



RESUMEN

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL AVANZADO DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS”

El tema tratado en el trabajo trata la como se debe analizar, modelar y diseñar una estructura en nuestro caso es una edificación de dos pisos. En el capítulo 1 se trata una breve introducción, antecedentes y beneficios del acero, también se encuentran los objetivos planteados en el presente trabajo. En el capítulo 2 se describe los tipos de carga que pueden actuar en la edificación, el uso de los requisitos del código ecuatoriano de la construcción, la distribución de la fuerza cortante, y las diferentes combinaciones de carga que se pueden realizar. En el capítulo 3 se describe la modelación de la estructura, la concepción estructural que se debe tener, y el empleo del Programa SAP 2000.

El capítulo 4 trata sobre las consideraciones que se debe de realizar en los elementos de acuerdo al método LRFD, elementos, anchos efectivos de los elementos no rigidizados, y conjuntos estructurales. En el capítulo 5 se trata del diseño de miembros en flexión el diseño de la viga principal y secundaria con respecto a las especificaciones AISI. En el capítulo 6 se



encuentra el diseño de miembros comprimidos con las respectivas combinaciones de carga axial y de flexión. En el capítulo 7 se encuentra el diseño del entrepiso de acuerdo a las especificaciones del fabricante. En el capítulo 8 trata el diseño de las uniones con soldas y tornillos respectivamente.

PALABRAS CLAVES.

Aceros, edificación, flexión, método LRFD, modelación



INDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCION

1.1 Introducción	11
1.2 Antecedentes	12
1.3 Beneficios del acero	14
1.4 Objetivos	16
1.5 Especificación AISI	16
1.6 Método LRFD	16
1.7 Requisito de resistencia para LRFD	17

CAPITULO 2: CARGAS EN LA EDIFICACION

2.1 Carga viva	19
2.2 Carga muerta	19
2.3 Carga de sismo	20
2.4 Carga de viento.....	20
2.5 Factores de carga y combinaciones de cargas	21
2.6 Método general para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales (según el código ecuatoriano de la construcción)	21
2.6.1 Distribución de la fuerza cortante "V"	37
2.7 Cargas de diseño para la edificación	38

CAPITULO 3: MODELACION DE LA EDIFICACION

3.1 Concepción estructural	42
3.2 Modelación de cargas y elementos de la edificación para la aplicación en SAP 2000.	44

CAPITULO 4: CONSIDERACIONES EN ELEMENTOS DE LA EDIFICACION (METODO LRFD AISI)



4.1 Elementos	50
4.1.1 Limitaciones y consideraciones sobre las dimensiones	50
4.1.2 Anchos efectivos de los elementos rigidizados	51
4.1.3 Almas y elementos rigidizados con gradiente de tensiones	52
4.1.4 Anchos efectivos de los elementos no rigidizados	54
4.1.5 Conjuntos estructurales	55

CAPITULO 5: DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXION

5.1 Resistencia para flexión exclusivamente	58
5.1.1 Resistencia nominal de la sección	58
5.1.2 Resistencia al pandeo lateral	60
5.1.3 Resistencia para corte exclusivamente	65
5.1.4 Resistencia para flexión y corte	67
5.2 Diseño de la viga principal de la edificación	68
5.3 Diseño de la viga secundaria de la edificación	71

CAPITULO 6: DISEÑO DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

6.1 Miembros comprimidos con carga concéntrica	75
6.2 Combinación de carga axial y flexión	76
6.3 Diseño de la columna de la edificación	78
6.4 Obtención del factor K	82

CAPITULO 7: ENTREPISO (PLACA COLABORANTE)

7.1 Placa colaborante	85
7.2 Cargas para la placa colaborante	86

CAPITULO 8: DISEÑO DE LAS UNIONES ENTRE LOS ELEMENTOS

8.1 Tipo de soldadura	89
-----------------------	----



8.2 Diseño de la unión viga principal - columna	89
8.3 Diseño de la unión viga secundaria – viga principal	93
8.4 Diseño de la unión columna – placa de apoyo	98
8.5 Diseño de la placa base	100

Conclusiones	104
------------------------	-----

Recomendaciones	106
---------------------------	-----

Referencia bibliográfica

Bibliografía

ANEXOS

1. Planos arquitectónicos de la edificación
2. Pórticos de la edificación
3. Viga principal
4. Viga secundaria
5. Columna
6. Entre piso
7. Unión viga principal – columna
8. Unión viga secundaria – viga principal
9. Unión columna – placa de apoyo



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA

**“ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL AVANZADO DISEÑO
DE ESTRUCTURAS METALICAS”**

***ANALISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACION CON PERFILES
LAMINADOS EN FRIO***

Autores:

Manuel Rogerio Cedillo Chica
Juan Carlos Pizarro Almeida

Tutor:

Prof. Dr. Ing. Roberto Gamón Torres

Cuenca, Julio del 2007



AGRADECIMIENTO:

A Dios por haberme ayudado a culminar mis estudios, a mis padres por el apoyo que me han brindado y a los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil que han sabido inculcar sus conocimientos.

M. ROGERIO



AGRADECIMIENTO:

A todos los que me han apoyado para tratar de ser una mejor persona en la vida, en especial a mi madre y a Dios que han sido los que me han dado la fuerzas para seguir siempre adelante.

JUAN PIZARRO



DEDICATORIA:

*El presente trabajo dedico a
mis padres en especial a la
memoria de mi abuelo,
quienes supieron ser
maestros y amigos,
bridándome su apoyo y
confianza incondicional
durante toda mi vida*

M. ROGERIO



DEDICATORIA:

*El presente trabajo dedico a
mi madre y hermanos*

JUAN PIZARRO



CAPITULO 1

1. INTRODUCCION

1.1 Introducción

Las primeras estructuras metálicas fueron hechas con el llamado hierro colado, que se obtiene como producto del Alto Horno, cuyo origen data del siglo XVI. En 1615, el inglés Dudley introdujo la primera reforma importante en el proceso del Alto Horno al reemplazar el carbón vegetal por coque en la fundición, resolviendo así el problema del agotamiento de las reservas forestales. (Coque: es el producto de la combustión del carbón mineral (grafito) es ligero, gris y lustroso).

En 1750 ya se usa el coque corrientemente en los altos hornos. Pero la sistematización y generalización del sistema en Europa data sólo de mediados del siglo XIX. El proceso inventado por Bessemer en 1855 para conseguir acero no se generaliza, igualmente, hasta más tarde. (Sólo en 1878 se construye el primer puente de acero en Glasgow South, Dakota' y seis años después se empiezan a fabricar los primeros perfiles de acero maleable para edificios. La torre de la Exposición de París, de 1889, de Eiffel fue construida en hierro forjado a un costo elevadísimo).

Las formas estructurales de las primeras construcciones en hierro son las mismas de la madera. Tiempo después se descubren sus posibilidades propias: el primer puente colgante se construye en 1801, en Fayette County, Inglaterra, Las primeras rótulas aparecen en 1889 en la Galería de Máquinas de la Exposición de París. Paralelo al uso del hierro en puentes, los arquitectos empiezan a utilizarlo en techumbres



El primer edificio con una estructura completa de hierro fue el Pabellón Real de John Nash en Brighton (1818), recubierto por otros materiales.

El Crystal Palace diseñado por Joseph Paxton para la Exposición de 1851 en Londres es el primer edificio construido con piezas prefabricadas de hierro, adelantándose en más de 30 años al edificio de la Home Life Insurance del arquitecto William Le Baron Jenney, en Chicago (1885). El Crystal Palace fue, según Nikolaus Pevener, "la primera gran huída de los arquitectónicos" y en su tiempo fue calificado por John Ruskin, respectivamente como "estructura de pepino".

El desarrollo de las comunicaciones ferroviarias fue el impulsor más efectivo, el empleo masivo del hierro como material estructural y también de su perfeccionamiento como acero. (Los primeros perfiles laminados industriales unieron rieles para el ferrocarril). El complejo sistema ferroviario necesitaba un material que fuera fácil de transportar y de rápido montaje para sus estaciones y puentes. Los ferrocarriles crearon así, sistemáticamente y no como ejemplos aislados, una arquitectura que rompió forzosamente y sin intención con los estilos tradicionales: "una estación de ferrocarril nunca será arquitectura", decía John Ruskin.

1.2 Antecedentes

El propósito fundamental del diseñador de estructuras es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural, de la mecánica y análisis estructural, y de la relación entre la distribución y la función de una estructura.

Así mismo debe de tener una apreciación clara de los valores estéticos con objeto de trabajar en colaboración con otros



especialistas y contribuir así al desarrollo de las cualidades funcionales y ambientales deseadas en una estructura.

La mayor parte del diseño estructural es un arte basado en la habilidad creativa, imaginación y experiencia del diseñador. Siempre que el diseño estructural tenga estas cualidades, será un arte. Sin embargo, no debe permanecer como un arte puro, ya que el usuario debe recibir los mayores beneficios dentro de sus posibilidades económicas. Para esto se requiere el desarrollo de nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción, las que a menudo necesitan soluciones más científicas y rigurosas; así pues, la mecánica y el análisis económico deben intervenir en el arte de crear mejores edificios, puentes, máquinas y equipos.

En el sentido amplio de la palabra el término “diseño” incluye tanto arte creativo como análisis científico. La construcción de los monumentos egipcios, los templos griegos y los puentes romanos era arte basado principalmente en reglas empíricas, intuición y experiencia.

El enfoque racional del diseño estructural, cuyo desarrollo tuvo comienzo en el siglo diecisiete, representa un acuerdo entre el arte y la ciencia, entre la experiencia y la teoría. La teoría de las estructuras y la evidencia experimental son herramientas valiosas para el diseño estructural, mas no son suficientes para establecer un procedimiento de diseño completamente científico ya que en primer término, para hacer posible un análisis teórico, es necesario idealizar considerablemente el comportamiento estructural por medio de suposiciones ingenieriles bien fundamentadas, de modo que las fuerzas internas y los desplazamientos calculados representen solamente aproximaciones de los que realmente se presentan en las estructuras.

Asimismo, la resistencia de las estructuras reales a las cargas y a las deformaciones pueden determinarse sólo



aproximadamente. Además, las estructuras están sujetas frecuentemente a fuerzas y condiciones de servicio que no pueden ser previstas con precisión. De esta manera, la experiencia y el buen juicio siempre juegan un papel importante en la práctica del diseño estructural, aunque no son suficientes por sí solos, sino que deben ser guiados por el análisis científico, basado en la comprensión completa de la teoría de las estructuras y de la mecánica estructural.

1.3 Beneficios del acero

➤ Beneficios para el constructor

- ✓ Cada viga se fabrica con rigurosa precisión. Los sistemas de estructuras livianas en acero eliminan la necesidad de buscar las piezas adecuadas entre las remesas del producto.
- ✓ Las estructuras livianas en acero pueden fabricarse en los tamaños específicos de la obra evitando cortes y desechos innecesarios en el sitio de construcción.
- ✓ Las estructuras livianas permiten construcciones más rápidas, cargas reducidas en los cimientos y alta resistencia a los movimientos sísmicos.

➤ Beneficios para el propietario

- ✓ La solidez inherente y las propiedades incombustibles de las estructuras metálicas livianas las hacen bastante resistentes en caso de calamidad, como incendios, terremotos o huracanes. Las casas están diseñadas para cumplir con los requisitos más estrictos a nivel



mundial sobre capacidad de resistencia al viento.

- ✓ Las estructuras metálicas livianas no requieren tratamientos contra termitas u otros problemas biológicos.
- ✓ Los muros de estructura metálica permanecen rígidos a pesar del contacto con la humedad. El acero es muy estable y presenta bajas posibilidades de doblarse, expandirse o contraerse.
- ✓ El acero es competitivo en precio y abundante para responder a la demanda.
- ✓ Las estructuras livianas en acero eliminan la necesidad de equipo pesado de construcción, y permiten a los trabajadores aprender fáciles técnicas de ensamblaje.

➤ **Beneficios para el medio ambiente**

- ✓ Las estructuras metálicas livianas requieren poco mantenimiento y están diseñadas para durar.
- ✓ El acero es 100% reciclable y puede ser reciclado varias veces sin degradarse ni perder ninguna de sus propiedades.
- ✓ La separación magnética hace del acero el material más fácil y más económico de extraer de los residuos sólidos.



1.4 Objetivos

- Aplicar las especificaciones del AISI para el diseño de los perfiles de acero doblados en frío.
- Modelar la edificación y obtener resultados a través del SAP 2000.
- Modelar y diseñar los entrepisos de la edificación utilizando el sistema de placa colaborante.
- Aplicación del código ecuatoriano de la construcción.

1.5 Especificación AISI (American Iron and Steel Institute)

La *Especificación* que combina ASD y LRFD (AISI, 1996) se limita al diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío a partir de láminas, planchas, planchuelas o barras de acero al carbono o de baja aleación. El cálculo se puede efectuar utilizando el método de las tensiones admisibles o el método de los factores de carga y resistencia. Aunque ambos métodos son igualmente aceptables, no se los debe mezclar al diseñar los diferentes componentes de una estructura.

El espesor de las planchas o flejes de acero habitualmente utilizadas para los miembros estructurales de acero conformado en frío están comprendidos entre 0,0147 in. (0,373 mm) y $\frac{1}{4}$ in. (6,35 mm). Es posible conformar en frío placas y barras de espesores de hasta 1 in. (25,4 mm) para obtener perfiles estructurales.

1.6 Método LRFD

El método LRFD (Load and Resistance Factor Design; Diseño por factores de carga y de resistencia). Método para dimensionar componentes estructurales (miembros, conectores, elementos de conexión y conjuntos ensamblados) de manera tal



que cuando la estructura es sometida a todas las combinaciones de cargas que corresponda, no se supera ninguno de los estados límites aplicables.

Este método refleja el concepto de factorizar, la resistencia y las cargas. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función específica. Existen dos tipos de estado límite: Los de resistencia y los de servicio.

- Los estados límites de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras, e incluyen las resistencias plásticas de pandeo, fractura, fatiga, etc.
- Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.



1.7 Requisito de resistencia para LRFD

Un diseño satisface los requisitos de esta *Especificación* cuando la resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables.

El diseño se debe efectuar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia especificado en los Capítulos B a E

ϕR_n = Resistencia de cálculo



CAPITULO 2

2. CARGAS EN LA ESTRUCTURA.

2.1 Carga viva

Estas cargas no son permanentes, varían con el tiempo tanto en magnitud como en localización, ya que pueden cambiar de un lugar a otro en la estructura, provocando en algunos casos efectos dinámicos que es importante considerar en el diseño de los elementos.- En general incluyen:

- Peso de personas
- Todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva, como muebles
- Cargas resultantes de la acción del viento y cambios de temperatura
- Presión de fluidos y empuje de tierras
- Peso de vehículos
- Cargas dinámicas provenientes de un impacto o de un movimiento sísmico

2.2 Carga muerta

Son cargas de tipo permanente, como son el peso propio de los elementos estructurales y otras cargas permanentes debidas a instalaciones fijas y en general todas aquellas que tienen la característica de mantener invariable su posición y magnitud a lo largo del tiempo.

Para un edificio con estructura de acero, algunas de las cargas muertas se deben a: la estructura en sí, los muros, los pisos, el techo, la plomería, etc.

Para diseñar una estructura es necesario estimar los pesos o cargas muertas de sus partes. Los tamaños y pesos



exactos de las partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño, deben compararse con los pesos estimados. Si se tienen grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y efectuar el diseño con una estimación más precisa de las cargas.

2.3 Carga de sismo

Son conocidos los efectos devastadores que producen los sismos. Con el fin de prevenir esos efectos existen métodos simplificados de análisis estructural que tratan de representar, lo más fielmente posible, el comportamiento de la estructura en el momento del sismo.

Uno de estos métodos, basado en efectos estáticos equivalentes, consiste en aplicar a la estructura fuerzas horizontales, distribuidas de tal manera que produzcan efectos similares a los que sufriría bajo la acción sísmica.

2.4 Carga de viento

Esta carga depende de la velocidad del viento en función de la localización geográfica, del entorno, de la forma geométrica de la estructura, y de sus dimensiones en planta y en altura. Conceptualmente, digamos que la energía cinética de la masa de aire en movimiento, al encontrar un obstáculo, se transforma en una presión estática.

Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de barlovento, ejerciendo sobre ella un empuje.



En la cara opuesta, de sotavento, las estelas del flujo se separa del objeto provocando una succión, y esto produce una fuerza vertical hacia arriba [1 Pág. 209].

2.5 Factores de carga y combinaciones de cargas

Las estructuras y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales factoreadas para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

- C1. $1,4 D + L$
- C2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
- C3. $1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (0,5 L \text{ ó } 0,8 W)$
- C4. $1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
- C5. $1,2 D + 1,5 E + 0,5 L + 0,2 S$
- C6. $0,9 D - (1,3 W \text{ ó } 1,5 E)$

Donde:

D = carga permanente

E = carga sísmica

L = sobrecarga debida a la ocupación; peso del hormigón fresco en el caso de construcción mixta

Lr = sobrecarga de la cubierta

Rr = carga de lluvia sobre la cubierta

S = carga de nieve

W = carga de viento

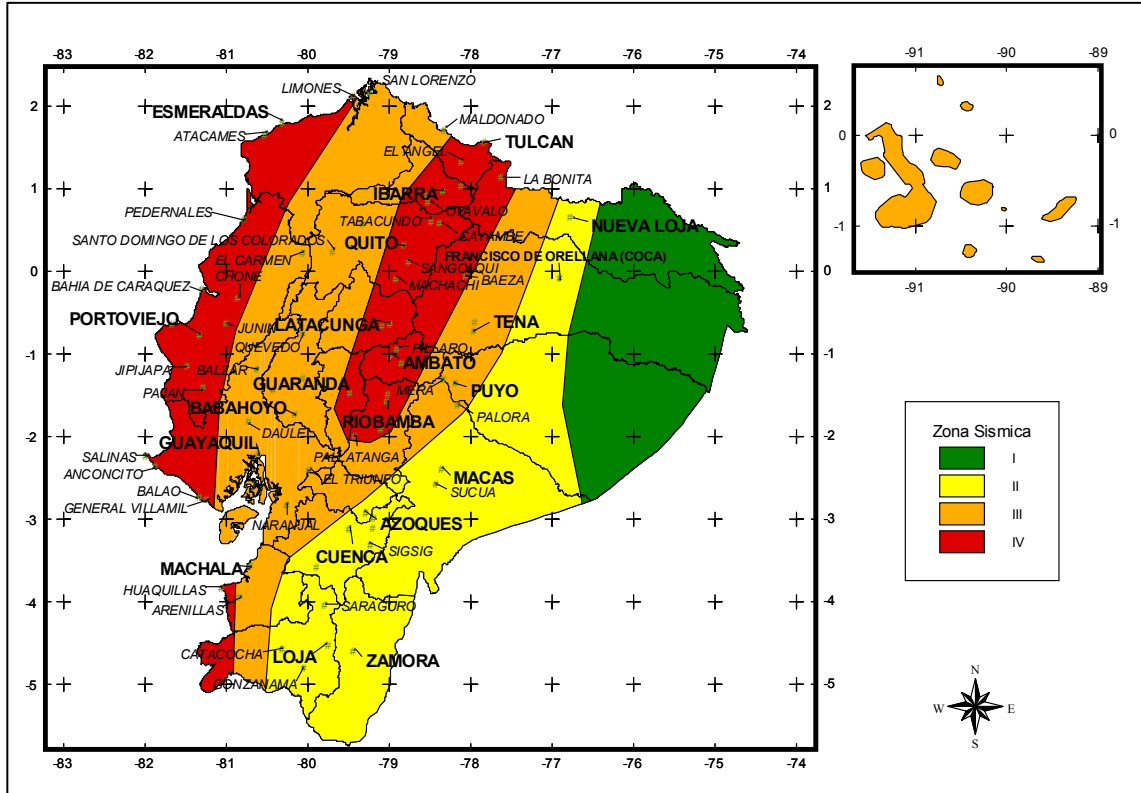
2.6 Método general para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales (según el código ecuatoriano de la construcción).

La fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica se determinará por la formula siguiente:



$$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} W$$

Z = Factor de zona, depende de la zona sísmica donde esté



ubicada la edificación.

