actuando sobre una losa en voladizo apoyada en una columna, la losa estará sujeta a flexión y a cortante de modo similar a la losa de un piso que soporta cargas de gravedad.

Cuando intervienen cargas concentradas muy fuertes, se ha comprobado que el cortante y no la flexión controla la mayoría de los diseños de las cimentaciones. El mecanismo de la falla de cortante en las losas de las zapatas es semejante al de las losas de piso. Sin embargo, la capacidad de cortante es considerablemente mas alta que la de las vigas. Puesto que en la mayoría de los casos las zapatas se flexionan en doble curvatura, se debe considerar el cortante y la flexión con respecto a los dos ejes principales.

El estado de esfuerzos en cualquier elemento de la zapata, se debe principalmente a los efectos combinados del cortante, la flexión y la compresión axial. Por consecuencia, es esencial comprender muy bien el comportamiento fundamental de la losa de la zapata y del mecanismo de agrietamiento involucrado; pues permite lograr el sentido de las hipótesis básicas que se aplican por las necesidades de análisis y diseño de zapatas, tanto en cortante como en flexión.

Mecanismos de falla. Las grietas inclinadas de cortante se desarrollan esencialmente de la misma forma que en las vigas, estabilizándose aproximadamente al 65% de la carga ultima y extendiéndose con rapidez hacia el eje neutro. Posteriormente las grietas se prolongan totalmente en dirección a la zona de compresión, de tal forma que en la falla permanece una zona de compresión poco profunda. Las grietas inclinadas siempre se forman cerca de las cargas concentradas o la reacción de la columna en losas o zapatas en dos direcciones. Esto se debe en parte a la concertación alta de momentos flexionantes en la región cercana a la cara de la columna, que forman una pirámide truncada en el pie de la región de la columna. La columna puede punzonarse a través de la losa en esta falla, si la losa esta diseñada adecuadamente para resistir esta falla cortante (también llamada falla de tensión diagonal o cortante por penetración) .



La generación de grietas inclinadas que producen las altas concentraciones de momento cerca de la sección crítica de losas en dos direcciones y zapatas justifica el considerar que la sección crítica se localice a una distancia  $d / 2$  de la cara de la columna en las losas y las zapatas, en tanto que en las vigas, en las losas en una dirección y en las zapatas, el reglamento del ACI estipula que la sección crítica se encuentra a una distancia  $d$  de la cara de la columna de apoyo. El esfuerzo nominal de cortante en la falla varía entre  $6\sqrt{f'_c}$  y  $9\sqrt{f'_c}$  para las losas, en tanto que no excede de  $2\sqrt{f'_c}$  a  $4\sqrt{f'_c}$ , para las vigas. Sin embargo el reglamento permite una resistencia nominal de cortante máximo para el concreto simple que no debe exceder de  $V_c = 4\sqrt{f'_c}$  para las losas en dos direcciones o las zapatas, y de  $V_c = 2\sqrt{f'_c}$  para vigas y zapatas con acción en una dirección.

En las zapatas de concreto simple fundidas sobre el suelo, el espesor efectivo que se utiliza para calcular los esfuerzos se toma como el espesor total menos 7.6 cm. El espesor total no debe ser menor de 20 cm.

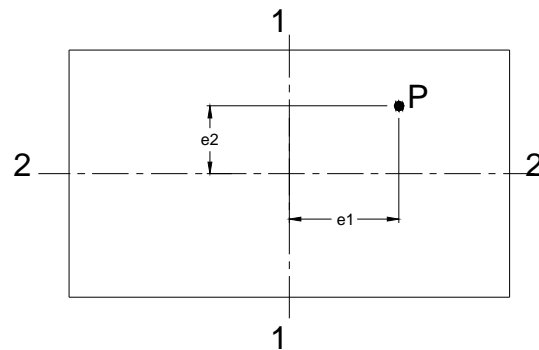
Cargas y reacciones. Una vez que se determina la presión admisible del suelo a partir de los datos disponibles del lugar, de los principios de la mecánica de suelos y de los reglamentos locales, el tamaño del área de la zapata se calcula con las cargas sin factorizar o de servicio, como las cargas muerta, viva, de viento o las cargas de sismo, en cualquier combinación que gobierne al diseño. En el diseño de las zapatas o de las cabezas de los pilotes, se desprecian los requisitos de excentricidad mínima por consideraciones de la esbeltez de las columnas y solo se considera que se transfieren a la zapata los momentos finales calculados que existan en la base de una columna.

En los casos donde existen cargas excéntricas o momentos producidos por cualquier combinación de carga la presión extrema del suelo que resulta de estas combinaciones de carga se debe encontrar dentro de los valores permisibles de la capacidad del suelo.

Presión del suelo en la base de las zapatas. La distribución de la presión de apoyo en las zapatas, depende de la forma en que las cargas de los muros o las columnas se transmiten a la losa de la zapata y del grado de rigidez de la misma. Se supone que el suelo bajo la zapata es un material elástico y homogéneo y la zapata se supone rígida, como es el caso más común en las cimentaciones. En consecuencia, se puede considerar que la presión de apoyo del suelo esta uniformemente distribuida si la reacción actúa en el eje del área de la losa de la zapata. Si la carga no es axial o no esta aplicada simétricamente, la distribución de la presión del suelo adopta una forma trapezoidal debido a los efectos combinados de la carga axial y la flexión.

Efecto de las cargas excéntricas en zapatas. Las zapatas de columnas exteriores y las zapatas combinadas pueden estar sujetas a cargas excéntricas. Cuando el momento producido por la excentricidad es muy grande, se pueden presentar esfuerzos de tensión en un lado de la zapata, puesto que la distribución de esfuerzos de flexión depende de la magnitud de la excentricidad de la carga, siempre es aconsejable proporcionar el área de estas zapatas de manera tal que la resultante se localice en el tercio medio de la dimensión de la zapata en cada en x e y. Con lo que se evitan tensiones en el suelo que en teoría pueden ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

Figura 12. Efecto de excentricidad en zapatas



#### Procedimiento de diseño de zapatas

1. Determinar la capacidad permisible de apoyo del suelo, con base al estudio del suelo.
2. Determinar las cargas de servicio y los momentos flexionantes que actúan en la base de las columnas que soportan a la estructura. Seleccionar la combinación de cargas de servicio y momentos más desfavorable
3. Calcular el área necesaria de la zapata dividiendo la carga total de servicio más desfavorable entre la capacidad permisible de apoyo que se selecciono para el suelo, si la carga es axial o también tomando en cuenta los esfuerzos de flexión más desfavorables si existe una combinación de carga y momentos flexionantes.
4. Calcular las cargas y momentos factorizados para las condiciones dominantes y encontrar los valores nominales de resistencia que se requieren, dividiendo las cargas y los momentos factorizados entre los factores  $\phi$  de resistencia pertinentes.

5. Determinar por prueba y error, el peralte efectivo  $d$  que se requiere en la sección para que cuente con una capacidad adecuada para resistir el cortante por penetración a una distancia  $d$  de la cara del apoyo, en la acción en una dirección y a una distancia  $d/2$  para la acción en dos direcciones; de tal modo que el corte simple resistente del concreto  $V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b * d =$  (kg) y el corte punzonante resistente del concreto  $V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d =$  (kg)

6. Calcular el momento factorizado  $M_u$  en un plano de la cara de la columna de apoyo, que producen las cargas factorizadas dominantes, desde ese plano hasta el extremo de la zapata. Encontrar  $M_n = M_u / (\phi = 0.9)$  y seleccionar un área total de refuerzo  $A_s$  con base en  $M_n$  y el peralte efectivo aplicable.

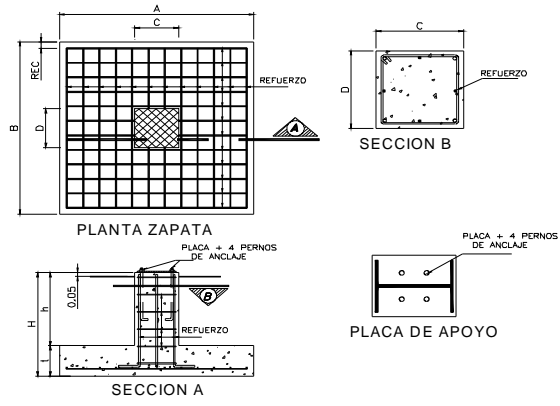
7. determinar el tamaño y la separación del refuerzo por flexión en las direcciones larga y corta, distribuir uniformemente el acero en todo el ancho de la zapata, en la dirección larga. Determinar la porción  $A_{st}$  del área total de acero  $A_s$  que se determinó en el paso 6, para distribuir uniformemente en la franja central de la dirección corta:

$$A_{st} = (2 / (\beta + 1)) * A_s$$

Distribuir uniformemente fuera de la franja central de la zapata, el resto del acero de refuerzo ( $A_s - A_{st}$ ) Verificar que el área de acero en cada dirección principal de la zapata en planta exceda el valor mínimo necesario por contracción y temperatura:

$A_s = 0.0018 * b * d$  para secciones reforzadas con acero grado 60 y  $0.0020 * b * d$  para las reforzadas con acero grado 40.

Figura 13. Detalle de cimentación individual para columna de acero.



## **4. ESTRUCTURA METÁLICA**

### **4.1 Historia y evolución de las estructuras metálicas en Guatemala.**

La ingeniería estructural existía ya en el tiempo del Viejo Reino, 3,400 años antes del nacimiento de nuestro señor Jesucristo. En Egipto ya existía un arte contemporáneo en los valles del Eufrates y el Tigris. Debe notarse que la ingeniería estructural existía como arte pero no como ciencia, durante la antigüedad. No existen registros de consideración racional, ya sea en cuanto a la resistencia de miembros estructurales o al comportamiento de los materiales estructurales, hasta que Galileo Galilei intentó analizar la viga en voladizo, en 1,638 después de Cristo. Los constructores se guiaban según todas las apariencias, por las reglas empíricas, que se pasaban de generación en generación, guardadas como secretos del gremio y rara vez suplementadas por conocimientos nuevos. A pesar de este hecho, las estructuras erigidas durante los periodos históricos iniciales son una fuente constante de admiración. El primer ingeniero estructural de la historia parece haber sido el egipcio Himnhotep, mejor conocido como el constructor de la pirámide de Sakkara.

En Guatemala el uso y aplicación de la ingeniería estructural fue traída por los colonizadores ya que estos implementaron el uso de maquinaria agrícola en la molienda de caña de azúcar y posteriormente en los beneficios de café. Aunque formalmente y con fines de ingeniería se emplearon las estructuras metálicas inicialmente en la construcción de puentes cerca del año 1,930. en esta etapa de la construcción de puentes con acero.

Las uniones se efectuaban por medio de remaches colocados en caliente, este tipo de puentes fueron diseñados bajo el concepto de armaduras.

Las estructuras metálicas sustituyeron a las estructuras de los techos construidos con la ayuda de madera. Permitiendo de esta forma cubrir claros grandes con miembros metálicos que ocupan poco espacio.

Las estructuras metálicas brindan al ingeniero proyectista y al diseñador la posibilidad de embellecer los ambientes, evitando colocar columnas intermedias, con lo cual los espacios obtenidos son más amplios.

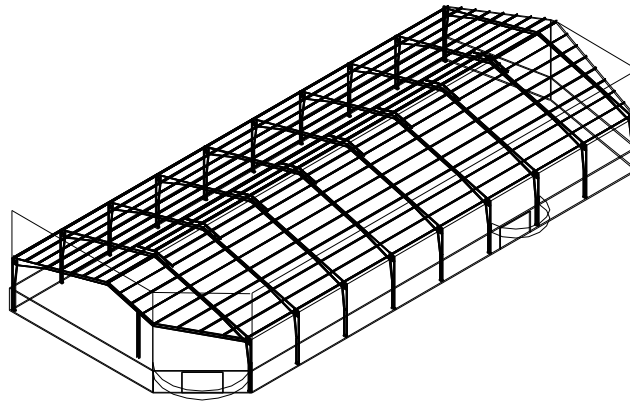
Estas se convirtieron en el medio ideal para almacenar volúmenes de agua a alturas de 10 a 20 metros por medio de tanques cisterna elevados.

Permiten construir formas arquitectónicas caprichosas de buen gusto. Etc.

#### **4.2 Tipos de estructuras metálicas.**

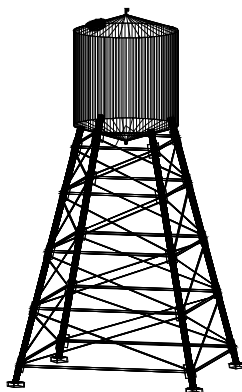
Estructuras Estándar. Estas estructuras son las más comunes y utilizadas en el medio industrial y comercial. Se trata de estructuras compuestas por marcos rígidos con dos pendientes opuestas una a la otra en sus vigas por lo cual se les llama también marcos a dos aguas, su ventaja principal esta en la construcción de techos que cubren claros de gran envergadura para bodegas de uso industrial, almacenaje de productos, trabajos de mecánica, parqueos, maquiladoras, procesadoras de reciclados, troquelados, empacadoras de verdura, bodegas comerciales, hangares para aviones, etc.

Figura 14. Estructura metálica estándar utilizada para bodega



Súper Estructuras. Estas estructuras encuentran su aplicación y uso en el medio urbano, sirviendo como soporte principal para edificaciones a gran escala. Como los edificios, domos, puentes, pasarelas, grúas, tanques elevados, etc. También tienen aplicaciones especiales, hidroeléctricas, cuartos de maquinas para plantas industriales, tuberías para conducción hidráulica o de petróleo. Etc.

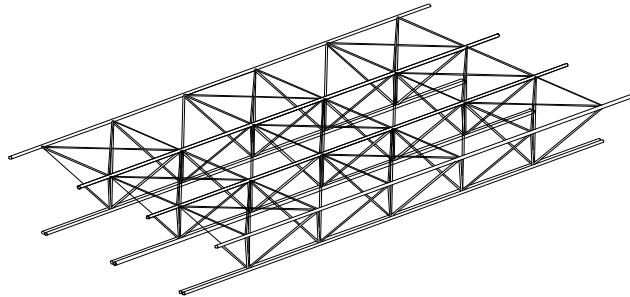
Figura 15. Tanque elevado para almacenar agua potable fabricado en acero





Estructuras Espaciales. Son estructuras que generalmente tienen una aplicación arquitectónica o técnica y según su finalidad muestran grandeza y fortaleza, dentro de un marco estético. Dichas estructuras comúnmente se construyen utilizando el criterio de formas tridimensionales u ornamentales. Como torres de transmisión, tanques elevados, techos y paneles tridimensionales, etc.

Figura 16. Estructura tridimensional para techo fabricada en acero



#### **4.3 Elementos típicos que componen un sistema estructural en acero**

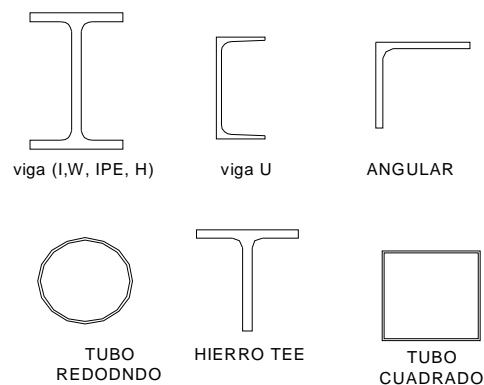
En la construcción proyectos que emplean estructura metálica existen varios términos aplicables a elementos específicos que la componen, de los elementos más comunes tenemos: Anclajes pernos, pedestales, placas de anclaje, placas de conexión, columnas, angulares, vigas, tensores, arriostres, rigidizantes, joist, costaneras, tubos redondos, tubos cuadrados, tubos rectangulares, lamina negra, lamina galvanizada, lamina troquelada, canales, porta-tensores, pescantes, boca-tubos, porta-costaneras, tornillos, soldaduras.

#### 4.4 Perfiles comerciales y sus propiedades.

Dentro de los perfiles comerciales mas utilizados en una estructura metálica podemos citar, las vigas de alma llena tipo I, H, o IPE, hierro angular, tubo redondo proceso, tubo redondo negro, tubo cuadrado estructural, tubo rectangular, hierro plano, hierro redondo liso, costanera, tubo redondo galvanizado, hierro te, hierro cuadrado macizo, lamina negra, lamina desplegada, lamina antideslizante.

Las propiedades mecánicas más importantes en los elementos de acero son: momento de inercia de la sección ( $I$ ), modulo de sección ( $S$ ), modulo de elasticidad del material ( $E$ ), radio de giro ( $r$ ), esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), área de la sección transversal ( $A$ ).

Figura 17. Sección típica de elementos de acero más utilizados en la construcción con estructura metálica





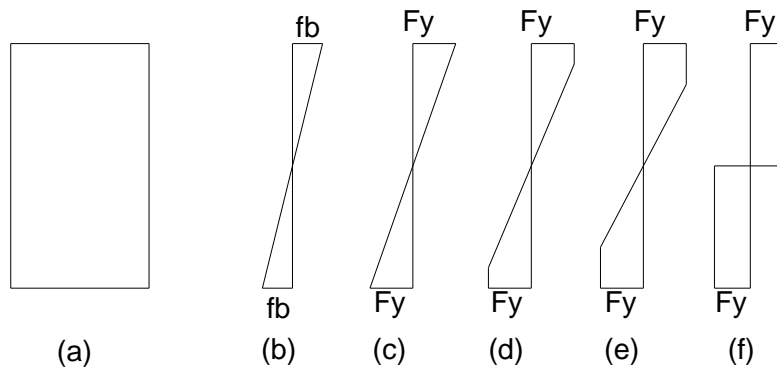
## 5. ANALISIS Y DISEÑO DE MARCOS RIGIDOS EN ACERO

### 5.1 Vigas

Son los elementos en un sistema estructural encargados de transmitir las cargas de piso a las columnas. Una viga en acero se diseña para resistir esfuerzos de flexión, cortante y torsión. Para nuestro estudio diseñaremos las vigas de acero para resistir esfuerzos de flexión y cortante. Tomando en cuenta que todo diseño parte de la información obtenida en los diagramas de momento resultantes del análisis estructural. Son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales; los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S.

Las canales se usan a veces como largueros cuando las cargas son pequeñas y en lugares en donde se requieren patines estrechos. Estas tienen muy poca resistencia a fuerzas laterales y requieren soporte lateral. Los perfiles W tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines que las vigas S. Por lo que poseen mayores momentos de inercia y momentos resistentes para un mismo peso. Estos son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral apreciable. Otro tipo común de viga es la vigueta de alma abierta. Este tipo de viga que se usa comúnmente para soportar losas de piso y techo es en realidad una armadura ligera de cuerdas paralelas. Resulta muy económica para grandes claros y cargas ligeras.

Figura 18. Diagrama de esfuerzos en una sección rectangular



Consideramos una viga de sección rectangular y los diagramas de esfuerzo de la figura 18, para estudiar los esfuerzos de flexión. Para este análisis inicial supondremos que el patín a compresión de la viga esta completamente soportado contra el pandeo lateral. si la viga esta sujeta a momento flexionante, el momento puede calcularse con la formula de la flexión:

$$F_b = M c / I$$

Donde:

$F_b$  = esfuerzo a flexión

$M$  = momento externo factorizado

$c$  = distancia de centro de sección a la fibra extrema

$I$  = momento de inercia de sección respecto del eje perpendicular a la acción del momento.

Debe recordarse que esta expresión es aplicable solamente cuando el máximo esfuerzo calculado en la viga es menor que el limite elástico. La formula se basa en las hipótesis usuales:

El esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, una sección plana antes de la flexión permanece plana después de la aplicación de las cargas, etc. El valor de  $I/c$  es una constante para una sección específica y se denomina módulo de sección ( $S$ ). La fórmula de la flexión puede escribirse entonces como

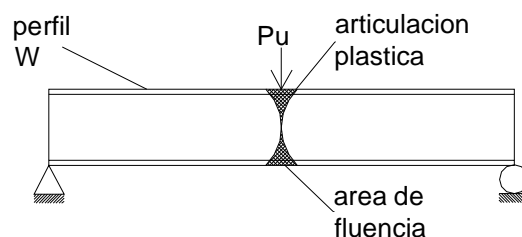
$$F_b = M / S$$

Es donde  $S$  es igual a  $I/c$ ,  $S$  el módulo de sección, inicialmente cuando el momento se aplica a la viga, el esfuerzo varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas. Esta situación se muestra en la figura 18 (b). Si se incrementa el momento se mantendrá la variación lineal de los esfuerzos hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas como se muestra en la parte (c) de la figura 18. El momento de fluencia de una sección transversal se define como el momento para el cual empiezan a fluir las fibras extremas de la sección. Si el momento en una viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas a esfuerzo de fluencia se mantendrán bajo este mismo esfuerzo, pero en estado de fluencia y el momento resistente adicional necesario lo proporcionarán las fibras más cercanas al eje neutro. Este proceso continuará con más y más partes de la sección transversal de la viga, alcanzando el esfuerzo de fluencia como se muestra en los diagramas de esfuerzo (b) y (c) de la figura 18, hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica total mostrada en (f). Cuando la distribución de esfuerzo alcanzado esta etapa se dice que se ha formado una articulación plástica porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causará una rotación en la viga con pequeño incremento del esfuerzo.

El momento plástico es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro creándose allí mismo una articulación plástica. La relación de momento plástico  $M_p$  al momento de fluencia  $M_y$  se denomina factor de forma. Los factores de forma son iguales a 1.50 en las secciones rectangulares y varían entre 1.10 y 1.20 en las secciones laminadas estándar.

Para una carga concentrada aplicada en el centro del claro de una viga simple con sección rectangular, la plastificación en las fibras extremas en el momento que se forma la articulación plástica se extenderá sobre un tercio del claro en un perfil W en circunstancias similares, la fluencia se extenderá aproximadamente sobre un octavo del claro. Durante este mismo periodo las fibras exteriores en la sección de momento máximo fluirán gradualmente hasta que todas alcancen el esfuerzo  $F_y$ , y se forme una articulación plástica como se ve en la siguiente figura.

Figura 19. Articulación plástica en una viga de acero de sección W



Hasta hace pocos años, casi todas las vigas de acero se diseñaban con base a la teoría elástica. La carga máxima que una estructura podía soportar se suponía igual a la carga que primero generaba un esfuerzo igual al de fluencia del material.

Los miembros se diseñaban de manera que los esfuerzos de flexión calculados para cargas de servicio no se excediesen del esfuerzo de fluencia dividido entre un factor de seguridad (1.5 a 2). Las estructuras se diseñaron durante mucho tiempo con el método elástico con resultados satisfactorios. Sin embargo, se sabe desde hace varios años que los miembros dúctiles no fallan si no hasta que ocurre una gran plastificación, después de que se alcanza el esfuerzo de fluencia. Esto significa que tales miembros tienen mayores márgenes de seguridad contra la falla que lo que parece indicar la teoría elástica.

Cortante en vigas. En la mayor parte de los casos de interés práctico la flexión se presenta acompañada por fuerzas cortantes, por fines prácticos no se toman en cuenta los esfuerzos de corte que aparecen en los patines de una viga de alma llena, ya que la fuerza cortante es equilibrada casi en su totalidad, esto se debe a que el momento estático en el alma aumenta y su ancho disminuye bruscamente.

$$\tau = T / tw * (d - 2 * tf)$$

Donde:

$\tau$  = esfuerzo cortante,

T = fuerza cortante

tw = ancho o espesor de alma

d = altura total de la sección de la viga o peralte

tf = espesor del patín de viga



Figura 20. Simbología para nombrar los elementos que componen la sección típica de una viga de acero tipo W.

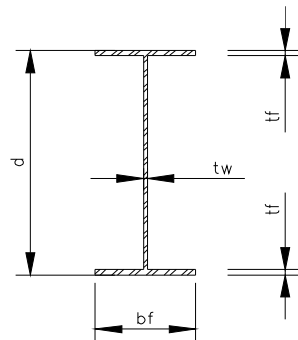
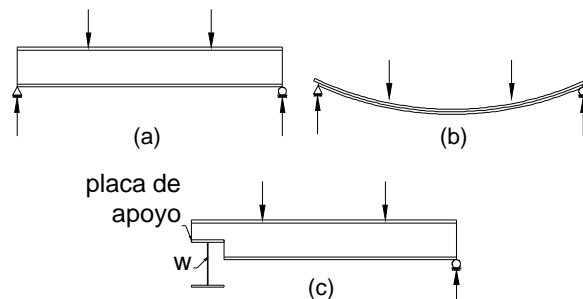


figura 21. Efecto de esfuerzo cortante en una viga



Considerando la viga de la figura 21(a), al flexionarse la viga aparecen esfuerzos cortantes debido al cambio de longitud de sus fibras longitudinales. En la zona de momento positivo, las fibras inferiores se alargan y las superiores se acortan, en tanto que en algún lugar intermedio habrá un plano neutro en el que las fibras no cambian de longitud. Debido a esas deformaciones variables, una fibra particular tiende a deslizarse sobre las fibras situadas arriba y debajo de ellas.

Si una viga de madera se construyese encimando tablonces y no se conectasen estos entre sí, la viga tomaría la forma mostrada en la figura 21(b). Si se observa vigas cortas de madera fuertemente cargadas con grandes fuerzas cortantes transversales que presentan grietas a lo largo de planos horizontales la anterior presentación del problema puede parecer engañosa al mostrar por separado los dos esfuerzos cortantes horizontal y vertical; En realidad el esfuerzo cortante y el rasante, en cualquier punto son simultáneos no pudiendo separarse. Mas aun no puede ocurrir uno sin el otro. Generalmente el cortante no es un problema en las vigas de acero porque las almas de los perfiles laminados son capaces de resistir grandes fuerzas cortantes. Las situaciones comunes en las que el cortante podría ser excesivo son:

1. Si se colocan grandes cargas conectadas cerca de los apoyos de una viga se originaran fuerzas cortantes considerables sin incrementos correspondientes en los momentos flexionantes. Un ejemplo bastante común de estos ocurre en edificios altos en donde las columnas de un piso están desfasadas (fuera de eje) respecto a las columnas del piso inferior. Las cargas de las columnas superiores aplicadas a las vigas del piso serán bastante grandes si hay muchos pisos arriba del piso considerado.

2. Probablemente el problema más común de cortante ocurre cuando dos miembros estructurales (como una viga y una columna) están rígidamente conectadas entre sí, de manera que sus almas se encuentran en un mismo plano. Esta situación ocurre frecuentemente en la unión de vigas y columnas de marcos rígidos.

3. Cuando las vigas están despatinadas, como se muestra en la figura 21(c), el cortante puede ser un problema. En este caso las fuerzas cortantes deben tomarse con el peralte reducido de la viga. Un caso parecido se presenta cuando las almas contienen agujeros para ductos o para otros fines.

4. Teóricamente las vigas cortas cargadas fuertemente pueden tener cortantes excesivos, pero estos no ocurren con mucha frecuencia a menos que se trate de casos parecidos al caso 1.

5. El cortante puede ser un problema aun para cargas ordinarias cuando se usan almas muy delgadas como en las trabes armadas o en los perfiles doblados en frío de pared delgada. Del estudio de la mecánica de materiales se conoce que la formula del esfuerzo cortante

$$f_y = VQ / I_b$$

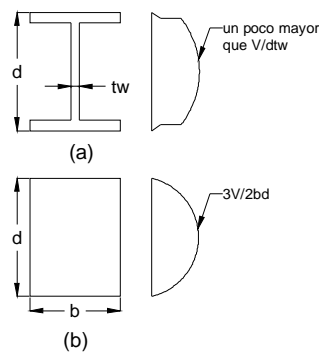
Donde:

V = fuerza cortante externa

Q = momento estático respecto al eje neutro de la parte de la sección transversal situada arriba o abajo del nivel en que se busca el esfuerzo cortante  $f_y$ .

$I_b$  = ancho de la sección al nivel del esfuerzo  $f_y$  que se busca.

Figura 22. (a) Variación de esfuerzo cortante en la sección transversal de un perfil I, (b) variación en una sección rectangular.



Puede verse en (a) que la fuerza cortante en las secciones I la resiste principalmente el alma. Si se incrementa la carga en un miembro estructural con sección I hasta que alcanza el esfuerzo de fluencia por flexión en el patín, este no tendrá capacidad para resistir esfuerzos cortantes que deberá entonces soportarlos el alma. Si se incrementa aun más el momento, el esfuerzo de fluencia por flexión penetrará hacia el alma y el área del alma capaz de resistir esfuerzos cortantes se reducirá aun más. En vez de suponer que el esfuerzo cortante nominal lo resiste una parte del alma.

Las especificaciones de diseño de acero por factores de carga y resistencia (LRFD) suponen un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma,  $A_w$ , es igual al peralte total de la sección  $d$ , multiplicado por el espesor del alma  $t_w$ . En las expresiones siguientes para la resistencia por cortante  $F_y w$  es el esfuerzo mínimo especificado de fluencia del alma,  $K$  es un coeficiente de pandeo de la placa del alma definido en la especificación LRFD - F2 y  $\phi_y$  es igual a 0.9. se presentan diferentes expresiones para diferentes relaciones  $h / t_w$  según si las fallas son plásticas, elásticas o inelásticas.

1. Fluencia del alma. Todos los perfiles W y C quedan dentro de esta clasificación.

$$\text{Si } h / tw \leq 187 * \sqrt{k / F_{yw}} = 70 \text{ para acero A36}$$

$$\phi_v * V_n = \phi_v * 0.6 * F_{yw} = 19.4 d * tw \text{ en Klb para acero A36}$$

2. Pandeo inelástico del alma

$$\text{Si } 187 * \sqrt{k / F_{yw}} < h / tw \leq 234 * \sqrt{k / F_{yw}} = 87 \text{ para acero A36}$$

$$\phi_v * V_n = \phi_v * 0.6 * F_{yw} * A_w * ((187 * \sqrt{k / F_{yw}}) / (h / tw)) = 19.4 dtw \text{ en Klb para acero A36}$$

3. Pandeo del alma

$$\text{Si } h/tw > 234 * \sqrt{k / F_{yw}} = 87 \text{ para acero A36}$$

$$\phi_v * V_n = \phi_v * A_w * ((26,400 k) / (h / tw)^2) = ((118,800)) / (h / tw)^2 d * tw \text{ en Klb para acero A36}$$

## 5.2 Columnas.

A los elementos a compresión se les dan usualmente nombres que los identifican como miembros particulares de una estructura. A los miembros verticales a compresión de la estructura de un edificio se les conoce como columnas. Estos miembros son los responsables de soportar y transmitir las cargas de piso a los cimientos.

Pandeo elástico en columnas. Existe un valor específico de la carga para la cual una columna recta, homogénea y cargada axialmente se vuelve inestable, entendiéndose por ello, que para esta carga, la columna puede empezar a flexionarse.

Aunque no Existe un momento aparente que inicie la flexión. El valor de  $P$  para el cual una columna recta se vuelve inestable se llama carga crítica. Cuando la columna se flexiona bajo la carga crítica se dice que se ha pandeado. Por lo tanto a la carga crítica se le llama también carga de pandeo. Para esta carga la columna es extremadamente sensible a cualquier aumento de carga; en el sentido de que el más ligero aumento va acompañado de una gran deformación lateral.

Así si la carga crítica  $P = 4K / L$ , las columnas realmente casi nunca están aisladas sino unidas con otros elementos estructurales, de manera que su comportamiento depende, en gran parte del de la estructura en conjunto. Generalmente nunca están sometidas a compresión pura, pero un estudio de la columna en forma aislada cargada axialmente constituye un antecedente necesario en la solución del problema, mucho mas complejo, de la columna como parte de una estructura reticular, por lo que en todos los códigos de construcción la columna aislada es la base del diseño de las piezas comprimidas y flexo comprimidas. En muchos problemas de diseño estructural el equilibrio entre las fuerzas exteriores e interiores es estable para cualquier valor de las cargas, mientras no se presenten fracturas.

Cuando el elemento estructural es una columna esbelta el diseño no se basa en él calculo de esfuerzos, se basa en la investigación del estado de equilibrio entre las cargas exteriores y la respuesta interna de la columna la que eventualmente puede llegar a ser inestable para valores reducidos de los esfuerzos.

La resistencia de una pieza comprimida no depende de la magnitud de los esfuerzos sino de las condiciones que originan el equilibrio inestable, caracterizado por incrementos muy grandes de las deformaciones correspondientes a pequeños aumentos de las cargas.

La característica fundamental del fenómeno de pandeo es precisamente la pérdida repentina de resistencia que acompaña a la aparición de fuertes deformaciones, independiente de que los esfuerzos hayan llegado o no al punto de fluencia en el instante en que comienza el pandeo; iniciado este, los desplazamientos laterales hacen que los esfuerzos crezcan rápidamente y se agote pronto en el intervalo inelástico, de manera que la falla se presenta siempre en este intervalo.

Como la columna es uno de los elementos estructurales básicos, su estudio se inició hace muchos años, el problema para la determinación de la resistencia de las piezas comprimidas aisladas, cargadas dentro del intervalo elástico, fue resuelto en sus aspectos fundamentales por Euler en 1744.

A pesar de que la solución de Euler es correcta para los casos en que las columnas fallan por pandeo debido a flexión en uno de sus planos principales de inercia, bajo esfuerzos de compresión menores que el límite de proporcionalidad del material de que están compuestas, sus resultados no fueron aceptados de inmediato, pues los materiales de construcción empleados en aquella época, madera y piedra, formaban columnas sumamente robustas que no fallaban por pandeo sino por aplastamiento, para las que no era aplicable su teoría.

La aparente discrepancia entre los resultados teóricos y experimentales fue aclarada por Lamarle en 1845, al establecer él límite de proporcionalidad como límite de aplicación de la fórmula de Euler.

Determinación de la carga crítica. El pandeo elástico ocurre cuando hay desplazamiento al centro de la columna o en uno de sus extremos, el esfuerzo en el límite elástico se puede determinar utilizando la ecuación de EULER.

$$\sigma = (\pi^2 * E) / (L / r)^2 = (\text{kg/cm}^2)$$

Donde:

$\sigma$  = esfuerzo a flexión en la columna

E = modulo de elasticidad del acero

L = longitud efectiva de la columna

r = radio de giro. La carga crítica para una columna se puede determinar mediante la ecuación

$$P_{cr} = (\pi^2 * EI) / (KL)^2 = (\text{kg/cm}^2)$$

Donde:

$P_{cr}$  = carga crítica

E = modulo de elasticidad del acero

I = inercia de sección del elemento

K = valor teórico según combinaciones de apoyo

L = longitud efectiva de la columna.

También se puede condicionar el esfuerzo permisible por medio de la formula

$$\sigma_p = (\pi^2 * E) / 1.92 * (KL/r)^2 = (\text{kg/cm}^2)$$

Donde:

$\sigma_p$  = esfuerzo a flexión permisible en la columna

E = modulo de elasticidad del acero

K = valor teórico según combinaciones de apoyo

L = longitud efectiva de la columna

r = radio de giro

1.92 = coeficiente de seguridad.



Las restricciones en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una columna es un concepto muy importante. Las columnas con apreciable restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción, como es el caso de columnas con extremos articulados.

La longitud efectiva de una columna se define como la distancia entre puntos de momento nulo en la columna, o sea la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna se denomina  $KL$  en donde  $K$  es el factor de longitud efectiva.  $K$  es el número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de esta.

El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualesquiera condiciones en los extremos por una columna equivalente con extremos articulados. Se podría efectuar un complejo análisis del pandeo de un marco para determinar el esfuerzo crítico en una columna particular.

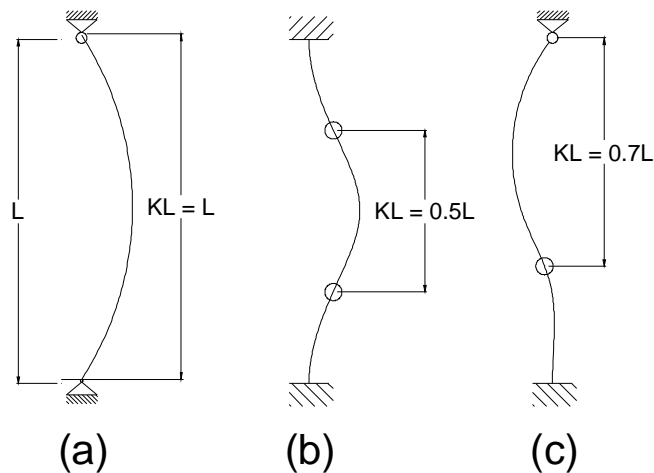
El factor  $K$  se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. El procedimiento del factor  $K$  es un método para encontrar soluciones simples a problemas complicados de pandeo en marcos.

Columnas con condiciones de extremo diferentes tienen longitudes efectivas.

Completamente diferentes. En esta exposición inicial se supone que no es posible el ladeo o traslación de juntas.

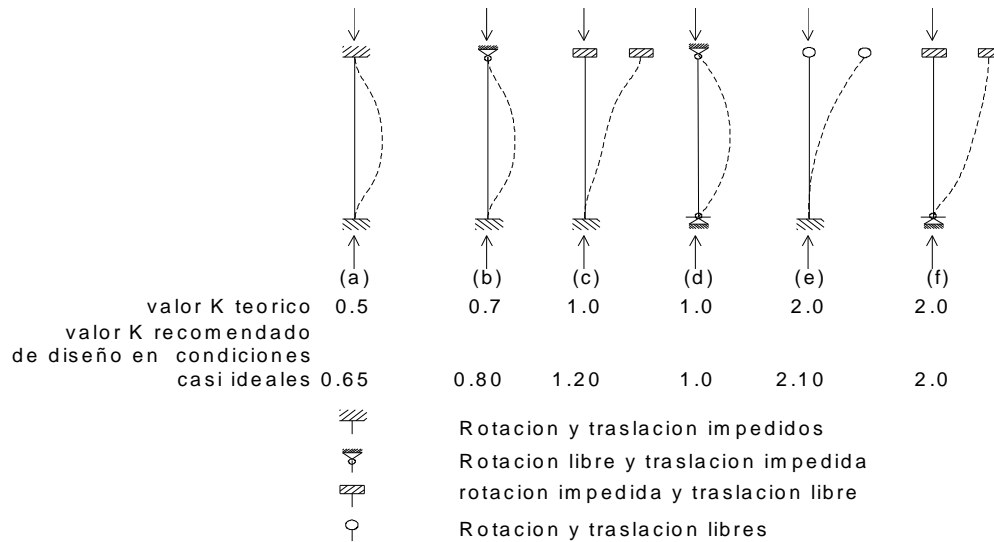
El ladeo o traslación de las juntas significa que uno o ambos extremos de una columna pueden moverse lateralmente entre sí.