Fig. 2.1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño



Tabla 2.1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

I = Factor de uso, destino e importancia, depende de la categoría de la edificación.

Tabla 2.2 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
1. Instalaciones esenciales y / o peligrosas	<ul style="list-style-type: none">• Hospitales, Clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria.• Instaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil.• Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias.• Torres de control aéreo.• Estructuras de centros de	1.5



	<p>telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipo de generación y distribución eléctrica.</p> <ul style="list-style-type: none">• Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos de agua u otras sustancias anti-incendios.• Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	
2. Estructuras de ocupación especial	<ul style="list-style-type: none">• Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas.• Todas las estructuras que albergan más de quinientas personas.• Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
3. Otras estructuras	<ul style="list-style-type: none">• Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

C = Coeficiente sísmico. Es la fracción del peso de la edificación “W” que debe tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base.

$$C = \frac{1.25S^S}{T}$$



$C \Rightarrow$ No debe exceder del valor de C_m establecido en la Tabla 2.3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

S = Factor de suelo. Este factor considera los efectos de amplificación de la acción sísmica que se produce por las características del suelo de cimentación.

$s \Rightarrow$ Su valor y el de su exponente se obtienen en la Tabla 2.3

$C_m \Rightarrow$ Depende del perfil de suelo a utilizar.

Tabla 2.3 Coeficiente de suelo s y Coeficiente C_m

Perfil tipo	Descripción	s	C_m
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

T = Período de vibración

El valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_T (h_n)^{\frac{3}{4}}$$



Donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

$C_t \Rightarrow 0,09$ para pórticos de acero.

$C_t \Rightarrow 0,08$ para pórticos espaciales de hormigón armado.

$C_t \Rightarrow 0,06$ para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con

diagonales y para otras estructuras.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

Tabla 2.4 Coeficiente de reducción de respuesta estructural

R

Sistema Estructural	<i>R</i>
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes, de hormigón armado o de estructura de acero laminado en caliente. Sistemas de pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes y diagonales rigidizantes. Estructuras con vigas	8



perdidas en las losas (losas planas) y con muros estructurales.	
Estructuras con vigas perdidas en las losas (losas planas) y sin muros estructurales. Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes en conjunto con mampostería confinada. Estructuras de acero doblado en frío. Estructuras de madera.	7
Estructuras de mampostería reforzada.	4. 5
Estructura de tierra.	1. 5

ϕ_P = Coeficiente de configuración estructural en planta.

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PE}$$

Donde:

$\phi_{PA} \Rightarrow$ El mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.5, para

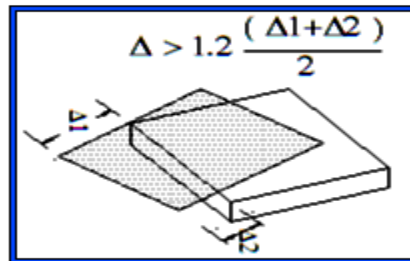
cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1,2 y/o 3 (ϕ_{Pi} en cada piso

se calcula como el mínimo valor expresado a continuación para las tres irregularidades).

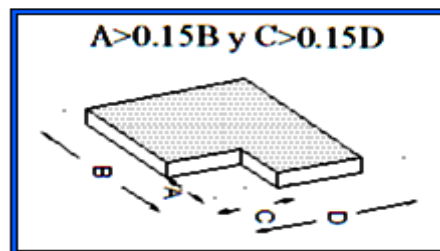


IRREGULARIDADES EN PLANTA

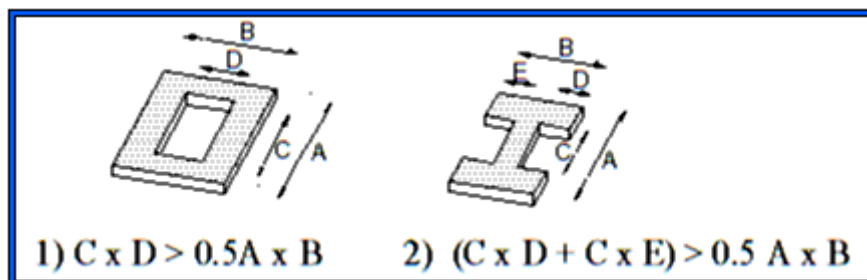
Tipo 1 Irregularidades torsional $\phi_{Pi} = 0,9$



Tipo 2 Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi} = 0,9$



Tipo 3 Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi} = 0,9$



$\phi_{PE} \Rightarrow$ Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.



Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 2.5, en ninguno de sus pisos, ϕ_p tomará el valor de 1.

Tipo 4 Desplazamiento de los planos de Acción de los elementos verticales $\phi_{Pi} = 0,8$



Tipo 5 Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi} = 0,9$

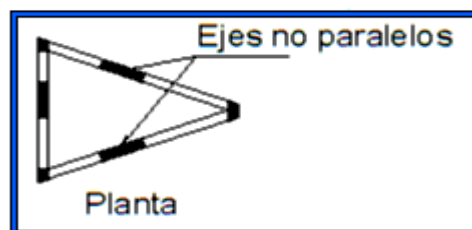


Tabla 2.5 Coeficientes de configuración en planta

Tip o	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_{Pi}
1	Irregularidad torsional Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la	0. 9



	<p>estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el apartado rojo del presente código.</p>	
2	<p><i>Entrantes excesivos en las esquinas</i></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.</p>	0.9
3	<p><i>Discontinuidades en el sistema de piso</i></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas,</p>	0.9



	entrantes o huecos, con áreas mayores al 50 % del área total del piso o con cambios en la rigidez efectiva en el plano del sistema de piso de más del 50 %, entre niveles consecutivos.	
4	<p><i>Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales</i></p> <p>Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0.8
5	<p><i>Ejes estructurales no paralelos</i></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0.9



ϕ_E = Coeficiente de configuración estructural en elevación

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \times \phi_{EC}$$

Donde:

$\phi_{EA} \Rightarrow$ El mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.6, para

cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 (ϕ_{Ei} en cada piso se

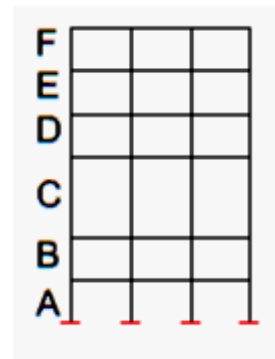
calcula como el mínimo valor expresado a continuación para las dos irregularidades.

Tipo 1 Piso flexible $\phi_{Ei} = 0,9$

Rigidez $K_C < 0,70$ Rigidez K_D

o

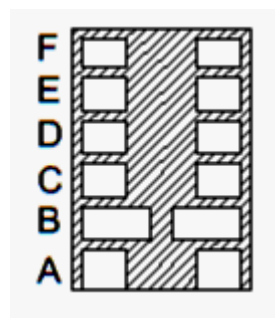
Rigidez $K_C < 0,80 \left(\frac{K_D + K_E + K_F}{3} \right)$



Tipo 5 Piso débil $\phi_{Ei} = 0,8$

Resistencia Piso B $< 0,70$

Resistencia Piso C





$\phi_{EB} \Rightarrow$ Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las

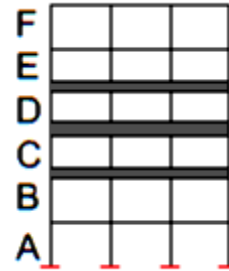
Irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

Tipo 2 Distribución de masas $\phi_{Ei} = 0,9$

$$m_D > 1,50 m_E$$

o

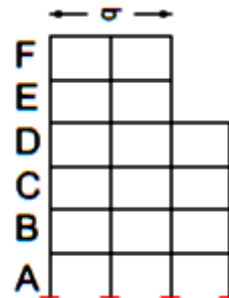
$$m_D > 1,50 m_C$$



Tipo 3 Irregularidad Geométrica

$$\phi_{Ei} = 0,9$$

$$a > 1,30 b$$



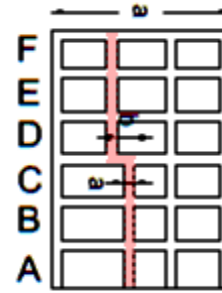
$\phi_{EC} \Rightarrow$ Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.



Tipo 4 Desalineamientos en ejes verticales

$$\phi_{Ei} = 0,8$$

$$b > a$$



Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 2.6, en ninguno de sus niveles, ϕ_E tomará el valor de 1.

Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso menor de 1,3 veces la derivada del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1,2, o 3.



Tabla 2. 6 Coeficientes de configuración en elevación

Tip o	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_{Ei}
1	<p>Piso flexible (irregularidad en rigidez)</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70 % de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	0.9
2	<p>Irregularidad en la distribución de las masas</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubiertas que sean más livianas que el piso inferior.</p>	0.9
3		0.



	<p>Irregularidad geométrica</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	9
4	<p>Desalineamientos de ejes verticales</p> <p>La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.</p>	0.8
5	<p>Piso débil – Discontinuidad en la</p>	0.8



<p>resistencia</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70 % de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
---	--

W ⇒ representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

2.6.1 Distribución de la fuerza cortante “V”

La fuerza horizontal o cortante “V” en la base calculada en cada dirección se distribuirá en la altura de la edificación según la siguiente fórmula:

$$F_i = \frac{(V - Ft)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Donde:

F_i = Fuerza de inercia.



W_i = Peso de cada piso.

h_i = Altura de cada piso.

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de 0.25 V, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a 0.7 seg.

2.7 Cargas de diseño para la edificación

Cargas para el entrepiso:

Carga Viva:

Por ocupación: 190 Kg/m²

Carga Muerta:

Por recubrimiento de piso = 60 Kg/m²

Por paredes = 150 Kg/m²

Por instalaciones = 20 Kg/m²

Por cielo raso = 15 Kg/m²

Por peso hormigón de la losa = 126 Kg/m²

Por peso de la placa colaborante y malla electro soldada = 15 Kg/m²

Por peso de 10 Columnas = 14 Kg/m²

Por peso de 19 Vigas = 17 Kg/m²

Carga muerta = 417 Kg/m² asumo una carga de 425 Kg/m²

Para la cubierta se considera la misma placa colaborante y el mismo espesor de la losa ya que son los mínimos espesores que da el manual técnico de placas colaborantes de la fábrica de Tugalt.

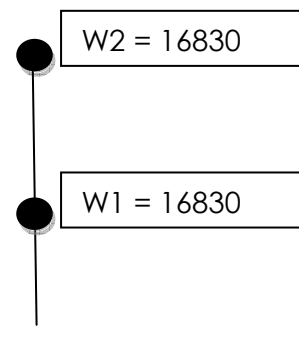


No se tomará en cuenta la carga de viento ya que la cubierta es una losa plana.

Concentración de la masa a cada nivel:

Área de entresijos = 39.6 m^2

Nivel 1 = Nivel 2, $W1 = W2 = 425 \text{ Kg/m}^2 \times 39.6 \text{ m}^2 = 16830 \text{ Kg}$



Determinación del cortante basal:

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} W$$

$$W = W1 + W2 = 16830 \text{ Kg} + 16830 \text{ Kg} = 33660 \text{ Kg}$$

$$Z = 0.25$$

$$I = 1$$

$$R = 10$$

$$\Phi_p = 0.9$$

$$\Phi_E = 1$$



$$C = \frac{1,25 * S^2}{T}$$

$$T = Ct * (hn)^{3/4}$$

Ct = 0.09, para pórticos en acero

hn = 5.2 m

$$T = 0.09 * (5.2)^{3/4} = 0.309917$$

S = 1, tipo de suelo

$$C = 4.033$$

$$Cm = 2.5$$

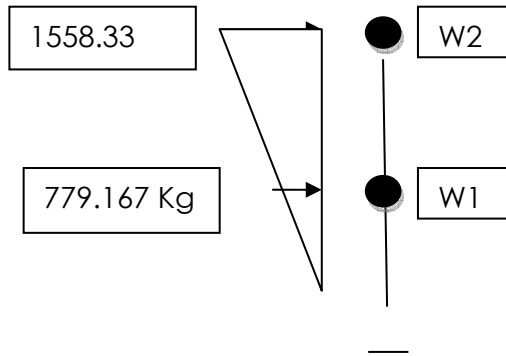
Se toma el menor valor para C entre C y Cm, C= 2.5

$$V = \frac{0.25 * 1 * 2.5}{10 * 0.9 * 1} * 33660 = 2337.5 \text{ Kg}$$

Distribución del cortante basal:

$$Fi = \frac{(V - Ft)Wihi}{\sum_{i=1}^n Wihi}$$

Nivel	hi (m)	Wi (Kg)	Wi.hi	Fi (Kg)
1	2.6	16830	43758	779.167
2	5.2	16830	87516	1558.33
Σ				2337.497





CAPITULO 3

3. MODELACION DE LA EDIFICACIÓN

Este proceso consiste en definir con claridad todos los elementos de la edificación; entre los cuales son los llamados muros de ladrillo, placas, columnas, tabiques, escalera, etc.

Para poder realizar una buena modelación o estructuración es indispensable la participación conjunta del ingeniero estructural, el arquitecto, de los ingenieros eléctricos, sanitarios, etc., con la finalidad de definir los ambientes (geometría) y las características que deben tener los diferentes elementos estructurales de tal manera que la edificación sea funcional, segura y económica.

3.1 Concepción estructural

La concepción estructural implica en saber definir las principales características de la estructura tales como: su forma, la ubicación de los elementos resistentes y el detallado básico.

En nuestro medio generalmente ocurre que el inicio o nacimiento de un proyecto de edificación está en manos del arquitecto. El cual define la forma de la edificación, la ubicación y geometría de los elementos resistentes, tales como: columnas, placas, muros portantes, etc. El ingeniero estructural no participa en la etapa creativa y posteriormente debe calcular solo el acero de una estructura que ya fue definida, lo cual es incorrecto.

Los dos profesionales, desde el inicio del proyecto, deben coordinar; de esta manera el arquitecto aportara los enfoques funcionales y estéticos y, el ingeniero estructural, los relacionados a seguridad y economía.



La razón fundamental que amerita que el arquitecto y el ingeniero estructural trabajen juntos en la creación de edificaciones urbanas es el sismo, ya que este grave fenómeno natural es un grave atentado contra la vida y destruye inversiones.

El comportamiento sísmico de una edificación, depende fundamentalmente de la forma de la edificación, de su simetría en planta y elevación de la distribución de su masa y de sus elementos resistentes y de su simplicidad con que es capaz de transmitir al terreno las cargas sísmicas; es por esta circunstancia el diseño en conjunto.

Las estructuras de acero utilizadas para edificaciones se pueden clasificar de acuerdo al tipo de construcción, es decir si se encuentra apoyada sobre muros de cargas, reticular, de claros grandes y combinadas de acero con concreto, esto es para edificios de poca altura, es decir, cuyas dimensiones en planta.

Con el objeto de realizar el presente proyecto sea tomado de base los planos de una edificación de dos niveles que se ocupara para vivienda bifamiliar esto se puede ver en los anexos 1, a partir de esto se procedió a determinar los pórticos de la misma y de esta manera se obtuvo los datos para la modelación de la estructura, ver anexo 2.

En nuestro caso se ha determinado lo pórticos de la edificación de acuerdo a los consejos anteriores, tomando en cuenta, que dicha estructura se base solo de pórticos resistentes de acero, los cuales deberán soportar las cargas: muerta, viva, carga sísmica, etc. Todo esto ya fue indicado en el capítulo 2.

A continuación se presenta en la Fig. 3.1 la estructura en el espacio, en la cual se puede apreciar cómo se encuentran distribuidos sus elementos en el programa de cálculo SAP2000.

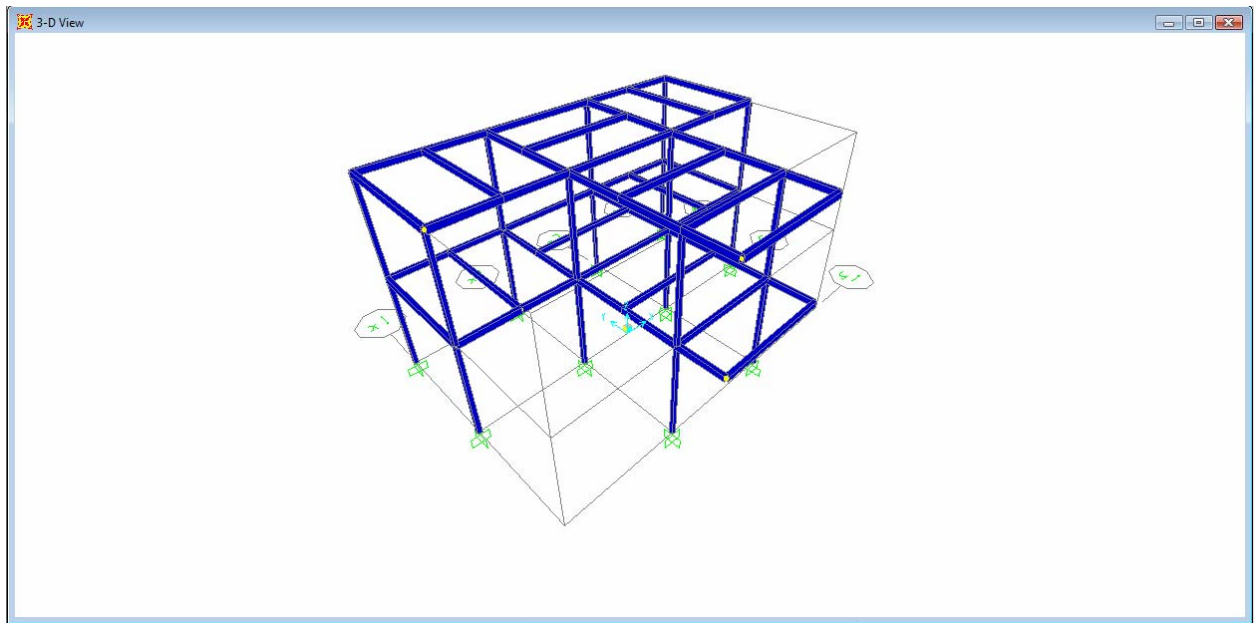


Fig. 3.1 Estructura Espacial

3.2 Modelación de cargas y elementos de la edificación para la aplicación en SAP 2000

Para el cálculo de las cargas en los pórticos se ha considerado que el entrepiso está compuesto de una placa colaborante.

Cada una de las vigas tiene un área de influencia por lo que para determinar la carga por metro lineal se considero los siguientes pasos:

1. El área de influencia que se aporta a cada viga.
2. Se multiplica la carga viva o muerta por el área de influencia.
3. El resultado del paso 2 se divide para la longitud de la viga.

Para determinar el área de influencia en cada viga se debe trazar desde los ángulos entre las vigas, rectas a 45° de tal manera que se forman triángulos y/o trapecios, con lo



cual se puede observar las áreas de influencia que aportan carga a cada viga.

Las áreas de influencia en cada viga se tomo en áreas trapezoidales y triangulares de las cargas muerta y viva respectivamente.

Para la solución del entrepiso se ha decidido colocar una losa de hormigón de 5cm de espesor de acuerdo con las especificaciones del manual técnico de placa colaborante de la fábrica de Tugalt, según sus recomendaciones y sugerencias, el cual se detallara más adelante.

Cabe también indicar que las vigas principales son aquellas que se encuentran colocadas entre las columnas y se han considerado empotradas, mientras que las vigas secundarias han sido consideradas articuladas, puesto que se encuentran conectadas entre las vigas principales, esto se ha hecho con el objeto que la viga secundaria no transmita momento a la viga principal.

La distribución de la carga sísmica se la realizo como fuerzas horizontales por medio del Método de los Desplazamientos en donde se obtuvo las fuerzas que actuarían en cada nodo de los pórticos de acuerdo a cada dirección los cuales fueron introducidos en el Programa SAP 2000, de la misma manera para poder utilizar este método se consideró el entrepiso como un diafragma rígido con el objeto de que los desplazamientos producidos por la fuerza sísmica, haga que los puntos o nodos se desplacen al mismo tiempo. En la fig. 3.2 se observan las fuerzas sísmicas que provoca un sismo en la dirección de X.

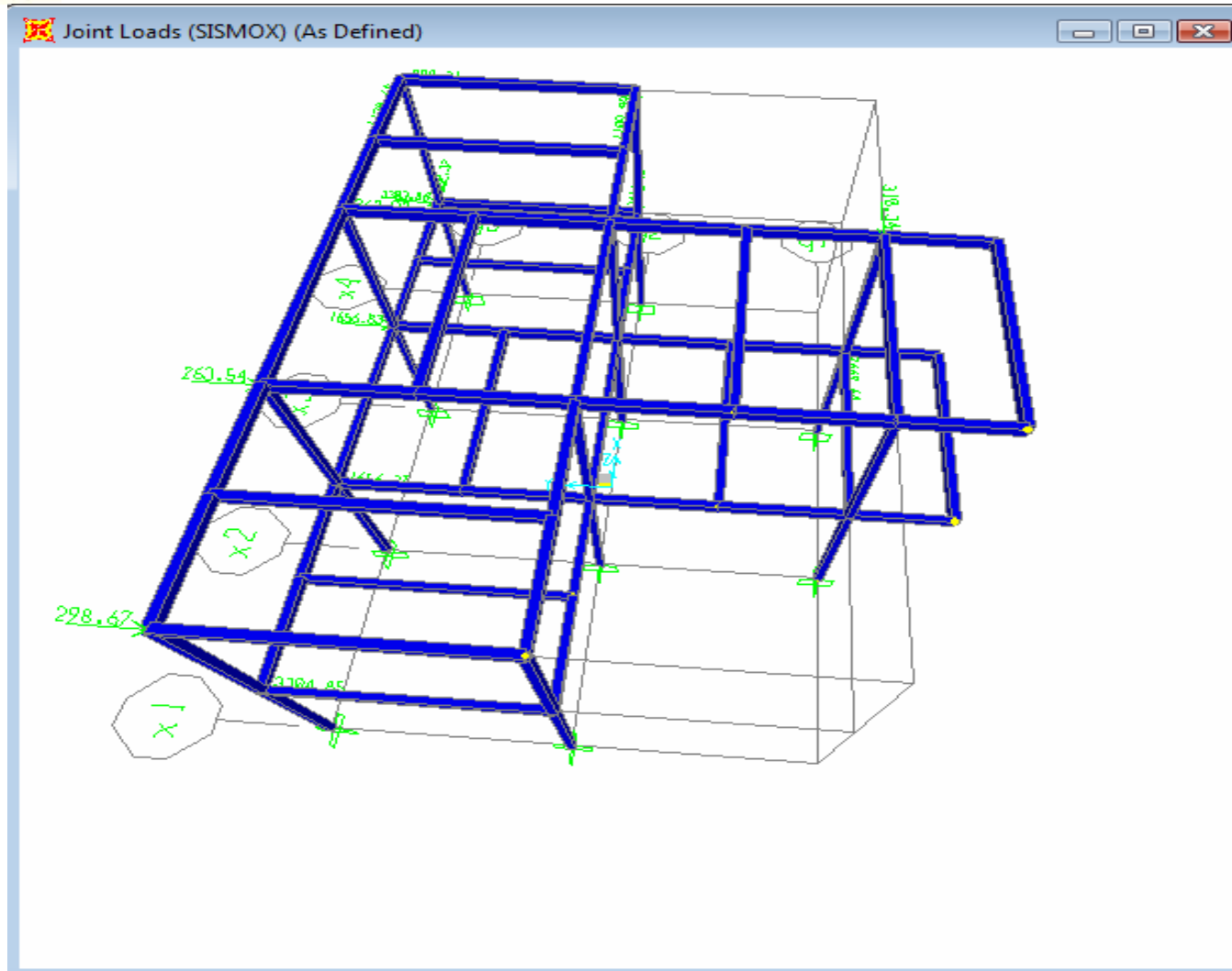


Fig. 3.2 Fuerzas Sísmicas que provoca un sismo en la dirección X

De la misma manera se introdujo las fuerza sísmica que provoca un sismo en la dirección de Y como se ve en la fig.3.3

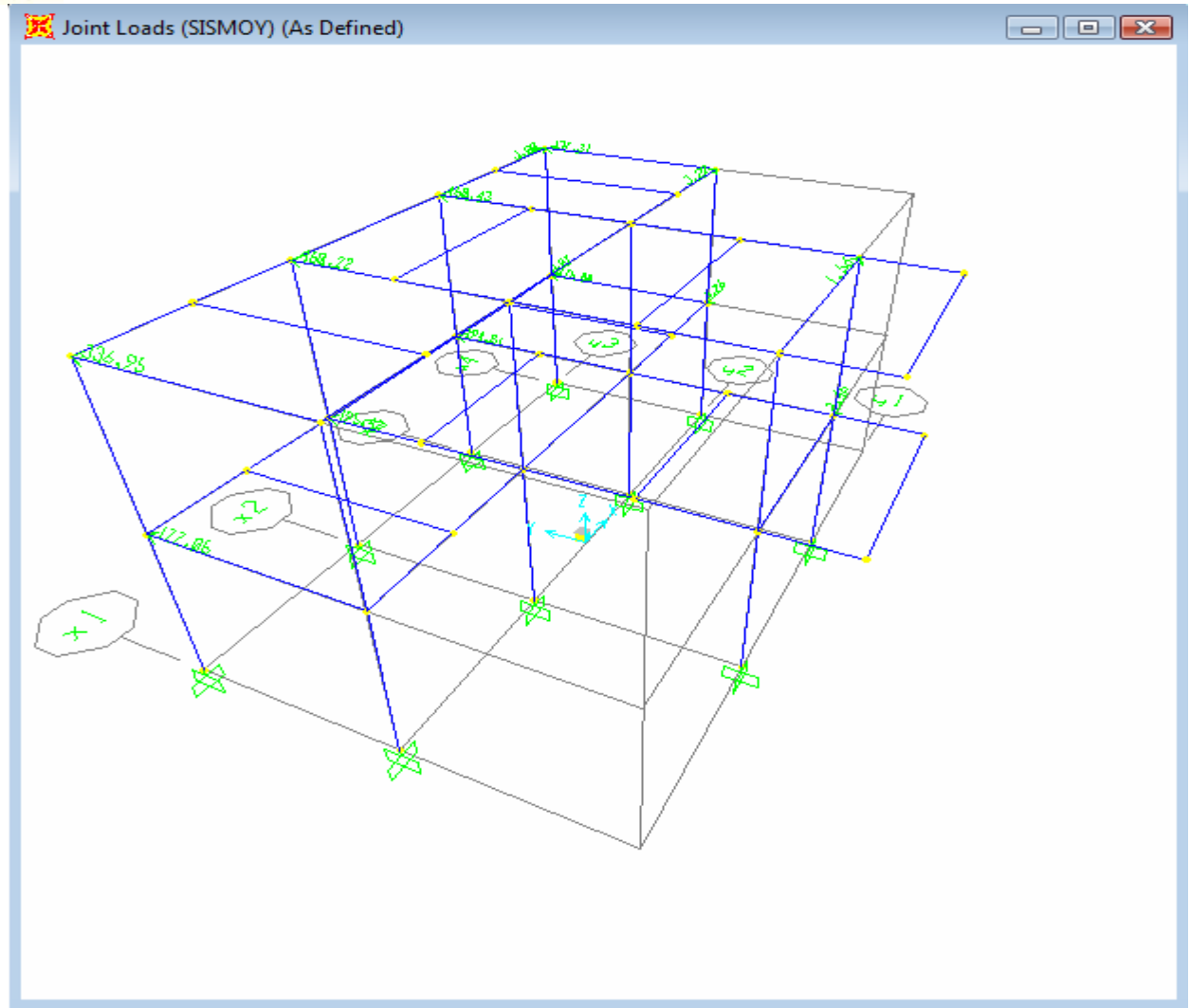


Fig. 3.3 Fuerza Sísmica que provoca un sismo en la dirección Y

CALCULO CON EL PROGRAMA SAP 2000

El programa SAP 2000 es una herramienta poderosa que permite realizar cálculos de estructuras complejas con mucha facilidad y rapidez.

Entre una de las principales características que posee el SAP 2000 es su interfaz gráfica, lo cual nos ayuda para cualquier modificación que se desee realizar desde el mismo programa o ya sea exportar desde el programa AUTOCAD. Este programa también dispone de visualización en 3D, con lo cual se vuelve un programa más sencillo, interactivo y de fácil manejo.



Otra de las ventajas del SAP 2000 es la facilidad que posee de introducir las mallas o grillas de la estructura de la manera más sencilla. Para lograr esto se debe de definir un nuevo modelo en el que se escogerá el grid de modo que todos los nodos de la malla se encuentren en sus intersecciones.

Cuando la malla no es tan fácil de introducir, se crea en un archivo de gráficos como el AUTOCAD y luego se introducirá en el programa SAP 2000 en formato DXF.

Para realizar los cálculos con el Programa SAP 2000 una vez introducidas todas las cargas en la estructura se debe considerar las combinaciones de carga las cuales se encuentran indicadas en el capítulo 2.

En nuestro caso las cargas consideradas son las que se pueden ver en la fig. 3.4



	Current Name	New Name
1	MUERTA	MUERTA
2	SISMOX	SISMOX
3	SISMOY	SISMOY
4	VIVA	VIVA

Fig. 3.4 Cargas Considerados

Una vez obtenidos los resultados del Programa SAP 2000 se procede al diseño, pero de acuerdo a las combinaciones de carga que se realizó, se toma el elemento más desfavorable, es decir donde se producen los mayores esfuerzos.



CAPITULO 4

4 COSIDERACIONES EN ELEMENTOS DE LA EDIFICACION (METODO LRFD AISI)

4.1 Elementos

4.1.1 Limitaciones y consideraciones sobre las dimensiones

Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor

(a) *Máximas relaciones entre el ancho plano y el espesor*

Las máximas relaciones entre el ancho plano y el espesor, w/t , despreciando los rigidizadores intermedios y considerando t como el espesor real del elemento, deben ser las siguientes:

- (1) Elemento comprimido rigidizado que posee *un* borde longitudinal conectado a un alma o ala, el otro rigidizado por [2 pág. 38] :

Labio rigidizador simple 60

Cualquier otro tipo de rigidizador en el cual $l_s \geq l_a$ y $D/w \leq 0,8$ 90

- (2) Elemento comprimido rigidizado con *ambos* bordes longitudinales conectados a otros elementos rigidizados 500

- (3) Elemento comprimido no rigidizado y elementos con un rigidizador de borde en el cual $l_s < l_a$ y $D/w \leq 0,8$ 60



4.1.2 Anchos efectivos de los elementos rigidizados

Elementos rigidizados uniformemente comprimidos:

(a) *Determinación de la capacidad de carga*

El ancho efectivo, b , se debe determinar utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} b &= w && \text{cuando } \lambda \leq 0,673 \\ b &= \rho w && \text{cuando } \lambda > 0,673 \end{aligned}$$

donde:

w = Ancho plano

$$\rho = (1 - 0,22/\lambda)/\lambda$$

λ es un factor de esbeltez que se determina de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\left(\frac{f}{E} \right)}$$

Donde:

t = Espesor de los elementos rigidizados uniformemente comprimidos

f es de la siguiente manera:

Para los miembros flexados:

(1) Si se utiliza el Procedimiento I (de la Sección C3.1.1 AISI)

Cuando en el elemento considerado la fluencia inicial es en compresión, $f = F_y$.



Cuando la fluencia inicial es en tracción, la tensión de compresión, f , en el elemento considerado se debe determinar en base a la sección efectiva en M_y (momento que provoca la fluencia inicial)

(2) Si se utiliza el procedimiento II (de la Sección C3.1.1 AISI), f es la tensión en el elemento considerado en M_n determinada en base a la sección efectiva.

(3) Si se utiliza la Sección C3.1.2 del AISI, f es la tensión M_c/S_f de acuerdo con lo descrito en dicha Sección al determinar S_c .

En el caso de los miembros comprimidos, f se toma igual a F_n de acuerdo con lo determinado en las Secciones C4 o D4.1 del AISI, según sea aplicable.

E = Módulo de elasticidad longitudinal

k = Coeficiente de pandeo de placas

= 4 para elementos rigidizados apoyados sobre un alma en cada borde longitudinal.

En las secciones aplicables se dan valores para diferentes tipos de elemento [2 págs. 40-41].

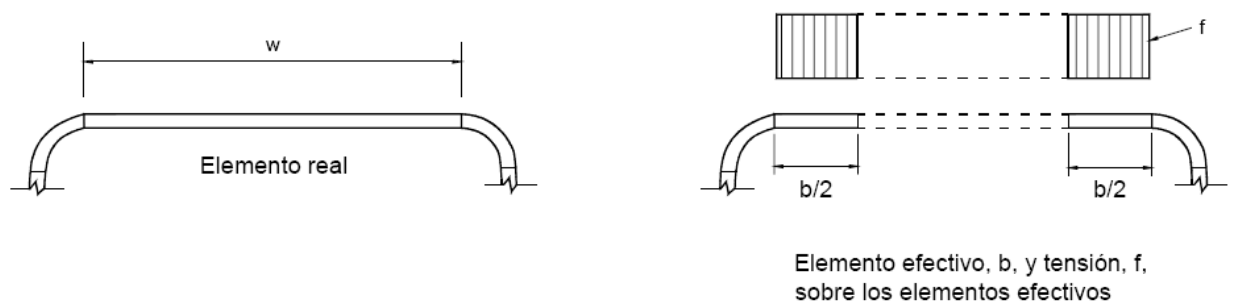


Fig. 4.1 Elementos rigidizados

4.1.3 Almas y elementos rigidizados con gradiente de tensiones

(a) Determinación de la capacidad de carga



Los anchos efectivos, b_1 y b_2 , se deben determinar utilizando las siguientes ecuaciones:

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \psi)}$$

Para $\psi \leq -0.236$

$$b_2 = b_e/2$$

$b_1 + b_2$, no debe ser mayor que la porción comprimida del alma calculada en base a la sección efectiva

Para $\psi > -0.236$

$$b_2 = b_e - b_1$$

Donde:

b_e = Ancho efectivo b determinado de acuerdo con elementos rigidizados uniformemente comprimidos, sustituyendo f_1 por f y determinando k de la siguiente manera:

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi)$$

$$\psi = f_2 / f_1$$

f_1, f_2 = Tensiones ilustradas en la figura 4.2, calculadas en base a la sección efectiva.

f_1 es compresión (+) y f_2 puede ser tracción (-) o compresión (+). En caso que tanto f_1 como f_2 sean compresión, $f_1 \geq f_2$ [2 pág. 42-43].

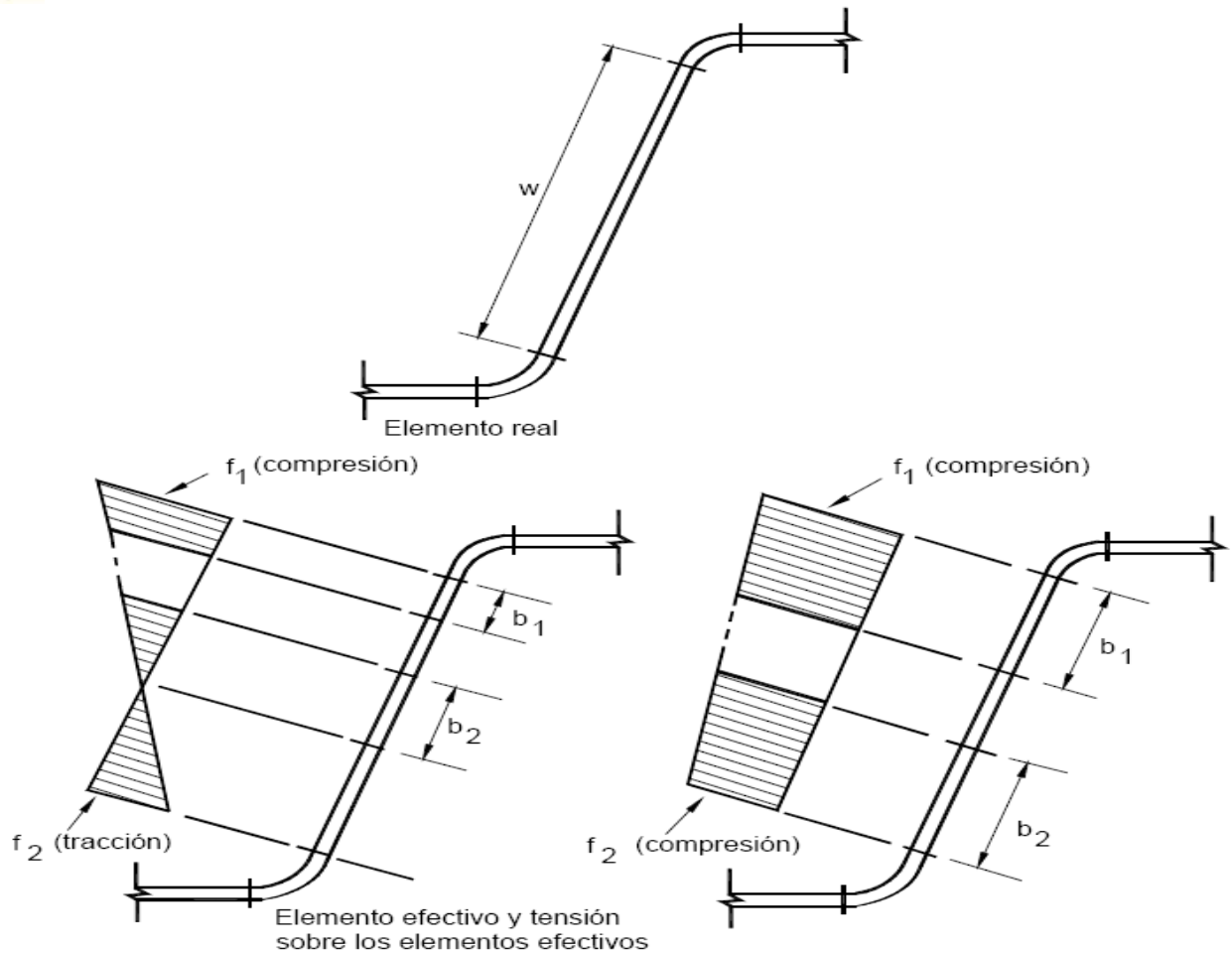


Fig. 4.2 de Elemento no rigidizado con compresión uniforme

4.1.4 Anchos efectivos de los elementos no rigidizados

Elementos no rigidizados uniformemente comprimidos:

(a) Determinación de la capacidad de carga

El ancho efectivo, b , se debe determinar de igual manera como en los elementos rigidizados uniformemente comprimidos, excepto que k se debe tomar igual a 0,43 y w como se define en la figura 4.3.

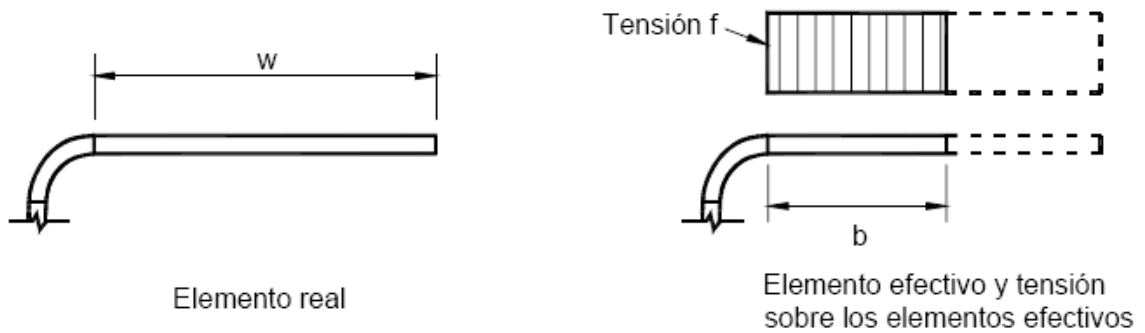


Fig. 4.3 Elemento no rigidizado con compresión uniforme

(b) Determinación de la deflexión

El ancho efectivo, b_d , utilizado para calcular la deflexión se debe determinar de acuerdo con el Procedimiento I de la Sección B2.1b del AISI, excepto que f_d , se sustituye por f y $k = 0,43$ [2 pág. 44].