Figura 23. Longitudes efectivas en marcos arriostrados



Si una columna esta articulada en sus dos extremos como se muestra en la figura 23(a) su longitud efectiva es igual a su longitud real y  $K$  es entonces igual a 1.0. Si los extremos están perfectamente empotrados, sus puntos de inflexión (o puntos de momento nulo) se localizan en los cuartos de la altura y la longitud efectiva es igual a  $L/2$  como se muestra en la figura 23(b),  $K$  es entonces igual a 0.50. Resulta claro que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga. En la figura 23(c), se muestra una columna con un extremo empotrado y otro articulado; la  $K$  para esta columna es teóricamente igual a 0.70. en realidad nunca se tienen articulaciones ni empotramientos perfectos, por lo que las columnas comunes quedan entre los casos extremos. Pareciera que las longitudes efectivas de las columnas siempre varían entre un mínimo absoluto de  $L/2$  y un máximo absoluto de  $L$ , pero hay excepciones a esta afirmación.

Figura 24. Factores de rigidez K recomendados según sea el caso.



En la figura 24(a), se da un ejemplo de esto con un simple marco. La base de cada una de las columnas esta articulada y el otro extremo puede rotar y moverse lateralmente (ladeo). En la figura se ve que la longitud efectiva excederá a la longitud real de la columna, ya que la curva elástica tomara teóricamente la forma de la curva de una columna doblemente articulada de longitud doble y K será entonces igual a 2.0. observe en la figura 24(b) lo pequeña que seria la deflexión lateral de la columna AB si estuviese articulada en ambos extremos para impedir el ladeo.

Las columnas de acero estructural sirven como partes de marcos, los que a veces tienen arriostramiento y en otras ocasiones no.

Un marco arriostrado es uno en el que la traslación de sus juntas esta impedida por medio de riostras, muros de cortante o por el soporte lateral de las estructuras adjuntas.

Un marco sin arriostrar no tiene ninguno de estos tipos de soporte y depende de la rigidez de sus propios miembros para impedir el pandeo. En marcos arriostrados los valores de  $K$  nunca pueden ser mayores que 1.0, pero en los marcos sin arriostrar los valores de  $K$  siempre son mayores que 1.0 debido al lado.

### 5.3 Anclajes.

El diseño de las placas de base para columnas requiere la consideración de la presión de apoyo sobre el material de soporte y la flexión de la placa. Una diferencia importante es que la flexión en las placas de apoyo para vigas es en una dirección, mientras que las placas de base para las columnas están sometidas a flexión en dos direcciones. Además, el aplastamiento del alma y la fluencia del alma no influyen en el diseño de las placas de base para columnas. Las placas de base para columnas pueden clasificarse en grandes y pequeñas; las placas grandes son aquellas cuyas dimensiones son aproximadamente las mismas que las dimensiones de la columna. Además, las placas pequeñas se comportan de manera diferente cuando están ligeramente cargadas que cuando ellas están mas fuertemente cargadas.

El espesor de las placas grandes esta determinado por consideración de la flexión de las porciones de la placa que se extienden mas allá del perfil de la columna. Se supone que la flexión tiene lugar respecto a ejes a media profundidad de la placa cerca de los bordes de los patines. Dos de los ejes son paralelos al alma y a  $0.80bf$  entre sí y dos ejes son paralelos a los patines y a  $0.95d$  entre sí. De las dos franjas en voladizo de una pulgada de ancho. Llamadas  $m$  y  $n$  en la figura 7.9, la mayor se usa en lugar de  $n$  en la ecuación para calcular el espesor de la placa

$$t \geq \sqrt{(2 * Ru * n^2) / (0.9 * B * N * Fy)}$$

Donde:

$Ru / (B * N)$  es la presión de apoyo promedio entre la placa y el concreto.

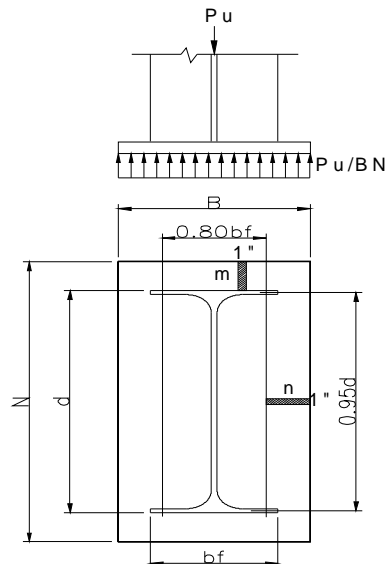
Es decir que la ecuación se puede expresar así:

$$t \geq \ell * \sqrt{(2 * Pu) / (0.9 * B * N * Fy)}$$

Donde:

$\ell$  Es el mayor de los valores de  $3m$  y  $n$ . Este enfoque se denomina enfoque del voladizo.

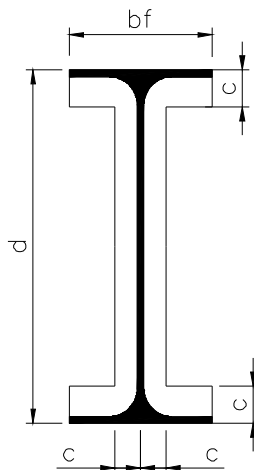
Figura 25. Detalle de una placa de base, sus componentes y reacciones



Las placas de base pequeñas ligeramente cargadas pueden diseñarse usando el método de Murria-Stockwell (1983).

En este enfoque se supone que la porción de la carga de la columna que cae dentro de los confines de la sección transversal de la columna, es decir sobre un área  $b_f * d$ , esta uniformemente distribuida sobre el área en forma de H mostrada en la figura 26.

Figura 26. Perímetro de concentración de la presión de apoyo en una placa de apoyo.



La presión de apoyo esta entonces concentrada cerca del perfil de la columna. El espesor de la placa se determina con un analisis de una franja en voladizo de ancho unitario y longitud  $c$ . Este enfoque conduce a la ecuación

$$t \geq c * \sqrt{(2 * P_o) / (0.9 * A_H * F_y)}$$

Donde:

$P_o = (P_u / B * N) * b_f * d =$  carga dentro del área  $b_f * d =$  carga sobre el área en forma de H.

$A_H =$  área en forma de H

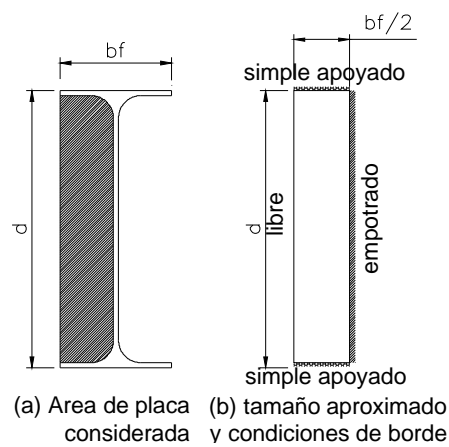
C = dimensión necesaria para dar un esfuerzo de  $P_o / AH$  igual al de diseño por aplastamiento del material de soporte.

Para placas de base cargadas mas intensamente, Thornton (1990) propuso un analisis basado en la flexión en dos direcciones de la porción de la a placa entre el alma y los patines como se muestra en la figura 27(a). Este segmento de placa se supone empotrado en el alma, simplemente apoyado en los patines y libre en el otro borde.

El espesor requerido es

$$t \geq n' * (2 * Pu / (0.9 * B * N * Fy))$$

figura 27. Condición de trabajo en la placa para su análisis según Thornton



Donde:

$$n' = (1/4) * \sqrt{d * bf}$$

Estos tres enfoques fueron combinados por Thornton (1990) y se da a continuación un resumen del procedimiento unificado resultante. Según la figura 7.11 (b), el espesor requerido para la placa es

$$t \geq \ell * \sqrt{(2 * P_u) / (0.9 * B * N * F_y)}$$

Donde:

$$\ell = \max(m, n, \lambda n')$$

$$\lambda = (2 * \sqrt{X}) / (1 - \sqrt{(1 - X)}) \leq 1$$

$$X = ((4 * d * bf) / (d + bf^2)) * (p_u / (\phi_c * P_p))$$

$$n' = (1/4) * \sqrt{d * bf}$$

$$\phi_c = 0.60$$

$P_p$  = resistencia nominal por aplastamiento del concreto

$$P_p = 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{A_2 / A_1} \geq P_u .$$

$A_2$  = área nominal de la sección de concreto

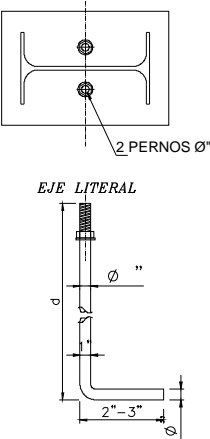
$A_1$  = área requerida para la placa

Revisión de lo anterior  $\sqrt{A_2 / A_1} < 2$ .

Habiendo determinado las dimensiones y el espesor de la placa base se puede calcular el diámetro y la cantidad de pernos que anclaran las columnas de metal a los cimientos de concreto. los pernos deben ser diseñados para resistir esfuerzos de cortante y por aplastamiento, siguiendo los procedimientos descritos en el diseño de traveses y uniones, tomando como referencia los requisitos del AISC secciones 4-4 y 4-131. un detalle para perno de anclaje se muestra en la figura 28.

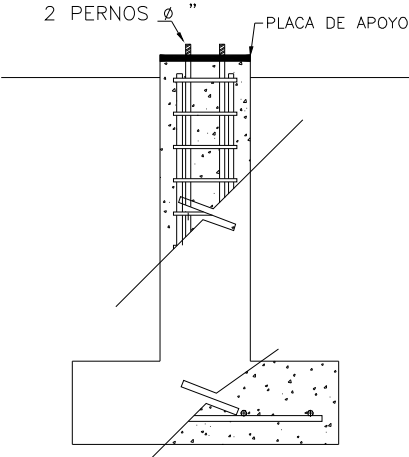


Figura 28. Detalle de perno de anclaje



Los pernos de anclaje se colocan embebidos dentro de la columna de concreto de los cimientos como se muestra en la figura 29.

Figura 29. Detalle de colocación de pernos de anclaje



#### **5.4 Cimentaciones.**

La cimentación para una estructura metálica se diseña bajo el mismo criterio seguido para estructuras de concreto reforzado, con la diferencia que en la mayoría de los casos en los que las columnas de la estructura metálica inician desde el nivel del terreno, la cimentación cuenta con una columna corta de concreto la cual se proyecta desde la parte superior de la cimentación hasta unos 5 a 15 centímetros sobre el nivel de terreno. Esta columna corta se conoce como pedestal y sirve para anclar la estructura metálica sobre el nivel de terreno y a su vez transmitir las cargas dentro del terreno hasta la cimentación.

Otra diferencia favorable consiste en que el peso propio de la estructura metálica soportada por la cimentación, tiende a ser considerablemente menor a la carga de una estructura de concreto, con lo cual las dimensiones del cimiento resultante serán mucho menores.

#### **5.5 Traveses y Uniones.**

Las componentes a base de placas y perfiles laminados de una estructura de acero se unen entre sí por sujetadores (remaches o pernos) o soldadura, que puede fundir las partes en una unidad integral o coserlas intermitentemente como lo hacen los sujetadores. Los sujetadores y las soldaduras se usan en los procesos de fabricación en taller para construir miembros y también en el montaje en campo para conectar los miembros separados para formar la estructura completa. Si un miembro es demasiado grande para transportarlo como una sola unidad, las conexiones de campo también deben de usarse para empalmar los segmentos de los miembros.

Debido al relativo costo superior de las conexiones en campo, estos empalmes se mantienen al mínimo.

En la construcción de armaduras, los miembros a tensión y a compresión que se encuentran en un nudo, pueden unirse por separado por medio de sujetadores a una placa de conexión, o si se usa soldadura, es posible unirlos directamente sin el empleo de una placa auxiliar. En la construcción de edificios, la sección A2.2 de las AISCS reconoce dos tipos básicos de unión de viga columna:

Unión tipo FR (totalmente restringido). Se llama también conexión continua o de marcos rígidos, se supone que la unión de viga columna o de viga a trabe transmite el momento y cortante calculados y que tiene suficiente rigidez como para proporcionar la continuidad total que se ha supuesto en el análisis estructural de fuerzas. Esto significa que el Angulo original entre los miembros conectados se mantendrá después de aplicadas las cargas.

Unión tipo PR (parcialmente rígido). Supone que las uniones tienen suficiente rigidez para mantener los ángulos originales entre los miembros que se interceptan. Cuando se ignora la restricción rotacional, la unión se llama unión simple. Cuando la relación real momento-rotación la utiliza el diseñador, la unión es una junta semirígida. Las uniones simples se diseñan con el fin de permitir rotaciones del extremo de la viga con respecto a la columna o a la trabe a un grado tal que puedan ignorarse los momentos flexionantes incidentales y la pequeña fluencia inelástica que pueda desarrollarse. Las uniones semirígidas poseen una curva conocida de momento –rotación intermedia entre las de estructuración rígida y semirígida y simple.

Este tipo de uniones tienen muchas ventajas técnicas, económicas y constructivas respecto a las juntas FR.

Uniones con pernos y con remaches. Durante muchos años, el remachado fue el método aceptado para efectuar uniones, sin embargo, el uso de remaches a declinado debido al desarrollo y ventajas económicas de la soldadura y de los pernos de alta resistencia. El advenimiento de la soldadura y de los pernos de alta resistencia ha hecho posible el empleo ventajoso de una combinación de esos métodos de unión, como la fabricación soldada en taller seguida del uso de pernos de alta resistencia en las conexiones de campo. De esta manera se logran ventajas de cada procedimiento ya que la soldadura bajo el control de las condiciones de taller con los miembros posicionados para producir buenas soldaduras y economía en fabricación. Las ventajas de un rápido ensamble o montaje, mientras los miembros se mantienen en posición en el campo, se obtienen por medio de pernos de alta resistencia.

Dentro del grupo de uniones con tornillos o pernos se reconocen:

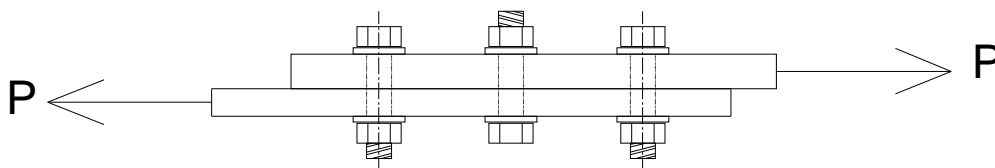
Los tornillos ordinarios o comunes denominados por la ASTM como A307 fabricados con acero al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas al del acero A36. se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios como largueros, correas, riostras, plataformas, armaduras pequeñas, etc.

Los tornillos de alta resistencia, fabricados a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; Tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos los A325 (hechos de acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia (hechos de acero al carbono tratado térmicamente, pero hechos con acero aleado).

En ocasiones se fabrican tornillos de alta resistencia a partir de acero A490 con diámetros mayores que 1(1/2) plg. estos tornillos pueden usarse también como pernos de anclaje de alta resistencia y para barras roscadas de diversos diámetros.

Los pernos, como se muestran en la figura 29, transmiten fuerzas de una placa a otra es principalmente por fricción. Bajo cargas mayores, después de que el deslizamiento ha tenido lugar, los sujetadores actúan en aplastamiento directo. En juntas más complejas, con múltiples placas interactuando, pueden presentarse mas de dos planos de cortante.

Figura 30. Detalle de unión con tornillos sujeta a fuerzas de tensión



Los tornillos usados en las uniones tipo fricción y en conexiones sujetas a tensión directa, son los tornillos que deben tensarse en forma completa.

Las conexiones tipo fricción se requieren cuando las cargas de trabajo ocasionan un gran numero de cambios en los esfuerzos con la posibilidad de que se generen problemas de fatiga, son necesarias para soportes de maquinaria o para cargas vivas que produzcan impacto o inversión en el signo de los esfuerzos; empalmes de columnas en las estructuras de mas de 60 metros de altura; conexiones de todas las vigas y traveses a columnas y otras vigas o traveses de las que dependa el arriostramiento de las columnas de estructuras de mas de 38 metros de altura.

A continuación se describen las tensiones en (kips) a 0.70 veces la resistencia mínima, requeridas en los tronillos para conexiones tipo fricción y conexiones sujetas a tensión directa, como se estipula en las especificaciones ASTM para tornillos A325 y A490 con cuerdas UNC.

Tabla XI. Resistencia a tensión de tornillos según su diámetro expresadas en kips.

Diámetro del tornillo (plg)	tornillo A325	tornillo a490
½	12	15
5/8	19	24
¾	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1(1/8)	56	80
1(1/4)	71	102
1(3/8)	85	121
1(1/2)	103	148

Los pernos estándar, conocidos también como comunes, deben acatar las especificaciones de la norma ASTM A307. Estos pernos varían entre 5/8 y 1-1/2 pulgada de diámetro, en incrementos de 1/8 de pulgada. Debido a la incertidumbre de sí la porción roscada de los pernos estándar pasa o no por el plano de corte, su resistencia es considerablemente menor que la de los remaches o la de los pernos de alta resistencia. Su empleo está usualmente restringido a estructuras sometidas a cargas estáticas y a miembros secundarios como largueros, correas y riostras.

Como la tensión inicial desarrollada por los remaches y los pernos estándar es incierta y posiblemente muy pequeña, no se supone ninguna resistencia de fricción sobre las superficies en contacto y el deslizamiento puede ocurrir entonces bajo cargas cortantes pequeñas. Esto hace trabajar a los pernos o remaches en aplastamiento y el modo de transferencia de los esfuerzos es como se muestra en la figura 29.

Los tornillos o pernos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos. La especificación LFRD-J3.9 estipula una distancia mínima centro a centro para agujeros holgados o de ranura, igual a no menos de 2-2/3 diámetros (de preferencia 3 diámetros). Si medimos a lo largo de una línea de transmisión de fuerza, esta distancia debe incrementarse. En este caso la distancia no debe de ser menor de  $3d$  si la resistencia por aplastamiento  $R_n$  se determina con cualquiera de las expresiones utilizadas para calcular dicha resistencia.

De otra manera, la distancia mínima centro a centro entre agujeros estándar debe determinarse con la expresión que sigue, en la que  $P$  es la fuerza transmitida por un sujetador a la parte crítica,  $\phi$  es igual a 0.75,  $t$  es el espesor de la parte crítica conectada y  $d_n$  es el diámetro de agujero de tamaño estándar.

$$\text{Distancia mínima centro a centro} = (P / \phi * F_u * t) + (d_n / 2)$$

Si los agujeros son holgados o rasurados la distancia mínima centro a centro se determina con la expresión anterior mas el incremento  $C_1$  dado en la siguiente tabla.

Tabla XII. Tamaño de agujeros según su la forma de trabajo del tornillo.

<u>Diámetro nominal del tornillo (plg)</u>	$\leq 7/8$	1	$\geq 1(1/8)$
<u>Perpendicular a la línea de fuerza</u>			
Agujeros agrandados (plg)	1/8	3/16	1/4
Agujeros de ranura (plg)	0	0	0
<u>Diámetro nominal del tornillo (plg)</u>	$\leq 7/8$	1	$\geq 1(1/8)$
<u>Paralelo a la línea de fuerza</u>			
Agujeros de ranura corta (plg)	3/16	1/4	5/16
Agujeros de ranura larga (plg)	$1(1/2)d-1/16$	$1(7/16)$	$1(1/2)d-1/16$

Los tornillos nunca deben colocarse muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales. El punzonado de los agujeros muy cercanos a los bordes puede ocasionar que el tercero opuesto al agujero se abombe o se agriete. La segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el sujetador desgarré al metal. La práctica común consiste en colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2 veces el diámetro del sujetador, de manera que el metal en esa zona tenga una resistencia al cortante igual o por lo menos a la de los sujetadores. La especificación LRFD-J4.10 estipula que la distancia entre el centro de un agujero estándar y el borde de la parte conectada no debe ser menor que los valores aplicables dados a continuación.



Tabla XIII. Distancia recomendada entre centro de un agujero estándar y el borde de la parte conectada

Diámetro nominal de los Tornillos o remaches (plg)	bordes recortados mecánicamente(plg)	bordes laminados de placas, perfiles o cortados con gas (plg)
½	7/8	¾
5/8	1(1/8)	7/8
¾	1(1/4)	1
7/8	1(1/2)	1(1/8)
1	1(3/4)	1(1/4)
1(1/8)	2	1(1/2)
1(1/4)	2(1/4)	1(1/8)
>1(1/4)	1(3/4) * diámetro	1(1/4)* diámetro

Para bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas las distancias al borde pueden reducirse 1/8 de plg. Cuando el agujero esta en un punto en donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.

Los valores en bordes recortados mecánicamente para diámetros de 7/8 y 1 plg. Pueden ser 1(1/4) de plg. En los extremos de ángulos de conexión para vigas. En la dirección de la fuerza transmitida, las especificaciones LRFD establece que la distancia mínima al borde no debe ser menor que 1(1/2) d cuando la resistencia por aplastamiento  $R_n$  se determine con alguna de las dos expresiones siguientes (1)  $2.4dt * F_u$ , (2)  $2dt * F_u$ . De otra manera, la distancia mínima al borde se debe determinar con la formula siguiente:

Distancia mínima al borde en la dirección de la fuerza transmitida =  $P / \phi * F_u$   
 $* t$  con  $\phi = 0.75$ , si los agujeros son holgados o rasurados.

La distancia mínima al borde no debe ser menor que el valor requerido para un agujero estándar mas un incremento C2 obtenido de la tabla siguiente.

Tabla XIV. Incrementos requeridos para la abertura de agujeros holgados.

Diámetro nominal del conector (plg)	$\leq 7/8$	1	$\leq 1(1/8)$
<u>Agujeros de ranura perpendicular al borde</u>			
Agujeros agrandados	1/16	1/8	1/8
De ranura corta	1/8	1/8	3/16
De ranura larga		3/4 d	
Agujeros de ranura paralelos al borde (plg)		0	

Según la especificación LRFD-J3.11 la distancia máxima a la que deben colocarse los tonillos del borde de una conexión es 12 veces el espesor de la placa, pero sin exceder de 6 plg. Si los tornillos se colocan muy lejos de los bordes, pueden aparecer aberturas entre los miembros conectados. Los agujeros no pueden punzonarse muy cerca de la unión del alma con el patín en una viga o de la unión de los lados en un Angulo. Estos pueden taladrarse, pero esta operación por su alto costo, debe evitarse a menos que se trate de una situación extraordinaria. Aun cuando puedan taladrarse los agujeros en esos lugares, puede resultar muy difícil e incomodo colocar y apretar los tornillos debido al poco espacio disponible.

Resistencia al cortante. En las conexiones tipo aplastamiento se supone que las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos; como consecuencia se presenta un pequeña deslizamiento entre los miembros conectados, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento.

La resistencia de diseño de un tornillo en cortante simple es igual a  $\phi$  veces la resistencia nominal al cortante ( $\text{klb/plg}^2$ ) del tornillo multiplicada por el área de una sección transversal  $\phi = 0.65$  para tornillos de alta resistencia y  $0.60$  para tonillos ordinarios A307, la resistencia nominal para tornillos A325 es  $54 \text{ klb/plg}^2$  sí las cuerdas no estan excluidas de los planos de cortante y  $72 \text{ klb/plg}^2$  sí las cuerdas estan excluidas. Para tornillos A490 los valores de resistencia nominal son  $67.50 \text{ klb/plg}^2$  y  $90 \text{ klb/plg}^2$ .

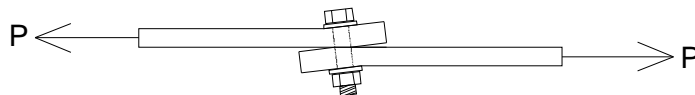
La resistencia nominal de un tornillo en cortante doble se considera que es igual a dos veces su resistencia a cortante simple.

El esfuerzo cortante  $F_v$  en sujetadores, se define como cortante  $P$  transmitida dividida entre el área cortante efectiva total  $A_v$ .

$$F_v = P / A_v$$

El esfuerzo de aplastamiento  $f_p$  sobre el área de contacto entre los sujetadores y las placas conectadas, se define como la carga cortante  $P$  transmitida dividida entre el área de aplastamiento efectiva total  $dt$ , donde  $d$  es el diámetro nominal del remache o perno estándar y  $t$  es el espesor del material conectado.

Figura 31. Efecto de fuerza cortante simple en la unión de dos placas



Resistencia al aplastamiento. La resistencia de diseño de un tornillo por aplastamiento es igual a  $\phi$  veces la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada en (klb/plg<sup>2</sup>) multiplicada por el diámetro del tornillo y por el espesor del miembro que se apoya en el tornillo.

De acuerdo con la especificación LFRD J3.2 cuando la distancia llamada L en la dirección de la fuerza desde el centro de un agujero holgado o regular (o desde el centro del extremo de un agujero rasurado), hasta el borde de una parte conectada no es menor que 1(1/2) veces el diámetro d del tornillo y la distancia centro a centro de los agujeros no es menor que 3d y se usan dos o más tornillos en la dirección de la línea de fuerza, la resistencia por aplastamiento es:

$$\phi R_n - \phi 2.4dtF_u \text{ para agujeros estándar de ranura corta } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n - \phi 2.0dtF_u \text{ par agujeros de ranura larga perpendicular a la carga } \phi = 0.75$$

Si las deformaciones alrededor de un agujero no son de consecuencia para el diseño, las dos expresiones anteriores pueden reemplazarse por

$$\phi R_n - \phi 3.0dtF_u \text{ con } \phi = 0.75$$

Los remaches y pernos estándar son aceptables en conexiones de tensión (como en colgantes) para cargas estáticas. Los esfuerzos para remaches están basados en el área transversal total usando el diámetro nominal y para pernos, en el área determinada por el diámetro máximo de la porción roscada.

Los pernos de alta resistencia quedan sometidos a esfuerzos de tensión en el vástago, desarrollando así una confiable presión de apriete. El esfuerzo cortante es Transferido por fricción bajo carga de trabajo, Los pernos de alta resistencia son preferidos como sujetadores en uniones de campo, en situaciones donde se tienen inversiones de esfuerzos, bajo cargas de impacto y en otras aplicaciones donde no es conveniente tener deslizamiento en la junta. La facilidad de instalación es otro atributo deseable de ellos. Los pernos de alta resistencia existen en dos niveles diferentes de resistencia de acuerdo con las disposiciones de las especificaciones para uniones estructurales ASTM A325 o A490.

En una unión tipo fricción o crítica al deslizamiento, los pernos no están realmente sometidos a cortante ni a aplastamiento, ya que no ocurre ningún desplazamiento bajo cargas de servicio. Sin embargo se especifica por conveniencia un esfuerzo cortante y el número de sujetadores se determina de la misma manera que para otras uniones remachadas o atornilladas. Los pernos de alta resistencia se aprietan para producir una tensión inicial mínima del vástago del perno igual a la carga de prueba o aproximadamente un 70% de la resistencia a tensión del mismo. Para obtener la tensión inicial especificada en los pernos, estos se aprietan comúnmente con llaves calibradas o por el método de la vuelta de la tuerca. Un tercer método de instalación fue agregado a la especificación para pernos en 1972; este método usa un indicador directo de la tensión.

Esta especificación también considera los pernos de alta resistencia que incorporan un dispositivo de diseño que indica cuando una tensión o par de torsión predeterminado se ha alcanzado. Las especificaciones requieren que se coloquen arandelas endurecidas bajo el elemento girado al aplicar el método de la llave calibrada.

Las arandelas endurecidas se colocan bajo la cabeza y la tuerca al usar pernos A490 para conectar material con un punto de fluencia de menos de 276 Mpa.

Las arandelas cónicas biseladas se utilizan cuando una cara exterior de la conexión tiene una pendiente mayor de 1:20, en el método de la vuelta de la tuerca, las tuercas son instaladas primero con un apriete manual de forma que todas las superficies hagan buen contacto y que no sea posible la rotación libre de la tuerca. A los pernos con menos de 8 pulgadas u 8 diámetros de longitud, se le da media vuelta adicional a la tuerca con mas de 8 diámetros u 8 pulgadas  $2/3$  de vuelta y si ambas caras tienen una pendiente de 1:20, sin uso de arandelas, se le da  $3/4$  de vuelta a la tuerca, independientemente de la longitud del perno.

La resistencia al deslizamiento esta determinada por la cantidad de tensión en el perno y la condición de las superficies de contacto en una unión dada. Las uniones que tienen superficies de contacto pintadas o superficies de contacto con escamas no oxidadas ofrecen la menor resistencia al deslizamiento; las superficies oxidadas que han sido bien limpiadas pueden proporcionar hasta el doble de resistencia.

Los remaches y pernos en tensión y cortante combinados se dimensionan de acuerdo con la sección J3.7 de las AISCS. En el caso de conexiones a base de remaches y pernos tipo aplastamiento, los esfuerzos de tensión limite se reducen si el esfuerzo cortante combinado excede cierto valor. Por ejemplo, el esfuerzo de tensión limite para remaches A502 grado 1 es:

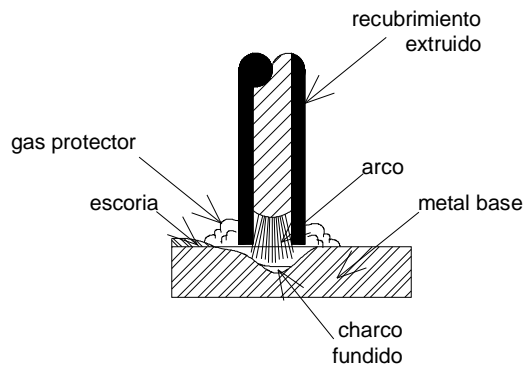
$$F_t = 59 - 1.8F_v \leq 45 \text{ ksi.}$$

Esto significa que el esfuerzo de tensión limite en ningún caso es mayor que 45 ksi y si el esfuerzo cortante excede de 7.78 ksi, el esfuerzo de tensión limite será menor que 45 ksi, tal como lo da la formula.

En el caso de juntas criticas al deslizamiento con pernos de alta tensión, la resistencia cortante nominal depende de una tensión inicial adecuada. Por eso, si se aplica una tensión adicional por las cargas externas, se reduce la fuerza de apriete según el AISCS el esfuerzo cortante nominal debe ser multiplicado por el factor de reducción  $(1-T/T_b)$  donde T es la fuerza de tensión en la junta debido a una carga directa aplicada a todos los pernos y  $T_b$  es la carga de pretensión especificada sobre el perno.

Uniones soldadas. las soldaduras estructurales se hacen usualmente por el proceso manual de arco metálico protegido o por el proceso de arco sumergido; este ultimo es especialmente adecuado para la soldadura automática en taller de miembros compuestos con posicionamiento controlado. En cualquiera de los dos procesos, el calor de un arco eléctrico funde simultáneamente al electrodo y al acero adyacente en las partes que se unen. El metal del electrodo se deposita en la soldadura como metal de aportación o relleno. La alta adopción de la soldadura en años recientes ha requerido de un mejor control de la química del acero para proporcionar aceros soldables, es decir aceros que puedan unirse entre sí con un metal sano, de resistencia y ductilidad adecuadas y con mínimo daño metalúrgico a metal adyacente.

Figura 32. Elementos involucrados en un proceso de soldadura



En el proceso de arco metálico protegido, mostrado en la figura 31, el recubrimiento del electrodo crea una protección gaseosa que protege de la atmósfera al metal de aportación fundido. En el proceso de arco sumergido, el arco se genera debajo de un flujo fundente en polvo previamente que cubre la zona por soldar y el electrodo desnudo es por lo general alimentado automáticamente desde un carrete de alambre.

La adopción de reglas para calificar soldadores y procesos de soldadura junto con el control de calidad de los materiales, ha llevado a la soldadura al punto en que es actualmente permitida para casi toda la fabricación en acero de conexiones tanto en el taller como en el campo. La soldadura ofrece muchas ventajas, que se dan a continuación:

1. Se logra simplicidad en los detalles de diseño, eficiencia y peso mínimo ya que la soldadura proporciona la transferencia más directa del esfuerzo de un miembro a otro.
2. Los costos de la fabricación se reducen porque se manipulan, menos partes y se eliminan las operaciones de punzonado, limado y taladrado.



3. Se logra un ahorro en peso en los miembros principales a tensión ya que no es necesaria una reducción en área para agujeros de remaches o pernos. Se obtiene también un ahorro adicional debido a que se requieren menos partes conectoras.

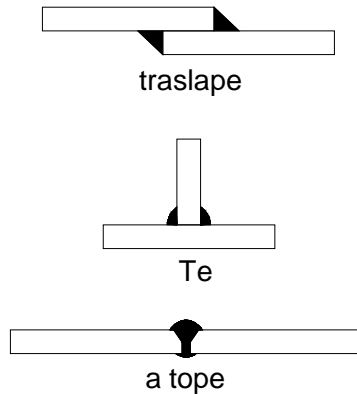
4. la soldadura proporciona el único procedimiento para conectar placas inherentemente hermético al aire y al agua y por tanto es ideal en tanques de almacenamiento de agua, aceite, en barcos, etc.

5. La soldadura permite el uso de líneas de conexión con una continuidad que mejora la apariencia estructural y arquitectónica y que reduce concentraciones de esfuerzos debido a discontinuidades locales.

6. Una fabricación simple resulta práctica para aquellas juntas en que un miembro se une a una superficie curva o inclinada, como en las conexiones de tubos estructurales.

7. La soldadura simplifica el refuerzo y reparación de estructuras existentes remachadas o soldadas.

Figura 33. Tipos de unión soldada



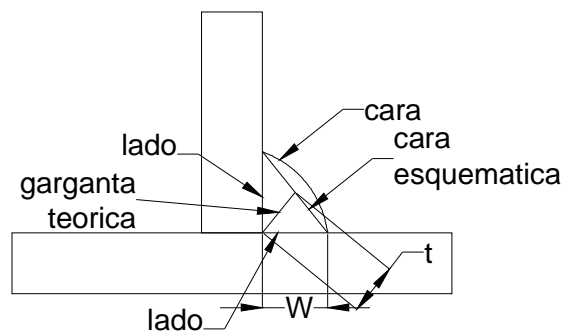
Los tipos más comunes de soldadura son los de filete y la de ranura. La soldadura de filete se usa para unir una placa a otra placa o miembro en posición paralela (traslapada) o proyectante (T), como se muestra en la figura 32, la soldadura de ranura tiene la continuidad de las placas que se unen a tope a lo largo de sus bordes. La soldadura de ranura requiere una preparación especial en los bordes y un cuidadoso ensamble y, cuando se suelda desde ambos lados, o desde un lado con una solera de respaldo en el lado alejado, se puede decir que se logra con ello una penetración completa y puede entonces someterse a esfuerzos tan grandes como los presentes en la pieza más débil que ha sido conectada. La soldadura de penetración parcial se usa solo cuando no se requiere que las placas queden totalmente esforzadas y además no se requiere una continuidad plena. La soldadura de ranura de penetración completa se usa también para juntas de esquina y en T cuando se requiere el desarrollo pleno de la placa.

Las soldaduras de filete son más fáciles de hacer que las soldaduras de ranura debido a que las tolerancias de ensamble permitidas en ellas son mayores. Como se muestra en la figura 32.

Las soldaduras de filete se usan comúnmente para conectar placas traslapadas o placas proyectantes respecto a otra placa o miembro.

La fuerza permisible transmitida por una longitud unitaria de un filete de soldadura es igual al producto de la garganta efectiva multiplicada por el factor de resistencia  $\Phi = 0.75$  y por la resistencia nominal  $0.60F_{exx}$ , donde  $F_{exx}$  es la resistencia a tensión del metal electrodo.

Figura 34. Componentes de la sección de una soldadura de filete



La garganta efectiva  $S_e$  ilustra en la figura 33, donde  $w$  es el tamaño nominal de la soldadura y  $t$  el tamaño de la garganta. Cuando las caras soldadas de las partes unidas están a 90 grados, como se muestra  $t = 0.707w$ .

Cuando se sigue el proceso manual de arco metálico protegido, la garganta efectiva es igual a la dimensión  $t$ .

Cuando se aplica el proceso de arco metálico sumergido, el calor generado produce una penetración mayor y se permite entonces una dimensión mayor para la garganta efectiva, el AISCS permite que en este proceso la garganta efectiva  $S_e$  se tome igual al tamaño de la soldadura  $w$ , cuando  $w$  es de  $3/8$  de pulgada o menor.

Te será igual a  $t + 0.11$  cuando  $w$  es mayor que  $3/8$  de pulgada.

El esfuerzo resultante sobre la garganta efectiva se considera equivalente al esfuerzo cortante al determinar la fuerza permisible sobre una longitud unitaria de cordón de soldadura.

Las soldaduras de filete se especifican en los planos y en los cálculos de diseño por su tamaño  $w$  que varía entre  $3/16$  a  $1/2$  pulgada, en incrementos de  $1/16$  de pulgada para tamaños mayores a  $1/2$  pulgada.