4.1.5 Conjuntos estructurales

SECCIONES COMPUESTAS POR DOS PERFILES C

La máxima separación longitudinal admisible, S_{max} , de las soldaduras u otros conectores que unen dos perfiles C para formar una sección doble es:

(a) Para miembros comprimidos:

$$S_{max} = \frac{Lr_{cy}}{2r_1}$$

Donde:

L = Longitud no arriostrada del miembro comprimido

r_1 = Radio de giro de la sección doble respecto al eje perpendicular a la

dirección en la cual se produciría pandeo para las condiciones dadas

de apoyo y arriostramiento intermedio



r_{cy} = Radio de giro de un perfil C respecto a su eje baricéntrico paralelo al alma.

(b) Para miembros flexados:

$$S_{max} = \frac{L}{6} \leq \frac{2gT_s}{mq}$$

Donde:

L = Longitud de la viga

T_s = Resistencia de cálculo de la conexión traccionada

g = Distancia vertical entre las dos filas de conexiones más próximas a

las alas superior e inferior

q = Carga de cálculo sobre la viga para separación de los conectores

m = Distancia entre el centro de corte de un perfil C y el plano medio de su alma.

Para perfiles C simples sin labios rigidizadores en los bordes exteriores.

$$m = \frac{W_f^2}{2W_f + d/3}$$

Para perfiles C con labios rigidizadores en los bordes exteriores,

$$m = \frac{W_f dt}{4I_x} \left[W_f d + 2D \left(d - \frac{4D^2}{3d} \right) \right]$$

W_f = Proyección de las alas a partir de la cara interna del alma (para perfiles C con alas de diferentes anchos, w_f se debe tomar como el ancho del ala más ancha)

d = Profundidad del perfil C o la viga

D = Profundidad total del labio rigidizador



I_x = Momento de inercia de un perfil C respecto a su eje
baricéntrico
normal al alma

La carga, q , se obtiene dividiendo las cargas concentradas o reacciones por la longitud de apoyo. Para las vigas diseñadas para una carga uniformemente distribuida, q se debe tomar igual a tres veces la carga uniformemente distribuida, en base a las cargas nominales para ASD, cargas factoreadas para LRFD. Si la longitud de apoyo de una carga concentrada o reacción es más pequeña que la separación entre soldaduras, s , la resistencia de cálculo requerida de las soldaduras o conexiones más próximas a la carga o reacción es:

$$T_s = P_s m / 2g$$

Donde:

P_s es una carga concentrada o reacción en base a las cargas nominales para ASD, cargas factoreadas para LRFD.

La máxima separación admisible, S_{max} , de las conexiones depende de la intensidad de la carga directamente en la conexión. Por lo tanto, si las conexiones están separadas uniformemente en toda la longitud de la viga, ésta se debe determinar en el punto de máxima intensidad de carga localizada. En caso que la separación obtenida mediante este procedimiento resultara inconveniente desde el punto de vista económico se puede adoptar uno de los métodos siguientes: (a) se puede variar la separación de las conexiones a lo largo de la viga de acuerdo con la variación de la intensidad de la carga; o (b) se pueden soldar platabandas a las alas en los puntos donde están aplicadas las cargas concentradas. Luego la resistencia al corte de cálculo de las conexiones que unen estas platabandas a las alas se debe tomar como T_s , y g se debe tomar igual a la profundidad de la viga [2 págs. 74-75].



CAPITULO 5

5. DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

5.1 Resistencia para flexión exclusivamente

La resistencia nominal a la flexión, M_n , debe ser el menor de los valores calculados de acuerdo con las Secciones C3.1.1 y C3.1.2, C3.1.3 ó C3.1.4 del AISI, cuando corresponda.

5.1.1 Resistencia nominal de la sección (sección C3.1.1 del AISI).

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) o en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II) según corresponda.

Para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas:

$$\phi_b = 0,95 \text{ (LRFD)}$$

Para secciones con alas comprimidas no rigidizadas:

$$\phi_b = 0,90 \text{ LRFD}$$

a) Procedimiento I - En base a la iniciación de la fluencia
El momento de fluencia efectivo en base a la resistencia de la sección, M_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$M_n = S_e F_y$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia de cálculo

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada a F_y



b) Procedimiento II - En base a la capacidad de reserva inelástica
La capacidad de reserva flexional inelástica se puede utilizar cuando se satisfacen las siguientes condiciones:

- (1) El miembro no está sujeto a torsión ni a pandeo lateral, torsional o torsional-flexional.
- (2) El efecto de la conformación en frío no se incluye al determinar el límite de fluencia F_y .
- (3) La relación entre la profundidad de la porción comprimida del alma y su espesor no es mayor que λ_1
- (4) El esfuerzo de corte no es mayor que $0,35F_y$ por la superficie del alma, ht .
- (5) El ángulo entre cualquier alma y la vertical no es mayor que 30 grados.

La resistencia nominal a la flexión, M_n , no debe ser mayor que $1,25 S_e F_y$ determinada de acuerdo con el Procedimiento I ni que aquella que provoca una máxima deformación por compresión de $C_y e_y$ (no se limita la máxima deformación por tracción).

Donde:

e_y = Deformación de fluencia = F_y/E

E = Módulo de elasticidad longitudinal

C_y = Factor de deformación por compresión determinado de la siguiente manera:

(a) Elementos comprimidos rigidizados sin rigidizadores intermedios

$$C_y = 3 \text{ para } w/t \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{\frac{w}{t} - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \text{ para } \lambda_1 < w/t < \lambda_2$$



$$C_y = 1 \text{ para } w/t \geq \lambda_2$$

Donde:

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}}$$

$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}}$$

(b) Elementos comprimidos no rigidizados

$$C_y = 1$$

(c) Elementos comprimidos con rigidización múltiple y elementos comprimidos con rigidizadores de borde

$$C_y = 1$$

Cuando sea aplicable, para calcular las propiedades de la sección se deben utilizar los anchos efectivos de cálculo. M_n se debe calcular considerando el equilibrio de tensiones, suponiendo una curva tensión-deformación idealmente elastoplástica igual para compresión y tracción, suponiendo pequeñas deformaciones y suponiendo que las secciones planas permanecen planas durante la flexión. La combinación de flexión y abolladura del alma se debe verificar de acuerdo con los requisitos de la Sección C3.5. del AISI.

5.1.2 Resistencia al pandeo lateral (sección C3.1.2 del AISI)

La resistencia nominal de los segmentos sin arriostramiento lateral de las secciones con simetría simple, simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, M_n , se debe calcular de la siguiente manera:



$$M_n = S_c \frac{M_e}{S_f}$$

$$\Phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

S_f = Módulo elástico de la sección total, no reducida, calculado para la fibra extrema comprimida

S_c = Módulo elástico de la sección efectiva calculado para una tensión M_c/S_f en la fibra extrema comprimida

M_c = Momento crítico calculado de la siguiente manera:

Para $M_e \geq 2,78M_y$

$$M_c = M_y$$

Para $2,78M_y > M_e > 0,56M_y$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10M_y}{36M_e} \right)$$

Para $M_e \leq 0,56M_y$

$$M_c = M_e$$

Donde:

M_y = Momento que provoca la fluencia inicial en la fibra comprimida extrema de la totalidad de la sección

$$M_y = S_f F_y$$



Me = Momento elástico crítico calculado de acuerdo con (a) o (b):

(a) Para secciones con simetría simple, doble y puntual:

$$M_s = C_b r_o A \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \text{Para flexión alrededor del eje de simetría.}$$

Para secciones con simetría simple, el eje x es el eje de simetría orientado de manera tal que el centro de corte tiene una coordenada x negativa.

Para secciones con simetría puntual utilizar 0,5Me.

Alternativamente, Me se puede calcular utilizando la ecuación para secciones doble T con simetría doble o secciones con simetría puntual dadas en (b)

$$M_s = C_s A \sigma_{ex} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_o^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] / C_{TF} \quad \text{Para flexión alrededor del eje}$$

baricéntrico perpendicular al eje de simetría sólo para secciones con simetría simple

Cs = +1 para momento que provoca compresión del lado del baricentro donde se encuentra el centro de corte

Cs = -1 para momento que provoca tracción del lado del baricentro donde se encuentra el centro de corte

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2}$$



$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_s^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t^2)} \right]$$

A = Superficie total de la sección transversal

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Donde:

Mmax = valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado

MA = valor absoluto de momento correspondiente al punto ubicado a un cuarto del segmento no arriostrado

MB = valor absoluto del momento en el eje del segmento no arriostrado

MC = valor absoluto del momento correspondiente al punto ubicado a tres cuartos del segmento no arriostrado

En todos los casos está permitido tomar Cb igual a la unidad (valor conservador).

Para los voladizos en los cuales el extremo libre no está arriostrado, Cb se debe tomar igual a la unidad. Para los miembros sometidos a carga axial combinada con momento flector (Sección C5 del AISI), Cb se debe tomar igual a la unidad.

E = Módulo de elasticidad longitudinal

$$C_{TF} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$



Donde:

M1 es el menor y M2 es el mayor momento flector en los extremos de la longitud no arriostrada en el plano de flexión, y M1/M2, relación entre los momentos de los extremos, es positiva cuando

M1 y M2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura inversa) y negativa cuando son de signos contrarios (flexión con curvatura simple). Cuando el momento flector en cualquier punto de una longitud no arriostrada es mayor que en los dos extremos de dicha longitud, y para miembros sometidos a carga axial y momento flector (Sección C5 del AISI), CTF se debe tomar igual a la unidad.

r_o = Radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$$

r_x, r_y = Radios de giro de la totalidad de la sección transversal respecto a los ejes principales baricéntricos

G = Módulo de elasticidad transversal

K_x, K_y, K_t = Factores de longitud efectiva para flexión alrededor de los ejes X e Y, y para torsión

L_x, L_y, L_t = Longitud no arriostrada del miembro comprimido para flexión alrededor de los ejes X e Y, y para torsión

x_o = Distancia entre el centro de corte y el baricentro a lo largo del eje principal X, considerada negativa

J = Constante de torsión de St. Venant de la sección transversal

C_w = Constante de alabeo torsional de la sección transversal

$$j = \frac{1}{2I_y} \left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] - x_o$$

(b) Para secciones doble T, C o Z flexionadas alrededor del eje baricéntrico perpendicular al alma



(Eje x):

En vez de (a), para evaluar M_e se pueden utilizar las siguientes ecuaciones:

$$M_e = \frac{\pi^2 E C_b d I_{yc}}{L^2} \quad \text{para secciones doble T con simetría doble}$$

$$M_e = \frac{\pi^2 E C_b d I_{yc}}{L^2} \quad \text{para secciones Z con simetría puntual}$$

d = Profundidad de la sección

L = Longitud no arriostrada del miembro

I_{yc} = Momento de inercia de la porción comprimida de una sección respecto al eje baricéntrico de la totalidad de la sección paralelo al alma, utilizando la sección total, no reducida.

Los demás términos fueron definidos en (a) [2 págs. 51-55].

5.1.3 Resistencia para corte exclusivamente

La resistencia nominal al corte, V_n , en cualquier sección se debe calcular de la siguiente manera:

(a) Para $h / t \leq 0,96 \sqrt{E k_v / F_y}$

$$V_n = 0,60 F_y h t$$
$$\Phi_v = 1,0 \quad (\text{LRFD})$$

(b) Para $0,96 \sqrt{E k_v / F_y} < h / t \leq 1,415 \sqrt{E k_v / F_y}$

$$V_n = 0,64 t^2 \sqrt{E k_v / F_y}$$

$$\Phi_v = 0,90 \quad (\text{LRFD})$$



(c) Para $h / t > 1,415 \sqrt{Ek_v/F_y}$

$$V_n = \frac{\pi^2 Ek_v t^3}{12(1-\nu^2)} = 0.905 Ek_v t^3 / h$$

$$\Phi_v = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al corte de la viga

t = Espesor del alma

h = Profundidad de la porción plana del alma medida a lo largo del plano del alma

K_v = Coeficiente de pandeo por corte determinado de la siguiente manera:

1. Para almas no reforzadas, $K_v = 5,34$
2. Para almas de vigas con rigidizadores transversales que satisfacen los requisitos de la Sección B6 del AISI

Cuando $a/h \leq 1,0$

$$k_v = 4,00 + \frac{5,34}{(a/h)^2}$$

Cuando $a/h > 1,0$

$$k_v = 5,34 + \frac{4,00}{(a/h)^2}$$



Donde:

a = longitud del panel de corte en el caso de elementos de almas no reforzadas

a = distancia libre entre rigidizadores transversales en el caso de elementos con almas reforzadas

Para un alma compuesta por dos o más planchas, cada plancha se debe considerar como un elemento independiente que soporta su parte del esfuerzo de corte.

5.1.4 Resistencia para flexión y corte

Método LRFD

Para vigas con almas no reforzadas, la resistencia flexional requerida, M_u , y la resistencia al corte requerida, V_u , deben satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxx}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1,0$$

Para vigas con rigidizadores transversales en las almas, la resistencia flexional requerida, M_u , y la resistencia al corte requerido, V_u , no deben ser mayores que $\phi_b M_n$ y $\phi_v V_n$, respectivamente. Si $(M_u/\phi_b M_{nxx}) > 0,5$ y $(V_u/\phi_v V_n)$: M_u y V_u deben satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$0,6 \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxx}} \right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) \leq 1,3$$

Donde:

ϕ_b = Factor de resistencia para flexión (Sección C3.1.1 del AISI)

ϕ_v = Factor de resistencia para corte (Sección C3.2 del AISI)



M_n = Resistencia nominal a la flexión cuando sólo existe flexión
 M_{nx} = Resistencia nominal a la flexión respecto al eje x
baricéntrico, determinada de acuerdo con la Sección C3.1.1 del
AISI
 V_n = Resistencia nominal al corte cuando sólo existe corte [2
págs. 57-59].

5.2 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL DE LA EDIFICACION

Datos obtenidos mediante la modelación en el SAP 2000:

Elemento 62 C2.

$$M_{3-3} = 2532 \text{ KN.cm}$$

$$V_2 = 28.42 \text{ KN}$$

Acero:

$$F_y = 24 \text{ KN/cm}^2$$

$$E = 20000 \text{ KN/cm}^2$$

La viga se conformará en cajón con dos perfiles en C

$$S_x = \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$S_x = 111.1 \text{ cm}^3$$

El perfil en C que tomaremos será de 200x50x4 que tiene un S_x
= 60 cm^3 , como son dos C,

$$S_x = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}^3 \text{ (ver anexo 3).}$$

Datos del perfil en C:



B =	5	cm
H =	20	cm
r =	0.6	cm
t =	0.4	cm
Sx =	60	cm ³
Ix =	600	cm ⁴
Iy =	22.1	cm ⁴
Sy =	5.52	cm ³
rx =	7.23	cm
ry =	1.39	cm
d =	1	cm
A =	11.5	cm ²

K = 4, elemento comprimido rigidizado

Chequeo si el Ala es efectiva:

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda = 0.364$$

0.364 ≤ 0.673, por lo tanto no hay abolladura.

Chequeo si el alma es efectiva:

$$f1 = Fy \frac{(H/2) - (t + r)}{(H/2)}$$

$$f1 = 21.6 \text{ KN.cm}$$

$$f2 = -21.6 \text{ KN.cm}$$

$$\Psi = \frac{f2}{f1}$$

$$\Psi = -1$$

$$K = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi)$$



$$K = 24$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda = 0.141$$

0.141 ≤ 0.673, por lo tanto no hay abolladura.

Pérdida de estabilidad lateral:

$$M_e = \frac{\pi^2 ECbdI_{yc}}{L^2}$$

$$I_y = 2 \left[I_{cy} + Ac \left(\frac{b}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I_{yc} = \frac{I_y}{2}$$

$$M_e = 41512.76 \text{ KN.cm}$$

$$M_y = S_x F_y$$

$$M_y = 2880 \text{ KN.cm}$$

$$2.78M_y = 8007 \text{ KN.cm}$$

$$M_e = 41512.76 \text{ KN.cm} \geq 2.78M_y = 8007 \text{ KN.cm}$$

$M_c = M_y$, por lo tanto no hay pérdida de estabilidad.

$$M_n = M_y$$

$$M_n = S_x F_y$$

$$M_n = 2880 \text{ KN.cm}$$

$$\phi_b M_n = 2736 \text{ KN.cm}$$

$$M_u = 2532 \text{ KN.cm} \leq \phi_b M_n = 2736 \text{ KN.cm}, \text{ cumple}$$



Resistencia a corte exclusivamente:

$$\frac{h}{t} = 45$$

$$0.96 \sqrt{\frac{EK_v}{F_y}} = 64.04$$

$$\frac{h}{t} = 45 \leq 0.96 \sqrt{\frac{EK_v}{F_y}} = 64.04$$

$$V_n = 103.68$$

$$V_{nT} = 2 \cdot 103.68 = 207.36 \text{ KN}$$

$$V_u = 29.38 \text{ KN} \leq \phi_v V_{nT} = 207.36 \text{ KN}, \text{ Cumple.}$$

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nco}} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{\phi_v V_n} \right)^2 = 0.931 \leq 1, \text{ cumple}$$

5.3 DISEÑO DE LA VIGA SECUNDARIA DE LA EDIFICACION

Datos obtenidos mediante la modelación en el SAP 2000:

Elemento 98 C2.

$$M_{3-3} = 1035.101 \text{ KN.cm}$$

$$V_2 = 13.798 \text{ KN}$$

Acero:

$$F_y = 24 \text{ KN/cm}^2$$

$$E = 20000 \text{ KN/cm}^2$$

La viga se conformará en cajón con dos perfiles en C

$$S_x = \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$



$$S_x = 45.4 \text{ cm}^3$$

El perfil en C que tomaremos será de 125x50x4 que tiene un $S_x = 30.7 \text{ cm}^3$, como son dos C,

$$S_x = 2 \times 30.7 = 61.4 \text{ cm}^3 \text{ (ver anexo 4).}$$

Datos del perfil en C:

B =	5	cm
H =	125	cm
r =	0.6	cm
t =	0.4	cm
$S_x =$	30.7	cm ³
$I_x =$	192	cm ⁴
$I_y =$	19.4	cm ⁴
$S_y =$	5.24	cm ³
$r_x =$	4.76	cm
$r_y =$	1.51	cm
d =	1.29	cm
A =	8.47	cm ²

$K = 4$, elemento comprimido rigidizado

Chequeo si el Ala es efectiva:

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda = 0.364$$

$0.364 \leq 0.673$, por lo tanto no hay abolladura.

Chequeo si el alma es efectiva:

$$f_1 = F_y \frac{(H/2) - (t + r)}{(H/2)}$$

$$f_1 = 20.16 \text{ KN.cm}$$

$$f_2 = -20.16 \text{ KN.cm}$$



$$\Psi = \frac{f_2}{f_1}$$

$$\Psi = -1$$

$$K = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi)$$

$$K = 24$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda = 0.136$$

0.136 ≤ 0.673, por lo tanto no hay abolladura.

Pérdida de estabilidad lateral:

$$M_e = \frac{\pi^2 E C b d I_{yc}}{L^2}$$

$$I_y = 2 \left[I_{cy} + A c \left(\frac{b}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I_{yc} = \frac{I_y}{2}$$

$$M_e = 3990 \text{ KN.cm}$$

$$M_y = S_x F_y$$

$$M_y = 1473.6 \text{ KN.cm}$$

$$2.78 M_y = 4096.6 \text{ KN.cm}$$

$$0.56 M_y = 825.21 \text{ KN.cm}$$

$$0.56 M_y = 825.21 < M_e = 3990 \text{ KN.cm} < 2.78 M_y = 4096.6 \text{ KN.cm}$$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10 M_y}{36 M_e} \right)$$

$$M_c = 1469.34 \text{ KN.cm}$$



$$M_n = S_c \frac{M_c}{S_f}$$

$$\frac{M_c}{S_f} = 23.93 = F$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$\lambda = 0.363 \leq 0.673$, no hay abolladura

$$S_c = S_f$$

$$M_n = M_c$$

$$M_n = 1469.34 \text{ KN.cm}$$

$$\phi_b M_n = 1322.4 \text{ KN.cm}$$

$$M_u = 1035.101 \text{ KN.cm} \leq \phi_b M_n = 1322.4 \text{ KN.cm}, \text{ cumple}$$

Resistencia a corte exclusivamente:

$$\frac{h}{t} = 26.25$$

$$0.96 \sqrt{\frac{EK_v}{F_y}} = 64.04$$

$$\frac{h}{t} = 26.25 \leq 0.96 \sqrt{\frac{EK_v}{F_y}} = 64.04$$

$$V_n = 60.48 \text{ KN}$$

$$V_n T = 2 * 60.48 = 120.96 \text{ KN}$$

$$V_u = 13.798 \text{ KN} \leq \phi_v V_n T = 120.96 \text{ KN}, \text{ Cumple.}$$

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nro}} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{\phi_v V_n} \right)^2 = 0.601 \leq 1, \text{ cumple}$$



CAPITULO 6

6. DISEÑO DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

6.1 Miembros comprimidos con carga concéntrica

En miembros, en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a la tensión, F_n .

La resistencia axial nominal, P_n se calcula de la siguiente manera:

$$P_n = A_e F_n$$

Donde:

A_e = Superficie efectiva a la tensión F_n .

F_n = Tensión nominal de pandeo → se determina de la siguiente manera:

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

F_e = Tensión de pandeo elástico

Donde:



$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad longitudinal

K = Factor de longitud efectiva

L = Longitud no arriostrada del miembro

r = Radio de giro de la sección transversal total no reducida [2 págs. 65-66].

La relación de esbeltez, KL/r , de todos los miembros comprimidos no debe ser mayor que 200

6.2 Combinación de carga axial y flexión

Las secciones cargadas de forma concéntrica se deben diseñar para un momento flector adicional; M_{ux} , M_{uy} (método LRFD).

Las resistencias requeridas, P_u , M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.15$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.15$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1$$



Donde:

P_u = Resistencia a la compresión axial requerida (carga que se aplica).

M_{ux} , M_{uy} = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva determinada sólo para la resistencia a la compresión axial requerida.

P_n = Resistencia axial nominal.

P_{no} = Resistencia axial nominal, con $F_n = F_y$

M_{nx} , M_{ny} = Resistencias flexionales nominales respecto a los ejes baricéntricos.

ϕ_b = 0,90 ó 0,95 para resistencia a la flexión ó 0,90 para vigas sin arriostramiento.

ϕ_c = 0,85

I_x = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje x (no se considera abolladura).

I_y = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje y (no se considera abolladura).

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}}$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

L_x = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje x

L_y = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje y

K_x = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje x

K_y = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje y

C_{mx} , C_{my} = Coeficientes de momento, cuyos valores se deben tomar de la siguiente manera:



1. Para miembros comprimidos en pórticos sujetos a traslación conjunta (desplazamiento lateral)

$$C_m = 0.85$$

2. Para miembros comprimidos restringidos en pórticos arriostrados contra la traslación conjunta y no sometidos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión

$$C_m = 0.6 - 0.4(M1/M2)$$

Donde:

M1/M2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de la porción del miembro analizado que no está arriostrado en el plano de flexión. M1/M2 es positivo cuando

el miembro se flexiona con curvatura inversa y negativo cuando se flexiona con curvatura simple.

3. Para miembros comprimidos en pórticos arriostrados contra la traslación conjunta en el plano de carga y sometidos a cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m se puede

determinar mediante análisis racional. Sin embargo, en vez de este análisis se pueden utilizar los siguientes valores:

(a) para miembros cuyos extremos están restringidos,

$$C_m = 0.85$$

(b) para miembros cuyos extremos no están restringidos,

$$C_m = 1$$

[2 págs. 71-72].

6.3 DISEÑO DE LA COLUMNA DE LA EDIFICACION

Datos obtenidos mediante la modelación en el SAP 2000:



Elemento 21 C5 en dirección sismo en X

$$P_u = 194.2 \text{ KN}$$

$$M_{2-2} = 594.734 \text{ KN.cm}$$

$$M_{3-3} = -627.243 \text{ KN.cm}$$

Acero:

$$F_y = 24 \text{ KN/cm}^2$$

$$E = 20000 \text{ KN/cm}^2$$

La columna se conformará en cajón con dos perfiles en C 200x100x6 (ver anexo 5).

Datos del perfil en C:

H =	20	cm
S _x =	141.55	cm ³
S _y =	31.19	cm ³
b =	10	cm
t =	0.6	cm
d =	2.78	cm
A =	22.82	cm ²
L =	260	cm
I _x =	1415.55	cm ⁴
I _y =	225.25	cm ⁴
r _x =	7.87598331	cm
r _y =	3.14177138	cm
r =	0.9	cm

Sometido a compresión con carga concéntrica

$$K = 1.7$$

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

Eje X-X



$$\frac{KL}{r} = 56.12$$

Eje Y-Y

$$I_y = 2 \left[I_{cy} + Ac \left(\frac{b}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I_y = 2829.64018 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 7.87395247 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = 56.13$$

Tomamos la mayor esbeltez = 56.13

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

$$F_e = 62.642 \text{ KN/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = 0.618$$

$$0.618 \leq 1.5$$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n = 20.44 \text{ KN/cm}^2$$

Comprobación de la abolladura

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}}, \quad K = 4, \text{ (para elementos rigidizados)}$$

$$\lambda = 0.476 \leq 0.673, \text{ por lo tanto no hay abolladura y } A = A_e$$

$$P_n = A_e F_n$$



$$P_n = 933.07 \text{ KN}$$

$$\phi_c = 0.85$$

$$\phi P_n = 793.11 \text{ KN}$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ cumple.}$$

Sometido a compresión y flexión

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.244 > 0.15$$

$\phi_c =$	0.85	
$\phi_b =$	0.95	
$C_{mx} =$	0.85	
$C_{my} =$	0.85	
$M_{nx} =$	6794	KN.cm
$M_{ny} =$	1497	KN.cm
$M_{ux} =$	594.734	KN.cm
$M_{uy} =$	627.243	KN.cm

$$P_{no} = 2AF_y$$

$$P_{no} = 1095.32 \text{ KN}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

$$0.741 \leq 1, \text{ cumple}$$

$I_x =$	1415.55	cm ³
$I_y =$	225.25	cm ³
$E =$	20000	KN.cm
$K_x =$	1.7	
$K_y =$	1.7	
$L_x =$	260	cm
$L_y =$	260	cm
$PEX =$	3931.89807	
$PEY =$	625.664964	
$\alpha_x =$	0.9506091	
$\alpha_y =$	0.68961024	



$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1$$

0.982 ≤ 1, cumple

6.4 Obtención del factor K

Para la obtención del factor K utilizaremos nomogramas, este método toma en cuenta las rigideces de los elementos que llegan a los nudos, se emplea el parámetro G de rigidez relativa, el cual, suponiendo que E_c y E_v son iguales, es:

$$G = \frac{\sum(I/L)_c}{\sum(I/L)_v}$$

Esto es la sumatoria de la relación I/L de todas las columnas, dividida por la relación I/L de las vigas que convergen en el mismo nudo, en el plano de flexión que se analiza. Este parámetro se calcula para cada uno de los extremos de la columna en estudio.

Si el extremo de la columna conectada a tierra (cimentación) es articulado, G sería teóricamente infinito, pero tomaría el valor de 10 en la práctica.

Si la base de la columna está rígidamente anclada a una cimentación, G se aproxima a cero y el valor práctico que se toma es 1.

Calculo del factor K



Caso 1:

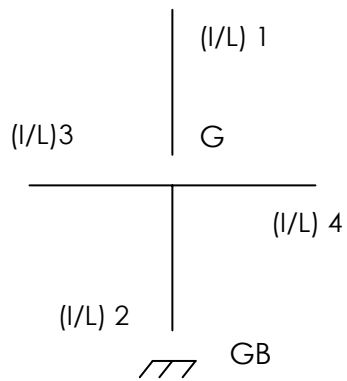


Fig. 6.1 columna central con vigas

$$G_A = \frac{(I/L)1 + (I/L)2}{(I/L)3 + (I/L)4}$$

$$G_A = 2.54$$

$$G_B = 1$$

Caso 2:

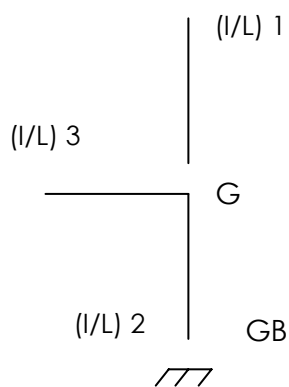


Fig.6.2 columna de borde con viga



$$G_A = \frac{(I/L)1 + (I/L)2}{(I/L)3}$$

$$G_A = 5.07$$

$$G_B = 1$$

Vemos en el nomograma

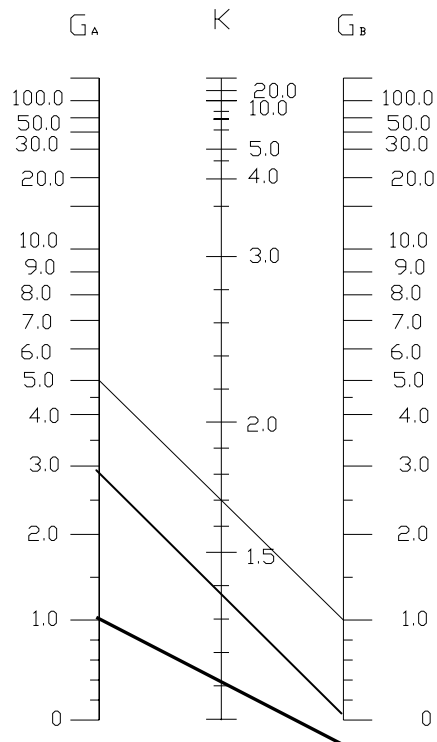


Fig. 6.3 Desplazamiento lateral permitido

Observamos en el nomograma de desplazamiento lateral permitido que la escala de la izquierda es G_A , la central es K y la del lado derecho es G_B , trazando una línea por los puntos ya indicados, el valor de K para el caso 1 es $K = 1.45$ y para el caso 2 es $K = 1.7$. El caso 2 es el que se toma, porque es el que produce una longitud efectiva mayor, dando lugar a tener una inestabilidad mayor.



CAPITULO 7

7. ENTREPISO (Placa Colaborante)

7.1 Placa colaborante

Para la solución del entrepiso se utilizó placas colaborantes, que es una hoja metálica galvanizada de sección trapezoidal rellena de hormigón y funciona como un solo elemento, formando viga compuesta, por la utilización de conectores de cortante, lo cual garantiza la resistencia del entramado y elimina el exceso de vibración en grandes luces, y este sistema es usado para alivianar entrepisos.

El sistema posee tres elementos los cuales son:

1. La lamina de Acero Colaborante, que soporta los esfuerzos de tracción.
2. El Concreto que soporta los esfuerzos de compresión
3. Una malla electrosoldada la cual no cumple ningún aporte estructural al sistema compuesto. La función de la malla es la de manejar los esfuerzos que se presenten en el concreto por la retracción debido a cambios de temperatura y fraguado durante la fundida de la losa

Tiene la ventaja de no usar encofrado bajo la placa metálica; el montaje e instalación es simple y rápido; en esta losa se usa acero mínimo para retracción de fraguado y temperatura; la longitudes de la hoja metálica pueden fabricarse bajo pedido a la medida que se requiera.

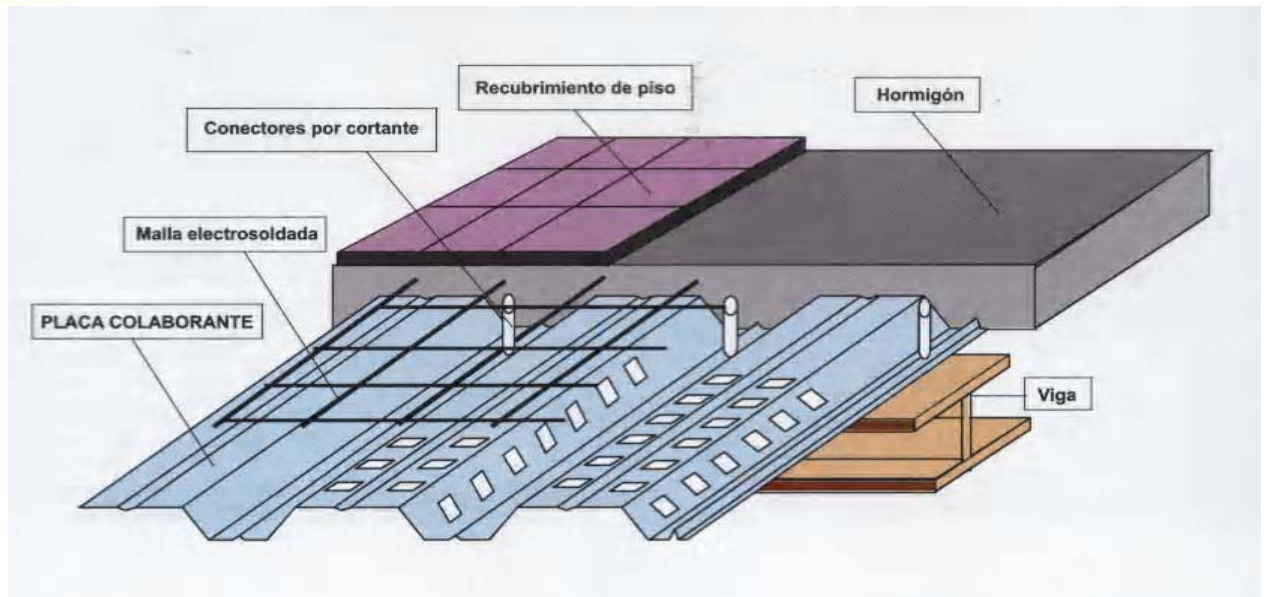


Fig. 7.1 Placa colaborante

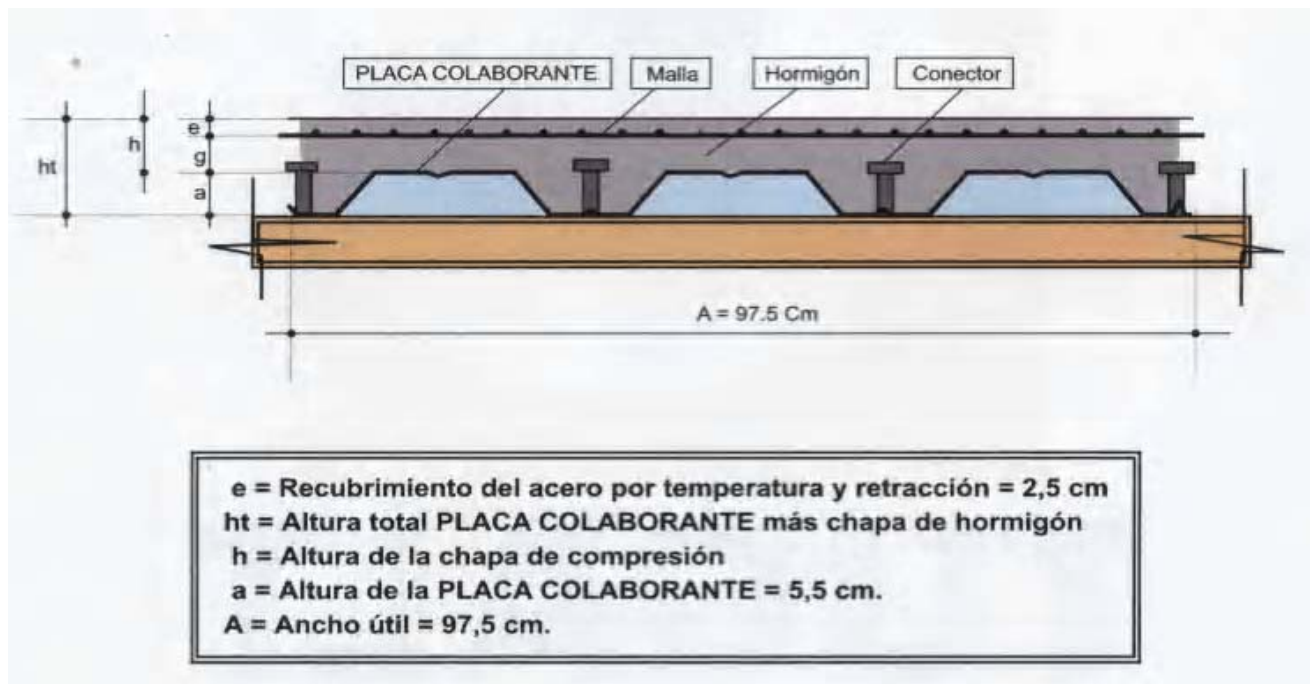


Fig. 7.2 Seccionamiento de la placa colaborante

7.2 Cargas para la placa colaborante

Carga Viva:



Por ocupación: 190 Kg/m^2

Carga Muerta:

Por recubrimiento de piso = 60 Kg/m^2

Por paredes = 150 Kg/m^2

Por instalaciones = 20 Kg/m^2

Por cielo raso = 15 Kg/m^2

Por peso hormigón de losa = 126 Kg/m^2

Por peso de la placa colaborante y malla electro soldada = 15 Kg/m^2

Carga muerta = 386 Kg/m^2

Finalmente para el diseño de la placa colaborante de Tugalt, se han efectuado la factorización de estas cargas, según las normas del ACI.

$$\text{Carga Total} = CT = 1,4 \cdot CM + CV$$

$$\text{Carga Total} = 1,4 \cdot 386 + 190 = 730.4 \text{ Kg/m}^2$$

En consecuencia para una carga total de 730.4 Kg/m^2 se ha considerado un espesor de 0.65mm para la placa colaborante, con un espesor de losa de 5cm y separación entre apoyos de 1.50m , según estas consideraciones el manual técnico de Tugalt nos dice que la placa colaborante que fue escogida resiste una sobre carga de 2000 Kg/m^2 con una separación de 1.60m por lo cual $730.4 \text{ Kg/m}^2 < 2000 \text{ Kg/m}^2$, Ver anexo 6.

Tabla tomada del manual técnico de placa colaborante de Tugalt.



ESPEJOR Placa Colaborante (ep) mm	ESPEJOR DE LOSA (h) cm	SOBRECARGA DE SERVICIO EN Kg/m ²								
		SEPARACION ENTRE APOYOS								
		1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40
0,65	5	2000	1750	1537,5	1363	1213	1081	969	875	788
	6	2331	2044	1800	1594	1419	1263	1131	1019	919
	7	2500	2350	2069	1831	1631	1463	1306	1175	1056
	8	2500	2663	2344	2081	1850	1656	1488	1338	1206
	9	2500	2500	2500	2331	2081	1856	1669	1500	1356
	10	2500	2500	2500	2500	2313	2069	1856	1675	1513
	11	2500	2500	2500	2500	2500	2281	2050	1844	1669
	12	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2238	2019	1825



CAPITULO 8

8. DISEÑO DE LAS UNIONES ENTRE LOS ELEMENTOS

8.1 Tipo de soldadura

En la estructura analizada se utiliza la soldadura tipo filete.

Soldadura de Filete

La soldadura tipo filete es más resistente a la tensión o compresión que al corte, por lo tanto debe arreglarse las conexiones de tal modo que al uso de esta soldadura resista fundamentalmente corte y su falla se realice en el plano de dimensiones menor esto a 45° con respecto a la dimensión W (tamaño que llamaremos garganta de la soldadura).