Se prefieren los tamaños de soldadura DE  $3/16$ ,  $1/4$ ,  $5/16$  de pulgada. Porque pueden hacerse con un solo pase del electrodo. La cantidad de metal depositado crece con el cuadrado del tamaño de la soldadura. Así entonces, el tiempo y el costo del soldado crecen desproporcionadamente conforme crece el tamaño de la soldadura.

Hay otras limitaciones para el tamaño de la soldadura de filete. Una soldadura pequeña en el borde de una placa gruesa se enfría rápidamente, lo que la hace frágil y puede conducir a su agrietamiento al tratar de contraerse por el enfriamiento y ser restringida por la placa más pesada. Los espesores mínimos para soldaduras de filete deben determinarse con respecto al espesor de la placa más gruesa en la unión.

Las soldaduras de filete a lo largo de los bordes de placas mayores que  $1/4$  de pulgada de espesor están también limitadas a un tamaño máximo, que no puede ser mayor que el espesor de la placa menos  $1/16$  de pulgada. Cuando se termina una soldadura de filete, secciones pequeñas cerca de los extremos no son totalmente efectivas.

Los valores para la resistencia de diseño de la soldadura por pulgada lineal se dan convenientemente en términos del tamaño de la soldadura  $w$ , aun cuando ellos son determinados por el esfuerzo resultante sobre la garganta. Los tamaños de la soldadura se especifican en valores múltiplos de  $1/16$  de pulgada. Por tanto es conveniente en el diseño usar algún valor de resistencia para la soldadura de  $1/16$  de pulgada, como unidad básica. Entonces, la resistencia de diseño por cortante (kips por pulgada de longitud de soldadura y por  $1/16$  de pulgada de tamaño de soldadura de filete) se designara  $q$  donde

$$q = 1/16 * (0.707) \Phi * 0.6 * F_{exx}$$

Si  $N$  = numero de  $1/16$  de pulgada en una soldadura (por ejemplo;  $N = 4$  para una soldadura de  $1/4$  de pulgada), el cortante de diseño en kips por pulgada de soldadura e filete se denomina  $q_a$  donde  $q_a = Nq$  y donde  $N = 16w$ .

Para soldaduras hechas con arco sumergido, la garganta efectiva fue previamente definida. Los cortantes permisibles por  $1/16$  de pulgada de tamaño de soldadura son iguales a  $1/16 \text{ plg} * \Phi * 0.6 * F_{exx}$ , para soldaduras de  $3/8$  de pulgada, los esfuerzos cortantes de diseño son los mismos que para el proceso de arco metálico, mas una cantidad fija de  $0.11 * \Phi * 0.6 * F_{exx}$ . Estos valores están dados y explicados en la siguiente tabla, para seis resistencias diferentes de metal de aportación.

Tabla XV. Valores de cortante permisible por 1/16 de pulgada en soldadura de filete

cortante de diseño q(kips/plg) para soldaduras de filete por cada tamaño de soldadura de filete de 1/16 plg.						
F <sub>exx</sub> (ksi)	electrodo par arco metalico					
	E60	E70	E80	E90	E100	E110
proceso de arco metalico	1,2	1,39	1,6	1,8	2	2,19
arco sumergido, tamaño 3/8 plg o menor	1,7	1,97	2,3	2,5	2,81	3,09
cantidad adicional en arco sumergido para tamaños mayores a 3/8	3	3,46	4	4,5	4,95	5,44

Por ejemplo para calcular la cantad adicional para una soldadura en arco sumergido de ½ plg. Y para un electrodo E80  $q_a = 16 * 1/2 * 1.59 * 3.96 = 16.68$  kips/plg.

El diseñador tiene dos opciones al proponer una soldadura de filete cargada concéntrica mente para transmitir una fuerza P dada a través de la unión:

1. seleccionar un tamaño de soldadura, determinar el valor  $q_a$  en kips por pulgada lineal de soldadura y luego determinar la longitud total L de cordón de soldadura requerido:

$$L = P / q_a$$

Al usar la tabla anterior  $q_a = Nq$  para soldaduras con el proceso de arco metálico y para soldaduras hechas con arco sumergido de tamaño de 3/8 plg, o menor. Para tamaños de soldadura con arco sumergido mayores que 3/8 plg, vea el ejemplo anterior.

2. alternativamente si una longitud particular de soldadura es sugerida por la geometría de las partes conectadas, la fuerza cortante requerida en la soldadura es requerida por:

$$q_n = P/L$$

El tamaño (N) requerido de la soldadura en dieciseisavos puede entonces determinarse dividiendo la fuerza cortante calculada por pulgada ( $q_n$ ) entre ( $q$ ) como esta dada en la tabla anterior. Este procedimiento debe modificarse para soldaduras por arco sumergido de tamaño mayor que 3/8 plg. Restando primero la cantidad adicional tabulada y luego dividiendo la fuerza restante calculada entre el valor  $q$  del electrodo de arco metálico.

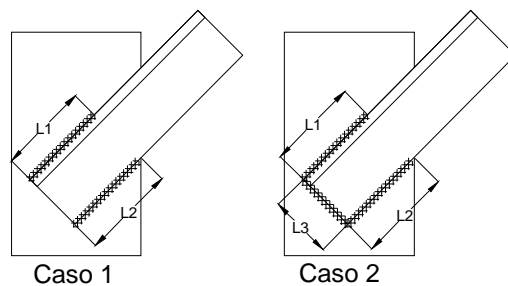
Al diseñar una junta T soldada con doble filete, la fuerza cortante de diseño por pulgada de los dos filetes puede exceder la fuerza cortante de diseño por pulgada del alma de la T, en cuyo caso la última controlaría el diseño e impondría un límite efectivo superior al tamaño útil de las soldaduras de filete. Las conexiones T con soldaduras de filete a una sola placa deben siempre soldarse en ambos lados debido a la debilidad en flexión y a los posibles daños durante el transporte cuando se usa un solo filete de soldadura.

Uniones con carga axial.

Para angulares simples o dobles bajo carga axial estática, el AISCS no requiere que las soldaduras de filete en los extremos de las conexiones se dispongan de manera tal que balanceen las fuerzas respecto al eje neutro del miembro. Sin embargo, para miembros sometidos a esfuerzos repetidos, se recomienda que las soldaduras de filete se dispongan de modo que balanceen las fuerzas respecto al eje neutro y eliminen la excentricidad.

Dos casos típicos se presentan en la siguiente figura, caso 1 consta de dos soldaduras longitudinales y caso 2, con una soldadura transversal añadida.

Figura 35. Unión de un elemento angular por medio de soldadura de filete



Caso 1. Suponga que todas las soldaduras de filete son del mismo tamaño. Entonces, las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos respecto al eje por el centro de gravedad de angular están dadas respectivamente por:

$$L = L1 + L2 = P / qa$$

$$C1 (L1 * qa) = C2 (L2 * qa)$$

$$L1 = (C2 / C) * L$$

$$L2 = (C1 / C) * L$$

Donde:

L1, L2 = longitudes requeridas de las soldaduras de filete

L = longitud total requerida de los filetes

C1, C2 = distancia del eje neutro a las fibras extremas del angular

P = carga axial



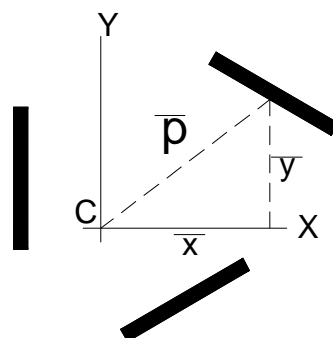
$q_a$  = resistencia cortante permisible de la soldadura de filete

Caso 2. Si una soldadura de longitud ( $c$ ) es proporcionada a lo largo del extremo del angular, las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos conducen nuevamente a las expresiones siguientes:

$$L = L_1 + L_2 + c = P / q_a$$
$$C_1 * L_1 * q_a + c * (c / 2) * q_a = C_2 * L_2 * q_a$$
$$L_1 = ((C_2 / c) * L) - (c/2)$$
$$L_2 = ((C_1 / c) * L) - (c/2)$$

Uniones con carga excéntrica. Las uniones compactas soldadas entre partes pesadas pueden diseñarse simplemente proporcionando un tamaño de soldadura adecuado para resistir la fuerza resultante máxima por pulgada lineal de soldadura debido al efecto combinado de la fuerza aplicada y el momento inducido por la excentricidad.

Figura 36. Soldaduras de filete ubicadas en sobre plano (x,y)



Según la figura 35. Consideremos una distribución cualquiera de cordones, para cualquiera de ellos, de longitud  $L$ . El momento polar respecto a su centro

de gravedad es la suma de los momentos respecto de los ejes longitudinal y transversal del cordón.

Estos valores son respectivamente, cero (o prácticamente cero) y  $L^3 / 12$ . teniendo en cuenta la expresión del teorema de Steiner se obtiene, con respecto al centro de gravedad del grupo de cordones,

$$[ J = \hat{J} + Ld^2 ]$$

Donde

$$J = (1 / 12) * L^3 + Lp^2 = (1 / 12) * L^3 + L(x^2 + y^2)$$

Por lo tanto para todos los cordones, el valor de J que ha de figurar en la formula de torsión es:

$$J = \sum L((1 / 12) * L^2 + x^2 + y^2)$$

Aplicando ahora la formula de torsión se obtiene para la fuerza  $q_t$ , que actúa perpendicularmente al radio  $p$  en un punto cualquiera de un cordón

$$q_a = T_p / (\sum L((1 / 12)L^2 + x^2 + y^2))$$

y descomponiendo en las componentes  $x$  e  $y$  para  $q_a$

$$q_{a,x} = T_y / (\sum L((1 / 12) * L^2 + x^2 + y^2))$$

$$q_{a,y} = T_x / (\sum L((1 / 12) * L^2 + x^2 + y^2))$$

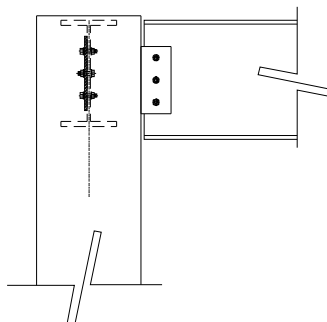
Donde  $x$  e  $y$  son las coordenadas del punto en el que se van a determinar las componentes de  $q_a$ , y  $T$  es el par de torsión igual a la fuerza aplicada  $P$  multiplicada por la excentricidad.

La máxima intensidad de la fuerza total por unidad de longitud de los cordones se obtendrá en el punto en que tanto las componentes horizontales como las verticales de  $q_a$  y del máximo  $q$  sean del mismo sentido y se sumen. Su valor estará dado por el modulo de la suma vectorial

$$q = \sqrt{(\sum q_x)^2 + (\sum q_y)^2}.$$

Uniones por cortante en marcos de edificios. Existen diversos tipos de uniones entre viga y columna o entre viga y trabe para soportar reacciones de viga simple. Se hacen intencionalmente flexibles respecto a la rotación entre los extremos de la viga y la columna o trabe. Tales conexiones se designan por el AISCS como uniones simples y se usan en estructuras en las que no necesitan ser consideradas las fuerzas laterales o donde otros marcos de edificio resisten las fuerzas de viento y sismo por acción de marco, por arriostramiento tipo armadura o por muros de cortante. Las uniones flexibles para reacciones pueden implicar la unión solo al alma de la viga como se muestra en la figura 37.

Figura 37. Unión resistente a esfuerzos de corte.

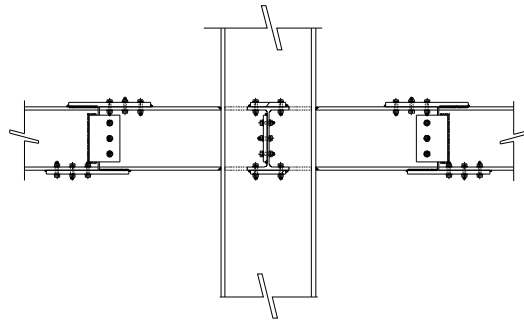


Se supone que existe una holgura nominal de extremo entre el extremo de la viga y la columna de 1/2 plg, no obstante las conexiones se diseñan con una holgura de 3/4 plg. Para considerar la posibilidad de que la viga tenga una longitud un poco menor que la estipulada.

Uniones resistentes a momento. Las uniones rígidas se usan en construcciones continuas que resistan fuerzas laterales causadas o incluidas por viento o sismo. Son también un requisito para marcos proporcionados según el diseño plástico, en cuyo caso las conexiones deben ser suficientemente fuertes para desarrollar un momento de fluencia completo en las articulaciones plásticas adyacentes. Las conexiones rígidas son siempre convenientes si un edificio es cargado accidentalmente por una explosión, un sismo o un viento fuerte, mas allá de la carga prevista de uso normal. En tales casos el comportamiento de marco continuo, proporcionado este por diseño plástico o no, da una resistencia residual contra el colapso último que puede ser una característica salvadora de vidas.

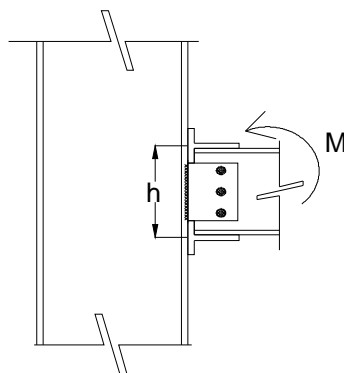
Las uniones semirígidas se usan en la construcción semicontinua, principalmente en edificios de oficinas o habitaciones de altura moderada. El concepto pretende proporcionar un equilibrio económico entre el diseño de viga simple, para la cual el momento máximo flexionante en el centro del claro es de  $wL^2 / 8$ , el momento máximo en los extremos es de  $wL^2 / 12$  para la condición de empotramiento perfecto. En una viga con conexiones semirígidas, los momentos en los extremos y en el centro del claro para una carga gravitacional uniforme, podría idealmente, balancearse el valor  $wL^2/16$ , lográndose así un ahorro en el peso de la viga.

Figura 38. Unión resistente a momento.



La figura 38, muestra una conexión por momento y cortante remachada o atornillada que puede diseñarse como semirígida o como rígida. Es de un tipo que introduce el problema de la acción del palanqueo que incrementa la fuerza en los pernos o remaches. Otro tema que se cubre brevemente tiene que ver con el refuerzo requerido en el alma de la columna contra la deformación local adyacente a los patines de la viga.

Figura 39. Transmisión de esfuerzos entre viga y columna, por medio de la unión.



En la unión mostrada en la figura 39, el momento flexionante  $M$  se transmite al patín de la columna por medio de dos Tee.

(a) sobre los patines superior e inferior de la viga por cargas de tensión y compresión (H), respectivamente. La carga cortante (V) es transmitida a las columnas por los dos ángulos (b) conectados al alma de la viga, entonces:  $H = M/h$

## **5.6 Arriostramiento de la estructura.**

Para edificios altos, las fuerzas laterales deben considerarse al igual que las fuerzas verticales. La practica usual es considerar la fuerza del viento en el diseño de un edificio con nudos elásticos, cuando la altura es dos o más veces la dimensión lateral menor. El entramado común de las construcciones con relaciones menores de altura-ancho, tiene suficiente rigidez para resistir fuerzas de gran magnitud, sin tomar medidas especiales en su diseño. Sin embargo, la relación normal 2 a 1 es un poco alta, para algunos edificios modernos con muros exteriores a base de grandes superficies de cristal. Las fuertes presiones del viento sobre los lados de los edificios altos producen momentos de volteo. Estos momentos lo resisten axialmente sin dificultad las columnas, pero los cortantes horizontales producidos en cada nivel pueden ser de tal magnitud, que sea necesario usar arriostramiento o contraventeo especial, o conexiones resistentes a momentos.

Si no se fracturan, los pisos y muros de los edificio altos proporcionan gran parte de la rigidez lateral. Aunque la magnitud de tal resistencia puede ser varias veces la suministrada por el contraventeo lateral, es difícil de estimar y no es digno de confianza. Actualmente los edificios tienen divisiones internas movibles y ligeras, muros exteriores de cristal y pisos tan ligeros, que debe considerarse que toda la rigidez lateral la proporciona la estructura metálica. Un edificio no solo debe estar contra venteado lateralmente para evitar fallas, sino también para evitar deformaciones que dañan sus partes componentes.

Otro detalle de importancia es el suministro de contraventeo suficiente para dar a los ocupantes una sensación de seguridad, pues no se sentirán seguros en los edificios altos que tienen mucho movimiento lateral cuando azotan vientos de consideración.

La deflexión horizontal de un edificio debida al viento o a sismo llamada ladeo ( $\Delta$ ) se mide con el índice de ladeo  $\Delta/h$  donde  $h$  es la altura del edificio desde el suelo. La practica usual en el diseño de edificios de acero de varios niveles es proporcionar a la estructura suficiente rigidez lateral para mantener el índice de ladeo aproximadamente entre 0.0015 y 0.0030 radianes durante las peores tormentas que puedan ocurrir en un periodo de poco mas o menos 10 años.

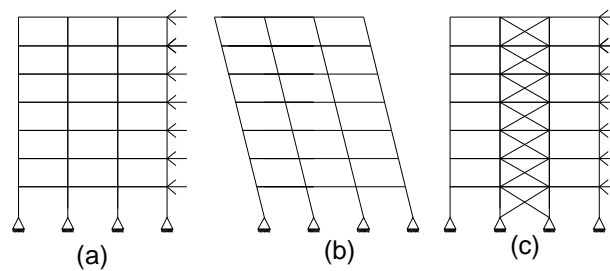
Además, los edificios de niveles múltiples deben diseñarse para resistir con seguridad tormentas en un periodo de 50 años.

Sin embargo, en tales casos el índice de ladeo será mayor que los valores del intervalo mencionado, ocasionando que los ocupantes sufran ciertas molestias. Muchas áreas del mundo, se encuentran en zonas sísmicas y en esas zonas es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de edificios, ya sea altos o bajos. Durante un sismo hay una aceleración de la superficie de la tierra. Esta aceleración puede descomponerse en componentes verticales y horizontales. Generalmente la componente vertical de la aceleración es insignificante, pero la componente horizontal puede ser de mucha consideración. La mayor parte de los edificios se pueden diseñar con pequeños costos extra, para resistir las fuerzas originadas por un sismo de intensidad considerable. Por otra parte, en los últimos años los edificios comunes y corrientes que no se han diseñado para resistir fuerzas sísmicas los han destruidos sismos que no han sido muy intensos.

La práctica general es diseñar edificios para cargas laterales adicionales, (representando una estimación de la fuerza sísmica), que son iguales a cierto porcentaje 5%-10% del peso de los edificios y lo que hay en su interior.

Muchas personas consideran las cargas sísmicas usadas en el diseño como un simple porcentaje adicional de las cargas de viento. Sin embargo, esto no es del todo correcto ya que las fuerzas sísmicas son diferentes en su acción: no son proporcionales al área expuesta, sino al peso del edificio arriba del nivel estudiado. El efecto de las fuerzas laterales se refleja en el uso de mas acero a pesar de que los factores de carga se reducen para las fuerzas de viento y sismo. Este acero adicional se usa en el arriostramiento o en las conexiones resistentes a momento.

Figura 40. Edificios contraventeados y sin contraventeo



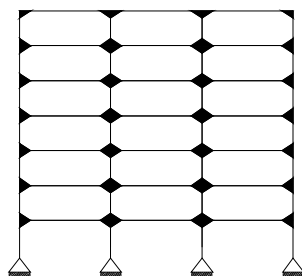
En la figura 40(a) se muestra el entramado de acero de un edificio sin contraventeo lateral. Sin las vigas y columnas mostradas se conectan entre sí por medio de conexiones comunes (conexión de viga simplemente apoyada), el entramado tendrá muy poca resistencia a las fuerzas laterales mostradas. Si se considera que las juntas actúan como articulaciones sin fricción, el entramado podría desplazarse lateralmente como se muestra en la figura 40(b).



Para resistir estos desplazamientos laterales, el mejor método, es más económico y sencillo, desde el punto de vista teórico, es colocar contraventeo diagonal completo como se muestra en la figura 40(c). Sin embargo, desde un punto de vista práctico se puede apreciar fácilmente que el contraventeo diagonal completo del edificio normal, podría quedar en ocasiones en los vanos de las puertas, ventanas y otras aberturas en los muros. Mas aun, muchos edificios tienen divisiones interiores movibles y la presencia de cruces interiores de contraventeo reducen mucho esta flexibilidad.

Generalmente solo es conveniente en el seno de muros sólidos y alrededor de pozos de elevador, tiros de escalera y otros muros en los que se planean pocas aberturas, o ninguna. Otro método muy común para suministrar resistencia a las fuerzas laterales consiste en el uso de conexiones o juntas resistentes a momento como se muestra en la figura 41.

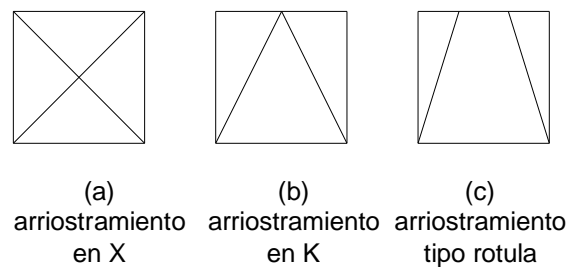
Figura 41. Edificio con conexiones resistentes a momento para resistir fuerzas laterales.



Este tipo de contraventeo, conocido como del tipo cartela, puede usarse económicamente para proporcionar resistencia lateral a los edificios de poca altura. Para edificios de mayor altura, este tipo de contraventeo no es ni muy económico ni muy satisfactorio para limitar las deflexiones horizontales.

Algunas de las maneras como podemos transmitir las fuerzas laterales al suelo de los edificios de 20 a 60 pisos de altura se muestran en la figura 39.

Figura 42. Formas utilizadas para el contraventeo en edificios.



El sistema de contraventeo en X mostrado en (a), funciona muy bien, solo que puede resultar estorbosa. Además, comparado con los sistemas mostrados en (b) y (c), las vigas de los pisos tienen claros más largos y tendrán que ser mayores en la parte (b) de la figura 42, se muestra el sistema de contraventeo en K. Este sistema proporciona más libertad que el sistema en X para la colocación de aberturas. Las riostras del sistema en K están soportadas a la mitad del claro, dando por resultado que las vigas tengan menores momentos. El sistema en K (así como el sistema de rotula) usa menos material que el sistema en X. Si necesitamos más espacio del que se dispone con el sistema en K, podemos utilizar el sistema de rotula mostrado en la parte (c) de la figura 42.

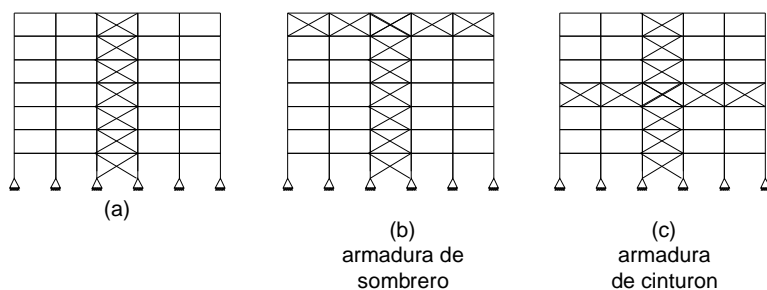
El sistema de piso (vigas y losas) en los edificios comunes se supone rígido en el plano horizontal y las cargas laterales se suponen concentradas en los niveles de las losas. Las losas de piso junto con sus trabes proporcionan una resistencia considerable a las fuerzas laterales.

El análisis de edificios de acero, que han resistido grandes fuerzas de viento, ha demostrado que las losas de los pisos, distribuyen, las fuerzas laterales en forma tal, que todas las columnas de un piso dado tienen las mismas deflexiones cuando se tienen pisos rígidos estos distribuyen las fuerzas cortantes laterales a las columnas o muros en el edificio.

Cuando las fuerzas laterales son muy grandes, como en los edificios muy altos o donde se consideran fuerzas sísmicas, ciertas paredes especialmente diseñadas pueden usarse para resistir gran parte de las fuerzas laterales. Estas paredes reciben el nombre de muros de cortante. No es necesario contra ventear todos los paneles en un edificio.

Generalmente el contraventeo localizado en los muros exteriores produce menor interferencia con las divisiones movibles tan convenientes en muros interiores. Probablemente el solo contraventeo de los paneles exteriores no sea suficiente y se haga necesario contra ventear algunos paneles interiores. Se supone que los pisos y las vigas tienen la rigidez suficiente para transferir las fuerzas laterales a los paneles contra venteados, en la figura 43.

Figura 43. Posibles distribuciones de contraventeo par un edificio.

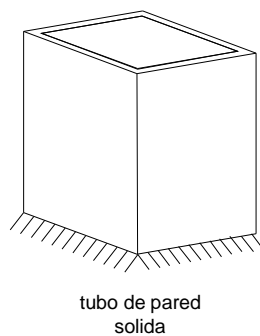


Se muestran tres posibles distribuciones de paneles contra vientos. La distribución simétrica es conveniente para prevenir deflexiones laterales desiguales en el edificio, y en consecuencia la torsión. Como se indicó previamente el arriostramiento alrededor de los pozos de elevadores por lo general se permite, en tanto que en otros lugares puede interferir con ventanas, puertas, divisiones móviles, paredes exteriores de vidrio, espacios abiertos, etc.

Si el arriostramiento alrededor del pozo de elevadores, figura 43(a), resulta insuficiente por tener un índice de ladeo muy grande, es posible añadir una armadura de sombrero en el piso más alto como se muestra en la parte (b) de la figura 43, tal armadura reducirá considerablemente las deflexiones laterales. Si no se puede usar una armadura de sombrero debido a interferencias con otras partes de la estructura, es posible usar una o más armaduras de cinturón como se muestra en la figura 43(c).

Una armadura de cinturón reducirá bastante las deflexiones laterales, pero no tanto como una armadura de sombrero. Los sistemas de arriostramiento descritos hasta ahora no son eficientes para edificios de más de 60 pies, aproximadamente. En esos edificios se tienen cargas laterales de viento muy grandes y tal vez cargas de sismo aplicadas a cientos de pies por encima del suelo. El ingeniero necesita desarrollar un sistema que resista esas cargas sin fallar y en una forma tal, que las deflexiones laterales no resulten demasiado grandes y asuste a los ocupantes. Los métodos de arriostramiento usados en esos edificios por lo general se basan en el concepto de estructuración tubular. En el sistema tubular se construye una estructura tubular en voladizo vertical como la de la figura 41.

Figura 44. Arriostramiento de un edificio en sus caras exteriores para formar una estructura tubular



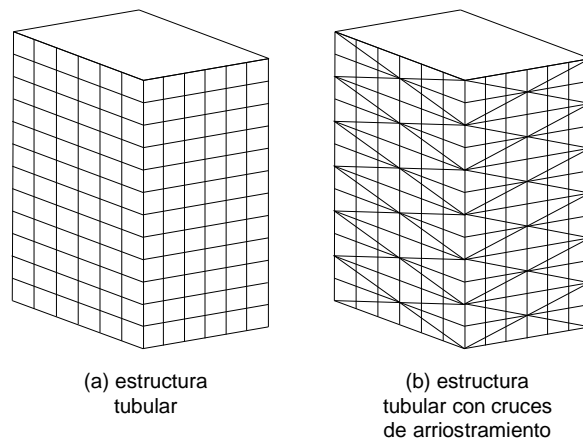
El tubo consiste en las columnas y traveses de la estructura tanto en la dirección longitudinal como transversal del edificio.

La idea es crear un tubo que actúe como una chimenea continua. Para construir un tubo, las columnas exteriores se colocan muy cerca entre sí (de 3 a 12 pies a ejes); estas se conectan con vigas de fachada en los niveles de los pisos como se muestra en la figura 43(a).

El sistema tubular puede reforzarse añadiendo un arriostramiento en X sobre varios niveles como se ilustra en la parte (b) de la figura 43. Este sistema es muy rígido y eficiente y con él se logra distribuir las cargas de gravedad uniformemente sobre las columnas exteriores. Otra variación de este sistema es el llamado tubo dentro de tubo; aquí las columnas y traveses interiores se usan para formar tubos adicionales.

En edificios altos es común agrupar los pozos de elevadores, escaleras y de servicios y estos sistemas pueden usarse efectivamente para incluir muros de cortante y marcos contra vientos.

Figura 45. Formas de estructuración para el sistema tubular de contraventeo.





## **6. PROCESO DE CONSTRUCCION**

El proceso de construcción con estructura metálica tiende a ser metódico, práctico, rápido y eficiente. El proceso de construcción con estructura metálica se compone de dos fases muy importantes, La fabricación y El montaje

### **6.1 fabricación de estructura metálica.**

Dentro del proceso de construcción utilizando estructura metálica, la primera fase consiste en la fabricación anticipada de los elementos que formaran parte de un sistema estructural, este proceso se efectúa en un taller de maquilado industrial para estructuras metálicas, para poder fabricar una estructura existen ciertos componentes básicos.

#### **6.1.1 Maquinaria y equipo.**

La maquinaria y el equipo son el elemento principal utilizado por la mano de obra para poder procesar los diferentes elementos que componen un sistema estructural en acero (estructuras metálicas), dentro de la maquinaria que compone un taller de maquilado de estructuras metálicas se encuentran:

Máquinas soldadoras, pulidoras, esmeriladoras, barrenos manuales, barrenos de pedestal, barrenos con roto martillo, equipos de corte con flama, máquina de plasma para efectuar cortes de lamina, pantógrafos para efectuar cortes con flama pero auto programado, cortadoras hidráulicas o neumáticas,



roladoras, troqueladoras, dobladoras, compresores de aire, atornilladoras de impacto (neumáticas o eléctricas), atornilladores eléctricos, equipos para lanzar arena (prepara la superficie del metal para garantizar la adherencia de la pintura y evitar corrosión), cables de acero, caretas para soldar, lentes oscuros para cortar metales, pistola de alta y baja presión para aplicar pintura, arneses de seguridad, extensiones eléctricas para 110 voltios y 220 voltios, guantes de cuero, delantales de cuero, protectores de cuero par cabeza y piernas. Etc.

Maquinas soldadoras. Son maquinas compuestas por una fuente transformadora de corriente alterna y corriente directa su funcionamiento se basa en la recepción de una corriente eléctrica en 110 voltios o 220 voltios (monofásica o trifásica). Y para su correspondiente transformación a corriente directa o alterna la cual es conducida a través de un cable de corriente hasta el porta electrodo y otro cable de tierra hasta una tenaza. Las maquinas soldadoras las hay de diversos tipos: Soldadoras estáticas y maquinas rotativas con motor de combustión interna a gasolina y diesel. Las maquinas estáticas dependen de una fuente externa de energía, mientras que las rotativas generan su propia energía.

### **6.1.2 Insumos.**

Se denomina así a todo material consumible no transformable y que es utilizado para transformar piezas o para ser aplicado en dichas piezas, como ejemplo de estos tenemos:

Electrodos. Utilizados para soldar piezas metálicas valiéndose de un arco eléctrico y aportando material en el proceso de fundición del metal.

Oxígeno. Gas industrial utilizado para el corte y soldadura, por medio del enriquecimiento de flamas, y mezclas de soldadura. Esto en combinación con gas propano o acetileno.

Su presentación es en cilindros de 6 a 8.5 metros cúbicos, es un gas comburente, incoloro, inodoro, favorece la vida, no flamable, es recomendable utilizar un regulador de presión (manómetro), no debe fumarse cerca de este y no se debe utilizar como sustituto del aire.

Gas propano. Gas comercial utilizado para corte y soldadura en combinación con el oxígeno para generar flama, su presentación es en cilindros de 100 libras, para ponerlo en funcionamiento basta con instalar un manómetro por medio de una válvula y un nicle a la válvula del cilindro. Presta baja velocidad de corte y un poco de impureza en el corte.

Acetileno. Es un gas industrial utilizado para producir flama en combinación con el oxígeno. La flama producida en un maneral es ideal para efectuar cortes de metal y soldadura de alambre, en el caso de los cortes presta alta velocidad y una combustión limpia, su presentación es en cilindros con capacidad de acumulación de 4 a 6 Kg de acetileno. Es un gas flamabe, incoloro, con olor a ajo, más ligero que el aire e irritante. No debe ser extraído del cilindro acumulador a mas de 1 kg/cm<sup>2</sup> de presión, para el efecto la presión debe regularse con un manómetro y una válvula de cheque. Su almacenamiento y manejo se debe efectuar en posición vertical.

Discos para cortar metal. Estos se utilizan para efectuar cortes en costaneras y perfiles que tengan espesores relativamente pequeños no mayores de ¼ plg. Los venden en presentación circular con diámetros de 4,5,7,9,14,16,18 pulg. Se usan con esmeriladora.

Discos para pulir metal. Son utilizados para el desgaste de piezas y corrección de cortes deformados por la acción de la flama en los equipos de oxicorte. Los mas utilizados son los de 7, 9 y 14 pulg. Se usan con esmeriladora.

Discos y cepillos de alambre. Estos son utilizados para la limpieza de superficies en piezas secundarias y soldaduras, se les acciona por medio de una esmeriladora y los venden en presentación de alambre trenzado y alambre rizado.

Tenaza porta electrodos. Su función es sujetar el electrodo y conducir una corriente eléctrica hasta el Electrodo para iniciar el arco, fabricado con aislantes moldeados con plásticos termo fijos resistentes a la flama y al trato rudo, su capacidad conductiva es de 200, 250, 300 y 500 amperios.

Tenaza de tierra. Su función es conducir la línea de tierra entre la maquina de soldar y la pieza a soldar. Su capacidad conductiva es de 250, 300 y 500 amperios.

### **6.1.3 Soldadura de taller y en obra.**

La soldadura de taller es aquella que se aplica en condiciones altamente favorables ya sea en un banco de trabajo o sobre el suelo, bajo techo y bajo control de calidad en una línea de producción. Así mismo para su aplicación se puede utilizar electrodo, micro alambre y alambre tubular. El tipo de soldadura dependerá de las condiciones y componentes del material a soldar.

La soldadura en obra es aquella que se aplica en condiciones poco favorables, regularmente a la intemperie.

A niveles de altura y posiciones no favorables, normalmente se utiliza el proceso de soldadura de arco directo (con electrodo) El proceso de soldadura en obra depende principalmente de una buena supervisión visual. Posteriormente de ensayos metal mecánicos como rayos X, ultrasonido, líquidos penetrantes, o partículas magnéticas. Con el objeto principal de poder determinar la homogeneidad de la soldadura aplicada.

La soldadura de taller es la especificada para el maquilado de las piezas componentes de un sistema estructural en acero, este es un proceso riguroso y con demanda de altos estándares de calidad en el acabado y la fusión del metal. En condiciones económicas favorables es aplicado por elemento humano certificado.

La soldadura en obra es la que se efectúa en el lugar del proyecto, se utiliza elementalmente en el proceso de ensamblaje de las piezas que componen un sistema estructural en acero, previamente fabricadas en un taller.

Este proceso enfrenta una serie de obstáculos como la mala nivelación y alineamiento de los elementos, los cuales tienden a desfavorecer los requerimientos dados en los códigos. Esto provoca que la soldadura de campo tenga controles mas frecuentes que la soldadura de taller.

#### **6.1.4 Normas de seguridad.**

Son normas de seguridad industrial aplicables al proceso de fabricación de estructuras metálicas todas aquellas descritas a los trabajadores dentro de un taller o en un proyecto, con el objeto de resguardar y proteger su salud y su vida, permitiendo la disminución de riesgo de accidentes y desastres.

Las normas de seguridad para los procesos de fabricación y montaje de estructuras metálicas deben ser respetadas y monitoreadas con especial cuidado, ya que en este tipo de trabajo se utiliza maquinaria pesada la cual puede provocar la desmembración o pérdida de vida en humanos sea individual o colectivamente. Para poder cumplir con las normas de seguridad es necesario proporcionar al trabajador, el equipo correspondiente al desempeño que tengan en la fabricación o en el montaje de la estructura metálica. El equipo básico se describe a continuación:

Casco protector para cabeza. Los cascos se fabrican en aluminio, fibra de vidrio y baquelita, bajo norma ANSI Z89 DE 1983. en su interior se les equipa con una suspensión de plástico para acoplar a la medida y forma de la cabeza así mismo para dar comodidad. Su función principal es proteger la cabeza de impacto.

Caretas para soldador. Son fabricadas con fibra de vidrio, nylon o termo plástico, su función principal es proteger la cara, el cuello y los oídos. Contra impacto, alta temperatura y permitir la visualización del arco de soldadura por medio de un lente intercambiable el cual se coloca en el frente a la altura de los ojos, consta de una suspensión interior de plástico para sujeción a la cabeza, la careta es abatible hacia arriba y hacia abajo respecto de esta suspensión. Actualmente existen caretas electrónicas en las cuales un lente panorámico se oscurece en una fracción de un milisegundo al nivel correcto de protección con la ignición del arco.

Gafas para soldar. Sirven como protección para los ojos en procesos de soldadura con alambre o corte con oxiacetileno en trabajos continuos.

Monogoggles. Son un tipo de gafas que protegen ojos y nariz. Con armazón cerrada fabricada con pvc suave y flexible. Una ventaja es que se pueden colocar sobre los anteojos de corrección, el lente oscuro puede absorber mas del 99.9 % de la dañina luz ultra violeta, cuenta con ventilación lateral la cual puede abrirse y cerrarse según las condiciones del medio ambiente.

Protectores faciales. Diseñado para proteger cara, ojos y cuello, fabricado con suspensión de ajuste a la cabeza y una pantalla o mica frontal de acetato, tipo visor panorámico de 15-1/2plg x 9 plg. Útil para trabajos como pulir metales, cortar metales y procesos que emanan calor.

Anteojos de seguridad. Los lentes de seguridad se utilizan para dar protección a los ojos según la actividad desempeñada, son fabricados con poli carbonato sin capa protectora absorbe mas del 99.9 % de luz ultravioleta. Los hay en colores claro, gris, ámbar recomendado para realizar trabajos en donde existe deficiencia de la luminosidad, gris recomendado para trabajos donde existe exceso de luminosidad, café, negro. Verde oscuro. Este ultimo es ideal para radiaciones periféricas en las actividades de soldadura, solamente para el ayudante de soldador.