Estos son algunos de los diferentes tipos de soldadura en filete:

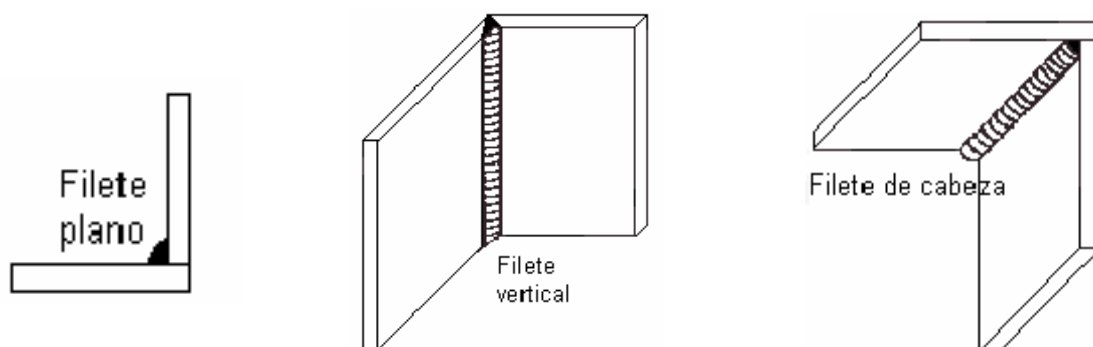


Fig. 8.1 Tipos de suelda de filete

8.2 Diseño de la unión viga principal - columna

Dimensiones del ángulo de la ménsula



$$L = 10 \text{ cm}$$

$$e = 0.5 \text{ cm}$$

Diseño de la suelda para la ménsula:

Los esfuerzos que deberá soportar la ménsula serán:

$$L_w =$$

$$Vu \text{ de montaje viga principal} = F_w = 0.8 \text{ KN}$$

$$ex = 0.1 \text{ m}$$

$$M_{\text{mensula}} = Mu = 0.08 \text{ KN-m}$$

Electrodo E70

$$50 \text{ KN/cm}^2$$

$$10.00 \text{ cm}$$

$$A_w = 2 * 0.707 * h_w * L_w = 14.14 h_w$$

$$S_w = 2 * 1/6 * 0.707 * h_w * L_w^2 = 23.57 h_w$$

Calculo de hw:

$$f_w = \sqrt{(f_{Mu})^2 + (f_{Vu})^2}$$

$$\phi f_w = \phi * 0.6 * F_w$$

$$\phi = 0.75$$

Se debe de cumplir: $f_w \leq \phi f_w$

Entonces:

$$f_w = \sqrt{(f_{Mu})^2 + (f_{Vu})^2} \leq \phi * 0.6 * F_w$$



$$\sqrt{\left(\frac{Mu}{Sw}\right)^2 + \left(\frac{Vu}{Aw}\right)^2} \leq \phi * 0.6 * Fw$$

Donde se obtiene:

$$h_w \cong \sqrt{\frac{\left(\frac{6Mu}{L_w \sqrt{2}}\right)^2 + \left(\frac{Vu}{L_w \sqrt{2}}\right)^2}{(\phi * 0.6 * Fw)^2}}$$

$$h_w = 0.2 \text{ mm}$$

Se
asume $h_w = 4$
:
mm

Se realizara 1 pasada por el proceso SAP de $h_w = 4$ mm.

Diseño de la suelda de la unión viga columna:

Suelda en la seccion de la viga:

Dimensiones de la viga principal

$$\begin{aligned} B &= 10 \text{ cm} \\ H &= 20 \text{ cm} \\ t &= 0.4 \text{ cm} \\ r &= 0.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Esfuerzos en la Viga.

Elemento 62 C2

$$\begin{aligned} Vu &= 28.42 \text{ KN} \\ Mu &= 25.32 \text{ KN-m} \end{aligned}$$



Electrodo E70

$$F_w = 50 \text{ KN/cm}^2$$

$$L_w = 30 \text{ cm}$$

$$A_w = 2 * 0.707 * h_w * L_w = 42.43h_w$$

$$S_w = 2 * 1/6 * 0.707 * h_w * L_w^2 = 212.13h_w$$

Calculo de h_w :

$$f_w = \sqrt{(f_{Mu})^2 + (f_{Vu})^2}$$

$$\phi f_w = \phi * 0.6 * F_w$$

$$\phi = 0.75$$

Se debe cumplir: $f_w \leq \phi f_w$

Entonces: $f_w = \sqrt{(f_{Mu})^2 + (f_{Vu})^2} \leq \phi * 0.6 * F_w$

$$\sqrt{\left(\frac{Mu}{S_w}\right)^2 + \left(\frac{Vu}{A_w}\right)^2} \leq \phi * 0.6 * F_w$$

De donde se obtiene:

$$h_w \geq \sqrt{\frac{\left(\frac{6Mu}{L_w^2 \sqrt{2}}\right)^2 + \left(\frac{Vu}{L_w \sqrt{2}}\right)^2}{(\phi * 0.6 * F_w)^2}}$$

$$h_w = 5.3 \text{ mm}$$



Se
asume $hw=6$
:
mm

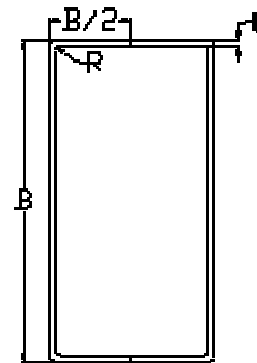
Se realizara 1 pasada por el proceso SAP de $hw = 6\text{mm}$ con dos cordones, cada uno de $Lw = 15\text{ cm}$.

8.3 Diseño de la unión viga secundaria – viga principal

Datos de los elementos a unir:

Viga Principal: 2 C 200 x 100 x 4 mm

$B= 10\text{ cm}$
 $H= 20\text{ cm}$
 $t= 0.4\text{ cm}$

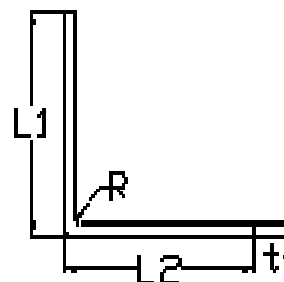


Viga Secundaria: 2 C 125 x 100 x 4 mm

$B= 10\text{ cm}$
 $H= 12.5\text{ cm}$
 $t= 0.4\text{ cm}$

Datos del ángulo estructural (L)

$L1= 10\text{ cm}$
 $L2= 10\text{ cm}$
 $t= 0.5\text{ cm}$





Las Cargas a considerar son:

Elemento 98 C2

$$V_u = 13.8 \text{ KN}$$

$$P_u = 0 \text{ KN}$$

Como se puede observar no existe carga axial por lo que se diseñara solo a cortante último:

$$V_{act} = \sqrt{V_u^2 + P_u^2} = 13.8 \text{ KN}$$

Pero en realidad la fuerza cortante actuante en nuestro caso será la mitad, puesto que se colocaran dos perfiles angulares, uno a cada lado de la viga secundaria, razón por la cual se tendría:

$$V_{act} = 6.9 \text{ KN}$$

En la unión, se genera un momento debido a la excentricidad que genera el, que está directamente aplicado al perno, para el cálculo de la fuerza actuante no se tomo este momento puesto que era muy pequeño y por lo tanto despreciable.

Datos de la Soldadura:

Electrodo		
E70xx=	50	KN/cm ²
tw=	0.5	cm
Φ=	0.75	

La altura de la suelda (tw) se considerara el espesor del perfil angular que cumple con las especificaciones ya que nos dice que el tamaño mínimo de soldadura es de:

$$tw = 0.8 \text{ cm}$$



Diseño de la Suelta:

Garganta Efectiva:

$$G_e = 0.707 * t_w = 0.35 \text{ cm}$$

Resistencia para un centímetro lineal de suelta:

$$F_w = 0.6 * F_{EXX} * G_e * 1 \text{ cm} = 10.61 \text{ KN/cm}$$

Resistencia factorizada:

$$R_s = \phi * F_w = 7.95 \text{ KN/cm}$$

Longitud Requerida:

$$L_{req} = \frac{V_{act}}{R_s} = 0.9 \text{ cm}$$

Se colocara en dos cordones de suelta:

$$L_{lado} = 0.45 \text{ cm}$$

La longitud mínima que se tomara de acuerdo a las normas será igual a la longitud del lado del ángulo por lo tanto:

$$L_{req} = 12.5 \text{ cm}$$

Como son dos cordones entonces se tiene:

$$L_{lado} = 6.25 \text{ Cm}$$



Datos del perno:

$$\begin{aligned} F_n &= 41.4 \text{ KN/cm}^2 \\ N_s &= 1 \\ \phi &= 0.75 \text{ Por} \\ \text{Díámetro} &= 1.6 \text{ aplastamiento} \\ & \text{cm} \end{aligned}$$

Diseño de los pernos:

Resistencia de un perno:

$$R_n = F_n * A_t = 83.24 \text{ KN}$$

Resistencia Factorada:

$$\phi R_n = 0.75 * R_n = 62.430 \text{ KN}$$

En este caso el esfuerzo cortante que actúa es el total es decir:

$$V_{act} = 13.8 \text{ KN}$$

Determinación del número de pernos:

$$N = \frac{V_{act}}{\phi * R_n} = 0.22$$

por lo tanto:

$$N = 1$$

De acuerdo con los resultados anteriores un perno es suficiente, pero para estar del lado de la seguridad y como en ninguna construcción se coloca un solo perno, en nuestro caso se colocaran dos colocándolos a 5cm para así cumplir con las



normas y así obtenemos la longitud mínima que se debe de colocar.

$$N = 2$$

La longitud mínima al borde para un perno A325 M16 de acuerdo a las especificaciones será:

$$L_{min} = \text{Diámetro} * 2.2 = 3.52 \text{ cm}$$

Comprobación de la resistencia al aplastamiento

Se debe cumplir lo siguiente:

$$Rn = 1.2 * L_c * t * F_n \leq 2.4 * d * t * F_n$$

En donde:

d: Diámetro del perno

t: Menor espesor del elemento unido al ángulo

F_n: Resistencia nominal del perno

L_c: Distancia menor ya sea entre los ejes de los pernos, o el eje y el borde en la dirección de la fuerza.

Entonces:

$$1.2 * L_c * t * F_n = 67.56 \text{ KN}$$

$$2.4 * d * t * F_n = 79.49 \text{ KN}$$

Calculamos la fuerza de aplastamiento:

$$R_n = 67.56 \text{ KN}$$

$$P_u = \phi * R_n = 50.67 \text{ KN}$$

Por lo que resiste



Se debe tomar el menor espesor entre el perfil angular y el elemento que se va a conectar por lo tanto este espesor será:
 $t = 0.4 \text{ cm}$

Se comprueba esta a la resistencia de fluencia y rotura

$$A_g = b * t = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_n = ((b - N * (d - 0.32)) * t) = 2.98 \text{ cm}^2$$

Los Φ_t que se deben de tomar son:

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0.90 && \text{Fluencia} \\ \phi_t &= 0.75 && \text{Rotura} \\ F_y &= 24.8 && \text{KN/cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia por Fluencia:

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g = 89.28 \text{ KN} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia por Rotura:

$$P_u = \phi_t * F_y * A_n = 55.35 \text{ KN} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto resiste el cortante.

8.4 Diseño de la unión columna – placa de apoyo

Ver anexo 9

Datos de la suelda:

Electrodo

$$E70 = 50.00 \text{ KN/cm}^2$$

$$hw = 0.80 \text{ cm}$$



$$\Phi = 0.75$$

Elemento 18 C5 Y

$$V_{u2-2} = 4.56 \text{ KN}$$

$$V_{u3-3} = 4.18 \text{ KN}$$

Garganta efectiva:

$$G_e = 0.707 * h_w = 0.566 \text{ cm}$$

Se asume $G_e = 0.6 \text{ cm}$

Resistencia para un centímetro lineal de solda:

$$F_w = 0.6 * F_{EKK} * G_e * 1 \text{ cm} = 16.97 \text{ KN/cm}$$

Resistencia Factorizada:

$$R_s = \phi * F_w = 12.73 \text{ KN/cm}$$

Longitud Requerida de Solda:

$$L_{2-2} = \frac{V_{u2-2}}{R_s} = 0.36 \text{ cm}$$

Longitud de Requerida de solda en el otro sentido:

$$L_{3-3} = \frac{V_{u3-3}}{R_s} = 0.33 \text{ cm}$$

Como se puede observar las longitudes requeridas son menores al centímetro por lo que se colocará un cordón de soldadura de



10cm, con lo que se asegura la resistencia de la soldadura a las cargas actuantes.

8.5 Diseño de la placa base

$$\begin{aligned} P_u & \\ \text{max} &= 19803 \text{ Kg} \\ M_{\text{max}} &= 580 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

Determinación del Área de la Placa Base:

Dimensiones de la columna

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = b * d = 400 \text{ cm}^2$$

Caso 1:

$$\Phi_c = 0.6$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u \leq \Phi_c (0.85 * f'_c * A_1)$$

Donde:

$$A_1 = \frac{P_u}{\Phi_c * 0.85 * f'_c} = 184.9020 \text{ cm}^2$$

Caso 2

$$L_1 = 45 \text{ cm}$$

$$L_2 = 45 \text{ cm}$$



$$P_u = \phi_c (0.85 * f'_c * A_1) * \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq P_u = \phi_c (1.17 * f'_c * A_1)$$

Donde:

$$A_1 = \left(\frac{P_u}{\phi_c (0.85 * f'_c)} \right)^2 * (1/A_2) =$$

$$A_1 = 1.688E+01 \text{ cm}^2$$

o tambien:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 1.7 * f'_c} =$$

$$A_1 = 92.4510 \text{ cm}^2$$

De las 2 anteriores se tomara la mayor

$$A_1 = 92.4510 \text{ cm}^2$$

El área de la placa será:

$$A = 400.00 \text{ cm}^2$$

Determinación del espesor de la placa:

Nos imponemos las distancias de m y n

$$m = 7.5 \text{ cm}$$

$$n = 7.5 \text{ cm}$$

Dimensiones de la placa.

$$B = b + 2n = 35 \text{ cm}$$

$$N = d + 2m = 35 \text{ cm}$$

Calculo de los esfuerzos de tracción y compresión:



$$f_{c_{max}} = \frac{Pu}{B * N} - \frac{6Mu}{BN^2} = 8.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c_{max}} = \frac{Pu}{B * N} + \frac{6Mu}{BN^2} = 24.28 \text{ Kg/cm}^2$$

fc se debe tomar el máximo de compresión:

$$f_c = 24.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

El espesor de la placa se obtiene de las siguientes expresiones:

$$t_{p_n} = n \sqrt{\frac{2 * f_c}{0.9 * F_y}} = 1.10 \text{ cm}$$

$$t_{p_m} = m \sqrt{\frac{2 * f_c}{0.9 * F_y}} = 1.10 \text{ cm}$$

Entonces el espesor de la placa será:

$$t_p = 1.10 \text{ cm}$$

Asumo el espesor de: $t_p = 1.250 \text{ cm}$

Determinación del número de pernos:

Fuerza en el perno:

$$T_y = Pu * a - Mu$$

Entonces:

$$T = \frac{Pu * a - Mu}{y}$$

Se obtiene los valores de la expresión anterior:



$$c = \frac{f_{c_{max}}}{f_{c_{max}} + f_{c_{tmax}}} * N = 26.29 \text{ cm}$$

$$a = \frac{N}{2} - \frac{c}{3} = 8.74 \text{ cm}$$

$$e = 3.5 \text{ cm}$$

$$y = N - e - \frac{c}{3} = 22.49 \text{ cm}$$

Por lo tanto la fuerza en el perno será:

$$T = \frac{Pu * a - Mu}{y} = 5115.4 \text{ Kg}$$

El número de pernos se determinara por la siguiente expresión:

Resistencia del
perno: $f_p = 3161 \text{ Kg/cm}^2$

Díametro del
perno: $\Phi = 1.6 \text{ Cm}$

Fuerza de un solo perno:
 $F_{1p} = 6355.57 \text{ Kg}$

$$\# \text{ de Pernos} = \frac{T}{F_{1p}} = 0.8$$

Asumo el numero de
pernos = 4



CONCLUSIONES:

1. Los conocimientos que se adquirieron en clase fueron aplicados a esta monografía, puesto que por medio de conceptos básicos se pudo aplicar a la problemática del diseño de una edificación, con lo cual se comprendió de mejor manera el manejo de las especificaciones AISI (método LRFD).
2. En la elaboración del presente trabajo la utilización del Programa SAP 2000 fue de gran ayuda, puesto que es una herramienta muy poderosa, debido a que es un programa interactivo, de fácil manejo por la ventana grafica que posee.
3. Los resultados obtenidos en cuanto a solicitaciones en la estructura por medio del Programa SAP 2000 son validos y se obtiene un gran ahorro de tiempo.
4. Las uniones se diseñaron de acuerdo a la modelación de la estructura como son vigas principales empotradas, vigas secundarias articuladas.
5. Las uniones se diseñaron respetando las especificaciones AISC referidas al método LRFD.



6. Los elementos como las vigas y columnas se diseñaron de acuerdo a las especificaciones AISI que están referidas al método LRFD.
7. El Método LRFD por el cual se diseño los elementos de la edificación al igual que sus uniones, representa un ahorro de material.
8. En el diseño del entrepiso de esta edificación se uso el sistema de placa colaborante para lo cual el diseñador se tiene que regir a las especificaciones del fabricante en este caso Tugalt.



RECOMENDACIONES:

1. Se debe de tener en cuenta que los resultados que se obtienen del Programa SAP 2000 dependen mucho de los datos ingresados, es decir, que si en algún momento se ingresó un dato que era erróneo los resultados también serán erróneos, razón por la cual se recomienda en esta fase tener mayor atención.
2. Las uniones que se han realizado en este proyecto son de tipo básicas por lo que se debería de profundizar más, debido a la gran cantidad y tipos de uniones que existe en la realidad.



REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

1. Roberto Mili Piralla, "Diseño Estructural", 2^{da} edición, editorial Limusa.
2. American Iron and Steel Institute (AISI), "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", LRFD, edición 1996.



BIBLIOGRAFIA:

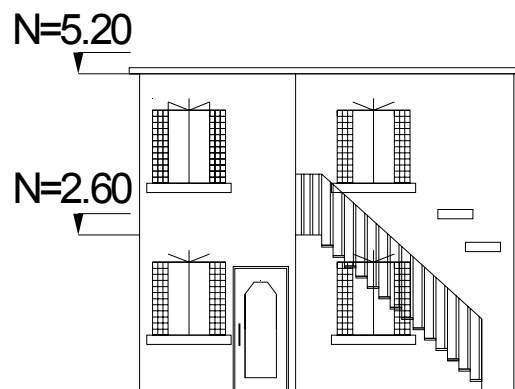
1. American Institute of Steel Construction, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", USA 2005.
2. American Iron and Steel Institute (AISI), "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", LRFD, edición 1996.
3. Mc Corman J, "Diseño de Estructuras Metálicas", Método LRFD, 2^{da} Edición, Grupo Editorial Alfaomega, México, 2002
4. Gabriel Valencia Clement, ESTRUCTURAS DE ACERO, "Diseño con Factores de Carga y Resistencia", 2^{da} edición, Escuela Colombiana de Ingeniería.
5. Roberto Mili Piralla, "Diseño Estructural", 2^{da} edición, editorial Limusa.
6. Roberto Rochel Awad, "Hormigón Reforzado", Segunda Parte, 1^{ra} edición, editorial Digital Express.
7. Código Ecuatoriano de la construcción (sismo).
8. Páginas de Internet.



ANEXOS

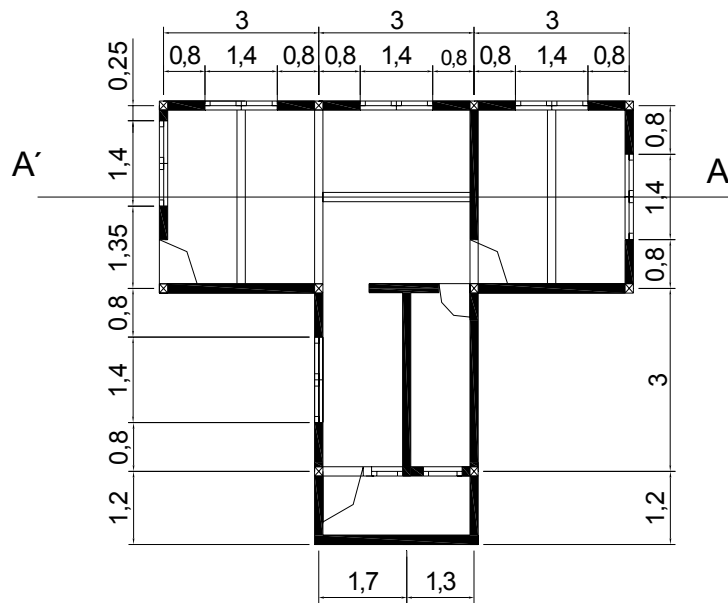
ANEXO 1

PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA EDIFICACIÓN



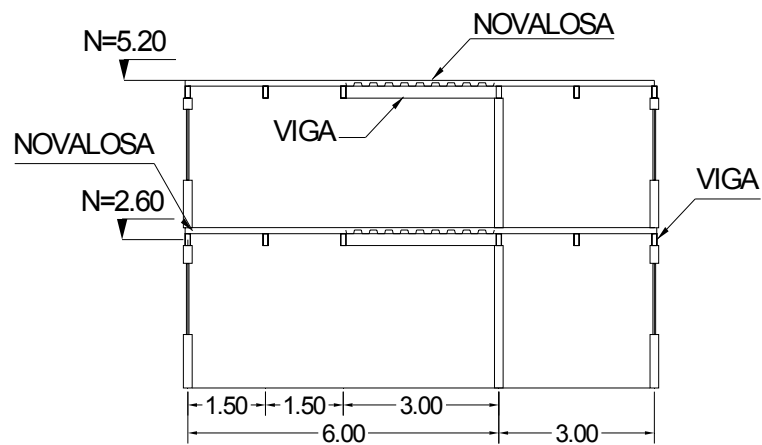
VISTA FRONTAL

Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		Fecha	Nombre	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
Dibujado		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
Comprobado					
ESCALA: 1:1000		VISTA FRONTAL DE EDIFICACION			ESC. CIVIL
					Lamina N°:



PLANTA

Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		Fecha	Nombre	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
Dibujado		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
Comprobado					
ESCALA:	PLANTA DE LA EDIFICACION				ESC. CIVIL
1:1000					Lamina N°:



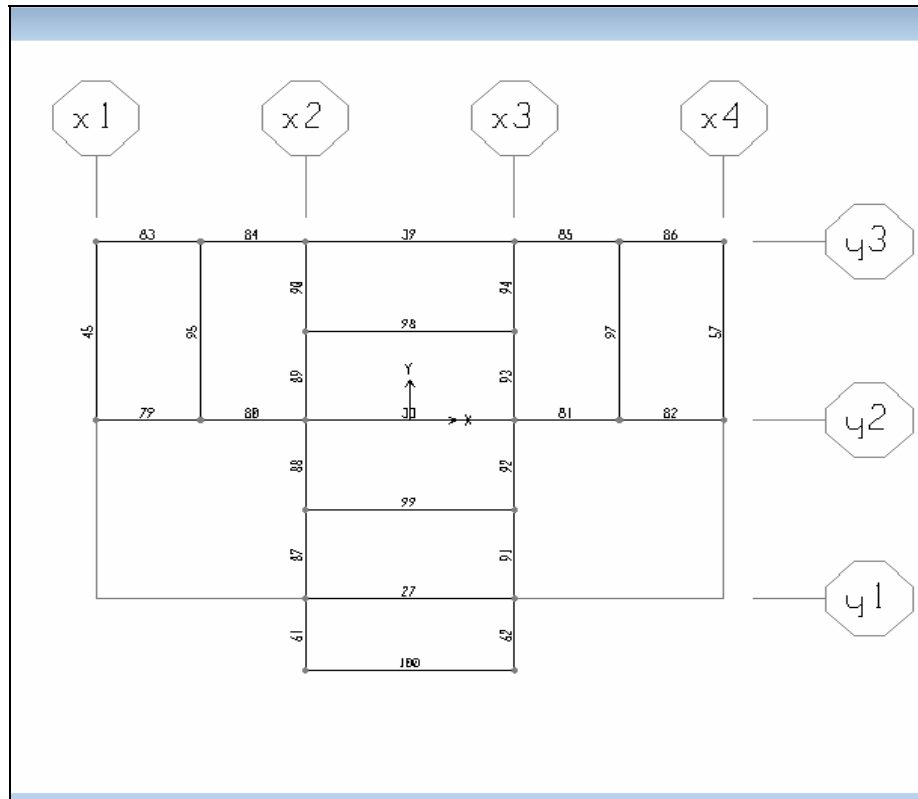
CORTE A-A

Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i> 1:1000		CORTE DE EDIFICACION			<i>ESC. CIVIL</i>
					<i>Lamina N°:</i>