Protección auditiva. Para proteger lo oídos de los altos desciveles provocados por el ruido excesivo de las maquinas sobre todo en ambientes cerrados, se utilizan tapones desechables fabricados con pvc, espuma de poliuretano. También se utilizan orejeras ya sean individuales o montables al casco.

Mascarillas. Estas son utilizadas para aislar el sistema respiratorio de polvo de madera, yeso, aluminio, cobre, cemento, cal, fundición de metales, corte de metales, soldadura. Y/o gases tóxicos y/o aceitosos.

Se fabrican con filtro o sin filtro, estas ultimas están fabricadas con materiales resistentes a humedad.

Calzado con punta de acero. Este tipo de calzado es el ideal para utilizar en procesos de trabajo pesado, ya que protege el pie contra posibles impactos sobre los dedos y funciona como un aislante eléctrico por las características de su material.

Carro porta cilindros. Consiste en una armazón diseñada especialmente para albergar un cilindro de oxígeno y un cilindro de gas o acetileno. Permitiendo así mantenerlos verticales y asegurados por medio de cadena. Así mismo facilita el traslado de un lugar a otro por medio de sus dos ruedas de caucho de 7 pulgadas de diámetro. A su vez evita que el operario aplique esfuerzos inadecuados que le provoquen problema lumbares u otros.

Conectores rápidos para cables de soldar. Fabricados en bronce, recubiertos con aislamiento de poliuretano grueso. Su función es permitir un acoplamiento rápido entre dos cables por medio de un extremo macho y un extremo hembra.

Conectores rápidos para mangueras de oxiacetileno. Fabricados en bronce. Identificados con color rojo para gas o acetileno y verde para oxígeno, permiten acoplar rápidamente dos mangueras de  $\frac{1}{4}$  de diámetro interior, las cuales conducen gas oxígeno o acetileno. La unión se efectúa por medio de nipples de acople rápido un extremo macho y el otro hembra, este acople brinda un sello completo en la unión evitando así fugas.

Delantal, polainas, chaleco y mangas de cuero. Fabricados con cuero rustico de vaca. El delantal o peto sirve para cubrir el pecho, estomago y muslos, las polainas brindan protección al en la parte baja de las rodillas hasta el pie, las mangas brindan protección a los brazos y el chaleco al torso este se coloca abajo del delantal. Estos artículos brindan al soldador la protección necesaria contra salpique y escorias así como del calor de la soldadura.

Guantes para soldar. Los guantes se fabrican en con cuero o con lona reforzada en la palma. Se les utiliza para proteger las manos del soldador del calor, chispa y escoria lanzados durante el proceso de soldadura. También se les utiliza en el proceso de corte con oxicorte o cortadora de disco, tanto como en el traslado de piezas metálicas.

Encendedor. Conocido también como chispero, fabricado con acero estampado con recubrimiento anticorrosion, su función es la ignición de chispa para producir flama en el maneral del equipo de oxicorte.

Cortina óptica. Fabricado con pvc de alta densidad con espesor de 0.14 plg. Permite una mejor supervisión de los soldadores, mejor iluminación en el área de soldadura, controla el espectro visual eliminando totalmente los efectos perjudiciales de la radiación ultravioleta evitando daños en los ojos al personal alrededor de las áreas de soldadura. Es una cortina la cual se coloca en el perímetro del área de soldadura suspendida de un marco prismático rectangular de metal.

Chalecos reflectivos. Estos se utilizan para proporcionar una mejor percepción en el medio de las personas que se encuentran utilizándolo. Los fabrican con fibras sintéticas y en colores fluorescentes anaranjado o verde.



Capucha protectora para cabeza. Fabricada en mezclilla de algodón o lona, de tejido denso que protege al soldador de la radiación ultravioleta, infrarroja y del salpique y chisporroteo. El soldador se la coloca sobre la cabeza por debajo de la careta.

Faja de fuerza. Fabricada en polipropileno que evita la deformación vertebral, con malla de poliéster abierta de 8 plg. Ayudando a eliminar la humedad producida por la transpiración consta también de una banda elástica lateral y ajuste y cerrado por medio de velero (pega-pega). Su función principal es proveer al operario rigidez en la espalda para evitar desvíos lumbares o desgarres al aplicar esfuerzos.

Señalización de áreas. Consisten en indicar por medios gráficos o escritos procedimientos a seguir en casos de emergencia o desastres, también los lineamientos a seguir para la prevención de los mismos. Es importante e imprescindible una buena y correcta señalización de las áreas de trabajo con el objeto de mantener una constante atención del personal en la que debe hacer para protegerse.

Las normas de seguridad dentro de un taller de fabricación de estructura metálica son:

1. Cuando sé esta en el área de fabricación toda persona debe utilizar el equipo básico: casco protector, lentes claros, mascarilla, chaleco reflectivo, calzado con punta de acero, guantes.

2. Para efectuar un proceso de soldadura el soldador debe utilizar:

Polainas, mangas, chaleco, delantal, capucha, guantes, careta, botas con punta de acero.

3. Cuando un operario esta soldando el ayudante debe utilizar:  
Guantes, lentes de protección oscuros, chaleco reflectivo, botas de cuero con punta de acero, casco.
  
4. Siempre que un operario proceda a cortar metales con flama, deberá utilizar lentes oscuros para oxicorte.
  
5. Para pulir o cortar metales con esmeril utilice mascara protectora.
  
6. Antes de utilizar cualquier equipo que se alimente con electricidad Verificar el buen estado de las extensiones y conexiones eléctricas.
  
7. Evitar el contacto de artefactos eléctricos con zonas húmedas o mojadas
  
8. Mantener un extinguidor a mano siempre que; Se este soldando, cortando materiales, utilizando solventes u otro material inflamable o equipo eléctrico.
  
9. Utilizar camisa manga larga y pantalón de mezclilla o lona.
  
10. Antes de utilizar cualquier equipo y proceder a efectuar algún trabajo verificar que el área este libre de obstáculos sean estos materiales o humanos.
  
11. Para poder laborar en un taller de estructura metálica debe encontrarse en el buen uso de sus sentidos, libre de alcohol o del uso de medicamentos relajantes o somníferos.

12. Si ocurre un accidente no pierda la calma busque ayuda con la persona mas cercana y proceda a aplicar primeros auxilios, de inmediato llame a los bomberos o a un medico.

## **6.2 Montaje.**

En la construcción de edificaciones se le denomina así al proceso de levante, ensamble, instalación de piezas que componen un sistema estructural.

El montaje de una estructura metálica es un trabajo que requiere amplios criterios prácticos y experiencia, en el uso de maquinaria hidráulica pesada para levantes (grúas), sistemas de poleas (garruchas), herramienta liviana (polipastos o winch), ya que estos elementos son imprescindibles para poder movilizar las piezas que conforman una estructura metálica. Por otro lado el personal debe estar capacitado para coordinar cada movimiento basados en el estudio previo de los planos específicos para tal efecto. En cada grupo de montaje debe haber un jefe de montadores, el cual debe tener la experiencia y capacidad teórica y practica para garantizar que su grupo desempeñe su trabajo con la mayor exactitud y apego a las normas de seguridad y normas para el correcto ensamble de elementos estructurales (soldadura, atornillado, alineación, nivelación, etc.) también es el responsable ante el ingeniero supervisor de obra de la eficiencia del trabajo desarrollado.

### 6.2.1 Métodos.

Se pueden emplear cuatro métodos básicos para el montaje de una estructura metálica según las condiciones de peso, accesibilidad, capacidad necesaria y costo: montaje con grúa hidráulica, montaje con grúa fija tipo torre, montaje con polipastos mecánicos, sistema de poleas.

Para el montaje de una estructura metálica se pueden seguir los siguientes pasos:

1. rectificar la alineación y nivelación del terreno por medio método topográfico, o con el método empírico utilizando hilo de pescar, nivel de mano y nivel de manguera, tomando en cuenta que lo recomendado es el método topográfico.
2. hacer un chequeo de anclajes columnas y tuercas para anclajes.
3. erguir cada columna de la estructura metálica según la ubicación descrita en planos.
4. verificar la alineación vertical de las columnas (según la plomada) y la nivelación de la base de anclaje. Las columnas deben ser sostenidas temporalmente por medio de cables de acero de  $\frac{1}{4}$  a  $\frac{1}{2}$  pulgada de diámetro con la ayuda de anclas introducidas en el suelo, a estos cables se les llama contravientos.
5. preparar y revisar tornillos, soldaduras y/o vigas.

6. alzar y ensamblar las vigas a las columnas según el tipo de conexión, respetando la alineación horizontal y vertical de los marcos formados. (Cada marco debe ser contra venteado. En el caso de conexiones soldadas inicialmente se aplica la soldadura necesaria para sostener las piezas en su lugar y antes de avanzar con otro nivel o sección mas se deben soldar por completo las piezas.

7. izar y ensamblar las traveses que conforman los sistemas de techo o piso los cuales se colocan perpendiculares a las vigas de marco.

8. ensamblar en su lugar piezas de contraventeo propio de la estructura.

9. instalar canales y drenajes pluviales.

10. instalar cubiertas de lamina para techos o cimbras de lamina para entrepisos, respetando la alineación ortogonal entre los sentidos X e y de la lamina

11. soldar conectores de cortante en el caso de entrepisos, o sellos en el caso de los techos.

12. aplicar retoques de pintura.

13. verificación de uniones, alineación y nivelación.

14. limpieza y entrega del montaje.

### **6.2.2 Normas de seguridad para el montaje.**

Son normas de seguridad industrial aplicadas al proceso de montaje de estructuras metálicas, todas aquellas dirigidas a los trabajadores y personas dentro del perímetro de un proyecto, con el objeto de proteger su salud y su vida, permitiendo la disminución de riesgo de accidentes y/o desastres.

Las normas de seguridad para los procesos de montaje de estructuras metálicas son similares a las aplicadas en la fabricación adicionando normas para trabajos en altura. En este caso se describen a continuación algunos equipos adicionales necesarios para brindar seguridad al operario de montaje:

Arnés de seguridad. Este es un elemento útil para permitir al operario laborar en lugares de altura mayor a 1.50 metros, es un elemento indispensable para poder asegurar al operario desde un punto seguro con la ayuda de cuerdas llamadas líneas de vida. Esta fabricado con fibras sintéticas muy resistentes de 2 pulgadas de ancho; su configuración es la de un bastidor el cual el operario puede pasarlo por la espalda, entre sus piernas y sobre sus hombros. Formando una silla tipo mochila, el arnés se asegura por la parte delantera con ganchos de unión rápida.

Líneas de vida. Se le denomina así a cuerdas de tela plana hecha con remitentes fibras sintéticas, estas miden de 1.50 m a 2.00 m. De longitud y en sus extremos están compuestas por ganchos con seguro automático denominados esnapling. La función de estos ganchos es permitir en un extremo la unión de la línea de vida al arnés por medio de una argolla existente en la parte trasera o lateral del arnés, y en el otro extremo formando un enganche de vuelta con la misma línea abrazando algún elemento fijo/seguro, cercano al punto de trabajo.

Andamios. Son estructuras metálicas armables, con forma y configuración de torre, se dividen en secciones cuadradas de 1.50 metros por lado y 1.50 metros de altura, en su parte superior se arma una plataforma para que puedan maniobrar 2 personas, se utilizan para alturas no mayores a los 6 metros.

Elevadores mecánicos. Son elevadores para una o dos personas, consisten en un sistema de carro para trasladarse sobre superficies uniformes; sobre dicho carro esta montado un sistema de levante vertical con una armadura articulada tipo tijera la cual se acciona por medio de hidráulicos, estos elevadores pueden alcanzar alturas máximas de 12 metros y se les utiliza para sustituir a los andamios en alturas mayores a los 6 metros.

Elevadores hidráulicos. Estos son vehículos tipo tractor, los cuales pueden trasladarse dentro de la obra en terrenos de difícil acceso, y consisten en una plataforma instalada sobre un brazo hidráulico. Este tipo de vehículos también tiene la capacidad de elevar piezas livianas y puede elevarse hasta 18 metros.

Las normas de seguridad para el montaje de una estructura metálica son:

1. para ingresar y permanecer en el área de montaje toda persona debe utilizar el equipo básico:

Casco protector, lentes claros, mascarilla, chaleco reflectivo, calzado con punta de acero, guantes.

2. Para efectuar un proceso de soldadura en lugares altos el soldador debe utilizar:

Polainas, mangas, chaleco, delantal, capucha, guantes, careta, botas con punta de acero, arnés de seguridad y dos líneas de vida.

3. Cuando se esta en un proceso de montaje el ayudante debe estar atento a los movimientos y requerimientos del soldador-montador y estar provisto de:

Guantes, lentes de protección de preferencia oscuros, chaleco reflectivo, botas de cuero, casco, arnés de seguridad y dos líneas de vida.

4. Siempre que un operario proceda a cortar metales deberá utilizar lentes oscuros para oxicorte.

5. Para pulir o cortar metales con esmeril utilice mascara protectora.

6. Antes de utilizar cualquier equipo que se alimente con electricidad Verificar el buen estado de las extensiones y conexiones eléctricas.

7. Evitar el contacto de artefactos eléctricos con zonas húmedas o mojadas

8. Mantener un extinguidor a mano siempre que se este soldando, cortando materiales, utilizando solventes u otro material inflamable.

9. Utilizar camisa manga larga y pantalón de mezclilla o lona.



10. Antes de utilizar cualquier equipo y proceder a efectuar algún trabajo verificar que el área este libre de obstáculos sean estos materiales o humanos.

11. Para poder laborar en montaje de estructura metálica debe encontrarse en el buen uso de sus sentidos, libre de alcohol o del uso de medicamentos relajantes o somníferos.

12. se debe suspender todo trabajo de montaje si el viento es excesivo o si se encuentra lloviendo.

13. cuando necesite trasladar una herramienta de un punto a otro, no debe lanzarla libremente al aire.

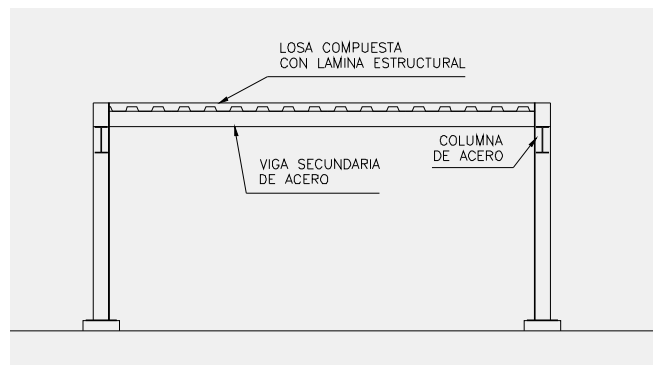
14. si se esta alzando piezas debera haber un encargado de dirigir los equipos de levante, utilizando señales universales de mano.

15. si se esta izando piezas el área debera ser circulada con cinta reflectiva para limitar el paso de personas ajenas a dicha labor.

16. para poder efectuar trabajos en altura se debe hacer uso de andamios o elevadores, respetando los limites de altura para cada uno.

### 6.3 Construcción de losa

Figura 46. Sección transversal de entrepiso con losa compuesta de acero y concreto, con cimbra de lámina estructural.



En años recientes los pisos de tableros con cimbra de acero han llegado a ser muy populares para edificios de apartamentos, parqueos, casas, entrepisos para bodegas.

Una ventaja particular de estos pisos es que tan pronto se coloca la cimbra sobre las vigas, queda disponible una plataforma de trabajo para los operarios. Las laminas de acero son livianas, fuertes y pueden cubrir claros de 3.00 metros. Debido a la considerable resistencia de la cimbra, el concreto no tiene que ser de gran resistencia. Este hecho permite el uso de concreto ligero en capas tan delgadas con espesores que van desde 2 a 2-1/2 pulgadas medidos desde la parte alta del troquel de la lamina. Las celdas en la cimbra pueden utilizarse convenientemente para alojar conductos, tubos y alambrado. La parte inferior del entrepiso puede ser pintado, o bien colocársele cielo falso.

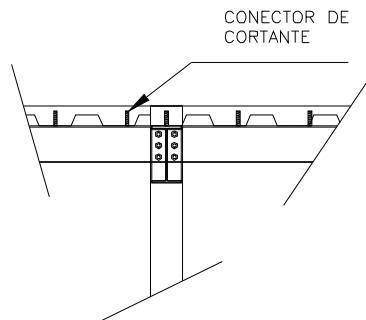
Cuando una losa de concreto se apoya sobre vigas de acero y no existen medios para transferir los esfuerzos cortantes entre ambos elementos, se tiene una sección en la que estos trabajan por separado. La construcción con elementos que trabajan por separado es indudablemente segura pero ya que la losa se flexiona junto con la viga cuando se aplican cargas.

La losa sostiene parte de la carga. Sin embargo, si no hay suficiente adherencia entre ambos elementos (como sería el caso cuando la viga de acero estuviera completamente embebida en el concreto, o cuando se proporcionara un sistema mecánico de conectores de fuerza cortante), la carga soportada por la losa es pequeña y puede ignorarse.

Las vigas de acero y las losas de concreto reforzado se han utilizado durante muchos años, sin tomar consideración en el efecto de colaboración entre ambas. Sin embargo, en los últimos años se ha demostrado que puede lograrse gran resistencia, uniéndolas, de modo que actúen como una sola unidad. Las vigas de acero y las losas de concreto, unidas formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar aumentos de una tercera parte, y aun mayores, de la carga que podrían soportar las vigas de acero trabajando por separado.

El adoptar las especificaciones AASHTO en 1944, mismas que aprueban el método de construcción de elementos compuestos, permitió la utilización de dichos elementos en puentes carreteros. Mas o menos desde 1950. el uso de puentes con pisos compuestos ha aumentado rápidamente. En estos puentes las fuerzas cortantes longitudinales son transferidas por los largueros a la losa de concreto reforzado, o cubierta, mediante conectores de fuerza cortante.

Figura 47. Detalle de conector de cortante en una losa compuesta por vigas de acero y piso de concreto.



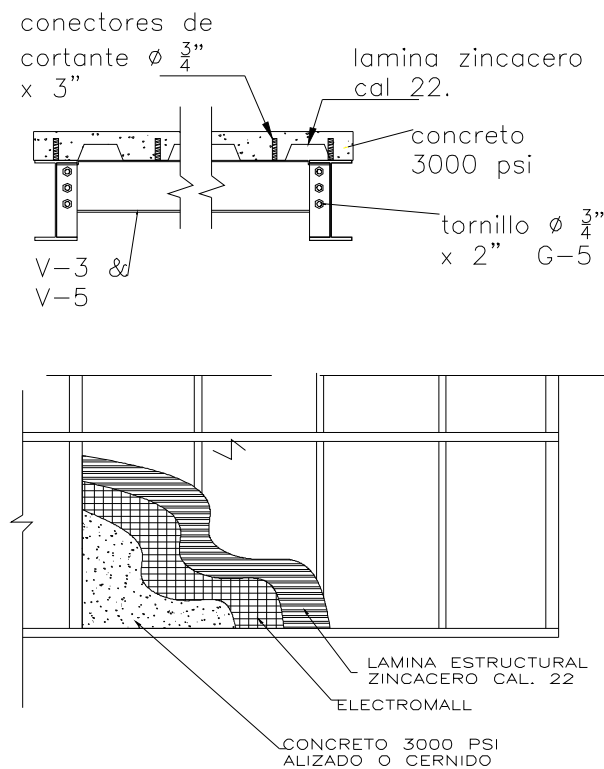
Haciendo que la losa o cubierta ayude a resistir los momentos flexionantes. En la figura 47, se muestra este tipo de sección. En 1952, las especificaciones AISC aprobaron por vez primera el uso en edificios de pisos compuestos y en la actualidad se vuelven rápidamente más populares.

Para construir una losa compuesta por concreto + acero, el procedimiento consiste en colocar la lamina estructural sobre las vigas de acero, la cual puede o no conectarse a dichas vigas por medio de conectores de cortante; luego de tener listo el tablero de lamina de acero se deben seguir los siguiente pasos para colar la losa:

1. colocar el acero de refuerzo para el concreto, este puede ser malla electro soldada, respetando calibres y traslapes según especificaciones ACI.
2. Colocar la formaleta perimetral asegurándola firmemente a la estructura utilizando torniquetes de alambre entorchado.

3. Colocar rieles de referencia para nivelar el concreto por medio de plancha tipo arrastre.
4. proceder a colar el concreto de preferencia (premezclado por bombeo).
5. desarrollar sobre el piso la textura deseada (cernido remolineado, o alisado con lana mecánica), si no se va a alisar se debe proceder al paso 6.
6. curar adecuadamente la losa.

Figura 48. Componentes de una losa compuesta por vigas de acero, lamina estructural, conectores de cortante y concreto reforzado



#### **6.4 Modulación interior.**

Esta consiste en la construcción de muros móviles conocidos también como muros tabique, estos se construyen con planchas de tabla-yeso de ½ plg. De espesor fijadas a marcos estructurales livianos fabricados con secciones tipo canal de 2 pulgadas x 3 pulgadas en lamina galvanizada calibre 24. Los marcos se fijan al piso por medio de clavos lanzados con pistola neumática o tornillos. Sus ventajas son:

1. Rápida instalación
2. Poco peso muerto para la estructura
3. Fácil de modificar
4. Bajo costo
5. Apariencia estética
6. Formas diversas de aplicación (forros, cielos curvos, cielos planos, muros inclinados etc.)
7. Limpieza al trabajar.
8. Permite introducir fácilmente las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias y de gas en su interior.
9. diversidad de texturas de acabado final



## **7. COSTOS Y PRESUPUESTOS**

Los costos se definen como el precio que el contratista debe pagar por la adquisición de materiales, herramienta, transporte, empleados, gastos de energía, agua potable y mantenimiento, para poder integrar el presupuesto para la construcción de determinado proyecto.

El presupuesto consiste en la integración de los costos directos e indirectos, mas un porcentaje de ganancia, dicha integración da como resultado el precio neto de un proyecto, el cual es transmitido al cliente o contratante por medio escrito expresando descriptivamente los materiales, especificaciones técnicas de construcción y las partes que conforman el proyecto solicitado por dicho cliente.

Para poder elaborar un presupuesto es necesario contar con una base de datos actualizada de precios de material, herramienta, equipo. Y tener amplio conocimiento de las proyecciones de pago a trabajadores durante el periodo en el que debe ejecutarse dicho proyecto, así mismo es necesario aplicar un porcentaje de ganancia justo, con el objeto de poder competir en el mercado contra otros oferentes.

### **7.1 memoria de calculo**

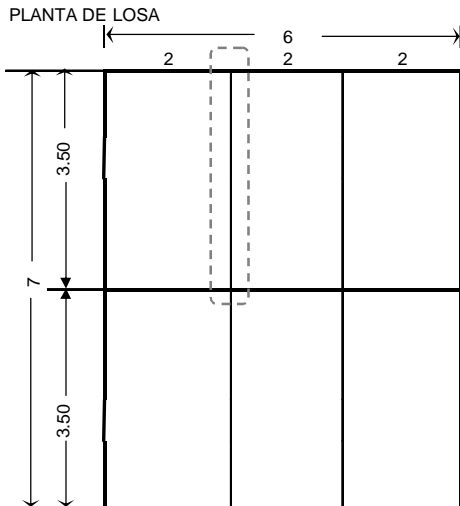
La memoria de calculo de un proyecto, describe el proceso numerico basados en la aplicación de ecuaciones matematicas o formulas para determinar los datos que comprueben la eficiencia de un sistema constructivo, tanto en lo estructural como en costo.



## **7.2 integración de presupuesto**

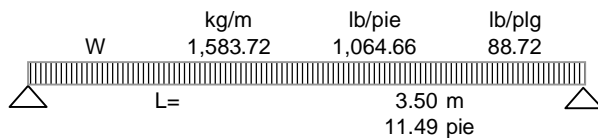
la integración del presupuesto es de gran importancia para un proyecto, ya que a partir de esta se emite una oferta al cliente. Una buena integración de costo depende de una buena planificación del proyecto; en la cual se consideren todos los aspectos para una buena relación entre el terreno y la infraestructura, sin descuidar el factor tiempo

## VIGUETAS



viguetas	4.00 unidades	
marcos	3.00 unidades	
Fy	36.00 ksi	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>
Eacero	29,000.00 lb/plg <sup>2</sup>	2038.55 kg/cm <sup>2</sup>
factor n para deflexion L/n	360.00	
f'c	3.00 ksi	211 kg/cm <sup>2</sup>
Wc	145.00 lb/pie <sup>3</sup>	2322.28 kg/m <sup>3</sup>
t losa	4.50 plg	0.11 m
altura de costilla hr	2.40 plg	0.06 m
<b>factor para carga viva</b>		<b>1.60</b>
<b>factor para carga muerta</b>		<b>1.20</b>
carga viva		200.00 kg/m <sup>2</sup>
carga concreto		202.00 kg/m <sup>2</sup>
carga piso ceramico		50.00 kg/m <sup>2</sup>
ductos		20.00 kg/m <sup>2</sup>
carga cielo falso		10.00 kg/m <sup>2</sup>
carga lamina estructural		6.34 kg/m <sup>2</sup>
carga muros tabique		90.00 kg/m <sup>2</sup>
peso supuesto de vigueta		12.00 lb/pie
carga por muros		0.00 kg/m <sup>2</sup>
modulos X-X		3.00 unidad
modulos Y-Y		2.00 unidad
ancho de franja tributaria (B)		2.00 m
longitud de diseño		3.50 m
area		7.00 m <sup>2</sup>
carga viva ultima		320.00 kg/m <sup>2</sup>
carga muerta total		378.34 kg/m <sup>2</sup>
carga muerta ultima		454.01 kg/m <sup>2</sup>
carga total ultima V+M		774.01 kg/m <sup>2</sup>

peso propio supuesto	17.85 kg/m
carga uniforme por muros	0.00 kg/m
cara uniforme viva	640.00 kg/m
carga uniforme muerta	925.87 kg/m
carga uniforme total	1,583.72 kg/m



#### VIGUETA

el apoyo se asume con características de simple apoyado ya que la union sera diseñada para resistir esfuerzos de corte, sin restriccion al giro.

por comodidad en el uso del codigo para la construccion en acero AISC utilizaremos el sistema ingles de medida para los calculos

#### ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION

$M_{max} = WL^2/8$	17,539.05 lb-pie	2,423.59 kg-m
$S_x$ requerido $plg^3$	9.74 $plg^3$	159.67 $cm^3$

consultando la seccion 2-13 del AISC para modulos de seccion de diferentes vigas W determinamos que la viga con un modulo de seccion  $S_x$  mayor o igual al requerido es W10x12

habiendo determinado la viga que satisface el modulo de seccion requerido por el miembro bajo condiciones de flexion encontramos la informacion sobre las medidas y propiedades de la seccion elegida en la seccion 1-31 del AISC

d	9 7/8	plg	25.08	cm
bf	4	plg	10.16	cm
tw	3/16	plg	0.48	cm
tf	3/16	plg	0.48	cm
h alma	9 1/2	plg	24.13	cm
A	3 27/50	$plg^2$	22.84	$cm^2$
$S_x$	10 9/10	$plg^3$	178.62	$cm^3$
$I_x$	53 4/5	$plg^4$	2,239.33	$cm^4$

$S_x$  viga >  $S_x$  requerido por lo tanto la seccion es satisfactoria

#### ANALISIS POR ESFUERZO CORTANTE

cuando se analiza la resistencia a esfuerzos cortantes de una viga es necesario determinar las condiciones de estabilidad de la seccion en dicha viga.

##### 1, ESTABILIDAD DEL ALMA DE LA VIGA

$h/tw \leq 418/\sqrt{F_y}$ , (donde  $F_y$  se expresa en Ksi)

$h/tw =$  50.67

$418/\sqrt{F_y} =$  69.67

el alma es estable

cortante maximo 6.11 kips 13.48 ton

cortante resistente 35.99 kips 79.37 ton

la seccion elegida resiste el cortante vertical

#### ANALISIS DE LA DEFLEXION INDUCIDA

$W =$  0.09 kips/plg 1583.7167 kg/m

$\Delta = (5W * L^4)/(384 * E * I)$ , 2/8 plg 0.68 cm

$\Delta$  permisible L/360 3/8 plg 0.97 cm

la seccion satisface el limite para deflexion

Nota. Debido a que la deflexion permisible se satisface, el perfil seleccionado es capaz de soportar todas las cargas sobre si, en forma simple por tanto no es necesario colocar conectores de cortante, pero al colocar conectores de cortante para formar una seccion compuesta, es posible disminuir el tamaño de la seccion de la viga en virtud de la distribucion de los esfuerzos entre la seccion de concreto de la losa y la seccion de acero de la viga.

### SECCION COMPUESTA

condiciones

1, cimbra de lamina estructural perpendicular a la viga

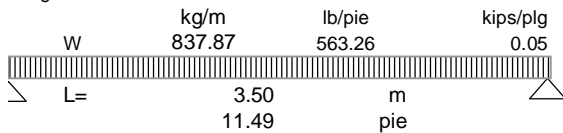
2, no se considera el uso de puntales para la fundicion de losa

ensayando una viga W8x10

d	7 7/8	plg	20.00	cm
bf	4	plg	10.16	cm
tw	3/16	plg	0.48	cm
tf	3/16	plg	0.48	cm
h alma	7 1/2	plg	19.05	cm
A	2 24/25	plg <sup>2</sup>	19.10	cm <sup>2</sup>
Sx	7 81/100	plg <sup>3</sup>	127.98	cm <sup>3</sup>
Ix	30 4/5	plg <sup>4</sup>	1,281.99	cm <sup>4</sup>
Zx	8 7/8	plg <sup>3</sup>	145.35	cm <sup>3</sup>

**antes de que el concreto frague las cargas aplicadas son**

carga propia viga	10.00 lb/pie	14.88 kg/m
carga viva de construccion		100.00 kg/m <sup>2</sup>
carga por cimbra de lamina		6.34 kg/m <sup>2</sup>
carga de la losa		202.00 kg/m <sup>2</sup>
carga propia de la viga		14.88 kg/m
cargas distribuidas		
carga viva de construccion		200.00 kg/m
carga muerta		431.56 kg/m
carga ultima		837.87 kg/m



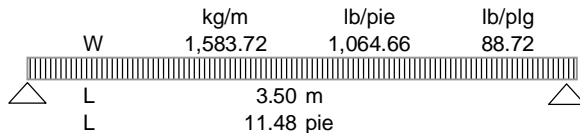
### ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION

Mu = WL <sup>2</sup> /8	9.29 kips-pie	1.28 ton-m
Mu	111.48 kips-plg	
Fy	36,000.00 lb/plg <sup>2</sup>	2810.00 kg/cm <sup>2</sup>
Sx requerido plg <sup>3</sup>	3.10 plg <sup>3</sup>	50.75 cm <sup>3</sup>
clasificacion del perfil para flexion		
1, alma conectada a los patines en forma continua		
2, chequeo de patin		
bf/2tf ≤ que 65/√ Fy		
bf/2tf	10.67	
65/√ Fy	10.83	
el patin es compacto		
3, chequeo de alma		
h/tw ≤ 640/√ Fy, (donde Fy se expresa en Ksi)		
h/tw =	40.00	
640/√ Fy =	106.67	
el alma es compacta		
por tanto el perfil seleccionado es compacto y la cubierta de acero proporciona soporte lateral adecuado, por tanto la resistencia nominal Mn es igual a la resistencia por momento plastico Mp		

$M_p = F_y Z_x$	26.61 kips-pie	3.68 ton-m
$\phi M_p = 0,9 M_p$	23.95 kips-pie	3.31 ton-m

**$M_u \leq \phi M_p$  seccion satisfactoria**

despues de que el concreto endurezca las carga resistida por la viga compuesta, ajustada por el peso del perfil de acero, es:



ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION

$M_u2 = WL^2/8$	17.54 kips-pie	2.42 ton-m
$M_u$	210.47 kips-plg	

ANCHO EFECVO DE LA LOSA  $B_d$

para determinar el ancho efectivo de la losa de piso a cada lado del eje longitudinal de la viga se toma la mas pequeña de las siguientes cantidades

a) un octavo del claro

$L/8 =$	17.22 plg	43.74 cm
---------	-----------	----------

b) la mitad de separacion entre centros de vigas

$B/2 =$	39.36 plg	99.97 cm
---------	-----------	----------

c) distancia entre el eje longitudinal de la viga al borde de la losa

$B_b =$	78.72 plg	199.95 cm
---------	-----------	-----------

c se aplica unicamente a vigas de borde

según a y b, $B_d$	17.22 plg	43.74 cm
--------------------	-----------	----------

si es una viga central ingrese 0, si es una viga de borde ingrese 1.

0.00

según a,b,c

$B_d$	17.22 plg	43.74 cm
-------	-----------	----------

A seccion concreto $B_d^*(t-H_r)$	36.162 plg <sup>2</sup>	233.30 cm <sup>2</sup>
-----------------------------------	-------------------------	------------------------

$A_s F_y$	106.56 kips	48.33 ton
-----------	-------------	-----------

$0,85 f' c A_c$	92.21 kips	41.82 ton
-----------------	------------	-----------

la fuerza cortante en la interfaz entre el acero y el concreto es el menor valor de ( $A_s F_y$ ) o ( $0,85 f' c A_c$ )

$V_h$	92.21 kips	41.82 ton
-------	------------	-----------

la profundidad del bloque de esfuerzos de compresion en la losa es

$a = V_h / (0,85 f' c B_d)$	2.10 plg	5.33 cm
-----------------------------	----------	---------

el brazo de momento del par resistente interno es

$y = (d/2) + t - (a/2)$	7.39 plg	18.76 cm
-------------------------	----------	----------

la resistencia de diseño por flexion es

$\phi_b M_n = 0,85 V_h y$	579.04 kips-plg	
---------------------------	-----------------	--

$\phi_b M_n$	48.25 kips-pie	6.67 ton-m
--------------	----------------	------------

$\phi_b M_n \geq M_u2$  seccion satisfactoria

REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE

$V_{max}$	6.11 kips	2.77 ton
-----------	-----------	----------

$V_r$	28.70 kips	13.02 ton
-------	------------	-----------

$V_{max} < V_r$  seccion satisfactoria

el modulo de elasticidad del concreto es necesario para el diseño del conector de cortante

$E_c = W_c^{1,5} f' c$	3,024.21 kips	1,371.53 ton
------------------------	---------------	--------------

los requisitos diversos para conectores de cabeza son

a) diametro maximo igual a 2,5 veces espesor del patin del perfil de acero

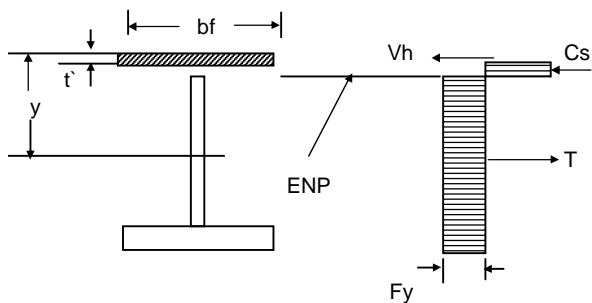
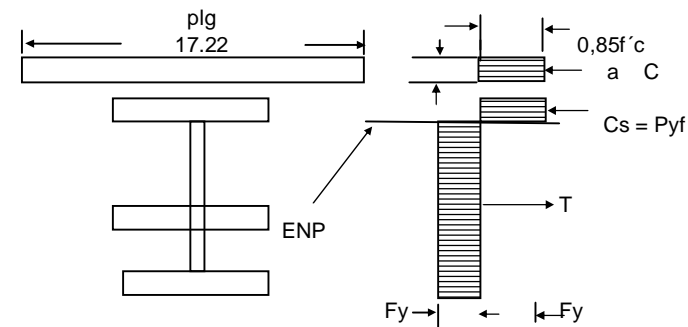
$\phi_{max}$	1/2 plg	1.19 cm
--------------	---------	---------

$\phi$	5/8 plg	1.59 cm
--------	---------	---------

b) longitud minima igual a 4 diametros del conector		
Lmin	3 plg	6.35 cm
c) separacion longitudinal minima entre centros igual a 6 diametros		
Slmin	4 plg	9.53 cm
d) separacion longitudinal maxima entre centros igual a 8 t		
Slmax	36.00 plg	91.44 cm
e)separacion transversal minima entre centros igual a 4 diametros		
Stmin	3 plg	6.35 cm
Fy conector	60 kips	27.21 ton
Asc	5/16 plg <sup>2</sup>	1.98 cm <sup>2</sup>
la resistencia por cortante de un conector puede ser el menor valor de		
Qn=AsFy	18.41 kips	8.35 ton
Qn=0,5Asc√(f'cEc)	14.61 kips	6.63 ton
Qn	14.61 kips	6.63 ton
debido a que la las costillas son perpendiculares a la viga se requiere que la Qn sea multiplicada por el factor de reduccion Fr siempre y cuando sea menor o igual a 1 considerando		
numero de conectores por costilla		
Nr		1.00
ancho promedio de costilla		
Wr	5.00 plg	12.70 cm
altura de costilla		
hr	2 7/16 plg	6.20 cm
longitud del conector		
Hs	4 plg	10.16 cm
$Fr=(0,85/\sqrt{Nr})(Wr/hr)[(Hs/hr)-1]$		
Fr	1.11 plg	2.83 cm
no se requiere reducir Qn		
el numero de conectores requerido entre el extremo de la viga y el centro del claro es		
N1=Vh/Qn		6 conectores
el numero de conectores para toda la viga es		
N=2N1		13 conectores
tomando en cuenta el numero de costillas apolladas sobre la viga		
numero de laminas perpendiculares sobre la viga		
ancho de lamina	36.50 plg	92.71 cm
costillas por lamina		3.00
No. Laminas		3.77
No. Costillas		11.32
conectores por costilla		1.11 conectores
en cada costilla habra mas de un conector respetando Slmin		
debido a que la seccion de acero ofrece un exceso de resistencia por flexion podemos nalizar la seccion compuesta de forma parcial esto se puede hacer reduciendo el numero de conectores el numero reducido de conectorespara la viga sera		
N		10.00 conectores
N1		5.00 conectores
la resistencia por cortante de N1		
∑Qn	73.06 kips	33.13 ton
∑Qn≤Vh	C=Vh	
As Fy	106.56 kips	48.33 ton
si C≤AsFy		ok
parte dela seccion de acero debe estar en compresion el eje neutro plastico esta en la seccion de acero si el ENP estuviera en la parte inferior del patin, todo el patin estaria en compresion y la fuerza de compresion resultante seria		

$P_yf = B_f t_f F_y$  27.00 kips 12.24 ton  
 la fuerza neta por transmitirse en la interfaz del acero y el concreto es  
 $T - C_s = T - P_yf = (A_s F_y - P_yf) - P_yf$

este valor es menor que la fuerza de tension neta real  $\sum Q_n$   
 por lo que el patin superior no tiene que estar en compresion en  
 todo su espesor por lo que el espesor del patin donde pasa el  
 eje neutro plastico sera  
 $t' = (A_s F_y - V_h) / (2 B_f F_y)$  2/16 plg 0.30 cm



la fuerza de tension resultante actuara en el centroide del area debajo del ENP.

la profundidad del bloque de esfuerzos de compresion en el concreto es:  
 $a = C / (0,85 f'c b)$  1.66 plg 4.23 cm

componente	$A(\text{plg}^2)$	$y(\text{plg})$	$Ay(\text{plg}^3)$
viga	2.96	3.94	11.66
segmento de patin	-0.47	0.06	-0.03
total	2.49		11.63
$y = \sum Ay / \sum A$		4.66 plg	

el brazo de momento para la fuerza de compresion en el concreto es:  
 $l' = t - a/2$  8.33 plg 21.16 cm

el brazo de momento para la fuerza de compresion en el acero es:  
 $l'' = y - t'/2$  4.60 plg 11.69 cm

al tomar momentos con respecto a la fuerza de tension

$C_s = t'(bf)(F_y)$	16.75 kips/plg <sup>2</sup>	1177.57 kg/cm <sup>2</sup>
$M_n = \sum Q_n(l') + C_s(l'')$	685.61 kips-plg	
	57.13 kips-pie	7.89 ton-m

la resistencia de diseño de la seccion compuesta es

$\phi M_n = 0.85 M_n$	48.56 kips-pie	6.71 ton-m
-----------------------	----------------	------------

si el momento externo es en consideracion es

$M_u$	17.54 kips-pie	2.42 ton-m
-------	----------------	------------

y  $M_u < \phi M_n$

$\phi M_n - M_u$	31.03 kips-pie	4.29 ton-m
------------------	----------------	------------

la seccion es satisfactoria

por lo tanto se colocaran conectores de cortante a cada

13.78 plg	34.99 cm
-----------	----------

debe tomarse en cuenta que la distancia minima para soldar la

cubierta a la viga sera 18.00 plg	45.72 cm
-----------------------------------	----------

#### CALCULO DE LAS DEFLEXIONES PARA SECCION COMPUESTA

##### DEFLEXION INMEDIATA DURANTE LA FUNDICION

W losa + W viga	281.59 lb/pie	418.98 kg/m
	0.023 kips/plg	0.42 ton/m

$\Delta_1 = (5Wfl^4)/(384EIs)$	0.00 plg	0.00 cm
--------------------------------	----------	---------

W viva por construccion	134.451 lb/pie	200.05 kg/m
	0.011 kips/plg	0.20 ton/m

$\Delta_2 = (5Wfl^4)/(384EIs)$	0.00 plg	0.00 cm
--------------------------------	----------	---------

la deflexion total antes de que el concreto endurezca

$\Delta_1 + \Delta_2$	0.00 plg	0.00 cm
-----------------------	----------	---------

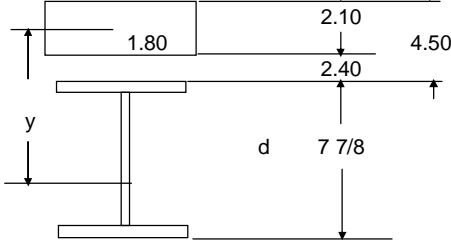
para las deflexiones que ocurren despues de que el concreto se ha endurecido, se necesitan los momentos de inercia de dos secciones transformadas: Itr con un ancho de losa transformada de b/n e Itr con un ancho de losa transformada de b/2n.

la razon modular

$n = E_s/E_c$	10
---------------	----

para las deflexiones de la seccion compuesta que no impliquen el flujo plastico el ancho efectivo es

$Bd/n$	1.80 plg	4.56 cm
--------	----------	---------



componente	A(plg <sup>2</sup> )	y(plg)	Ay(plg <sup>3</sup> )	I(plg <sup>4</sup> )	d(plg)	I + Ad <sup>2</sup> (plg <sup>4</sup> )
concreto	3.77	1.05	3.96	1.39	3.25	41.19
viga acero	2.96	8.44	24.98	30.80	4.14	81.50
$\Sigma$		6.73		28.93		122.69

$y = \Sigma Ay / \Sigma A$	4.30 plg	10.92 cm
----------------------------	----------	----------

el momento de inercia transformado

Itr	122.69 plg <sup>4</sup>	5,106.74 cm <sup>4</sup>
-----	-------------------------	--------------------------



como se esta utilizando una accion compuesta parcial, debe usarse un momento de inercia transformado reducido. De la ecuacion C-13,6 del AISC este momento de inercia efectivo es

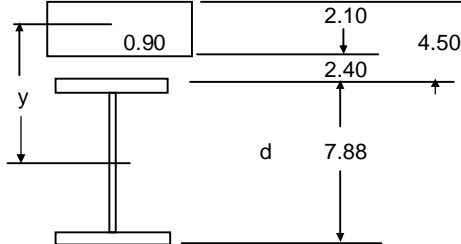
$$I_{ef} = I_s + \text{raiz}^2(Q_{total}/C_f) (I_{tr} - I_s)$$

$I_s$	30.80 plg <sup>4</sup>	1,281.99 cm <sup>4</sup>
$Q_{total}$	73.06 kips	33.13 ton
$C_f$	92.21 kips	41.82 ton
$I_{ef} =$	112.59 plg <sup>4</sup>	4,686.35 cm <sup>4</sup>

carga viva	0.43 kips/pie	0.06 ton-m
	0.04 kips/plg	
$\Delta_3$ (por carga viva)	1/16 plg	0.13 cm

la deflexion a largo plazo provocada por carga muerta (flujo plastico) despues de que el concreto se ha endurecido, debe basarse en el momento de inercia transformado obtenido con 2n en vez de n por lo tanto se debe utilizar un ancho de losa transformado de

$$Bd/2n = 0.90 \text{ plg} = 2.28 \text{ cm}$$



componente	A(plg <sup>2</sup> )	y(plg)	Ay(plg <sup>3</sup> )	I (plg <sup>4</sup> )	d(plg)	I + Ad <sup>2</sup> (plg <sup>4</sup> )
concreto	1.89	1.05	1.98	0.69	4.51	39.09
viga acero	2.96	8.44	24.98	30.80	2.87	55.26
sma		4.85		26.95		94.35

$$y = Ay/A = 5.56 \text{ plg} = 14.13 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 94.35 \text{ plg}^4 = 3,927.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_s + \text{raiz}^2(Q_{total}/C_f) (I_{tr} - I_s)$$

$I_s$	30.80 plg <sup>4</sup>	1,281.99 cm <sup>4</sup>
$Q_{total}$	73.06 kips	33.13 ton
$C_f$	92.21 kips	41.82 ton
$I_{ef} =$	87.37 plg <sup>4</sup>	3,636.55 cm <sup>4</sup>

la carga a largo plazo sera la carga muerta aplicada despues de que el concreto endurezca

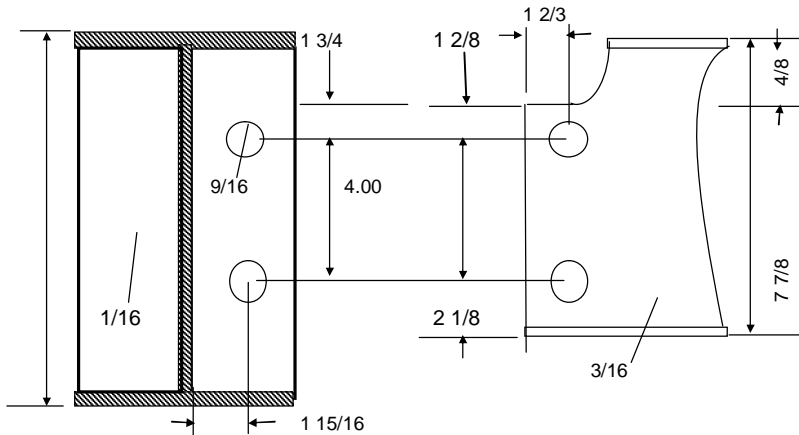
W tabiques	0.010 kips/plg	0.18 ton/m
W cielo falso	0.001 kips/plg	0.02 ton/m
W piso ceramico	0.006 kips/plg	0.10 ton/m
W ductos	0.002 kips/plg	0.04 ton/m
carga a largo plazo	0.02 kips/plg	0.34 ton/m
$\Delta_4$ (por carga a largo plazo)	1/16 plg	0.09 cm

la deflexion total sera  $\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4$

la deflexion total	0	plg	0.22 cm
deflexion permisible L/360	3/8	plg	0.97 cm

la seccion compuesta parcial es aceptable

DISEÑO DE LA CONEXIÓN  
bf asumido 4.00



cortante V	6.11 kips	13.48 ton
tornillos A-307		
$\phi$	1/2 plg	1.27 cm
Le=	1 3/4 plg	4.45 cm
Smin=3 $\phi$	4.00 plg	10.16 cm
holgura de agujero	1/16 plg	0.16 cm
diametro de agujero h	9/16 plg	1.43 cm
esfuerzo de fluencia por tension del material		
Fu	58.00 ksi	4077.11 kg/cm <sup>2</sup>
la resistencia por cortante del tornillo con la rosca en el plano de cortante		
Fv	24.00 ksi	1687.08 kg/cm <sup>2</sup>
patin de viga de anclaje supuesto		
bs	4.00 plg	10.16 cm
alma de viga de anclaje supuesto		
tws	1/4 plg	0.64 cm
porcion recortada en extremo de viga		
dd	1/2 plg	1.27 cm
A tornillo	0.20 plg <sup>2</sup>	1.27 cm <sup>2</sup>
resistencia a corte por un tornillo		
$\phi F_v A_b$	3.53 kips	1.60 ton
el numero de tornillos requerido		
Nt		2
determinando el espesor requerido de la placa por aplastamiento		
la distancia de borde de placa a borde de agujero adyacente		
Lc=Le-h/2	1 1/2 plg	3.73 cm
2 $\phi$	1 plg	2.54 cm
condicion Lc<2 $\phi$ entonces		
$\phi R_n=0.75*1.2L_c t F_u$	76.67 t1	
condicion Lc>2 $\phi$ entonces		
$\phi R_n=0.75*2.4D_t F_u$	52.20 t1	
para el agujero adyacente al borde utilizar		
$\phi R_n=$	52.20 t1	

para los otros agujeros		
Lc=S-h	3 7/16 plg	8.73 cm
condicion $Lc < 2\phi$ entonces		
$\phi Rn = 0,75 * 1,2Lc tFu$	179.44 t1	
condicion $Lc > 2\phi$ entonces		
$\phi Rn = 0,75 * 2,4DtFu$	52.20 t1	
para agujeros intermedios utilizar		
$\phi Rn =$	52.20 t1	
No. de tornillos de borde	1.00	
No. De tornillos intermedio	1.00	
la resistencia total por aplastamiento		
$Rp =$	104.40 t1	
igualando la resistencia total por aplastamiento con el cortante aplicado		
$t1 = V/Rp$	0.06 plg	0.15 cm
para el alma de la viga $t_w$	3/16 plg	0.48 cm
$t_w > t$	ok	

para determinar el espesor requerido de la placa por cortante, considere un seccion vertical atraves de la placa

$\phi Rn = 0,90(0,6 * AgFy)$		
$Ag \text{ placa} = th$	7 7/8 t2	
si $\phi Rn$	6.11 kips	2.77 ton
$t = (\phi Rn) / (0,9 * 0,6hFy)$	1/16 plg	0.10 cm

gobierna el mayor de los valores entre t1 y t2

t	1/16 plg	
verificando la resistencia del bloque de cortante en el alma de la viga		
numero de agujeros	2	
numero de hileras	1	
area total en cortante		
$Agv =$	1 plg <sup>2</sup>	6.35 cm <sup>2</sup>
area neta encortante		
$Anv =$	7/8 plg <sup>2</sup>	5.33 cm <sup>2</sup>
area total en tension		
$Agt =$	3/8 plg <sup>2</sup>	2.04 cm <sup>2</sup>
area neta en tension		
$Ant =$	1/4 plg <sup>2</sup>	1.70 cm <sup>2</sup>
aplicando las ecuaciones J4-3a Y J4-3b del AISC		
la resistencia por ruptura del bloque de cortante		
$Rn = \phi[0,6FyAgv + FuAnt]$	4.48 kips	2.03 ton
$\phi Rn = \phi[0,6FuAnv + FyAgt]$	13.02 kips	5.90 ton

el mayor de los valores dados según las ecuaciones J4-3a y J4-3b del AISC

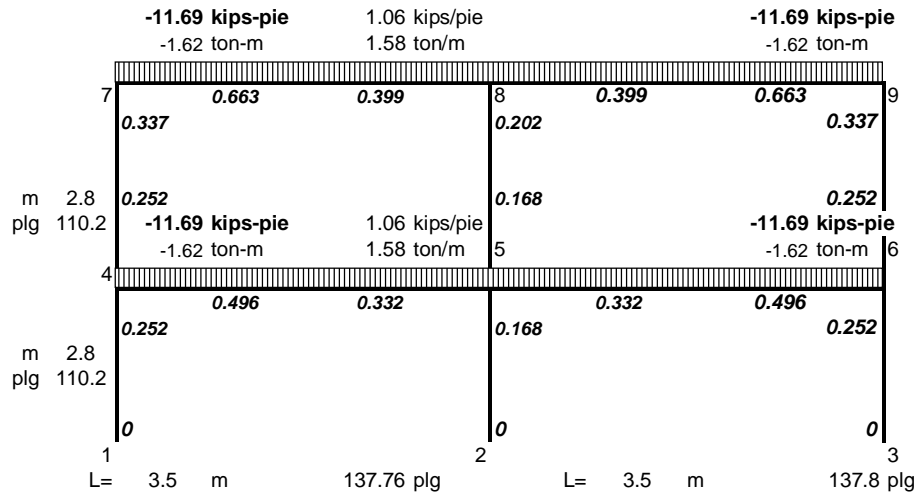
sera el que gobierne la fractura basados en el bloque de cortante		
$Rn$	13.02 kips	5.90 ton
condicion $Rn > V$	el bloque resiste el cortante	

#### DISEÑO DE LA SOLDADURA EN LA CONEXIÓN

electrodo 70xx		
Fe	70 ksi	4920.64 kg/cm <sup>2</sup>
Fw	42 ksi	2952.39 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi Fw$	31.50 ksi	2214.29 kg/cm <sup>2</sup>
tw metal base asumido	1/4 plg	0.64 cm
tw placa conectada	1/16 plg	0.15 cm
el ancho de soldadura según tabla J2,4 del AISC		
w	1/8 plg	0.32 cm

la resistencia por unidad de soldadura sera		
$VrF=0,707w\phi Fw$	2.78 kips/plg	49.70 ton/m
chequeo de la resistencia del metal base		
$VrT=0,90(0,60Fytw)$	4.86 kips/plg	86.77 ton/m
entre los valores $VrF$ y $VrT$ gobierna el menor		
usar	2.78 kips/plg	49.70 ton/m
longitud de filete requerida		
$LF=V/(VrF \text{ o } VrT)$	2.20 plg	5.58 cm
según el AISC la longitud minima $4w$		
$Lmin$	1/2 plg	1.27 cm
usar $LF$		

**ANALISIS POR CARGAS GRAVITATORIAS MARCO Y-Y**



**columna propuesta**

d	7 7/8 plg	20.0025 cm
bf	6 1/2 plg	16.51 cm
tw	1/4 plg	0.635 cm
tf	3/8 plg	0.9525 cm
h alma	7 1/2 plg	19.05 cm
A	7 plg <sup>2</sup>	45.68 cm <sup>2</sup>
Sx	20 8/9 plg <sup>3</sup>	342.49 cm <sup>3</sup>
Ix	82 4/5 plg <sup>4</sup>	3446.40 cm <sup>4</sup>

**viga propuesta**

d	12 1/4 plg	31.115 cm
bf	6 1/2 plg	16.51 cm
tw	1/4 plg	0.635 cm
tf	3/8 plg	0.9525 cm
h alma	11 7/8 plg	30.1625 cm
A	7 2/3 plg <sup>2</sup>	49.35 cm <sup>2</sup>
Sx	33 2/5 plg <sup>3</sup>	547.33 cm <sup>3</sup>
Ix	204 plg <sup>4</sup>	8491.12 cm <sup>4</sup>

E acero 29000 lb/plg<sup>2</sup> 2038.55 kg/cm<sup>2</sup>

columnas	L(plg)	I (plg <sup>4</sup> )	E(lb/plg <sup>2</sup> )	K	NUDOS
1	4	110.208	82 4/5 29000	87151.6	
4	7	110.208	82 4/5 29000	87151.6	
2	5	110.208	82 4/5 29000	87151.6	
5	8	110.208	82 4/5 29000	87151.6	
3	6	110.208	82 4/5 29000	87151.6	
6	9	110.208	82 4/5 29000	87151.6	
vigas	L(plg)	I (plg <sup>4</sup> )	E(lb/plg <sup>2</sup> )	K	NUDOS
4	5	137.76	204 29000	171777	<b>346080.139</b>
5	6	137.76	204 29000	171777	<b>517857.143</b>
7	8	137.76	204 29000	171777	<b>258928.571</b>
8	9	137.76	204 29000	171777	<b>430705.575</b>
9	8	137.76	204 29000	171777	<b>258928.571</b>
6	5	137.76	204 29000	171777	<b>346080.139</b>

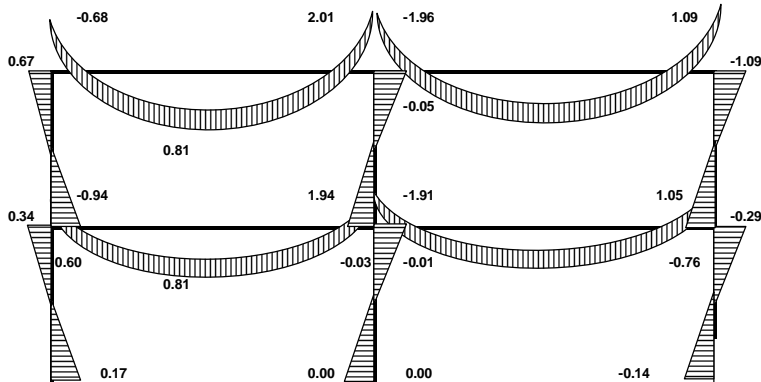
**distribucion de momentos metodo de CROSS**  
momentos en ton-m

4-7	7-8		8-7		8-5	8-9		9-8	9-6	
0.34	0.66		0.40		0.20	0.40		0.34	0.66	
0.00	-1.62	-1.62	1.62		0.00	-1.62	0.00	1.62	0.00	1.62
0.54	1.07		0.00		0.00	0.00		-0.54	-1.07	
0.20	0.00	0.20	0.54		0.00	-0.27	0.26	0.00	-0.20	-0.20
-0.07	-0.13		-0.11		-0.05	-0.11		0.07	0.13	
-0.03	-0.05	-0.09	-0.07		0.00	0.03	-0.03	-0.05	0.07	0.01
0.03	0.06		0.01		0.01	0.01		0.00	-0.01	
0.00	0.01	0.01	0.03		0.00	0.00	0.02	0.01	-0.01	0.00
0.00	-0.01		-0.01		0.00	-0.01		0.00	0.00	
0.00	0.00	-0.01	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>0.67</b>	<b>-0.68</b>	-0.01	<b>2.01</b>		<b>-0.05</b>	<b>-1.96</b>	0.00	<b>1.09</b>	<b>-1.09</b>	0.00

4-1	4-7	4-5		5-4	5-2	5-8	5-6		6-5	6-9	6-3
0.25	0.25	0.50		0.33	0.17	0.17	0.33		0.50	0.25	0.25
0.00	0.00	-1.62	-1.62	1.62	0.00	0.00	-1.62	0.00	1.62	0.00	0.00
0.41	0.41	0.80		0.00	0.00	0.00	0.00		-0.80	-0.41	-0.41
0.00	0.27	0.00	0.27	0.40	0.00	0.00	-0.40	0.00	0.00	-0.54	0.00
-0.07	-0.07	-0.13		0.00	0.00	0.00	0.00		0.27	0.13	0.13
0.00	-0.03	0.00	-0.03	-0.07	0.00	-0.03	0.13	0.04	0.00	0.07	0.00
0.01	0.01	0.02		-0.01	-0.01	-0.01	-0.01		-0.03	-0.02	-0.02
0.00	0.01	-0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.02	0.00	-0.01	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00		0.01	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>0.34</b>	<b>0.60</b>	<b>-0.94</b>	0.00	<b>1.94</b>	<b>-0.01</b>	<b>-0.03</b>	<b>-1.91</b>	0.00	<b>1.05</b>	<b>-0.76</b>	<b>-0.29</b>

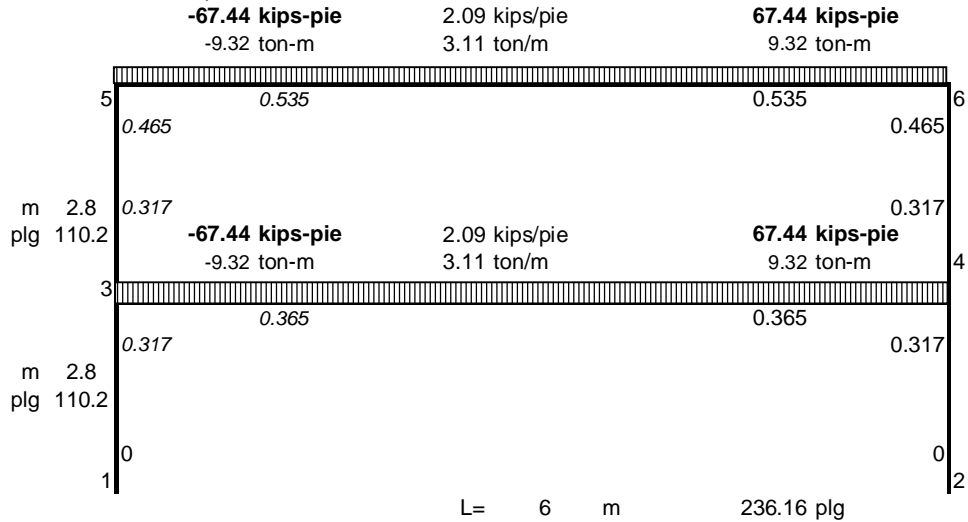
1-4		2-5		3-6
0.00		0.00		0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	0.20	0.00	0.00	-0.20
0.00		0.00		0.00
-0.03	-0.03	0.00	0.00	0.07
0.00		0.00		0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
0.00		0.00		0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>0.17</b>		<b>0.00</b>		<b>-0.14</b>

**Diagrama de momentos por cargas gravitatorias**  
los momentos son en ton-m



**ANALISIS POR CARGAS GRAVITATORIAS MARCO X-X**

Marco con momento de empotramiento



**columna propuesta**

d	7 7/8 plg	20.0025 cm
bf	6 1/2 plg	16.51 cm
tw	1/4 plg	0.635 cm
tf	3/8 plg	0.9525 cm
h alma	7 1/2 plg	19.05 cm
A	7 plg <sup>2</sup>	45.68 cm <sup>2</sup>
Sx	20 8/9 plg <sup>3</sup>	342.49 cm <sup>3</sup>
Ix	82 4/5 plg <sup>4</sup>	3446.40 cm <sup>4</sup>

**viga propuesta**

d	12 1/4 plg	31.115 cm
bf	6 1/2 plg	16.51 cm
tw	1/4 plg	0.635 cm
tf	3/8 plg	0.9525 cm
h alma	11 7/8 plg	30.1625 cm
A	7 2/3 plg <sup>2</sup>	49.35 cm <sup>2</sup>
Sx	33 2/5 plg <sup>3</sup>	547.33 cm <sup>3</sup>
Ix	204 plg <sup>4</sup>	8491.12 cm <sup>4</sup>

E acero 29000 lb/plg<sup>2</sup> 2038.55 kg/cm<sup>2</sup>

columnas	L(plg)	I (plg <sup>4</sup> )	E(lb/plg <sup>2</sup> )	K	NUDOS
1	3 110.208	82 4/5	29000	87151.6	
3	5 110.208	82 4/5	29000	87151.6	
2	4 110.208	82 4/5	29000	87151.6	
4	6 110.208	82 4/5	29000	87151.6	
vigas					
3	4 236.16	204	29000	100203	<b>274506.388</b>
5	6 236.16	204	29000	100203	<b>187354.82</b>

**distribucion de momentos metodo de CROSS**

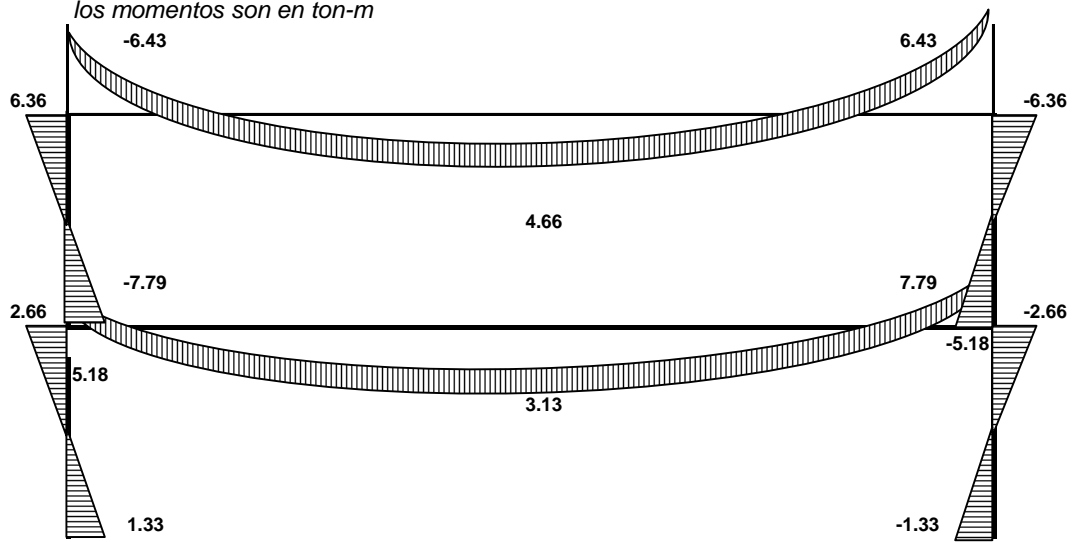
momentos en ton-m

	<b>5--3</b>	<b>5--6</b>		<b>6--5</b>	<b>6--4</b>		
	0.47	0.53		0.53	0.47		
	0.00	-9.32	-9.32	9.32	0.00	9.32	
	4.33	4.98		-4.98	-4.33		
	1.48	-2.49	-1.01	2.49	-1.48	1.01	
	0.47	0.54		-0.54	-0.47		
	-0.07	-0.27	-0.34	0.27	0.07	0.34	
	0.16	0.18		-0.18	-0.16		
	-0.05	-0.09	-0.14	0.09	0.05	0.14	
	0.07	0.08		-0.08	-0.07		
	-0.02	-0.04	-0.06	0.04	0.02	0.06	
	<b>6.36</b>	<b>-6.43</b>	-0.06	<b>6.43</b>	<b>-6.36</b>	0.06	
	<b>3--1</b>	<b>3--5</b>	<b>3--4</b>	<b>4--3</b>	<b>4--6</b>	<b>4--2</b>	
	0.32	0.32	0.37	0.37	0.32	0.32	
	0.00	0.00	-9.32	-9.32	9.32	0.00	9.32
	2.96	2.96	3.40	3.40	-2.96	-2.96	
	0.00	2.17	-1.70	0.47	1.70	-2.17	-0.47
	-0.15	-0.15	-0.17	0.17	0.15	0.15	
	0.00	0.24	0.09	0.32	-0.09	-0.24	-0.32
	-0.10	-0.10	-0.12	0.12	0.10	0.10	
	0.00	0.08	0.06	0.14	-0.06	-0.08	-0.14
	-0.04	-0.04	-0.05	0.05	0.04	0.04	
	0.00	0.03	0.03	0.06	-0.03	-0.03	-0.06
	<b>2.66</b>	<b>5.18</b>	<b>-7.79</b>	0.06	<b>7.79</b>	<b>-5.18</b>	<b>-2.66</b>
	<b>1--3</b>				<b>2--4</b>		
	0.00				0.00		
	0.00	0.00			0.00	0.00	
	0.00				0.00		
	1.48	1.48			-1.48	-1.48	
	0.00				0.00		
	-0.07	-0.07			0.07	0.07	
	0.00				0.00		
	-0.05	-0.05			0.05	0.05	
	0.00				0.00		
	-0.02	-0.02			0.02	0.02	
	<b>1.33</b>				<b>-1.33</b>		



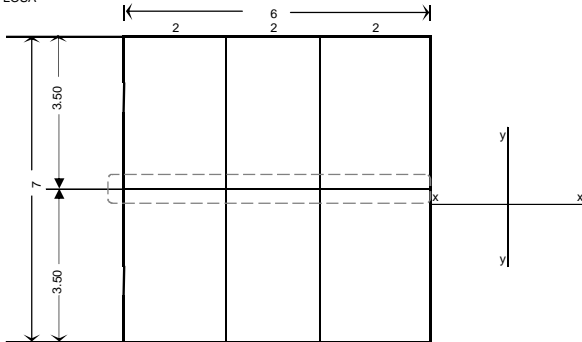
### Diagrama de momentos por cargas gravitatorias

los momentos son en ton-m

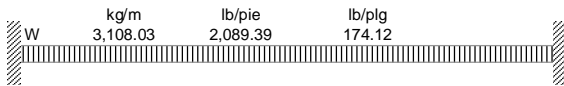


**viga marco central**

PLANTA DE LOSA



viguetas		4.00 unidades
marcos		3.00 unidades
Fy	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>	
Fy	36.00 ksi	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>
Eacero	29,000.00 lb/plg <sup>2</sup>	2038.55 kg/cm <sup>2</sup>
factor n para deflexion L/n	360.00	
f'c	3.00 ksi	211 kg/cm <sup>2</sup>
Wc	145.00 lb/pie <sup>3</sup>	2322.28 kg/m <sup>3</sup>
t losa	4.50 plg	0.11 m
altura de costilla hr	2.40 plg	0.06 m
<b>factor para carga viva</b>		<b>1.60</b>
<b>factor para carga muerta</b>		<b>1.20</b>
carga viva		250.00 kg/m <sup>2</sup>
carga concreto		202.00 kg/m <sup>2</sup>
carga piso ceramico		50.00 kg/m <sup>2</sup>
ductos		20.00 kg/m <sup>2</sup>
carga cielo falso		10.00 kg/m <sup>2</sup>
carga lamina estructural		6.34 kg/m <sup>2</sup>
carga muros tabique		90.00 kg/m <sup>2</sup>
peso supuesto de viga		26.00 lb/pie
carga por muros		0.00 kg/m <sup>2</sup>
modulos X-X		3.00
modulos Y-Y		2.00
ancho de franja tributaria (B)		3.50 m
longitud de diseño		6.00 m
area		21.00 m <sup>2</sup>
carga viva ultima		400.00 kg/m <sup>2</sup>
carga muerta total		378.34 kg/m <sup>2</sup>
carga muerta ultima		454.01 kg/m <sup>2</sup>
carga total ultima V+M		854.01 kg/m <sup>2</sup>
peso propio supuesto		38.68 kg/m
carga muerta por viguetas		41.65 kg/m
carga uniforme por muros		0.00 kg/m
cara uniforme viva		1,400.00 kg/m
carga uniforme muerta		1,669.35 kg/m
carga uniforme total		3,108.03 kg/m



**viga**

el apoyo se asume con características de empotramiento ya que la union sera diseñada para resistir esfuerzos de corte, y restriccion al giro.  
por comodidad en el uso del codigo para la construccion en acero AISC utilizaremos el sistema ingles de medida

**ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION**

<b>M max = WL<sup>2</sup>/12</b>	67,435.55 lb-pie	9,318.41 kg-m
Sx1 requerido plg <sup>3</sup>	37.46 plg <sup>3</sup>	613.93 cm <sup>3</sup>
M max del metodo de cross	56.35 kips-pie	
Sx requerido plg <sup>3</sup>	31.31 plg <sup>3</sup>	513.01 cm <sup>3</sup>

consultando la seccion 2-13 del AISC para modulos de seccion de diferentes vigas W determinamos que la viga con un modulo de seccion Sx mayor o igual al requerido es

**W10x12**

habiendo determinado la viga que satisface el madulo de seccion requerido por el miembro bajo condiciones de flexion encontramos la informacion sobre las medidas y propiedades de la seccion elegida en la seccion 1-31 del AISC

d	12	1/4	plg	31.12 cm
bf	6	1/2	plg	16.51 cm
tw		1/4	plg	0.64 cm
tf		3/8	plg	0.95 cm
h alma	11	7/8	plg	30.16 cm
A	7	13/20	plg <sup>2</sup>	49.35 cm <sup>2</sup>
Sx	33	2/5	plg <sup>3</sup>	547.33 cm <sup>3</sup>
Ix	204		plg <sup>4</sup>	8,491.12 cm <sup>4</sup>

**ANALISIS POR ESFUERZO CORTANTE**

cuando se analiza la resistencia a esfuerzos cortantes de una viga es necesario determinar las condiciones de estabilidad de la seccion dicha viga.

**1, ESTABILIDAD DEL ALMA DE LA VIGA**

$h/tw \leq 418/\sqrt{F_y}$ , (donde  $F_y$  se expresa en Ksi)

h/tw=	47.50
$418/\sqrt{F_y}$ =	69.67

**el alma es estable**

cortante maximo	20.56 kips	9.32 ton
cortante resistente	59.54 kips	27.00 ton

**la seccion elegida resiste el cortante vertical**

**ANALISIS DE LA DEFLEXION INDUCIDA**

W=	0.17 kips/plg	3108.0303 kg/m
$\Delta = (W \cdot L^4)/(384 \cdot E \cdot I)$ , W	0.24 plg	0.61 cm
$\Delta$ permisible L/360	0.38 plg	0.97 cm

**la seccion satisface el limite para deflexion**

Nota. Debido a que la deflexion permisible se satisface, el perfil seleccionado es capaz de soportar todas las cargas sobre si, en forma simple por tanto no es necesario colocar conectores de cortante, pero al colocar conectores de cortante para formar una seccion compuesta, es posible disminuir el tamaño de la seccion de la viga en virtud de la distribucion de los esfuerzos entre la seccion de concreto de la losa y la seccion de acero de la viga.

**SECCION COMPUESTA**

condiciones

**1, cimbra de lamina estructural paralela a la viga****2, no se considera el uso de puntales para la fundicion de losa****ANCHO EFECVO DE LA LOSA Bd**

para determinar el ancho efectivo de la losa de piso a cada lado del eje longitudinal de la viga se toma la ms pequeña de las siguientes cantidades

a) un octavo del claro

L/8=	29.52 plg	74.98 cm
------	-----------	----------

b) la mitad de separacion entre centros de vigas

B/2=	68.88 plg	174.96 cm
------	-----------	-----------

c) distancia entre el eje longitudinal de la viga al borde de la losa

Bb=	137.76 plg	349.91 cm
-----	------------	-----------

c se aplica unicamente a vigas de borde

según a y b, Bd	29.52 plg	74.98 cm
-----------------	-----------	----------

si es una viga central ingrese 0, si es una viga de borde ingrese 1.