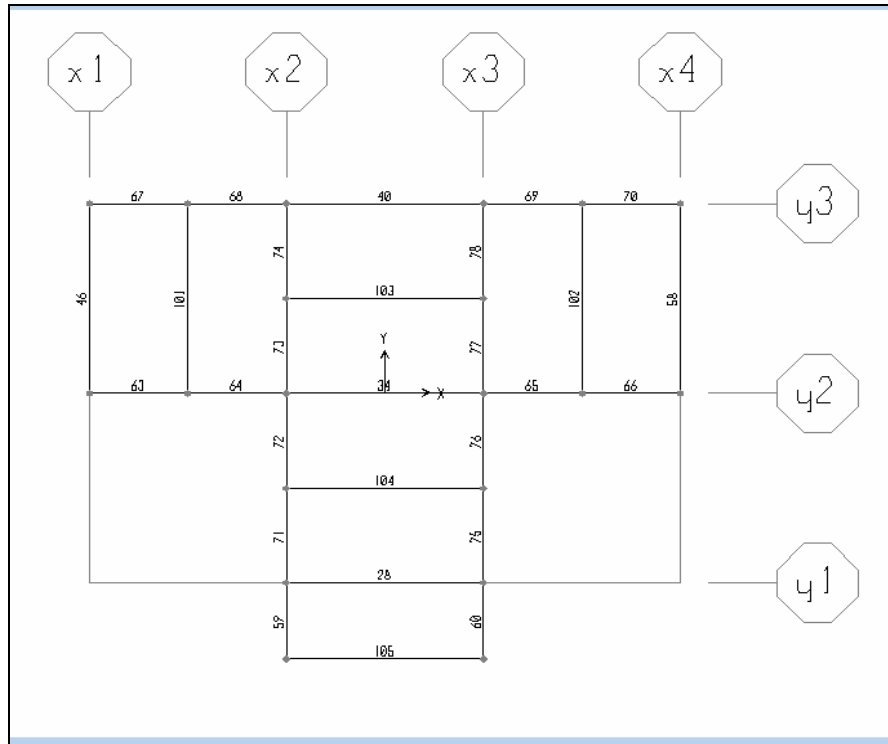


ANEXO 2

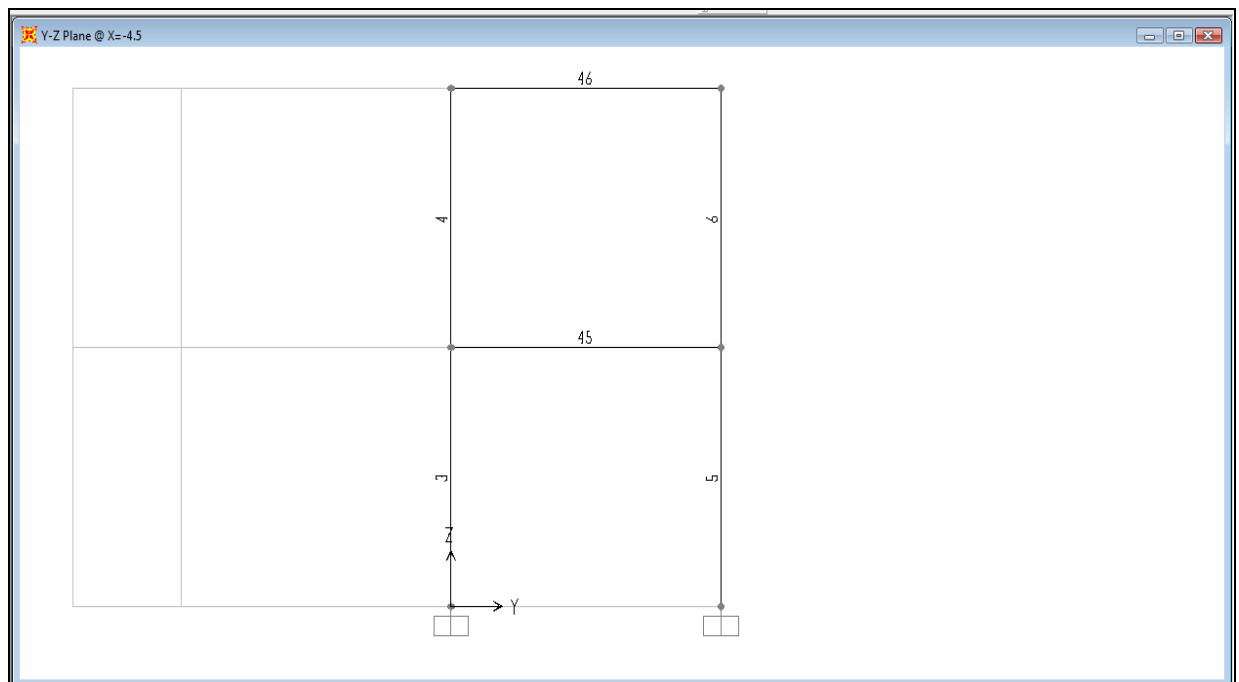
PÓRTICOS DE LA EDIFICACIÓN



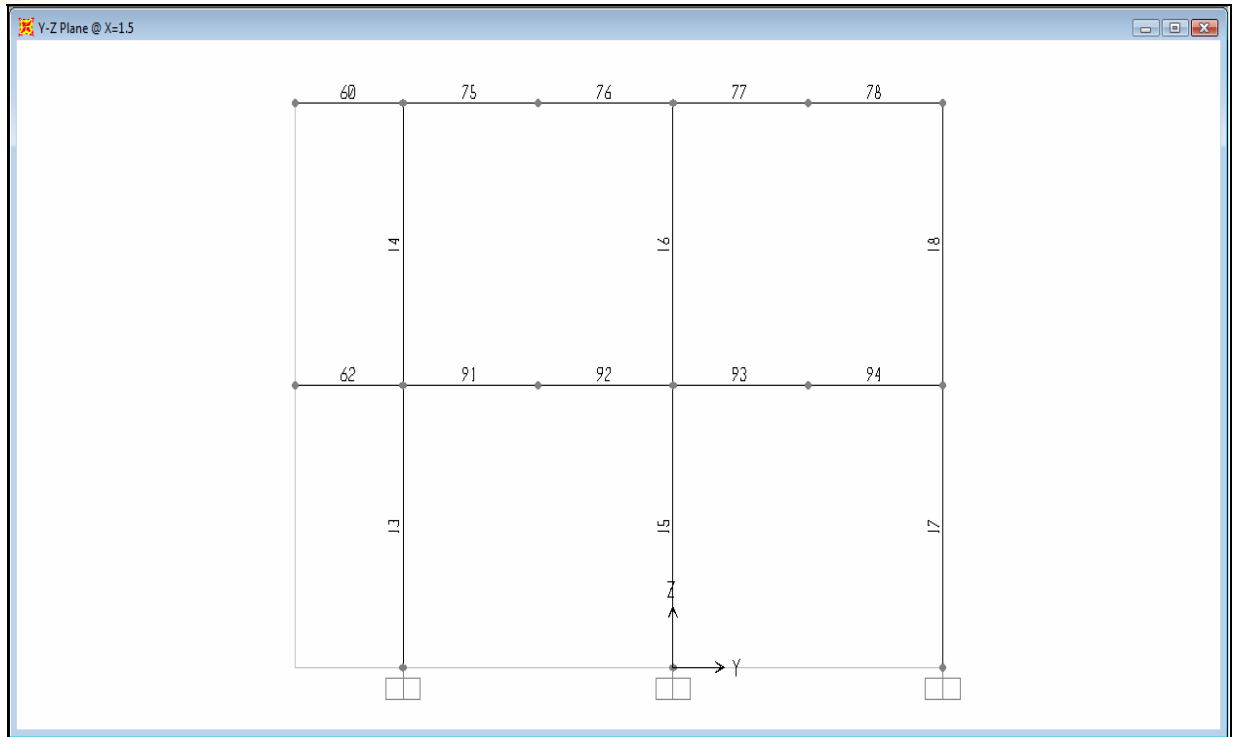
PLANTA DEL NIVEL 1



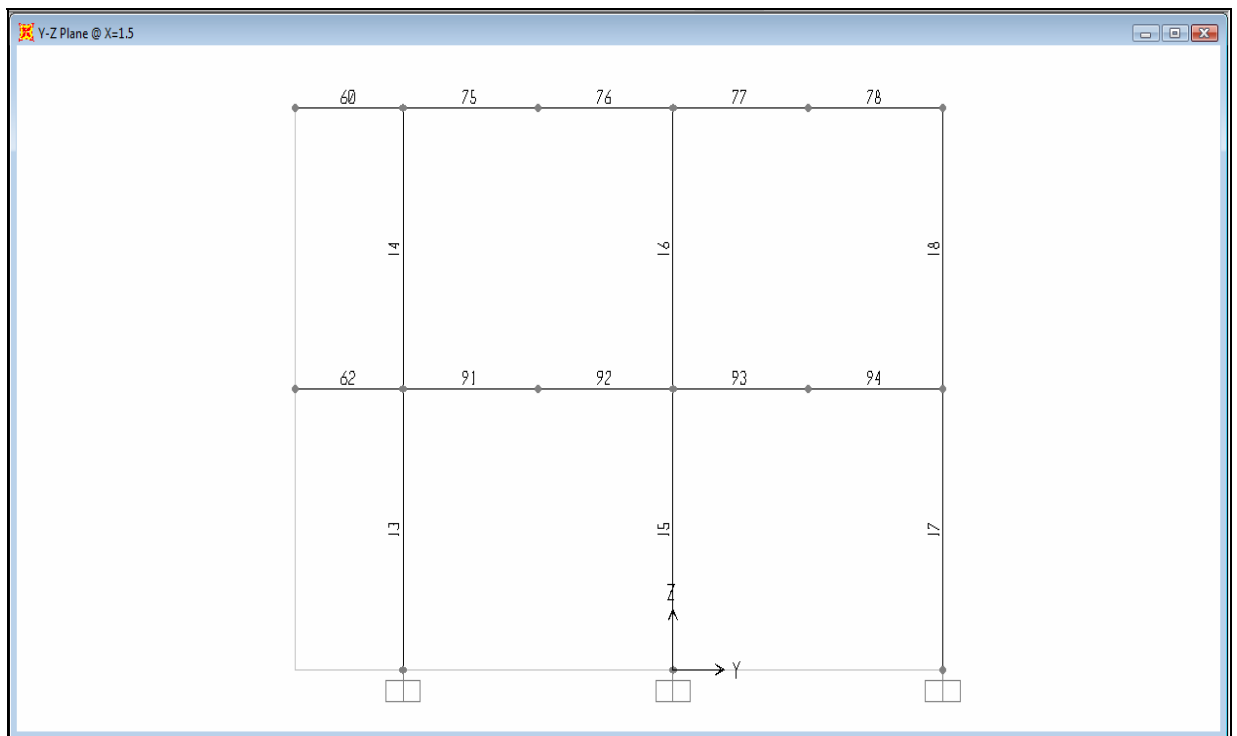
PLANTA DEL NIVEL 2



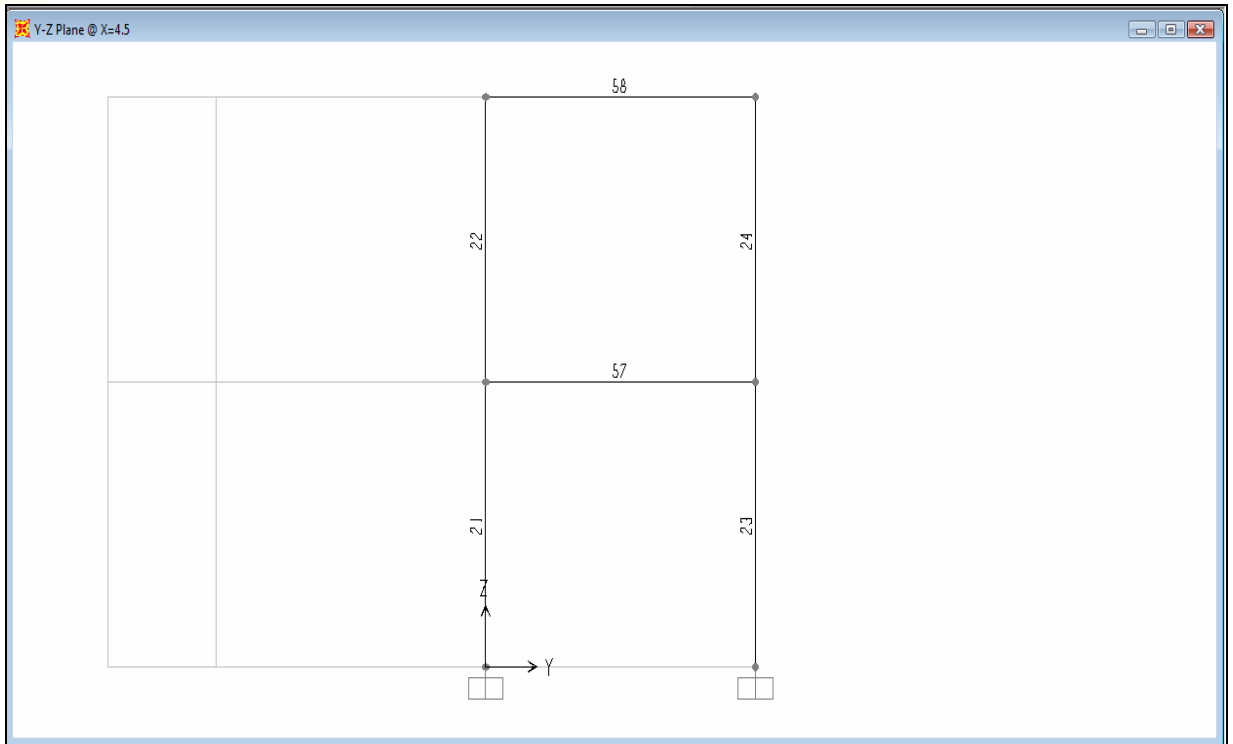
PORTICO X1



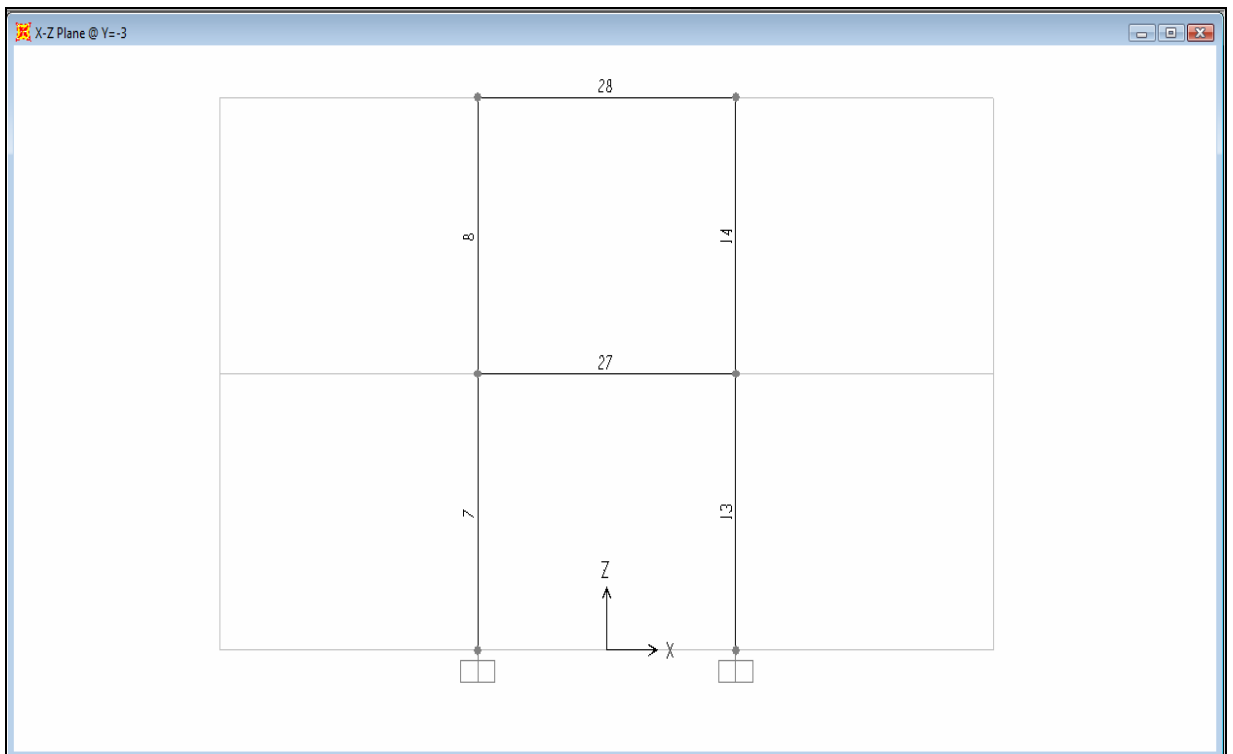
PORTICO X2



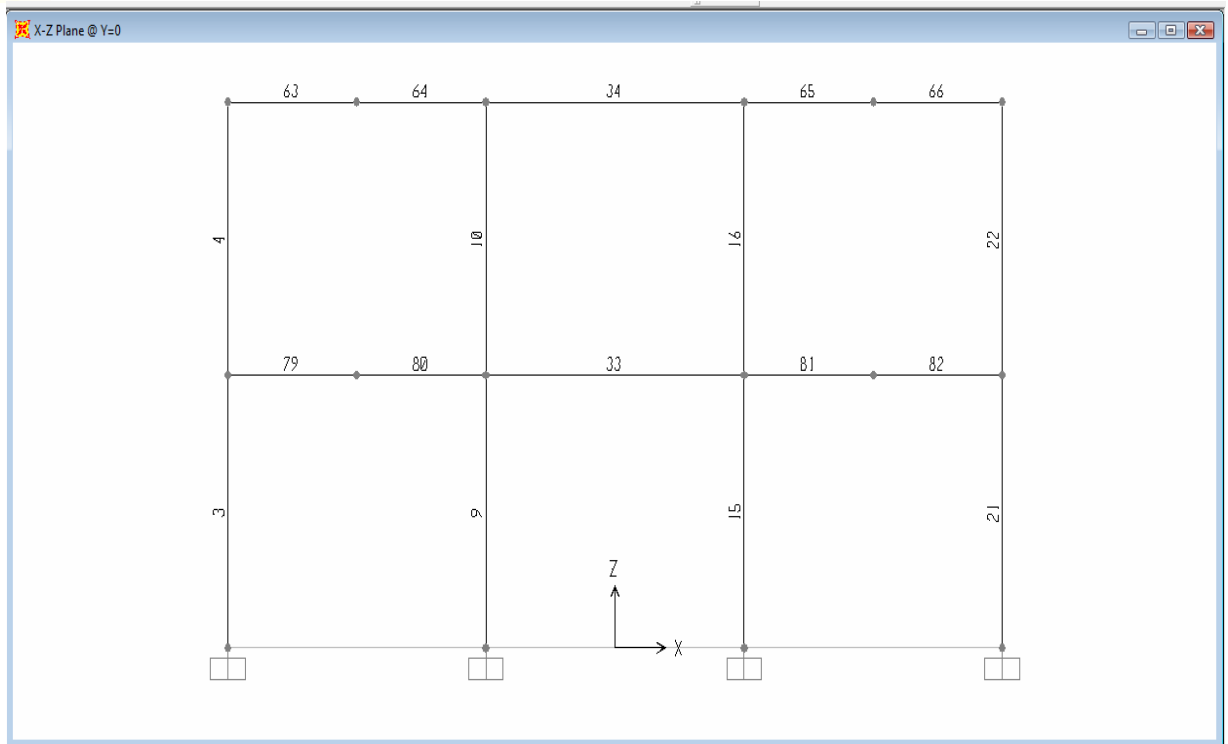
PORTICO X3



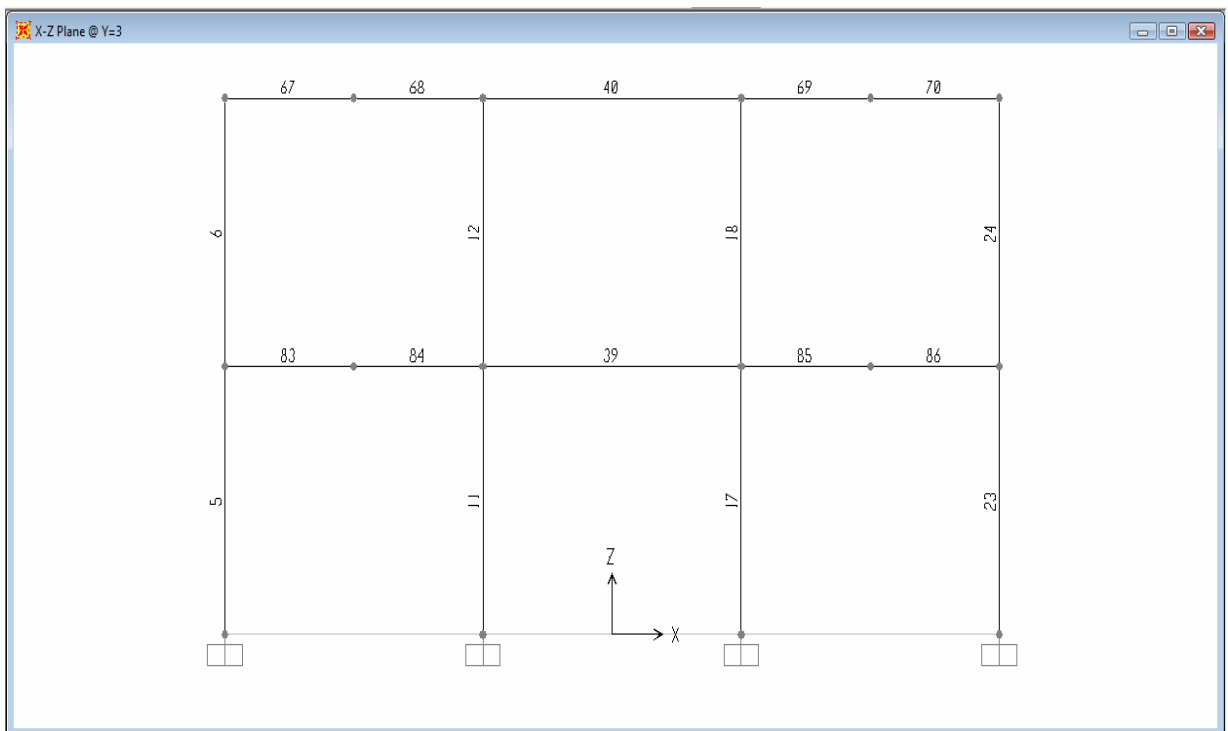
PORTICO X4



PORTICO Y1



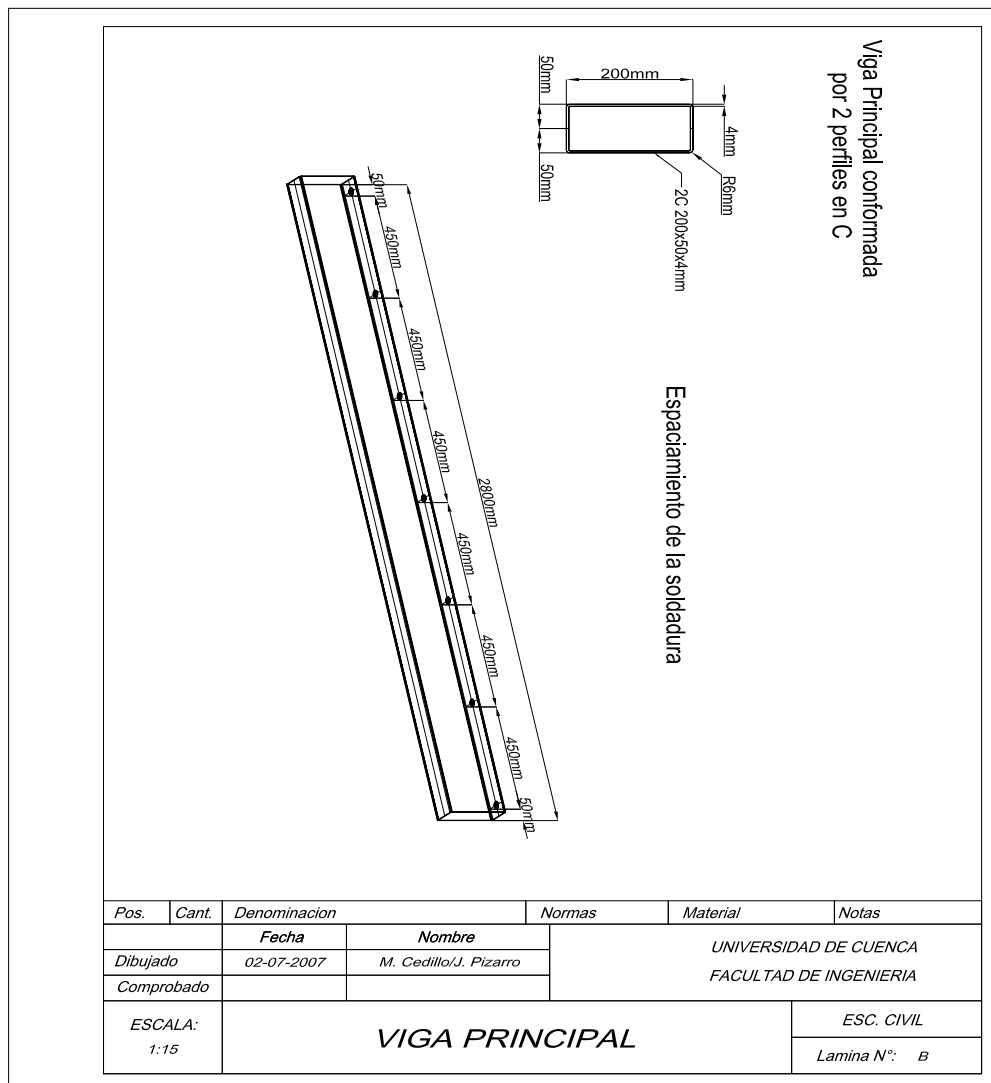
PORTICO Y2



PORTICO Y3



ANEXO 3 VIGA PRINCIPAL



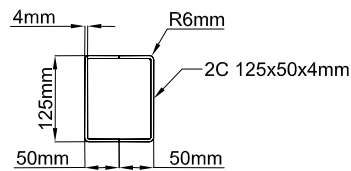


ANEXO 4

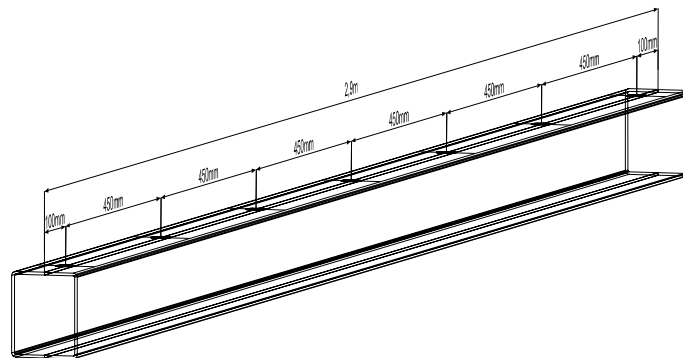
VIGA SECUNDARIA



Viga Secundaria conformada
por 2 perfiles en C



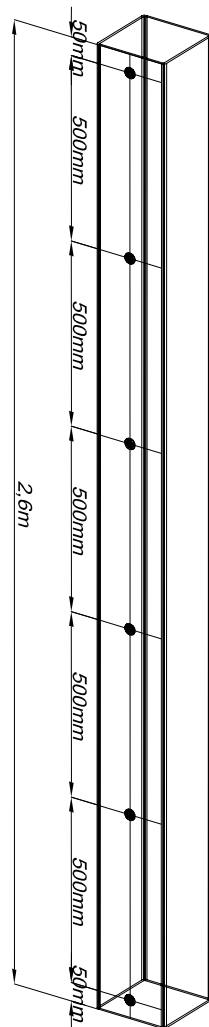
Espaciamiento de la soldadura



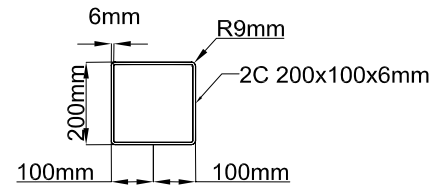
Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		Fecha	Nombre	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
Dibujado		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
Comprobado					
ESCALA: 1:7.5	VIGA SECUNDARIA				ESC. CIVIL Lamina N°: c



ANEXO 5
COLUMNA



Columna Conformada por
2 perfiles en C



Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		Fecha	Nombre	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
Dibujado		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
Comprobado					
ESCALA: 1:12.5		COLUMNA			ESC. CIVIL Lamina N°: A

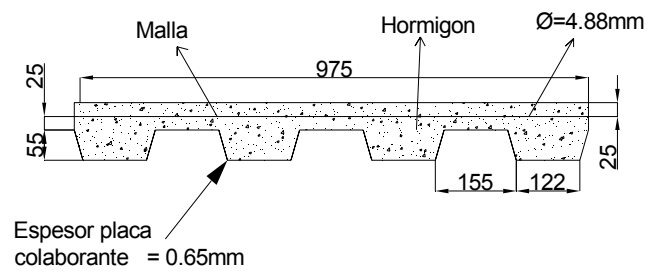


ANEXO 6

ENTREPISO



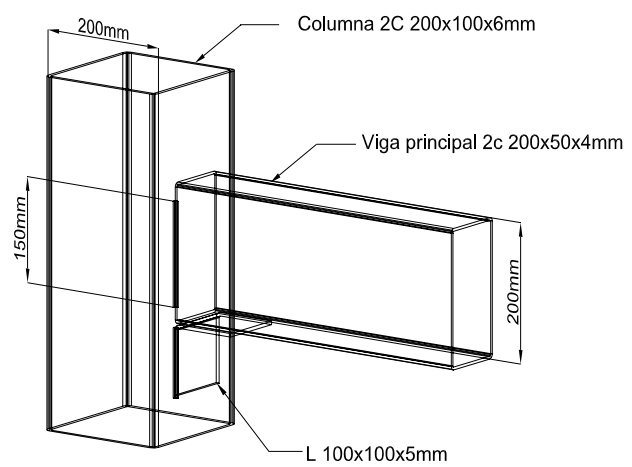
ENTREPISO



Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i> 1:10	DETALLE DEL ENTREPISO				<i>ESC. CIVIL</i>
					<i>Lamina N°:</i>



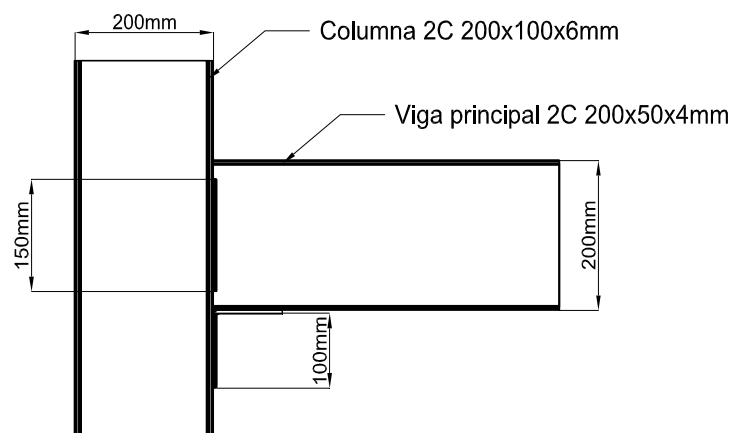
ANEXO 7
UNIÓN VIGA PRINCIPAL
COLUMNA



Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>	02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro			
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i> 1:7.5	UNION VIGA PRINCIPAL- COLUMNA				ESC. CIVIL
					Lamina N°:



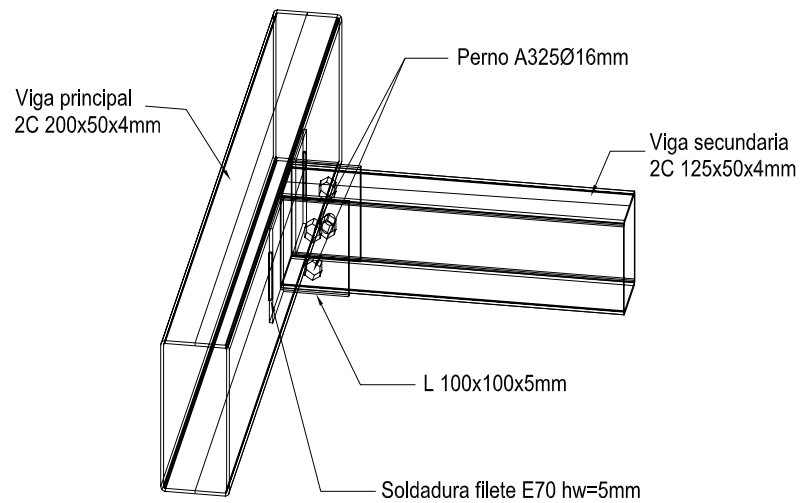
VISTA LATERAL



Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i> 1:7.5	UNION VIGA PRINCIPAL- COLUMNA				<i>ESC. CIVIL</i>
					<i>Lamina N°:</i>



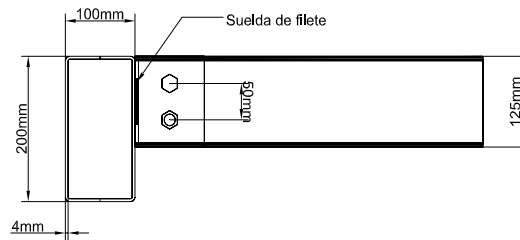
ANEXO 8
UNIÓN VIGA SECUNDARIA VIGA PRINCIPAL



Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>	02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro			
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i> 1:7.5	UNION VIGA SECUNDARIA VIGA PRINCIPAL				<i>ESC. CIVIL</i> <i>Lamina N°:</i>



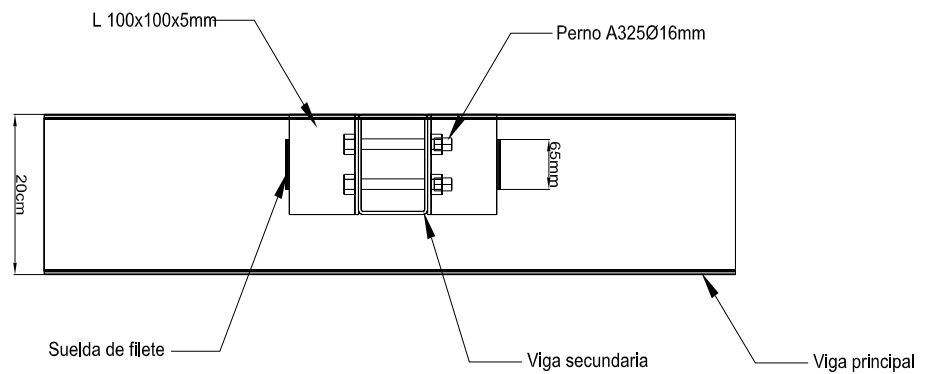
VISTA LATERAL



Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>	02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro			
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i> 1:7.5		UNION VIGA SECUNDARIA VIGA PRINCIPAL			ESC. CIVIL Lamina N°:



VISTA FRONTAL

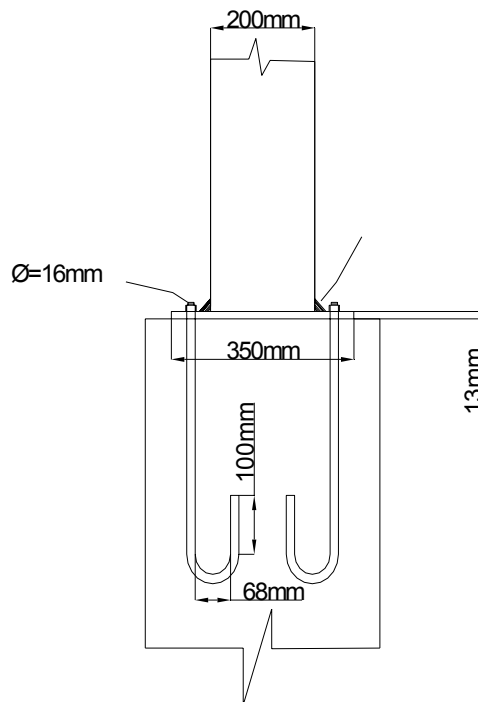


Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i>		UNION VIGA SECUNDARIA			ESC. CIVIL
1:7.5		VIGA PRINCIPAL			Lamina N°:



ANEXO 9

UNIÓN COLUMNA-PLACA DE APOYO



Pos.	Cant.	Denominacion	Normas	Material	Notas
		<i>Fecha</i>	<i>Nombre</i>	UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA	
<i>Dibujado</i>		02-07-2007	M. Cedillo/J. Pizarro		
<i>Comprobado</i>					
<i>ESCALA:</i> 1:10		UNION COLUMNA - PLACA			<i>ESC. CIVIL</i>
					<i>Lamina N°:</i>