0.00

según a,b,c

Bd	29.52 plg	74.98 cm
----	-----------	----------

A seccion concreto  $Bd \cdot (t \cdot Hr)$

As $F_y$	61.992 plg <sup>2</sup>	399.95 cm <sup>2</sup>
----------	-------------------------	------------------------

0,85 f' c Ac

	275.4 kips	124.90 ton
--	------------	------------

la fuerza cortante en la interfaz entre el acero y el concreto es el menor valor de (AsFy) o (0,85 f' cAc)

Vh	158.08 kips	71.69 ton
----	-------------	-----------

la profundidad del bloque de esfuerzos de compresion en la losa es

a= $Vh/(0,85f' cBd)$	2.10 plg	5.33 cm
----------------------	----------	---------

el brazo de momento del par resistente interno es

y= $(d/2) + t \cdot (-a/2)$	9.58 plg	24.32 cm
-----------------------------	----------	----------

la resistencia de diseño por flexion es

$\phi_b M_n = 0,85V_h y$	1,286.57 kips-plg	
--------------------------	-------------------	--

$\phi_b M_n$	107.21 kips-pie	14.82 ton-m
--------------	-----------------	-------------

**$\phi_b M_n \geq M_u$**

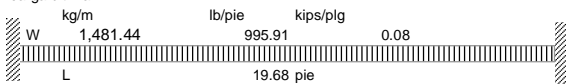
**seccion satisfactoria**

### REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE

Vmax	20.56 kips	9.32 ton
Vr	59.54 kips	27.00 ton
Vmax < Vr	seccion satisfactoria	
el modulo de elasticidad del concreto es necesario para el diseño del conector de cortante		
$E_c = W_c^{1.5} \sqrt{f_c}$	3,024.21 kips	1,371.53 ton
los requisitos diversos para conectores de cabeza son		
a) diametro maximo igual a 2,5 veces espesor del patin del perfil de acero		
$\phi_{max}$	1 plg	2.38 cm
$\phi$	5/8 plg	1.59 cm
b) longitud minima igual a 4 diametros del conector		
Lmin	3 plg	6.35 cm
c) separacion longitudinal minima entre centros igual a 6 diametros		
Smin	4 plg	9.53 cm
d) separacion longitudinal maxima entre centros igual a 8 t		
Smax	36.00 plg	91.44 cm
e) separacion transversal minima entre centros igual a 4 diametros		
Stmin	3 plg	6.35 cm
Fy conector	60 kips	27.21 ton
Asc	5/16 plg <sup>2</sup>	1.98 cm <sup>2</sup>
la resistencia por cortante de un conector puede ser el menor valor de		
$Q_n = A_s F_y$	18.41 kips	8.35 ton
$Q_n = 0.5 A_s c \sqrt{f_c E_c}$	14.61 kips	6.63 ton
<b>Qn</b>	<b>14.61 kips</b>	<b>6.63 ton</b>
debido a que la las costillas son paralelas a la viga		
el numero de conectores requerido entre el extremo de la viga y el centro del claro es		
$N_1 = V/h/Q_n$	11 conectores	
el numero de conectores para toda la viga es		
$N = 2N_1$	22 conectores	
tomando en cuenta la longitud de la viga		
distancia entre conectores	11 plg	29.07 cm
<b>ensayando una viga W12x26</b>		
d	12 1/4 plg	31.12 cm
bf	6 1/2 plg	16.51 cm
tw	1/4 plg	0.64 cm
tf	3/8 plg	0.95 cm
h alma	11 7/8 plg	30.16 cm
A	7 13/20 plg <sup>2</sup>	49.35 cm <sup>2</sup>
Sx	33 2/5 plg <sup>3</sup>	547.33 cm <sup>3</sup>
Ix	204 plg <sup>4</sup>	8,491.12 cm <sup>4</sup>
Zx	37 1/5 plg <sup>3</sup>	609.60 cm <sup>3</sup>

### antes de que el concreto frague las cargas aplicadas son

carga propia viga	26.00 lb/pie	38.69 kg/m
carga viva de construccion		100.00 kg/m <sup>2</sup>
carga por cimbra de lamina		6.34 kg/m <sup>2</sup>
carga de la losa		202.00 kg/m <sup>2</sup>
carga propia de la viga		38.68 kg/m
<b>cargas distribuidas</b>		
carga viva de construccion		350.00 kg/m
carga muerta		767.87 kg/m
carga ultima		1,481.44 kg/m



### ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION

$M_{max} = WL^2/12$	32.14 kips-pie	4.44 ton-m
M	385.72 kips-plg	
Sx requerido plg <sup>3</sup>	10.71 plg <sup>3</sup>	175.58 cm <sup>3</sup>
<b>clasificacion del perfil para flexion</b>		
1, alma conectada a los patines en forma continua		
2, chequeo de patin		
$bf/2tf \leq 65 \sqrt{F_y}$		
$bf/2tf$	8.67	
$65 \sqrt{F_y}$	10.83	
<b>el patin es compacto</b>		

3, chequeo de alma

$h/t_w \leq 640/\sqrt{F_y}$ , (donde  $F_y$  se expresa en Ksi)

$h/t_w = 47.50$   
 $640/\sqrt{F_y} = 106.67$

**el alma es compacta**

por tanto el perfil seleccionado es compacto y la cubierta de acero proporciona soporte lateral adecuado, por tanto la resistencia nominal  $M_n$  es igual a la resistencia por momento plástico  $M_p$

$M_p = F_y Z_x$  111.60 kips-pie 15.42 ton-m  
 $\phi M_p = 0.9 M_p$  100.44 kips-pie 13.88 ton-m

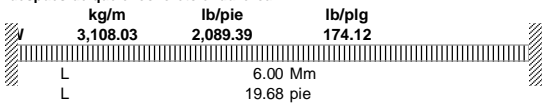
**$M_u \leq \phi M_p$  seccion satisfactoria**

**CALCULO DE LAS DEFLEXIONES PARA SECCION COMPUESTA**

la deflexion inmediata durante la fundicion

$\Delta_1 = (5WL^4)/(384EI_s)$  1/8 plg

despues de que el concreto endurezca



**ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION**

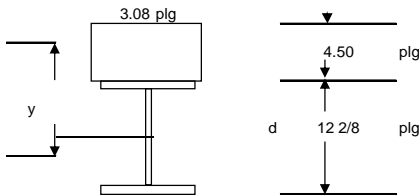
$M_u = WL^2/12$  67.44 kips-pie 9.32 ton-m  
 $M_u$  809.23 kips-plg  
 $S_{req}$  37.46 plg<sup>3</sup> 613.93 cm<sup>3</sup>

la deflexiones (a corto plazo y a largo plazo) de la seccion compuesta se necesitan los momentos de inercia de dos secciones transformadas  $I_{tr}$ , con anchos transformados de losa  $Bd/n$  y  $Bd/2n$  respectivamente la razon modular

$n = E_s/E_c$  10

para las deflexiones de la seccion compuesta que no implican el flujo plastico el ancho efectivo es

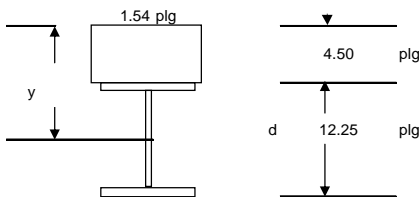
$bd/n$  3.08



componente	A(plg <sup>2</sup> )	y(plg)	Ay(plg <sup>3</sup> )	I (plg <sup>4</sup> )	d(plg)	I + Ad <sup>2</sup> (plg <sup>4</sup> )
concreto	13.85	2.25	31.17	23.38	2.98	146.36
viga acero	7.65	10.63	81.28	204.00	5.40	426.70
$\Sigma$	21.50		112.45			573.06
$y = Ay/A$	5.23					
$I_{ef} =$			573.06 plg <sup>4</sup>			

carga viva 0.94 kips/pie  
 0.08 kips/plg  
 ▲3 (por carga viva) 1/16 plg

la deflexion a largo plazo provocada por carga muerta (flujo plastico) despues de que el concreto se ha endurecido, debe basarse en el momento de inercia transformado obtenido con  $2n$  en vez de  $n$  por lo tanto se debe utilizar un ancho de losa transformado de



componente	A(plg <sup>2</sup> )	y(plg)	Ay(plg <sup>3</sup> )	I (plg <sup>4</sup> )	d(plg)	I + Ad <sup>2</sup> (plg <sup>4</sup> )
concreto	6.93	2.25	15.58	11.69	4.40	145.50
Viga acero	7.65	10.63	81.28	204.00	3.98	325.16
sma	14.58		96.87			470.66

$$y = Ay/A$$

$$I_{ef} = 470.66 \text{ plg}^4 \quad 19,590.34 \text{ cm}^4$$

$$\text{carga a largo plazo} \quad 0.21 \text{ kips/plg} \quad 0.03 \text{ ton-m}$$

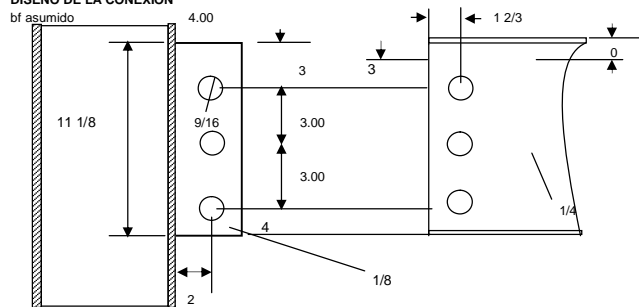
$$\Delta 4 \text{ (por carga a largo plazo por subdivisiones)} \quad 2/191 \text{ plg} \quad 0.027 \text{ cm}$$

$$\text{la deflexion total} \quad 1/6 \text{ plg} \quad 0.412 \text{ cm}$$

$$\text{deflexion permisible } L/360 \quad 3/8 \text{ plg} \quad 0.972 \text{ cm}$$

la seccion compuesta parcial es aceptable

#### DISEÑO DE LA CONEXIÓN



cortante V	20.56 kips	9.32 ton
tornillos A-325		
$\phi$	1/2 plg	1.27 cm
$L_e =$	3 plg	7.62 cm
$S_{min} = 3\phi$	3.00 plg	7.62 cm
holgura de agujero	1/16 plg	0.16 cm
diámetro de agujero h	9/16 plg	1.43 cm
esfuerzo de fluencia por tension del material		
Fu	58.00 ksi	4077.11 kg/cm <sup>2</sup>
la resistencia por cortante del tornillo con la rosca en el plano de cortante		
Fv	48.00 ksi	3374.16 kg/cm <sup>2</sup>
ancho de placa		
bs	4 plg	10.16 cm
espesor de patin de anclaje supuesto		
tws	3/8 plg	0.95 cm
porcion recortada en extremo de viga		
dd	0 plg	0.00 cm

A tornillo	0.20 plg <sup>2</sup>	1.27 cm <sup>2</sup>
resistencia a corte por un tornillo		
$\phi F_v A_b$	7.07 kips	3.21 ton
el numero de tornillos		
Nt	3	

determinando el espesor requerido de la placa por aplastamiento

la distancia de borde de placa a borde de agujero adyacente

$L_c = L_e - h/2$	2 5/7 plg	6.91 cm
$2\phi$	1 plg	2.54 cm

condicion  $L_c < 2\phi$  entonces

$$\phi R_n = 0.75 * 1.2 L_c t F_u \quad 141.92 \text{ t}$$

condicion  $L_c > 2\phi$  entonces

$$\phi R_n = 0.75 * 2.4 D t F_u \quad 52.20 \text{ t}$$

para el agujero adyacente al borde utilizar

$$\phi R_n = 52.20 \text{ t}$$

para los otros agujeros

$$L_c = S - h \quad 2 \text{ 7/16 plg} \quad 6.19 \text{ cm}$$

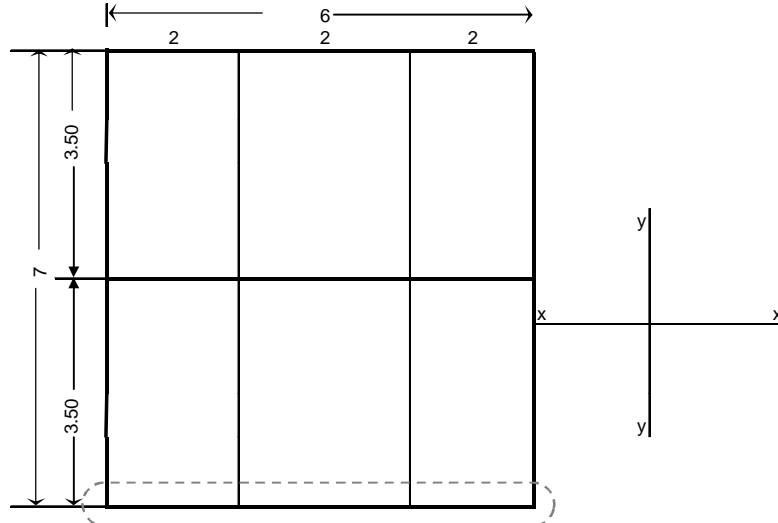
condicion  $L_c < 2\phi$  entonces

$$\phi R_n = 0.75 * 1.2 L_c t F_u \quad 127.24 \text{ t}$$



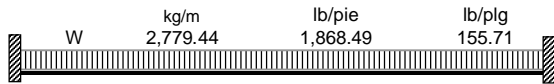
viga marco exterior

PLANTA DE LOSA



viguetas		4.00 unidades
marcos		3.00 unidades
Fy	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>	
Fy	36.00 ksi	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>
Eacero	29,000.00 lb/plg <sup>2</sup>	2038.55 kg/cm <sup>2</sup>
factor n para deflexion L/n	360.00	
f'c	3.00 ksi	211 kg/cm <sup>2</sup>
Wc	145.00 lb/pie <sup>3</sup>	2322.28 kg/m <sup>3</sup>
t losa	4.50 plg	0.11 m
altura de costilla hr	2.40 plg	0.06 m
<b>factor para carga viva</b>		<b>1.60</b>
<b>factor para carga muerta</b>		<b>1.20</b>
carga viva		200.00 kg/m <sup>2</sup>
carga concreto		202.00 kg/m <sup>2</sup>
carga piso ceramico		50.00 kg/m <sup>2</sup>
ductos		20.00 kg/m <sup>2</sup>
carga cielo falso		10.00 kg/m <sup>2</sup>
carga lamina estructural		6.34 kg/m <sup>2</sup>
carga muros tabique		90.00 kg/m <sup>2</sup>
peso supuesto de vigueta		12.00 lb/pie
carga por muros		0.00 kg/m <sup>2</sup>
modulos X-X		3.00
modulos Y-Y		2.00
ancho de franja tributaria (B)		3.50 m
longitud de diseño		6.00 m
area		21.00 m <sup>2</sup>
carga viva ultima		320.00 kg/m <sup>2</sup>
carga muerta total		378.34 kg/m <sup>2</sup>
carga muerta ultima		454.01 kg/m <sup>2</sup>
carga total ultima V+M		774.01 kg/m <sup>2</sup>
peso propio supuesto		17.85 kg/m
carga muerta viguetas		34.71 kg/m
carga uniforme por muros		0.00 kg/m
carga uniforme viva		1,120.00 kg/m
carga uniforme muerta		1,606.88 kg/m
carga uniforme total		2,779.44 kg/m





**viga**

el apoyo se asume con características de empotramiento apoyado ya que la union sera diseñada para resistir esfuerzos de corte y momento, restringiendo el giro.  
por comodidad en el uso del codigo para la construccion en acero AISC utilizaremos el sistema ingles de medida

**ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION**

M max = $WL^2/12$	60,306.02 lb-pie	8,333.23 kg-m
Sx1 requerido plg <sup>3</sup>	33.50 plg <sup>3</sup>	549.02 cm <sup>3</sup>
M respecto a cross	56.32 kips-pie	
Sx2 requerido plg <sup>3</sup>	31.29 plg <sup>3</sup>	512.70 cm <sup>3</sup>

consultando la seccion 2-13 del AISC para modulos de seccion de diferentes vigas W determinamos que la viga con un modulo de seccion Sx mayor o igual al requerido es **W10x12**

habiendo determinado la viga que satisface el madulo de seccion requerido por el miembro bajo condiciones de flexion encontramos la informacion sobre las medidas y propiedades de la seccion elegida en la seccion 1-31 del AISC

d	12 1/4	plg	31.12 cm
bf	6 1/2	plg	16.51 cm
tw	1/4	plg	0.64 cm
tf	3/8	plg	0.95 cm
h alma	11 7/8	plg	30.16 cm
A	7 13/20	plg <sup>2</sup>	49.35 cm <sup>2</sup>
Sx	33 2/5	plg <sup>3</sup>	547.33 cm <sup>3</sup>
Ix	204	plg <sup>4</sup>	8,491.12 cm <sup>4</sup>

**Sx viga > Sx2 requerido la seccion es satisfactoria**

**ANALISIS POR ESFUERZO CORTANTE**

cuando se analiza la resistencia a esfuerzos cortantes de una viga es necesario determinar las condiciones de estabilidad de la seccion dicha viga.

**1, ESTABILIDAD DEL ALMA DE LA VIGA**

$h/tw \leq 418/\sqrt{F_y}$ , (donde  $F_y$  se expresa en Ksi)

$h/tw =$	47.50
$418/\sqrt{F_y} =$	69.67

**el alma es estable**

cortante maximo	18.39 kips	8.34 ton
cortante resistente	59.54 kips	27.00 ton

**la seccion elegida resiste el cortante vertical**

**ANALISIS DE LA DEFLEXION INDUCIDA**

W=	0.16 kips/plg	2779.4377 kg/m
$\Delta = (W * L^4) / (384 * E * I)$ ,	3/16 plg	0.54 cm
$\Delta$ permisible L/360	3/8 plg	0.97 cm

**la seccion satisface el limite para deflexion**

Nota. Debido a que la deflexion permisible se satisface, el perfil seleccionado es capaz de soportar todas las cargas sobre si, en forma simple por tanto no es necesario colocar conectores de cortante, pero al colocar conectores de cortante para formar una seccion compuesta, es posible disminuir el tamaño de la seccion de la viga en virtud de la distribucion de los esfuerzos entre la seccion de concreto de la losa y la seccion de acero de la viga.

**SECCION COMPUESTA**

condiciones

**1, cimbra de lamina estructural paralela a la viga**

**2, no se considera el uso de puntales para la fundicion de losa**

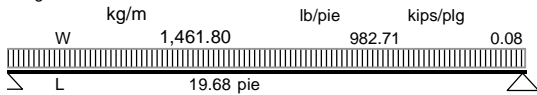
**ensayando una viga W10x15**

d	10	plg	25.40 cm
bf	4	plg	10.16 cm
tw	1/4	plg	0.64 cm
tf	1/4	plg	0.64 cm
h alma	9 5/8	plg	24.45 cm
A	4 41/100	plg <sup>2</sup>	28.45 cm <sup>2</sup>

Sx	13	4/5	plg <sup>3</sup>	226.14	cm <sup>3</sup>
Ix	68	9/10	plg <sup>4</sup>	2,867.83	cm <sup>4</sup>
Zx	16		plg <sup>3</sup>	262.19	cm <sup>3</sup>

antes de que el concreto frague las cargas aplicadas son

carga propia viga	15.00	lb/pie	22.32	kg/m
carga viva de construccion			100.00	kg/m <sup>2</sup>
carga por cimbra de lamina			6.34	kg/m <sup>2</sup>
carga de la losa			202.00	kg/m <sup>2</sup>
carga propia de la viga			22.31	kg/m
<b>cargas distribuidas</b>				
carga viva de construccion			350.00	kg/m
carga muerta			751.50	kg/m
carga ultima			1,461.80	kg/m



#### ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION

Mu = WL <sup>2</sup> /12	31.72	kips-pie	4.38	ton-m
Mu	380.60	kips-plg		
Fy	36,000.00	lb/plg <sup>2</sup>		
Sx requerido plg <sup>3</sup>	10.57	plg <sup>3</sup>	173.25	cm <sup>3</sup>

#### clasificacion del perfil para flexion

1, alma conectada a los patines en forma continua

2, chequeo de patin

$$bf/2tf \leq 65/\sqrt{F_y}$$

$$bf/2tf = 8.00$$

$$65/\sqrt{F_y} = 10.83$$

el patin es compacto

3, chequeo de alma

$$h/tw \leq 640/\sqrt{F_y}, \text{ (donde } F_y \text{ se expresa en Ksi)}$$

$$h/tw = 38.50$$

$$640/\sqrt{F_y} = 106.67$$

el alma es compacta

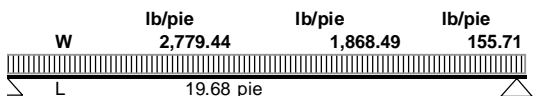
por tanto el perfil seleccionado es compacto y la cubierta de acero proporciona soporte lateral adecuado, por tanto la resistencia nominal Mn es igual a la resistencia por momento plastico Mp

$$M_p = F_y Z_x = 48.00 \text{ kips-pie} = 6.63 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_p = 0.9 M_p = 43.20 \text{ kips-pie} = 5.97 \text{ ton-m}$$

**Mu ≤ φMp seccion satisfactoria**

despues de que el concreto endurezca las carga resistida por la viga compuesta, ajustada por el peso del perfil de acero, es:



#### ANALISIS POR ESFUERZO DE FLEXION

Mu2 = WL <sup>2</sup> /12	60.31	kips-pie		
Mu	723.67	kips-plg		

#### ANCHO EFECVO DE LA LOSA Bd

para determinar el ancho efectivo de la losa de piso a cada lado del eje longitudinal de la viga se toma la mas pequeña de las siguientes cantidades

a) un octavo del claro

$$L/8 = 29.52 \text{ plg} = 74.98 \text{ cm}$$

b) la mitad de separacion entre centros de vigas

$$B/2 = 68.88 \text{ plg} = 174.96 \text{ cm}$$

c) distancia entre el eje longitudinal de la viga al borde de la losa

$$B_b = 137.76 \text{ plg} = 349.91 \text{ cm}$$

c se aplica unicamente a vigas de borde

según a y b, Bd	29.52 plg	74.98 cm
si es una viga central ingrese 0, si es una viga de borde ingrese 1.	0.00	
según a,b,c		
Bd	29.52 plg	74.98 cm
A seccion concreto Bd*(t-Hr)	61.992 plg <sup>2</sup>	399.95 cm <sup>2</sup>
As Fy	158.76 kips	72.00 ton
0,85 f' c Ac	158.08 kips	71.69 ton
la fuerza cortante en la interfaz entre el acero y el concreto es el menor valor de (AsFy) o (0,85 f' cAc)		
Vh	158.08 kips	71.69 ton
la profundidad del bloque de esfuerzos de compresion en la losa es		
a= Vh/(0,85f' cBd)	2.10 plg	5.33 cm
el brazo de momento del par resistente interno es		
y=(d/2) + t -(a/2)	8.45 plg	21.46 cm
la resistencia de diseño por flexion es		
øbMn = 0,85Vhy	1,135.41 kips-plg	
øbMn	94.62 kips-pie	13.07 ton-m
<b>øbMn ≥ Mu2</b>	<b>seccion satisfactoria</b>	
<b>REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE</b>		
Vmax	18.39 kips	8.34 ton
Vr	48.60 kips	22.04 ton
<b>Vmax&lt;Vr</b>	<b>seccion satisfactoria</b>	
el modulo de elasticidad del concreto es necesario para el diseño del conector de cortante		
Ec=Wc <sup>1.5</sup> *f' c	3,024.21 kips	1,371.53 ton
los requisitos diversos para conectores de cabeza son		
a) diametro maximo igual a 2,5 veces espesor del patin del perfil de acero		
ømax	5/8 plg	1.59 cm
ø	5/8 plg	1.59 cm
b) longitud minima igual a 4 diametros del conector		
Lmin	3 plg	6.35 cm
c) separacion longitudinal minima entre centros igual a 6 diametros		
Simin	4 plg	9.53 cm
d) separacion longitudinal maxima entre centros igual a 8 t		
SImax	36.00 plg	91.44 cm
e)separacion transversal minima entre centros igual a 4 diametros		
Stmin	3 plg	6.35 cm
Fy conector	60 kips	27.21 ton
Asc	5/16 plg <sup>2</sup>	1.98 cm <sup>2</sup>
<b>la resistencia por cortante de un conector puede ser el menor valor de</b>		
Qn=AsFy	18.41 kips	8.35 ton
Qn=0,5Asc*(f' cEc)	14.61 kips	6.63 ton
<b>Qn</b>	<b>14.61 kips</b>	<b>6.63 ton</b>
debido a que la las costillas son perpendiculares a la viga se requiere que la Qn sea multiplicada por el factor de reduccion Fr siempre y cuando sea menor o igual a 1 considerando		
numero de conectores por costilla		
Nr		1.00
ancho promedio de costilla		
Wr	5.00 plg	12.70 cm
altura de costilla		
hr	2 7/16 plg	6.20 cm
longitud del conector		
Hs	4 plg	10.16 cm
Fr=(0,85/√Nr)*(Wr/hr)*[(Hs/hr)-1]		
Fr	1.11 plg	2.83 cm
no se requiere reducir Qn		
el numero de conectores requerido entre el extremo de la viga y el centro del claro es		
N1=Vh/Qn		11 conectores
el numero de conectores para toda la viga es		
N=2N1		22 conectores
tomando en cuenta el numero de costillas apolladas sobre la viga		
numero de laminas perpendiculares sobre la viga		

ancho de lamina	36.50 plg	92.71 cm
costillas por lamina		3.00
No. Laminas		6.47
No. Costillas		19.41
conectores por costilla		1.11 conectores
<b>en cada costilla habra mas de un conector respetando S<sub>lmin</sub></b>		

debido a que la seccion de acero ofrece un exceso de resistencia por flexion podemos analizar la seccion compuesta de forma parcial esto se puede hacer reduciendo el numero de conectores el numero reducido de conectores para la viga sera

N		10.00 conectores
N1		5.00 conectores

la resistencia por cortante de N1

$$\sum Q_n = 73.06 \text{ kips} = 33.13 \text{ ton}$$

$$\sum Q_n \leq V_h \quad C = V_h$$

$$A_s F_y = 158.76 \text{ kips} = 72.00 \text{ ton}$$

si  $C \leq A_s F_y$  ok

parte de la seccion de acero debe estar en compresion

el eje neutro plastico esta en la seccion de acero

si el ENP estuviera en la parte inferior del patin, todo el patin estaria en compresion y la fuerza de compresion resultante seria

$$P_{yf} = b_f t F_y = 36.00 \text{ kips} = 16.33 \text{ ton}$$

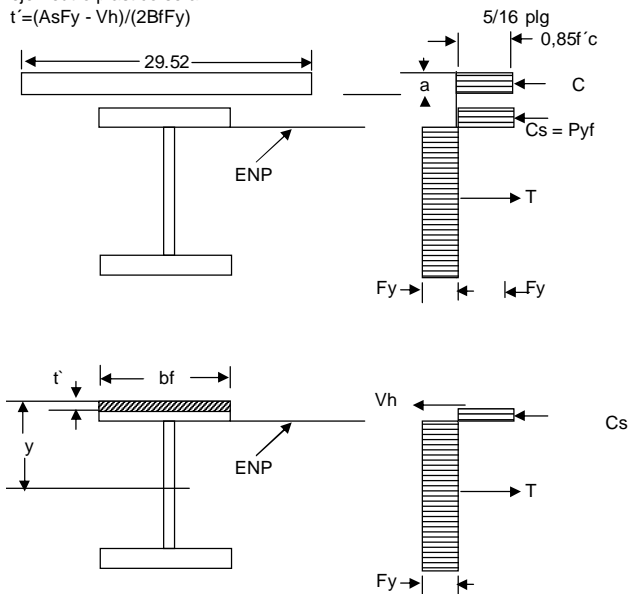
la fuerza neta por transmitirse en la interfaz del acero y el concreto es

$$T - C_s = T - P_{yf} = (A_s F_y - P_{yf}) - P_{yf} = 86.76 \text{ kips} = 39.35 \text{ ton}$$

este valor es menor que la fuerza de tension neta real  $\sum Q_n$

por lo que el patin superior no tiene que estar en compresion en todo su espesor por lo que el espesor del patin donde pasa el eje neutro plastico sera

$$t' = (A_s F_y - V_h) / (2 b_f F_y) = 0.76 \text{ cm}$$



la fuerza de tension resultante actuara en el centroide del area debajo del ENP.

la profundidad del bloque de esfuerzos de compresion en el concreto es:  
 $a = C / (0.85 f' c) = 0.97 \text{ plg} = 2.47 \text{ cm}$

componente	A(plg <sup>2</sup> )	y(plg)	Ay(plg <sup>3</sup> )
viga	4.41	5.00	22.05
segmento de patin	-1.19	0.15	-0.18
total	3.22		21.87

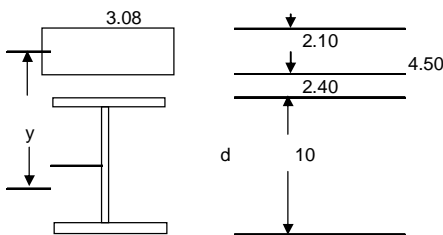
$$y = \sum Ay / \sum A = 6.79 \text{ plg} = 17.26 \text{ cm}$$

el brazo de momento para la fuerza de compresion en el concreto es:		
$l' = t - a/2$	10.81 plg	27.45 cm
el brazo de momento para la fuerza de compresion en el acero es:		
$l'' = y - t'/2$	6.64 plg	16.88 cm
al tomar momentos con respecto a la fuerza de tension		
$C_s = t'(bf)(F_y)$	42.85 kips/plg <sup>2</sup>	3012.27 kg/cm <sup>2</sup>
$M_n = \sum Q_n(l') + C_s(l'')$	1,074.35 kips-plg	
	89.53 kips-pie	12.37 ton-m
la resistencia de diseño de la seccion compuesta es		
$\phi M_n = 0.85 M_n$	76.10 kips-pie	10.52 ton-m
si el momento externo es en consideracion es		
$M_u$	60.31 kips-pie	8.33 ton-m
y $M_u < \phi M_n$		
$\phi M_n - M_u$	15.79 kips-pie	2.18 ton-m
<b>la seccion es satisfactoria</b>		
por lo tanto se colocaran conectores de cortante		
a cada	23.62 plg	59.98 cm
debe tomarse en cuenta que la distancia minima para soldar la cubierta a la viga sera	18.00 plg	45.72 cm

#### CALCULO DE LAS DEFLEXIONES PARA SECCION COMPUESTA

##### DEFLEXION INMEDIATA DURANTE LA FUNDICION

W losa + Wviga	490.29 lb/pie	729.50 kg/m
	0.041 kips/plg	0.73 ton/m
$\Delta 1 = (5WfL^4)/(384EIs)$	7/8 plg	2.10 cm
W viva por construccion	235.290 lb/pie	350.09 kg/m
	0.020 kips/plg	0.35 ton/m
$\Delta 2 = (5WfL^4)/(384EIs)$	3/8 plg	1.01 cm
la deflexion total antes de que el concreto endurezca		
$\Delta 1 + \Delta 2$	1 2/8 plg	3.11 cm
para las deflexiones que ocurren despues de que el concreto se ha endurecido, se necesitan los momentos de inercia de dos secciones transformadas: Itr con un ancho de losa transformada de b/n e Itr con un ancho de losa transformada de b/2n.		
la razon modular		
$n = E_s/E_c$	10	
para las deflexiones de la seccion compuesta que no implican el flujo plastico el ancho efectivo es		
$Bd/n$	3.08 plg	7.82 cm



componente	A(plg <sup>2</sup> )	y(plg)	Ay(plg <sup>3</sup> )	I(plg <sup>4</sup> )	d(plg)	I + Ad <sup>2</sup> (plg <sup>4</sup> )
concreto	6.46	1.05	6.79	2.38	3.43	78.29
viga acero	4.41	9.50	41.90	68.90	5.02	180.18
$\Sigma$	10.87		48.68			258.47

$$y = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{48.68}{10.87} = 4.48 \text{ plg} \quad 11.37 \text{ cm}$$

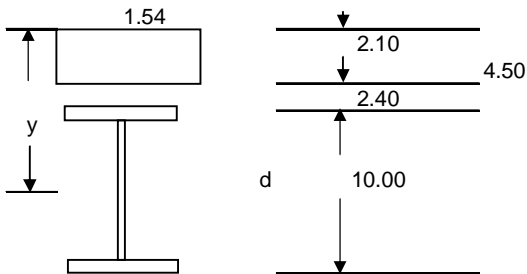
el momento de inercia transformado

$$I_{tr} = 258.47 \text{ plg}^4 \quad 10,758.18 \text{ cm}^4$$

como se esta utilizando una accion compuesta parcial, debe usarse un momento de inercia transformado reducido. De la ecuacion C-I3,6 del AISC este momento de inercia efectivo es

$I_{ef} = I_s + \text{raiz}^2(Q_{total}/C_f) (I_{tr} - I_s)$		
$I_s$	68.90 plg <sup>4</sup>	2,867.83 cm <sup>4</sup>
$Q_{total}$	73.06 kips	33.13 ton
$C_f$	158.08 klb	71.69 ton
$I_{ef} =$	197.77 plg <sup>4</sup>	8,231.81 cm <sup>4</sup>
carga viva	0.75 kips/plg 0.06 kips/plg	0.10 ton-m
$\Delta 3$ (por carga viva)	7/16 plg	1.13 cm

la deflexion a largo plazo provocada por carga muerta (flujo plastico) despues de que el concreto se ha endurecido, debe basarse en el momento de inercia transformado obtenido con 2n en vez de n por lo tanto se debe utilizar un ancho de losa transformado de  $Bd/2n$



1.54 plg 3.91 cm

componente A(plg <sup>2</sup> )	y(plg)	Ay(plg <sup>3</sup> )	I (plg <sup>4</sup> )	d(plg)	I + Ad <sup>2</sup> (plg <sup>4</sup> )
concreto	3.23	1.05	3.39	1.19	4.88 78.04
viga acero	4.41	9.50	41.90	68.90	3.57 125.23
sma	7.64		45.29		203.27

$y = Ay/A$  5.93 plg 15.05 cm

$I_{tr}$	203.27 plg <sup>4</sup>	8,460.72 cm <sup>4</sup>
$I_{ef} = I_s + \text{raiz}^2(Q_{total}/C_f) (I_{tr} - I_s)$		
$I_s$	68.90 plg <sup>4</sup>	2,867.83 cm <sup>4</sup>
$Q_{total}$	73.06 kips	33.13 ton
$C_f$	158.08 klb	71.69 ton
$I_{ef} =$	160.25 plg <sup>4</sup>	6,669.96 cm <sup>4</sup>

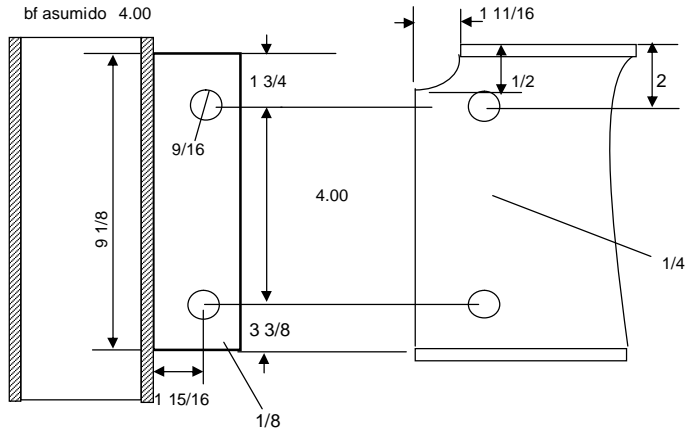
la carga a largo plazo sera la carga muerta aplicada despues de que el concreto endurezca

W tabiques	0.018 kips/plg	0.32 ton/m
W cielo falso	0.002 kips/plg	0.04 ton/m
W piso ceramico	0.010 kips/plg	0.18 ton/m
W ductos	0.004 kips/plg	0.07 ton/m
carga a largo plazo	0.03 kips/plg	0.60 ton/m
$\Delta 4$ (por carga a largo plazo)	5/16 plg	0.74 cm
la deflexion total sera $\Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 3 + \Delta 4$		
la deflexion total	2 plg	4.98 cm
deflexion permisible L/360	3/8 plg	0.97 cm

**rediseñe la seccion compuesta parcial**

### DISEÑO DE LA CONEXIÓN

bf asumido 4.00



cortante V	18.39 kips	8.34 ton
tomillos A-307		
$\phi$	1/2 plg	1.27 cm
Le=	1 3/4 plg	4.45 cm
Smin=3 $\phi$	4.00 plg	10.16 cm
holgura de agujero	1/16 plg	0.16 cm
diametro de agujero h	9/16 plg	1.43 cm
esfuerzo de fluencia por tension del material		
Fu	58.00 ksi	4077.11 kg/cm <sup>2</sup>
la resistencia por cortante del tornillo con la rosca en el plano de cortante		
Fv	24.00 ksi	1687.08 kg/cm <sup>2</sup>
patin de viga de anclaje supuesto		
bs	4.00 plg	10.16 cm
alma de viga de anclaje supuesto		
tws	1/4 plg	0.64 cm
porcion recortada en extremo de viga		
dd	1/2 plg	1.27 cm
A tornillo	0.20 plg <sup>2</sup>	1.27 cm <sup>2</sup>
resistencia a corte por un tornillo		
$\phi$ FvAb	3.53 kips	1.60 ton
el numero de tornillos requerido		
Nt	5	5
determinando el espesor requerido de la placa por aplastamiento		
la distancia de borde de placa a borde de agujero adyacente		
Lc=Le-h/2	1 1/2 plg	3.73 cm
2 $\phi$	1 plg	2.54 cm
condicion Lc<2 $\phi$ entonces		
$\phi$ Rn=0,75*1,2LctFu	76.67 t1	
condicion Lc>2 $\phi$ entonces		
$\phi$ Rn=0,75*2,4DtFu	52.20 t1	
para el agujero adyacente al borde utilizar		
$\phi$ Rn=	52.20 t1	
para los otros agujeros		
Lc=S-h	3 7/16 plg	8.73 cm
condicion Lc<2 $\phi$ entonces		
$\phi$ Rn=0,75*1,2LctFu	179.44 t1	
condicion Lc>2 $\phi$ entonces		
$\phi$ Rn=0,75*2,4DtFu	52.20 t1	
para agujeros intermedios utilizar		
$\phi$ Rn=	52.20 t1	
No. de tornillos de borde	1.00	
No. De tornillos intermedio	1.00	
la resistencia total por aplastamiento		
Rp=	104.40 t1	

igualando la resistencia total por aplastamiento con el cortante aplicado  
 $t1=V/Rp$  0.18 plg 0.45 cm

para el alma de la viga  $tw$   
 $tw>t$  ok 4/16 plg 0.64 cm

para determinar el espesor requerido de la placa por cortante, considere un seccion vertical a traves de la placa

$\phi Rn = 0,90(0,6*AgFy)$   
 $Ag\ placa=th$  9 1/8 t2  
 si  $\phi Rn$  18.39 kips 8.34 ton  
 $t=(\phi Rn)/(0,9*0,6hFy)$  0.10 plg 0.26 cm

gobierna el mayor de los valores entre  $t1$  y  $t2$   
 $t$  3/16 plg

**verificando la resistencia del bloque de cortante en el alma de la viga**

**numero de agujeros** 2

**numero de hileras** 1

area total en cortante

$Agv=$  1 1/2 plg<sup>2</sup> 9.68 cm<sup>2</sup>

area neta encortante

$Anv$  1 2/8 plg<sup>2</sup> 8.32 cm<sup>2</sup>

area total en tension

$Agt$  3/8 plg<sup>2</sup> 2.72 cm<sup>2</sup>

area neta en tension

$Ant$  1/3 plg<sup>2</sup> 2.27 cm<sup>2</sup>

aplicando las ecuaciones J4-3a Y J4-3b del AISC

la resistencia por ruptura del bloque de cortante

$Rn = \phi[0,6FyAgv + FuAnt]$  9.01 kips 4.08 ton

$\phi Rn = \phi[0,6FuAnv + FyAgt]$  22.25 kips 10.09 ton

el mayor de los valores dados según las ecuaciones J4-3a y J4-3b del AISC

sera el que gobierne la fractura basados en el bloque de cortante

$Rn$  22.25 kips 49.07 ton

**condicion  $Rn>V$  el bloque resiste el cortante**

#### DISEÑO DE LA SOLDADURA EN LA CONEXIÓN

electrodo 70xx

$Fe$  70 ksi 4920.64 kg/cm<sup>2</sup>

$Fw$  42 ksi 2952.39 kg/cm<sup>2</sup>

$\phi Fw$  31.50 ksi 2214.29 kg/cm<sup>2</sup>

$tw$  metal base asumido 1/4 plg 0.64 cm

$tw$  placa conectada 3/16 plg 0.45 cm

el ancho de soldadura según tabla J2,4 del AISC

$w$  1/8 plg 0.32 cm

la resistencia por unidad de soldadura sera

$VrF=0,707w\phi Fw$  2.78 kips/plg 49.70 ton/m

chequeo de la resistencia del metal base

$VrT=0,90(0,60Fytw)$  4.86 kips/plg 86.77 ton/m

entre los valores  $VrF$  y  $VrT$  gobierna el menor

usar 2.78 kips/plg 49.70 ton/m

longitud de filete requerida

$LF=V/(VrF \text{ o } VrT)$  6.60 plg 16.78 cm

según el AISC la longitud minima  $4w$

$Lmin$  0.50 plg 1.27 cm

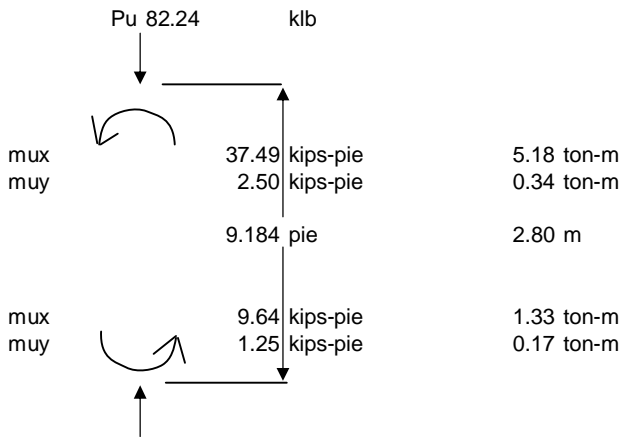
**usar LF**



## COLUMA CRITICA

sobre marco central columna exterior  
 carga uniforme total distribuida  
 longitud de viga marco central  
 carga de compresion por piso  
 carga de compresion por dos pisos

2089.39 lb/pie	3109.93 kg/m
19.68 pie	6 m
41119.24 lb	18648.18 kg
82238.48 lb	37296.36 kg



### DATOS

Pu	82.24 kips	37.30 ton
Mx	37.49 kips-pie	5.18 ton-m
My	2.50 kips-pie	0.34 ton-m
K	0.65	
L	110.208 plg	2.80 m
Fy	36 ksi	2530.62 kg/cm <sup>2</sup>

KL	71.64 plg	1.82 m
KL	5.97 pie	

ya que  $KL < 10$  se asume un perfil W8X24

d	7 7/8 plg	20.00 cm
bf	6 1/2 plg	16.51 cm
tw	1/4 plg	0.64 cm
tf	3/8 plg	0.95 cm
h alma	7 1/2 plg	19.05 cm
A	7 plg <sup>2</sup>	45.68 cm <sup>2</sup>
Sx	20 8/9 plg <sup>3</sup>	342.49 cm <sup>3</sup>
Ix	82 4/5 plg <sup>4</sup>	3446.40 cm <sup>4</sup>

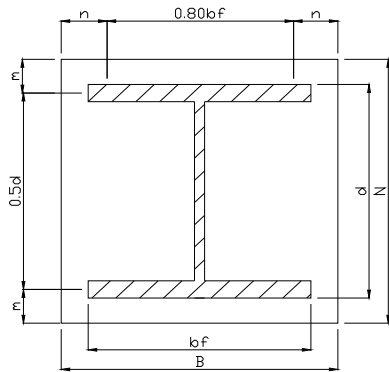
E acero	29000 lb/plg <sup>2</sup>	2038.55 kg/cm <sup>2</sup>
rx	3 3/7 plg	8.69 cm
ry	1 3/5 plg	4.09 cm
Zx	23 1/5 plg <sup>3</sup>	380.18 cm <sup>3</sup>
Zy	8 4/7 plg <sup>3</sup>	140.44 cm <sup>3</sup>
KL/rx	20.95	
KL/ry	44.49	

de la tabla C-36 seccion 3 del AISC

Fa	18.78 ksi	1320.14 kg/cm <sup>2</sup>
Pa	133 kips	60.30 ton
Pa > Pu	ok	

## PLACA DE APOYO

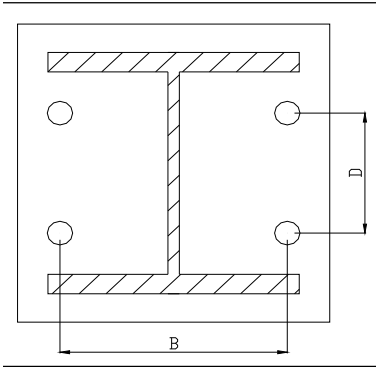
### PLACA DE APOYO PARA LA COLUMNA



d	7 7/8 plg	20.00 cm
bf	6 1/2 plg	16.51 cm
tw	3/8 plg	0.95 cm
tf	1/4 plg	0.64 cm
<b>pedestal</b>		
ancho	12 plg	30.48 cm
profundidad	12 plg	30.48 cm
f'c	3 ksi	210.88 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	36 ksi	2530.62 kg/cm <sup>2</sup>
Area p	144 plg <sup>2</sup>	929.03 cm <sup>2</sup>
Pu	82.24 kips	37.30 ton
placa base		
$A_{pl} = (1/A_p) * (P_u / (0.6 * 0.85 f'_c))^2$	20.1 plg <sup>2</sup>	129.44 cm <sup>2</sup>
$\Delta = 0.5 * (0.95d - 0.80bf)$	1 1/8 plg	2.90 cm
$N = \text{raiz}^2(A_{pl}) + \Delta$	5.6 plg	14.27 cm
$B = A_{pl}/N$	3.6 plg	9.07 cm
tomando en cuenta el tamaño de la seccion de columna		
N	10 plg	25.40 cm
B	10 plg	25.40 cm
Po (carga asociada al area encerrada por la columna)		
$P_o = (P_u / (B * N)) * (bf * d)$	42.10 kips	19.09 ton
valor del area en forma de H		
$(P_o / (0.60 * 0.85 * \text{raiz}^2(A_p / bf * d) * f'_c)) < o = P_o / (0.60 * 1.7 * f'_c)$		
<b>Ah 1</b>	<b>13.94 plg<sup>2</sup></b>	<b>89.96 cm<sup>2</sup></b>
Ah 2	13.76 plg <sup>2</sup>	88.75 cm <sup>2</sup>
longitud c de voladizo		
a = d + bf - tf	14.13	
b = 4 * (Ah - (tf * bf))	49.27	
e = Raiz <sup>2</sup> (a <sup>2</sup> -b)	12.26	
c = (a - e) / 4	0.47 plg	1.19 cm
espesor de la placa		
m = (N - 0.95 * d) / 2	1.26 plg	3.20 cm
n = (B - 0.8 * bf) / 2	2.40 plg	6.10 cm
q = 2 Pu	164.48 kips	74.59 ton
r = 0.9 * Fy * B * N	3240.00 kips	1469.39 ton
el mayor de:		
tp = raiz <sup>0</sup> (q/r) =	5/16 plg	0.73 cm
tp = raiz <sup>m</sup> (q/r) =	1/8 plg	0.24 cm
tp = raiz <sup>c</sup> q/r =	0 plg	0.00 cm

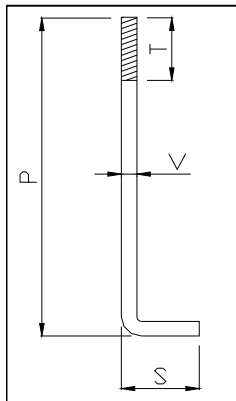
## PERNOS DE ANCLAJE

### PERNOS DE ANCLAJE



Fy	36 ksi	2530.62 kg/cm <sup>2</sup>
Mx	1.33 kips-pie	0.18 ton-m
My	0.17 kips-pie	0.02 ton-m
D	5 plg	12.70 cm
B	6 plg	15.24 cm
Hx	3.2 kips	1.45 ton
Hy	0.3 kips	0.16 ton
ancho placa	10 plg	25.40 cm
largo placa	10 plg	25.40 cm
cortante V	3.2 kips	1.45 ton
tornillos A-307		
∅	5/8 plg	1.59 cm
Le=	2.5 plg	6.35 cm
Smin=3∅	5 plg	12.70 cm
holgura de agujero	1/8 plg	0.32 cm
diametro de agujero h	3/4 plg	1.91 cm
esfuerzo de fluencia por tension del material		
Fu	58 ksi	4077.11 kg/cm <sup>2</sup>
la resistencia por cortante del tornillo con la rosca en el plano de cortante		
Fv	48 ksi	3374.16 kg/cm <sup>2</sup>
ancho de placa		
bs	10 plg	25.40 cm
espesor de placa propuesto según calculo		
tws	3/8 plg	0.95 cm
porcion recortada en extremo de viga		
dd	0 plg	0.00 cm
A tornillo	0.31 plg <sup>2</sup>	1.98 cm <sup>2</sup>
resistencia a corte por un tornillo		
∅FvAb	11.04 kips	5.01 ton
el numero de tornillos		
Nt	0.3	
determinando el espesor requerido de la placa por aplastamiento		
la distancia de borde de placa a borde de agujero adyacente		
Lc=Le-h/2	2.125 plg	5.40 cm
2∅	1.25	
condicion Lc<2∅ entonces		
∅Rn=0,75*1,2LctFu	110.925 t	
condicion Lc>2∅ entonces		

$\phi R_n = 0,75 * 2,4 D_t F_u$	65.25 t	
para el agujero adyacente al borde utilizar $\phi R_n =$	65.25 t	
para los otros agujeros		
$L_c = S - h$	4.25 plg	10.80 cm
condicion $L_c < 2\phi$ entonces		
$\phi R_n = 0,75 * 1,2 L_c F_u$	221.85 t	
condicion $L_c > 2\phi$ entonces		
$\phi R_n = 0,75 * 2,4 D_t F_u$	65.25 t	
para agujeros intermedios utilizar $\phi R_n =$	65.25 t	
No. de tornillos de borde	1	
No. De tornillos intermedio	1	
la resistencia total por aplastamiento		
$R_p =$	130.5 t	
igualando la resistencia total por aplastamiento con el cortante aplicado $t = V / R_p$	0 plg	0.06 cm



P	16 plg	40.64 cm
S	3 plg	7.62 cm
T	3 plg	7.62 cm
V	5/8 plg	1.59 cm

## COLUMNA CORTA PARA ANCLAJE

### SECCION

ancho W	12 plg	30.48 cm
profundidad t	12 plg	30.48 cm
longitud	4 pie	1.22 m
Pu	82.24 kips	37.30 ton
f'c	4000 psi	281.18 kg/cm <sup>2</sup>
Ag = W x t	144 plg <sup>2</sup>	929.03 cm <sup>2</sup>

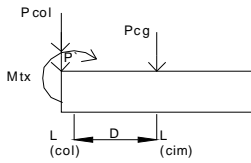
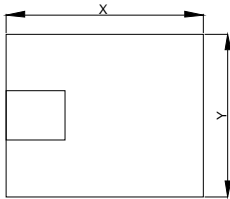
### ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL

No varillas	4	
diametro	1/2	
Fy	60000 psi	
Avarilla	0.20 plg <sup>2</sup>	0.01 kg/cm <sup>2</sup>
Ast	0.79 plg <sup>2</sup>	0.06 kg/cm <sup>2</sup>
$P_n (\text{max}) = 0,80 * (0,85 * f'c * (Ag - Ast) + Ast * Fy)$		
Pn	427.24 kips	193.76 ton
Pn > Pu	ok	

**CALCULO DE CIMENTACION INDIVIDUAL EXCENTRICA**

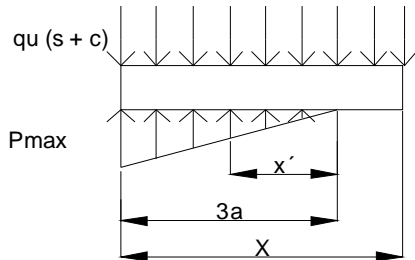
**DATOS**

Pu	37.30 ton
Mux	0.18 ton-m
Muy	0.02 ton-m
f'c	281.00 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
Vs	21.00 ton/m <sup>2</sup>
Pes	1.4 ton/m <sup>3</sup>
altura de columna	1.22 m
desplante	1.1 m
ancho W	0.30 m
profundidad t	0.30 m
F.C.U.	1.49
P.E.C.	2.4 ton/m <sup>3</sup>
peso de columna	0.27 ton
p' carga de trabajo = Pu/F.C.U	25.03 ton
Mtx de trabajo = Mux / F.C.U	0.12 ton-m
mtx de trabajo = Muy / F.C.U	0.02 ton-m
A = Pu / Vs	1.78 m <sup>2</sup>
X	2.6 m
Y	1.4 m
T	0.25 m
A(x,y)	3.64 m <sup>2</sup>
Pcol	0.27 ton
Psuelo	5.70 ton
Pcimiento	2.18 ton
<b>Pcg = Pcol + Psuelo + Pcim + P'</b>	<b>33.19 ton</b>



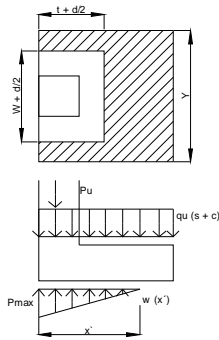
$D = (Y/2) - (W/2)$	0.69 m
$Mcg = -Mx + P' * D + Pcol * D$	17.27 ton-m
la excentricidad debida a Pcg y Mcg	
$e = Mcg / Pcg$	0.52 m
$L / 6 = X / 6$	0.43 m
$e > L / 6$ entonces $P_{max} = 2P / 3Y * (X / 2 - e)$	20.27 ton

$P_{max} < V_s$	dimensiones aceptadas
presion ultima de suelo + cimiento	
$qu (s + c) = F.C.U * (desplante * Pes + t * Pec)$	3.23 ton/m <sup>2</sup>



$a = X / 2 - e$  0.78 m  
 $3a$  2.34 m  
 por relacion de triangulos semejantes  
 $w(x') / x' = P_{max} / 3a$  entonces  
 $w(x') = (P_{max} / 3a) * (x')$   
 8.66 x' ton/m<sup>3</sup>

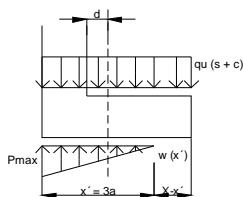
diseño del espesor del cimiento



diametro de refuerzo asumido O 5/8 plg  
 recubrimiento lateral s 3 plg  
 $d = T - O/2 - s$  0.17 m  
 $W + d$  0.47 m  
 $t + d/2$  0.39 m  
 la seccion critica de punzonamiento con respecto a X se localiza en  $x' = 3a - (t+d/2)$  1.95 m  
 sustituyendo en la ecuacion de carga  $w(x')$  16.91 ton/m<sup>2</sup>

el corte punzonante actuante es  
 $V_{ac} = Pu + qu(s+c) * ((W+d) * (t + d/2) - ((P_{max} + w(x')/2) * ((W+d) * (t + d/2)))$  34.49 ton  
 el corte punzonante resistente es  
 $B =$  lado largo / lado corto de zapata 1.86  
 $b_o = 2 * ((W + d) + (t + d/2))$  1.72 m  
 $V_r = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$  43.01 ton  
 $V_{ac} < V_r$

el corte simple es  
 la seccion critica de corte con respecto a X se localiza en  $x' = 3a - (t+d)$  1.87 m



la ecuacion de corte  $0 < x' < 3a$   
 $V = qu(s+c) * (X-3a) + qu(s+c) * x' - 0.5 * x' * w(x')$   
 para obtener e cortante maximo a una distancia  $x'$   
 derivarivamos la ecuacion de corte igualandola a cero  
 $dv/dx' = qu(s + c) - 0.5 * w * x'$  4.33 x'  
 $0.5 * w =$  0.75 m  
 despejano para corte maximo  $x' = qu(s + c) / 0.5 * w$  0.842 ton/m  
 sustituyendo  $x'$  en la ecuacion de corte el corte max =  
 chequeando el corte simple en la seccion critica de corte respecto a X -8.25 ton/m  
 Vr que gobierna 8.25 ton/m

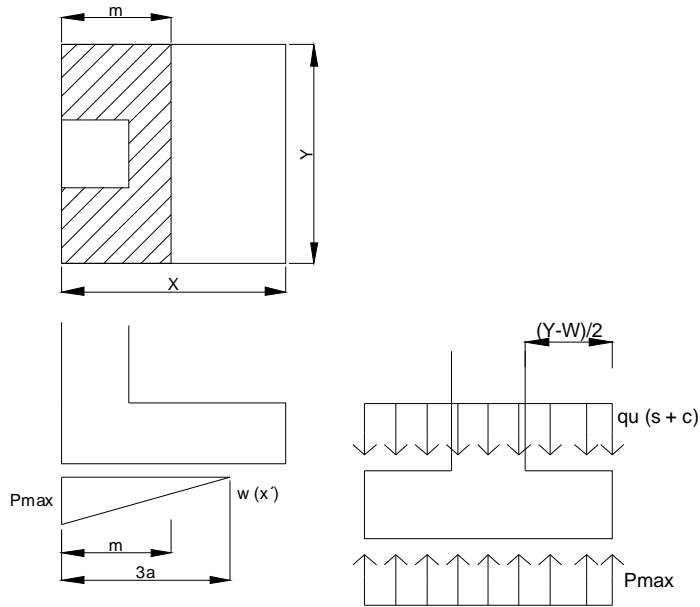
para una franja unitaria bw	1.00 m
$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$	12.53 ton
$V_{ac} < V_r$	
refuerzo por flexion	
flexion sentido x-x chequeando los momentos criticos	
a) al rostro de la columna $X = 3a$ - ancho de columna W	2.03 m
b) cuando $V=0$ , M max de la ecuacion de corte se resuelve por formula cuadratica	
$a = 0,5 * w$	4.33
$b = -qu (s + c)$	-3.23
$c = -qu (s + c) * (X-3a)$	-0.842
la distancia x' para Mmax	1
	0.95 m
la distancia x' para Mmax	2
	-0.20 m
x' para Mmax según formula cuadratica	0.95 m
la carga en los puntos criticos sera	
$w(x')$ en el rostro de la columna	17.63 ton/m <sup>2</sup>
$w(x')$ para momento maximo	8.23 ton/m <sup>2</sup>
por sumatoria de momentos = Mact	
$M_{act} = (q (s+c)/2) * (x' + (X-3a))^2 - (w x'^2/6) = 0$	
Mact a rostro de columna	-3.66 ton-m/m
Mact para x' de max	1.13 ton-m/m

el refuerzo minimo para la zapata sera en una franja de 12 plg = 1 pie	
$A_s \text{ min} = 0,002 * b * T$	7.00 cm <sup>2</sup>
el momento resistente debido por el acero minimo sera	
$M_r = 0,9 * A_s * F_y * (d - ((A_s * F_y) / (1,7 * f'c * b)))$	-1624.09 ton-m
	-1624.09 ton-m

chequeo por flexion sentido x-x	
se considera para este chequeo al ancho desde el rostro de la columna hasta el borde del cimientto como la seccion critica a flexion	
seccion critica	0 m
momento actuante	3.66 ton-m/m
base	1.4 m
peralte	0.17 m
recubrimiento lateral	3 plg
a	263.76
b	-69662.25
c	406351.64
de formula cuadratica (+) area de acero	258.14 cm <sup>2</sup>
de formula cuadratica (-) area de acero	5.97 cm <sup>2</sup>
area de acero minima	7.00 cm <sup>2</sup>
area de acero a utilizar	7.00 cm <sup>2</sup>
sentido x-x	

	diametro de refuerzo	area cm <sup>2</sup>	varillas	S (m)
	3/4	2.85	2	1
	5/8	1.98	4	0.49
	1/2	1.27	6	0.28
	3/8	0.71	10	0.14





m	1	m
3a-m	1.34	m
w(x')	12	ton/m <sup>2</sup>
Y-W/2	0.55	m
q prom ((Pmax + w(x'))/2)	7	ton/m <sup>2</sup>
el momento a rostro de la columna sera		
Mu= q prom * ((Y-W)/2) <sup>2</sup> /2 - qu (s + c) * ((Y-W)/2) <sup>2</sup> /2	1	ton-m/m
diametro x-x	3/8	plg
diametro y-y	3/8	plg
dy-y = T - (diametro x-x/2) - (diametro y-y/2)	0.24	m

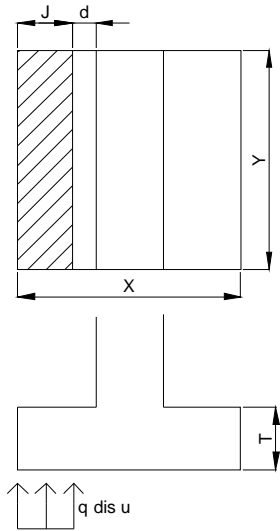
chequeo por flexion en el sentido longitudinal y-y  
 se considera para este chequeo al ancho desde el rostro de la columna hasta el borde del cimient como la seccion critica a flexion

seccion critica	0 m
momento actuante	1 ton-m/m
base	2.6 m
peralte	0.24 m
recubrimiento lateral	3 plg
a	142.026698
b	-102861.8
c	69768.4589
de formula cuadratica (+) area de acero	723.56 cm <sup>2</sup>
de formula cuadratica (-) area de acero	0.68 cm <sup>2</sup>
area de acero minima	12.74 cm <sup>2</sup>
area de acero a utilizar	12.74 cm <sup>2</sup>

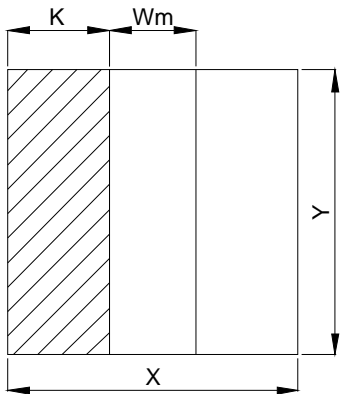
sentido y-y	diametro de refuerzo	area cm <sup>2</sup>	varillas	S (m)
	3/4	2.85	4	1
	5/8	1.98	6	0.45
	1/2	1.27	10	0.27
	3/8	0.71	18	0.15

## CIMIENTO CORRIDO CONCENTRICO

carga unitaria	0.028 kips/pie <sup>2</sup>	0.14 ton/m <sup>2</sup>
altura de muro	12 pie	3.66 m
longitud de muro	8 pie	2.44 m
area	96 pie <sup>2</sup>	8.91 m <sup>2</sup>
Pu	2.69 kips	1.22 ton
Mux	1.33 kips-pie	0.18 ton-m
Muy	0.17 kips-pie	0.02 ton-m
F'c	4000.00 psi	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	60000.00 psi	4217.70 kg/cm <sup>2</sup>
vs	2 ton/pie <sup>2</sup>	21.54 ton/m <sup>2</sup>
Vs	4.42 kips/pie <sup>2</sup>	21.58 ton/m <sup>2</sup>
P.E.S	135 lb/pie <sup>3</sup>	2.16 ton/m <sup>3</sup>
Fcu	1.49	
P.E.C	149.7 lb/pie <sup>3</sup>	2.40 ton/m <sup>3</sup>
desplante	3.5 pie	1.07 m
altura de columna	10 pie	3.05 m
ancho W de columna	6 plg	15.24 cm
profundidad t e columna	6 plg	15.24 cm
F.C.U.	1.49	
P.E.C.	149.7 lb/pie <sup>3</sup>	2.40 ton/m <sup>3</sup>
peso de columna	374.3 lb	169.73 kg
p` carga de trabajo = Pu/F.C.U	0.12 kips	0.05 ton
Mtx de trabajo = Mux / F.C.U	0.89 kips-pie	0.12 ton-m
mtY de trabajo = MuY / F.C.U	0.12 kips-pie	0.02 ton-m
A = Pu / Vs	0.61 pie <sup>2</sup>	0.06 m <sup>2</sup>
X	1.5 pie	0.46 m
Y	1.00 pie	0.30 m
T	8 plg	20.32 cm
recubrimiento lateral R	3 plg	7.62 cm
diametro de refuerzo O	3/8 plg	0.95 cm
A(x,y)	1.5 pie <sup>2</sup>	0.14 m <sup>2</sup>
Pcol	0.37 kips	0.17 ton
Psuelo	0.71 kips	0.32 ton
Pcimiento	0.15 kips	0.07 ton
Pcg = Pcol + Psuelo + Pcim + P`	1.35 kips	0.61 ton
la presion sobre el suelo q max	2.22 kips/pie <sup>2</sup>	10.83 ton/m <sup>2</sup>
no existen presiones de tension en el suelo		
q dis u	3.30 kips/pie <sup>2</sup>	16.13 ton/m <sup>2</sup>
chequeo del corte simple		
d= T-R-O/2	4.81 plg	12.22 cm



ancho de muro $W_m$	6.00	plg	15.24	cm
J	0.10	pie	3.02	cm
el cortante actuante $V_{act}$				
$V_{act} = Y * J * q \text{ dis } u$	0.33	kips	0.15	ton
cortante resistente $V_r$				
$V_r = 2 \text{ raiz}^2(f'c) * b * d$	7.30	kips	3.31	ton
el espesor es adecuado				
chequeo por flexion				



K	0.50	pie	0.15	m
$M_{act} = q \text{ dis } u * K^2 / 2$	0.41	kips-pie	0.06	ton-m
momento actuante	0.41	kips-pie/pie	0.06	ton-m
base	12	plg	30.48	cm
peralte	5	plg	12.22	cm

recubrimiento lateral			3 plg		7.62 cm
a			44117.64706		
b			-288750		
c			5503.88819		
de formula cuadratica (+) area de acero			6.53 plg <sup>2</sup>		42.10 cm <sup>2</sup>
de formula cuadratica (-) area de acero			0.02 plg <sup>2</sup>		0.12 cm <sup>2</sup>
area de acero minima			0.12 plg <sup>2</sup>		0.75 cm <sup>2</sup>
area de acero a utilizar			0.12 plg <sup>2</sup>		0.75 cm <sup>2</sup>
sentido y-y					
diametro de refuerzo		area plg <sup>2</sup>	varillas	S (plg)	S (cm)
	0.5	0.20	1	-29	-74
	0.375	0.11	1	262	666
	0.25	0.05	2	9	23
en el sentido Y no existe flexion por tanto colocaremos el acero or temperatura					
As temp = 0,2% * X * T			0.288 plg <sup>2</sup>		
diametro de refuerzo		area plg <sup>2</sup>	varillas	S (plg)	
	0.5	0.20	1	26	65
	0.375	0.11	3	7	19
	0.25	0.05	6	2	6

**INTEGRACION DE PRESUPUESTO**

<b>OBRA GRIS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
alambre de amarre	lb	150	4.2	Q 630.00
arena de río	m <sup>3</sup>	18	90	Q 1,620.00
block pomez 14x19x39 cm x 25 kg/cm2	u	1516	2.3	Q 3,486.80
block pomez mitad 14x19x19 cm x 25 kg/cm2	u	110	1.3	Q 143.00
block pomez U 14x19x39 cm x 25 kg/cm2	u	275	2.65	Q 728.75
cemento portland ugc	sacos	170	37	Q 6,290.00
concreto 210 kg/cm2 con bomba	m <sup>3</sup>	7	825	Q 5,775.00
electromalla 6" x 6" (8/8) Fy=60 ksi de 6.00 m x 2.44 m	u	7	245	Q 1,715.00
hierro corrugado grado 40 1/2"	qq	8	230	Q 1,840.00
hierro corrugado grado 40 3/8"	qq	19	230	Q 4,370.00
hierro liso de 1/4"	qq	3	210	Q 630.00
material selecto para relleno	m <sup>3</sup>	9	70	Q 630.00
pedrin de 3/4"	m <sup>3</sup>	18	125	Q 2,250.00
pedrin de 3/8"	m <sup>3</sup>	4	125	Q 500.00

<b>ACABADOS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
adhesivo para piso ceramico pegamix y azulejo	bolsa	25	32	Q 800.00
azulejo de 15 x 15 cm samboro bone	m <sup>2</sup>	15	68	Q 1,020.00
boquilla color barro con arena para estucar piso ceramico	bolsa	6	38	Q 228.00
boquilla color blanco sin arena para estucar azulejo	bolsa	1	38	Q 38.00
cargadores para lavamanos	unidad	4	7	Q 28.00
ducha marca americana	unidad	1	45	Q 45.00
lavamanos con llave de chorro habitat incesa estandar	unidad	2	450	Q 900.00
llave para ducha de 3/4"	unidad	1	35	Q 35.00
pila de cemento con un lavadero	unidad	1	250	Q 250.00
piso ceramico 30 x 30 cm modena beige	m <sup>2</sup>	94	66	Q 6,204.00
piso ceramico antideslizante de 20 x 20 cm samboro	m <sup>2</sup>	2	68	Q 136.00
reposaderas de aluminio 3" x 3" de 2" diametro	unidad	3	13	Q 39.00
sanitario con accesorios blanco habitat incesa estándar	unidad	2	625	Q 1,250.00
tarugos plasticos de 1/4" x 1 1/2"	unidad	8	1.5	Q 12.00
tornillo de tirabuzon No. 12 de 1-1/2"	unidad	8	0.25	Q 2.00
tubo de abasto para lavamanos flexible	unidad	2	14	Q 28.00
tubo de abasto para sanitario flexible	unidad	2	14	Q 28.00

<b>INSTALACIONES HIDRAULICAS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
adaptador hembra pvc de 3/4"	unidad	6	3.25	Q 19.50
adaptador macho pvc con rosca de 1/2"	unidad	12	1	Q 12.00
cemento de contacto para pvc	gl	0.5	440	Q 220.00
codo con rosca de 1/2" x 90	unidad	10	2.65	Q 26.50
codo liso pvc de 1/2" x 90	unidad	16	2.1	Q 33.60
codo liso pvc de 3/4" x 90	unidad	20	2	Q 40.00
contrallave a la pared para lavamanos de 1/2"	unidad	2	22	Q 44.00
contrallave al piso para sanitario de 1/2"	unidad	2	22	Q 44.00
pliego de lija para agua No. 120	unidad	2	4.25	Q 8.50
reducidor pvc de 1/2" x 3/4"	unidad	12	2	Q 24.00
taponess hembra liso pvc de 1/2"	unidad	7	2.75	Q 19.25
taponess macho con rosca pvc de 1/2"	unidad	10	3.15	Q 31.50
tee pvc de 1/2"	unidad	4	2	Q 8.00
tee pvc de 3/4"	unidad	12	3	Q 36.00
teflon	unidad	4	3.5	Q 14.00
tubo pvc de 1/2" x 315 psi	unidad	3	16	Q 48.00
tubo pvc de 3/4" x 250 psi	unidad	10	22	Q 220.00
union lisa pvc de 1/2"	unidad	20	1	Q 20.00
union lisa pvc de 3/4"	unidad	24	1.5	Q 36.00

<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
codo pvc para drenaje de 2" x 90	unidad	14	4.5	Q 63.00
codo pvc para drenaje de 2" x 45	unidad	6	16	Q 96.00
codo pvc para drenaje de 3" x 90	unidad	8	69	Q 552.00
codo pvc para drenaje de 3" x 45	unidad	2	75	Q 150.00
reducidor pvc para drenaje de 2" x 1"	unidad	6	28	Q 168.00
reducidor pvc para drenaje de 2" x 3"	unidad	8	37.5	Q 300.00
sifon para lavamanos	unidad	2	24	Q 48.00
sifon pvc para drenaje de 2"	unidad	1	16	Q 16.00
sifon pvc para drenaje de 3"	unidad	2	46	Q 92.00

tapon macho pvc de 1"	unidad	2	3.5	Q	7.00
tee sanitaria pvc para drenaje de 2"	unidad	6	9	Q	54.00
tee sanitaria pvc para drenaje de 3"	unidad	8	30	Q	240.00
tubo pvc para drenaje sanitario de 2"	unidad	4	59.5	Q	238.00
tubo pvc para drenaje sanitario de 3"	unidad	10	108	Q	1,080.00

<b>INSTALACIONES ELECTRICAS</b>	unidad	cantidad	Q/u	subtotal	
argolla	unidad	1	6	Q	6.00
cinta de aislar marca 3m	unidad	6	7	Q	42.00
copla hg de 3/4"	unidad	60	2.5	Q	150.00
base para reflector de interperie	unidad	2	20	Q	40.00
bombilla de 75 watts	unidad	16	5.5	Q	88.00
cable No. 10 color blanco	m	20	2.25	Q	45.00
cable No. 10 color negro	m	20	2.25	Q	45.00
cable No. 10 color rojo	m	20	2.25	Q	45.00
cable No. 12 color amarillo	m	75	1.5	Q	112.50
cable No. 12 color azul	m	75	1.5	Q	112.50
cable No. 12 color blanco	m	75	1.5	Q	112.50
cable No. 12 color negro	m	100	1.5	Q	150.00
cable No. 12 color rojo	m	100	1.5	Q	150.00
cable No. 12 color verde	m	100	1.5	Q	150.00
caja octagonal de 3/4"	unidad	18	2.8	Q	50.40
caja para tomacorriente 220v de empotrar a la pared	unidad	1	55	Q	55.00
caja rectangular de 3/4"	unidad	30	2.8	Q	84.00
caja soket para contador	unidad	1	85	Q	85.00
cajas de registro de 5" x 5"	unidad	4	6.5	Q	26.00
calavera	unidad	1	22	Q	22.00
flip-on de 1 x 20 amp	unidad	4	31	Q	124.00
flip-on de 2 x 50 amp	unidad	1	175	Q	175.00
interruptor 3 way con placa marca ticino line a oval	unidad	2	38	Q	76.00
interruptor doble con placa marca ticino line a oval	unidad	3	35	Q	105.00
interruptor simple con placa marca ticino line a oval	unidad	6	23	Q	138.00
mordaza para varilla de cobre	unidad	1	4.25	Q	4.25
plafonera ticino line oval	unidad	16	17	Q	272.00
reflector para interperie	unidad	2	22	Q	44.00
tablero de empotrar en pared de 4 circuitos marca G.E	unidad	1	175	Q	175.00
tablero RH general electric	unidad	1	150	Q	150.00
tomacorriente doble polarizado 110 v con placa ticino linea oval	unidad	18	30	Q	540.00
tomacorriente polarizado 208 v. con placa	unidad	1	36	Q	36.00
tubo hg de 1-1/4" x 2.00 m	unidad	1	60	Q	60.00
tubo pvc para ducto electrico de 3/4" de 3.00 m	unidad	60	3.5	Q	210.00
union lisa pvc de 3/4" para ducto electrico	unidad	100	0.75	Q	75.00
varilla de cobre	unidad	1	65	Q	65.00
vuelta pvc de 3/4" para ducto electrico	unidad	70	1.35	Q	94.50

<b>INSTALACIONES ESPECIALES</b>	unidad	cantidad	Q/u	subtotal	
caja rectangular de 3/4"	unidad	10	2.8	Q	28.00
copla hg de 3/4"	unidad	20	2.5	Q	50.00
placa para cable	unidad	4	12	Q	48.00
placa para linea telefonica	unidad	5	12	Q	60.00
tubo pvc para ducto electrico de 3/4"	unidad	20	3.5	Q	70.00
union lisa pvc de 3/4" para ducto electrico	unidad	12	0.75	Q	9.00
vuelta pvc de 3/4" para ducto electrico	unidad	24	1.35	Q	32.40

<b>ESTRUCTURA METALICA</b>	unidad	cantidad	Q/u	subtotal	
lamina estructural losacero calibre 22 de 6 m	unidad	8	485	Q	3,880.00
pintura anticorrosiva color rojo oxidado corona	gl	15	95	Q	1,425.00
placa de 11" x 11" x 3/8" con 4 agujeros de 3/4"	unidad	6	125	Q	750.00
placa de 3" x 11-1/2" x 5/16" con 3 agujeros de 5/8"	unidad	4	35	Q	140.00
placa de 3" x 9" x 1/4" con 2 agujeros de 5/8"	unidad	8	30	Q	240.00
placa de 3" x 9-1/2" x 1/4" con 2 agujeros de 5/8"	unidad	40	30	Q	1,200.00
roldana de 5/8"	unidad	24	1	Q	24.00
tornillo A-325 x 1-1/2" diametro 1/2" con tuerca y roldana	unidad	108	4.5	Q	486.00
tuerca A-325 de 5/8"	unidad	24	1.5	Q	36.00
varilla corrugada de 3/8" grado 40	unidad	2	18	Q	36.00
varilla corrugada de 3/4" grado 60	unidad	5	65	Q	325.00
varilla lisa de 5/8" grado 40	unidad	2	48	Q	96.00

viga metalica A-36 W10x15 de 6.00 m	unidad	4	1250	Q	5,000.00
viga metalica A-36 W12x26 de 6.00 m	unidad	2	2550	Q	5,100.00
viga metalica A-36 W8x10 de 6.00 m	unidad	5	780	Q	3,900.00
viga metalica A-36 W8x24 de 6.00 m	unidad	6	1650	Q	9,900.00

<b>HERRAMIENTA Y SUMINISTROS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
argollas para candado	unidad	2	3.5	Q 7.00
azadon con cabo	unidad	4	78	Q 312.00
barreta	unidad	3	160	Q 480.00
botes plasticos de 5 gl	unidad	10	12	Q 120.00
caiman para cortar hierro hasta de 1/2"	unidad	1	185	Q 185.00
candado mediano	unidad	2	45	Q 90.00
carretilla de mano	unidad	5	225	Q 1,125.00
clavo para lamina	lb	5	5	Q 25.00
clavo para madera de 2"	lb	15	3.8	Q 57.00
clavo para madera de 3"	lb	50	3.8	Q 190.00
clavo para madera de 4"	lb	50	3.8	Q 190.00
cubeta metalica	unidad	5	35	Q 175.00
lamina galvanizada acanalada de 10 pie	unidad	30	50	Q 1,500.00
pala cuadrada con cabo	unidad	6	33	Q 198.00
piocha con cabo	unidad	4	78	Q 312.00
tonel de 55 gl	unidad	3	65	Q 195.00

<b>EQUIPO EN RENTA Y SUMINISTROS EN RENTA</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
mezcladora de 1.5 sacos	unidad/3	1	2200	Q 2,200.00
vibrador para concreto	unidad/3	1	1750	Q 1,750.00
pulidora	unidad/3	1	1400	Q 1,400.00
planta generadora para 110 v. accionada con combustible	unidad/3	1	2500	Q 2,500.00
tablas de 10 pie para 2 meses	unidad/3	120	66	Q 7,920.00
tabloncillos de 10 pie	unidad/3	60	90	Q 5,400.00
paral de 3" x 3" de 10 pie	unidad/3	160	66	Q 10,560.00
regla de 2" x 3" de 10 pie	unidad/3	48	48	Q 2,304.00
total de materiales				<b>Q 121,605.45</b>

<b>SUBCONTRATO INSTALACION ELECTRICA Y ESPECIALES</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
luminarias unida instalada	unidad	18	100	Q 1,800.00
tomacorrientes 110 v unida instalada	unidad	17	75	Q 1,275.00
tomacorrientes 220 v unida instalada	unidad	1	100	Q 100.00
tablero unida instalada	unidad	1	250	Q 250.00
acometida electrica	unidad	1	500	Q 500.00
caja para telefono unida instalada	unidad	5	50	Q 250.00
caja para cable unida instalada	unidad	4	50	Q 200.00

<b>SUBCONTRATO INSTALACIONES HIDRAULICAS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
tuberia agua potable 1/2"	m	18	3.5	Q 63.00
tuberia agua potable 3/4"	m	60	4	Q 240.00
acometida para lavamanos	unidad	2	25	Q 50.00
acometida para ducha	unidad	1	35	Q 35.00
acometida para sanitario	unidad	2	25	Q 50.00
acometida para pila	unidad	1	25	Q 25.00
chorro	unidad	4	15	Q 60.00

<b>SUBCONTRATO INSTALACIONES SANITARIAS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
caja de registro	unidad	2	150	Q 300.00
conexión domiciliar	unidad	1	135	Q 135.00
lavadora	unidad	1	45	Q 45.00
lavamanos	unidad	2	50	Q 100.00
lavatrasos	unidad	1	65	Q 65.00
pila	unidad	1	50	Q 50.00
reposadera	unidad	3	25	Q 75.00
sanitario	unidad	2	75	Q 150.00
tuberia pvc 2"	m	24	2.5	Q 60.00
tuberia pvc 3"	m	60	3	Q 180.00

<b>SUBCONTRATO ESTRUCTURA METALICA</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
fabricacion y montaje de estructura metalica	m2	84	175 Q	14,700.00
montaje de lamina estructural y electromalla	m <sup>2</sup>	84	6 Q	504.00
fabricacion e instalacion de conectores de cortante	u	310	2 Q	620.00

<b>SUBCONTRATO CONTRUCCION CIVIL Y ACABADOS</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>	<b>Q/u</b>	<b>subtotal</b>
cimiento individual	unidad	6	125 Q	750.00
cimiento corrido	ml	26	15 Q	390.00
levantado de block visto pineado	m <sup>2</sup>	130	40 Q	5,200.00
muros tabique de tabla yeso	m <sup>2</sup>	61	130 Q	7,930.00
instalacion de piso ceramico	m <sup>2</sup>	86	22 Q	1,892.00
instalacion de azulejo	m <sup>2</sup>	15	22 Q	330.00
aplicación de textura plastica para interior	m <sup>2</sup>	270	15 Q	4,050.00
aplicación de textura plastica para exterior	m <sup>2</sup>	156	18 Q	2,808.00
ventanas de 0.80 m x 0.40 m con marco de aluminio mill finish + vidrio nevado de 5 mm de paleta	unidad	1	144 Q	144.00
ventanas de 1.60 m x 1.00 m con marco de aluminio mill finish + vidrio claro de 5 mm de paleta	unidad	5	775 Q	3,875.00
ventanas de 2.00 m x 1.00 m con marco de aluminio mill finish + vidrio claro de 5 mm de paleta	unidad	1	950 Q	950.00
puerta de 0.75 m x 2.10 m de madera de pino con 6 tableros y chapa de bola marca lane	unidad	2	850 Q	1,700.00
puerta mdf de 0.90 m x 2.10 m de 6 tableros con chapa de bola marca lane	unidad	3	560 Q	1,680.00
puerta metalica de 0.90 m x 2.00 m con marco de tubo cuadrado de 1" x ch. 18, contramarco de angular 1" x 1/8" y lamina negra t=3/64" con chapa yale	unidad	2	1100 Q	2,200.00
<b>total subcontratos</b>			<b>Q</b>	<b>55,781.00</b>

**costo total de la obra terminada**

**177,386.45**



## CONCLUSIONES

1. Ampliación en el conocimiento de la combinación de estructura metálica con estructura de concreto
2. Este proyecto funciona como guía practica para el diseño de una edificación para vivienda familiar de dos niveles.
3. El proceso de construcción para una vivienda familiar comunitaria, es más rápido y económico optimizando el uso de materiales y elementos prefabricados
4. El uso de marcos estructurales, en acero, optimiza el aprovechamiento de espacio, cubriendo claros más largos.

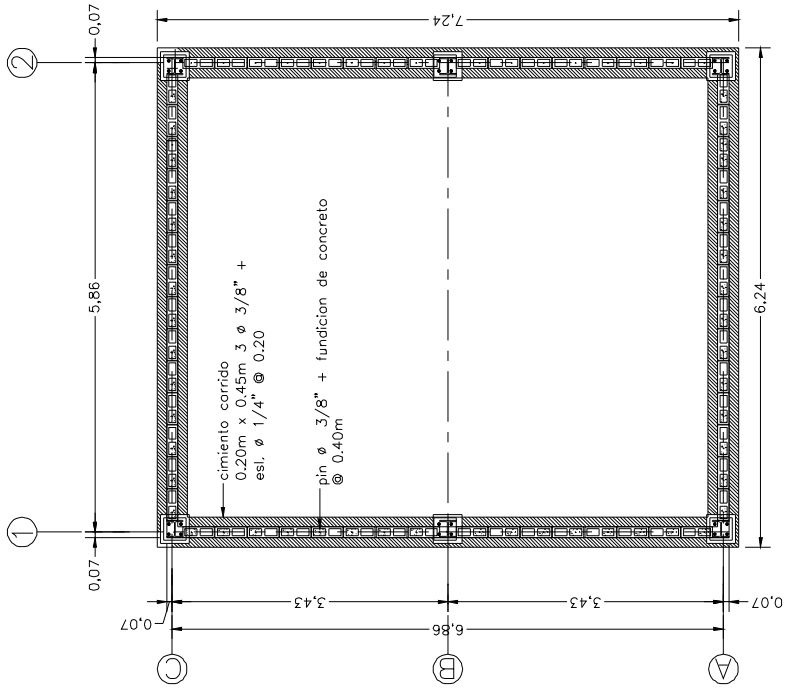
## **RECOMENDACIONES**

1. Ensayar la memoria de calculo con combinaciones de carga de viento, sismo y gravitatorias.
2. Actualizar los costos de materiales, al momento de poner en práctica este proyecto.
3. Considerar modelos, con marcos continuos, para viviendas en serie.
4. Integrar presupuestos específicos, para diferentes, distribuciones de ambientes.

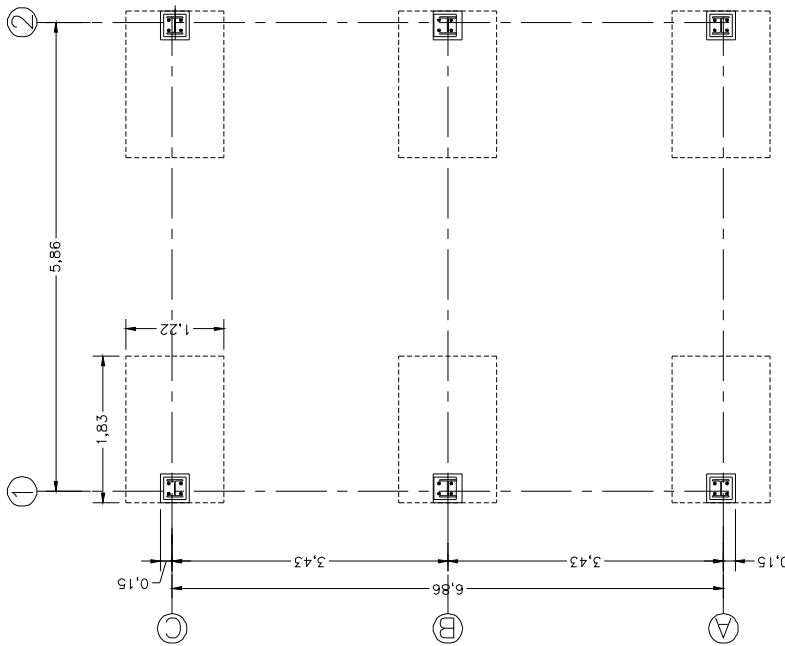
## BIBLIOGRAFIA

1. Theodore V. Galambos, F. J. Lin, Bruce G. Jonhston. **Diseño de estructuras de acero con LRFD**. México editorial Prentice Hall, primera edición, 1999.
2. J. sterling Kinney. **Análisis de Estructuras Indeterminadas**. México, compañía editorial Continental, S. A. décimo quinta impresión, julio 1979.
3. Dr. Edgard G. Nawy. **Concreto reforzado un enfoque básico**. México, editorial Prentice Hall hispanoamericana, S. A. Primera edición, 1988.
4. William T. Segui. **Diseño de estructuras de acero con LRFD**. México, editorial Internacional Thomson Editores. Segunda edición, 2000.
5. Andrew Pytel Ferdinan L. Singer. **Resistencia de materiales, introducción a la mecánica de sólidos**. México, Editorial Harla. Cuarta edición, 1994.
6. R. C. Hibbeller. **Análisis estructural**. México editorial Prentice Hall hispanoamericana. Primera edición, 1997.
7. Jack C. McCormc, James K. Nelson. **Análisis de estructuras, método clásico y matricial**. México, editorial AlfaOmega. Segunda edición, 2002.

# ANEXOS



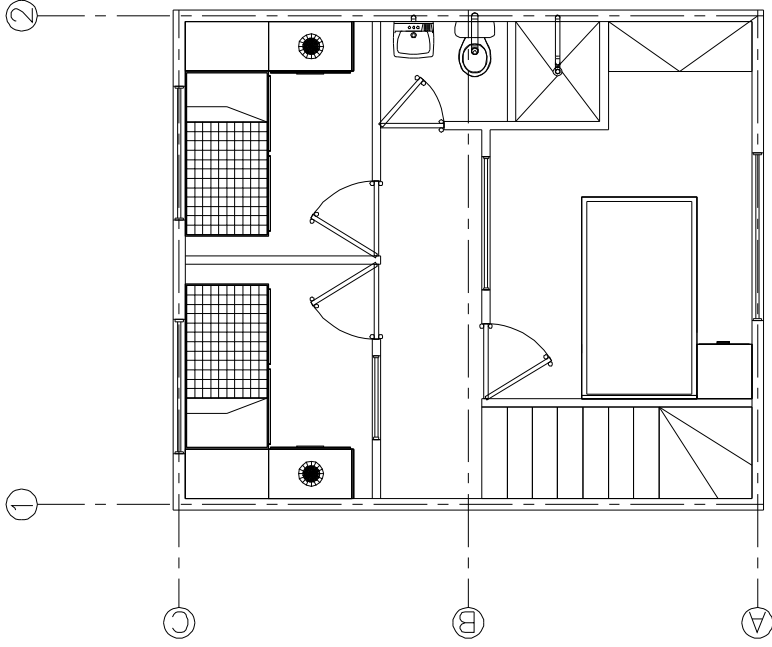
PLANTA DE MUROS Y CIMIENTO  
CORRIDO



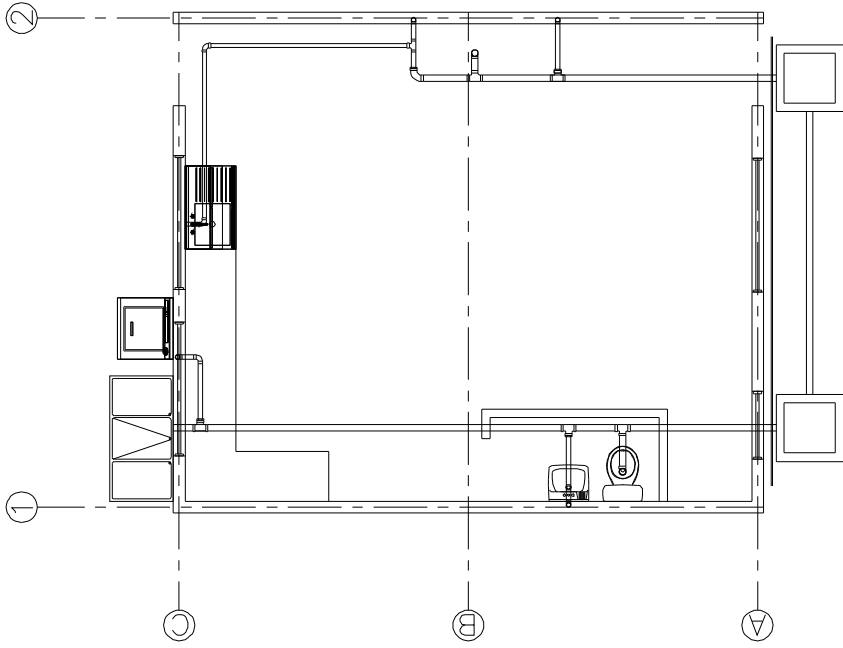
PLANTA DE CIMIENTOS INDIVIDUALES





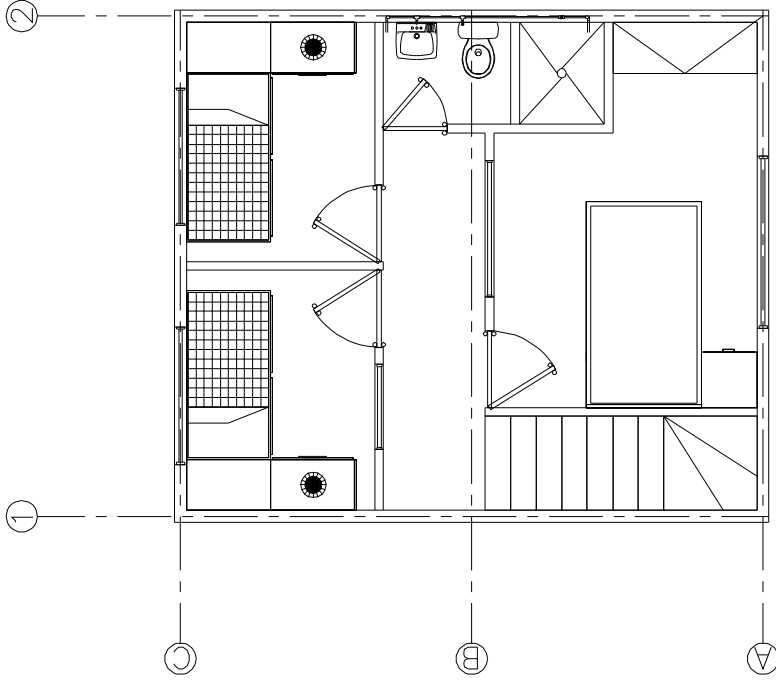


PLANTA DE DRENAJES NIVEL 2

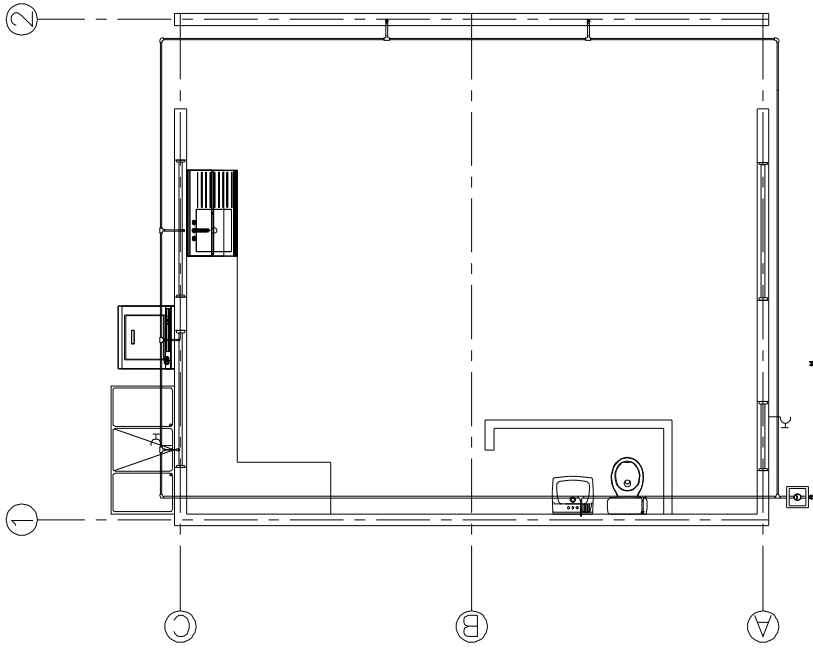


PLANTA DE DRENAJES NIVEL 1

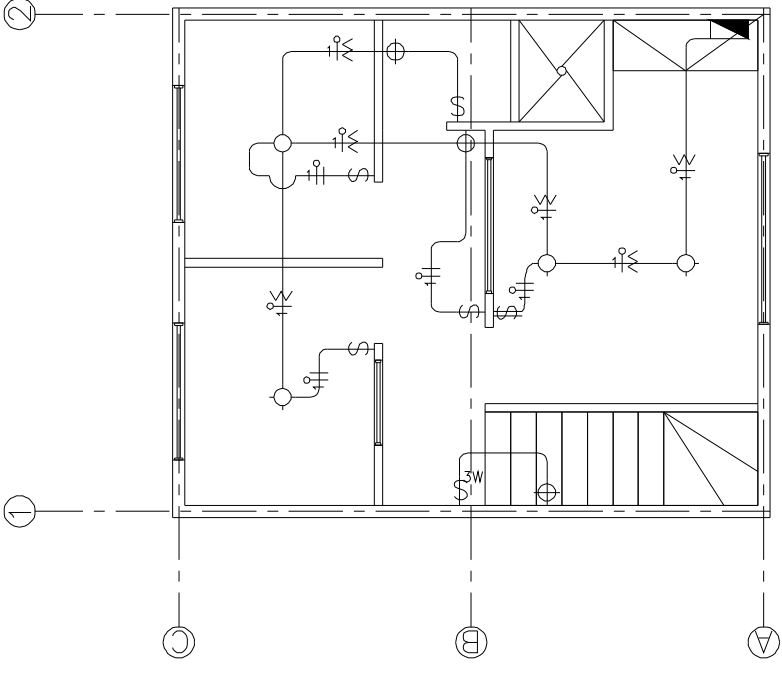




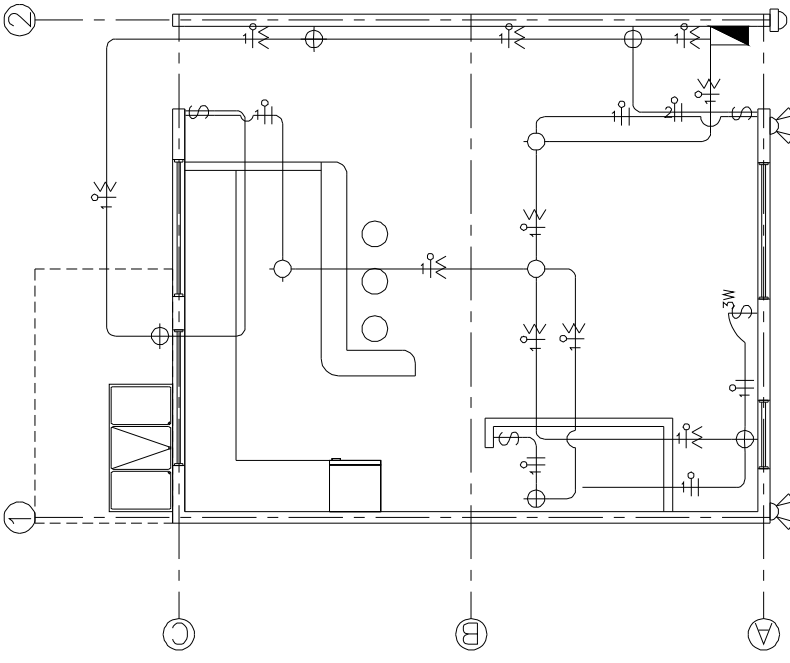
PLANTA DE AGUA POTABLE NIVEL 2



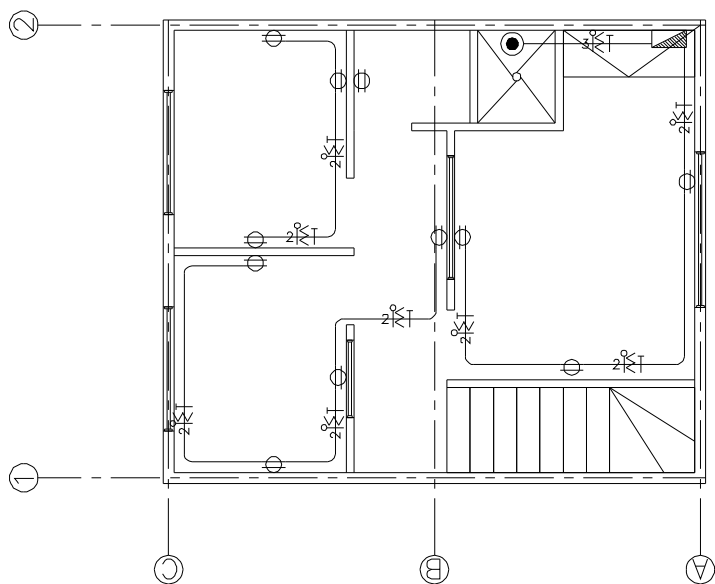
PLANTA DE AGUA POTABLE NIVEL 1



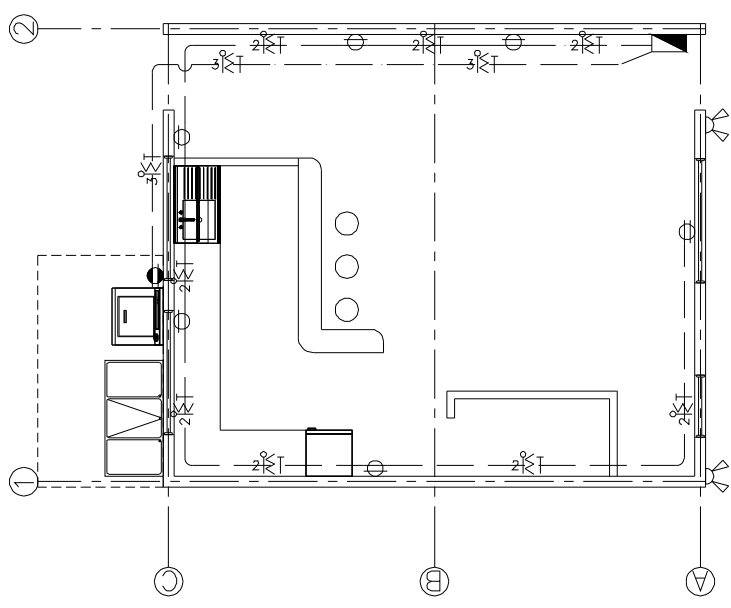
PLANTA DE ILUMINACION NIVEL 2



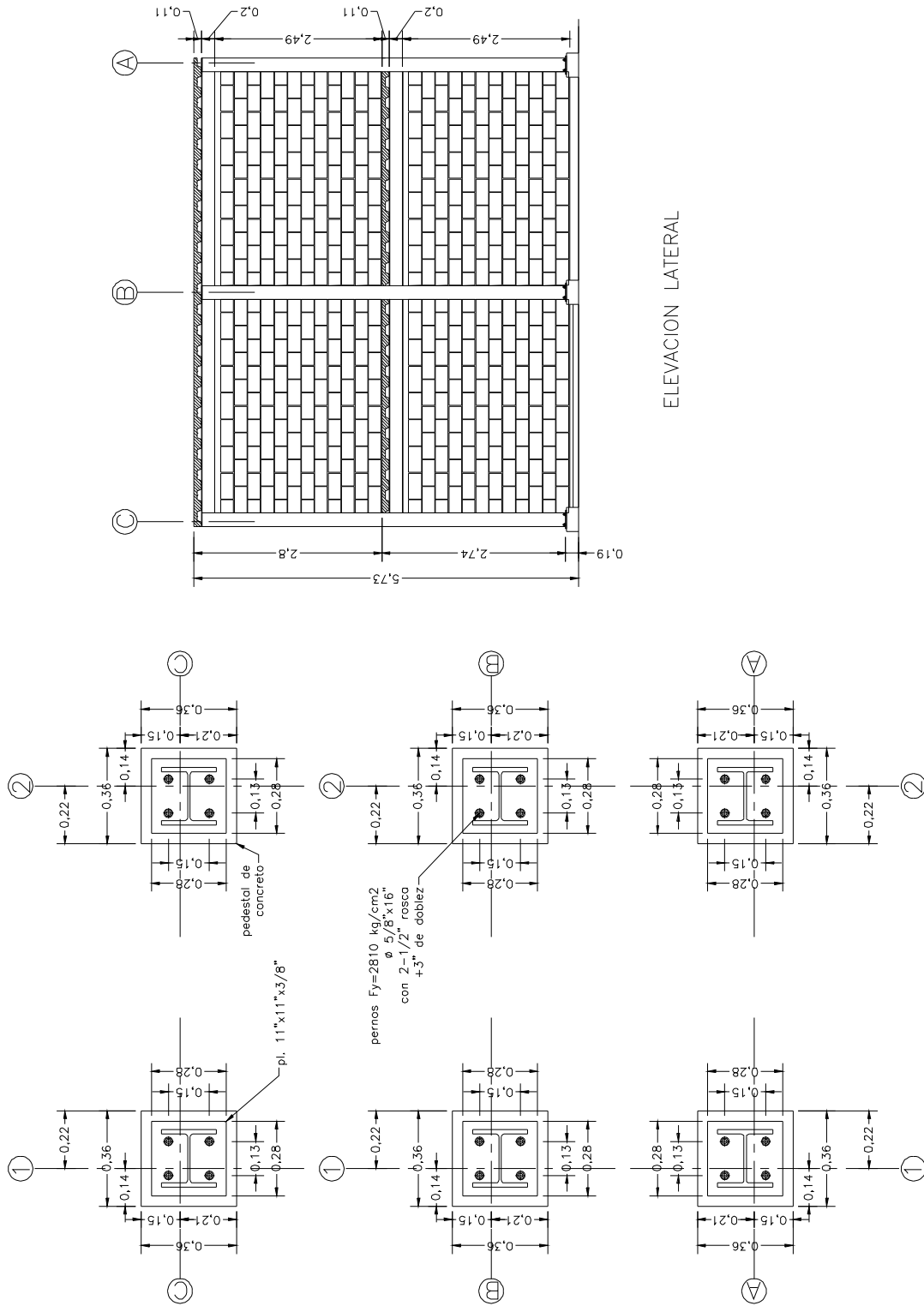
PLANTA ILUMINACION NIVEL 1



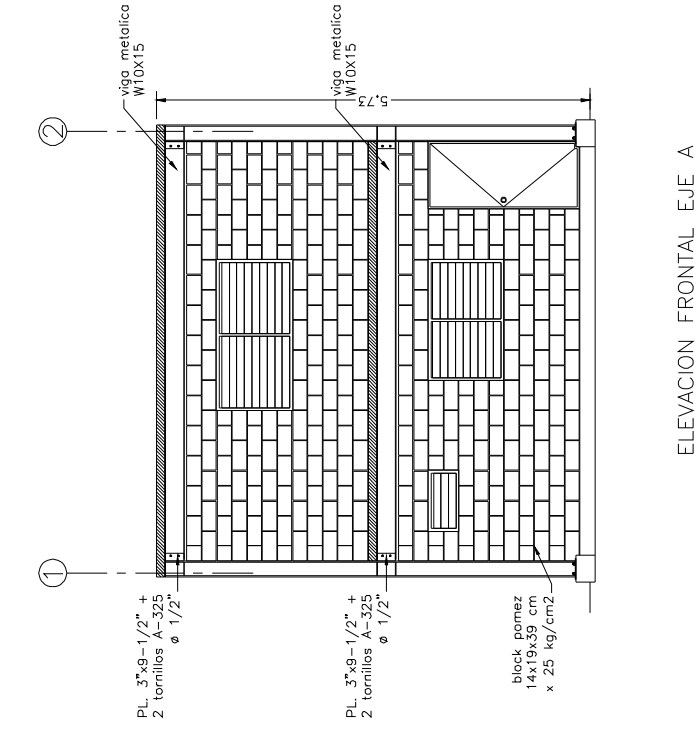
PLANTA DE FUERZA NIVEL 2



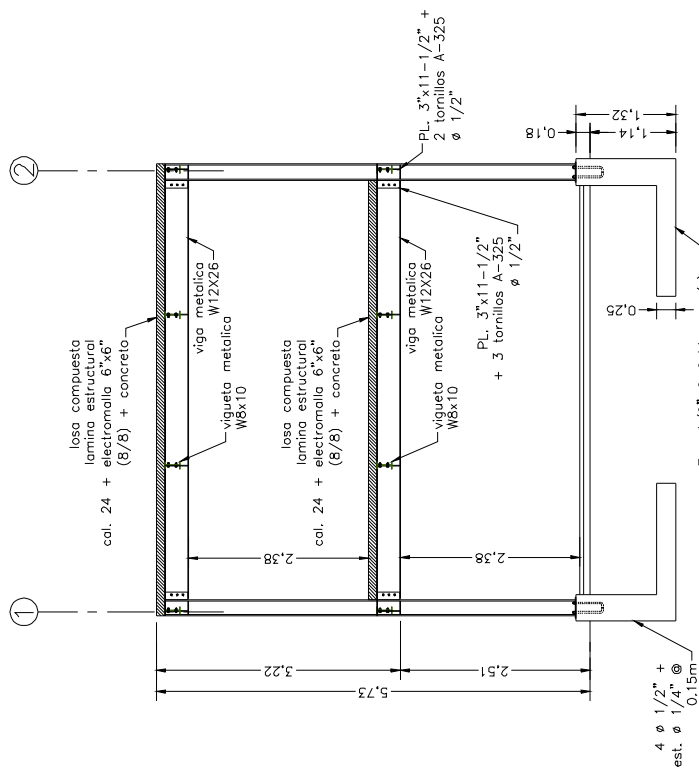
PLANTA FUERZA NIVEL 1



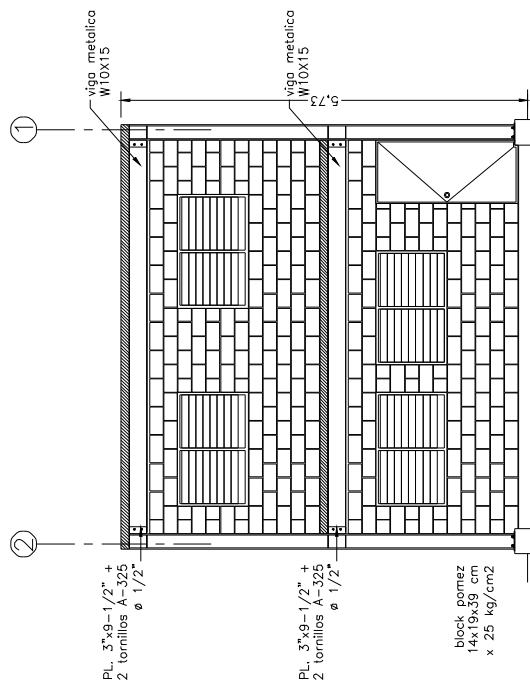
ELEVACION LATERAL



ELEVACION MARCO EJE B



ELEVACION FRONTAL EJE A



ELEVACION POSTERIOR EJE C

SIMBOLOGIA DE PUERTAS		
TIPO	ANCHO	ALTURA
P-1	0.90 m	2.00 m
P-2	0.75 m	2.00 m
P-3	0.90 m	2.00 m

**SIMBOLOGIA DE PUERTAS**

TIPO	ANCHO	ALTURA	MATERIAL
P-1	0.90 m	2.00 m	metal con tubo cuadrado de 1" x ch. 18 + lamina 3/64" + chapa Yale de golpe
P-2	0.75 m	2.00 m	madera maf de 6 tableros estilo colonial con chapa kwiset de bola color bronce
P-3	0.90 m	2.00 m	madera maf de 6 tableros estilo colonial con chapa kwiset de bola color bronce

SIMBOLOGIA DE VENTANAS		
TIPO	ANCHO	SILLAR
V-1	1.60 m	1.00 m
V-2	0.81 m	1.60 m
V-3	2.00 m	1.00 m
V-4	1.00 m	0.40 m
V-5	1.60 m	0.40 m

**SIMBOLOGIA DE VENTANAS**

TIPO	ANCHO	SILLAR	DINTEL	MATERIAL
V-1	1.60 m	1.00 m	2.00 m	aluminio mill finish + vidrio claro de 5mm mitad fijo y mitad paletas
V-2	0.81 m	1.60 m	2.00 m	aluminio mill finish + vidrio nevado de 5mm con paletas
V-3	2.00 m	1.00 m	2.00 m	aluminio mill finish + vidrio claro de 5mm mitad fijo y mitad paletas
V-4	1.00 m	0.40 m	2.00 m	aluminio mill finish + vidrio claro de 5mm con paletas
V-5	1.60 m	0.40 m	2.00 m	aluminio mill finish + vidrio claro de 5mm con paletas

SIMBOLOGIA	
	TUBERIA AGUA FRIA PVC Ø RED 3/4"
	CHORRO Ø 1/2"
	CODO 90° HORIZONTAL
	CODO 45° HORIZONTAL
	TEE HORIZONTAL
	CODO 90° VERTICAL
	TEE VERTICAL
	REDUCIDOR
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR DE VOLUMEN DE AGUA DE Ø 3/4" A Ø 1/2"
	VÁLVULA DE GLOBO

SIMBOLOGIA DE DRENAJES	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	SIFÓN TERMINAL PERFIL
	TE PERFIL
	TE PLANTA
	TE ELEVACIÓN
	YE
	YE DOBLE
	CODO 90° PERFIL
	CODO 90° ELEVACIÓN
	CODO 45° PERFIL
	CODO 90° BAJA
	CAJA DE REGISTRO AGUA PLUVIAL
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL

SIMBOLOGIA DE ILUMINACION	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	PLAFONERA EN CIELO
	PLAFONERA A LA PARED A 2.20 m S.N.P
	REFLECTOR A LA PARED A 5.40 m S.N.P
	CONTADOR
	CONDUCTOR DE RETORNO, CORRIENTE Y NEUTRO, CALIBRE #12 THHN O INDICADO
	TUBERIA DUCTO PVC PARED DELGADA SOBRE PUESTA EN CIELO ø 3/4" O INDICADO
	INTERRUPTOR SIMPLE, A 1.30m. S.N.P
	INTERRUPTOR DOBLE, A 1.30m. S.N.P
	INTERRUPTOR DOBLE, A 1.30m. S.N.P

SIMBOLOGIA FUERZA	
	TABLERO ELECTRICO
	TUBERIA DUCTON METALICA PARED DELGADA SOBRE PUESTA EN CIELO ø 3/4 O INDICADO
	TUBERIA SUBTERRANEA DE PVC ø 3/4" A MENOS SI INDICA OTRA
	CONDUCTOR TIERRA FISICA (VERDE)CORRIENTE, Y NEUTRO CALIBRE #12 THHM O INDICADO
	TOMACORRIENTE DOBLE ø 0.40 m. S/NPT
	TOMACORRIENTE EN PISO 120V. POLARIZADO
	TOMACORRIENTE 208V, 50 AMP. A 0.40MTS S.N.P
	CONTADOR