



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN ACERO
PARA TOLVAS DE COQUE DE PETRÓLEO, EN LA PLANTA
PRODUCTORA DE CEMENTO, UBICADA EN CD. COOPERATIVA
CRUZ AZUL, HGO.**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. JOSÉ CIRO CASTRO GARCÍA

DIRECTOR DE TESINA: **ING. CARLOS A. ARROYO VEGA.**

CIUDAD DE MÉXICO.

FEBRERO 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

OBJETIVO.

I. INTRODUCCIÓN.

I.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

I.1.1 UBICACIÓN.

I.1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES.

I.2 NORMATIVIDAD.

I.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.

I.3.1 PRUEBAS REALIZADAS AL ACERO ESTRUCTURAL.

I.3.2 TIPOS DE ACERO.

I.3.3 GRADOS DE ACERO.

I.3.4 CONSIDERACIONES PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO.

II. CONSIDERACIONES DE CARGAS.

II.1 ANÁLISIS DE CARGAS.

II.1.1 CARGAS MUERTAS.

II.1.2 CARGAS VIVAS.

II.1.3 COMBINACIONES DE CARGAS.

III. ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO.

III.1 CONDICIONES DE REGULARIDAD.

III.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (Q).

III.3 REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS (Q').

III.4 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO.

III.5 FUERZAS SISMICAS.

III.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

IV. DISEÑO ESTRUCTURAL.

IV.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (MÉTODO LRFD Y ASD).

IV.1.1 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN.

IV.1.2 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN.

IV.1.3 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXO-COMPRESIÓN.

IV.1.4 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTANTE.

IV.2 DISEÑO DE CONEXIONES.

IV.2.1 CONEXIÓN VIGA SECUNDARIA A VIGA PRINCIPAL.

IV.2.2 CONEXIÓN VIGA COLUMNA.

IV.2.3 CONEXIÓN DE CONTRAVENTEOS.

IV.2.4 PLACA BASE.

V. CONCLUSIONES.

REFERENCIAS.

ANEXOS.

- i. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.
- ii. MÉTODO ESTÁTICO MANUAL DE OBRAS CIVILES DE LA CFE 2015.
- iii. TABLAS.
- iv. PLANOS DE PROYECTO.

OBJETIVO.

El objetivo de este trabajo es, presentar un ejemplo real y práctico de una estructura en acero no convencional que forma parte del conjunto de edificaciones y estructuras que se encuentran destinadas a la industria de la producción de cemento, para que sirva como material de consulta y apoyo en el desarrollo de los proyectos de este tipo. El tema principal se enfoca esencialmente en el diseño de miembros en acero, con base en el Manual AISC (American Institute of Steel Construction) 13ª edición, métodos LRFD (Load and Resistance Factors Design) y ASD (Allowed Strees Design).

I. INTRODUCCIÓN.

En el proceso de elaboración del cemento hidráulico, se requiere de estructuras e instalaciones adecuadas, funcionales, seguras y económicas que alberguen y soporten la maquinaria, el equipo y mano de obra operativa y administrativa, los cuales, en conjunto, desempeñan todos los trabajos en las diferentes etapas que involucran la producción del cemento.

Las etapas del proceso de producción del cemento hidráulico son, en términos generales (*ver figura I.1*):

- Exploración.
- Trituración.
- Prehomogeneización.
- Dosificación.
- Molienda de Harina Cruda.
- Homogeneización.
- Calcinación.
- Molienda de cemento.
- Envase.

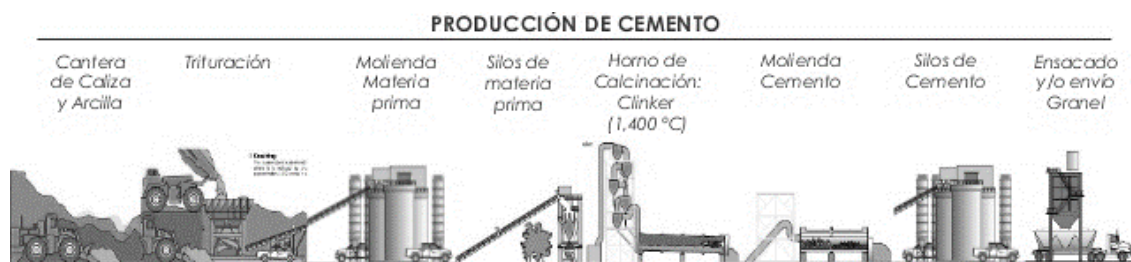


Figura I.1

Dentro de estas etapas, la más importante es la de calcinación; y se lleva a cabo en un horno rotatorio, que en cuyo interior se alcanzan temperaturas de hasta 1500 grados centígrados, mediante un proceso físico-químico, la harina cruda se transforma en un compuesto hidráulico llamado Clinker.

El horno requiere de quemadores para alcanzar dichas temperaturas y para que se logre la transformación de la harina a Clinker. Los quemadores funcionan mediante el suministro de combustible que genera el calor necesario para este proceso.

Uno de los combustibles alternativos que se suministra a los quemadores, es el coque de petróleo, para lo cual, es pertinente un tratamiento adecuado para su almacenamiento, dosificación y transporte, ya que es un material que por tener características de alto poder calórico, puede reaccionar por si solo y producir fuego.

El coque de petróleo es un sólido carbonoso derivado de las unidades de coquización en una refinería de petróleo, es el petróleo ya refinado, listo para ser utilizado como combustible, su contenido de carbón y azufre pueden variar. La gran desventaja del coque de petróleo está presente en la emisión de contaminantes, especialmente por el óxido de nitrógeno, dióxido de azufre, azufre y metales.

El tipo de coque que se utiliza en esta industria, es el coque de bajo y alto contenido en azufre, precisamente para atenuar los efectos contaminantes, además de reducir costos de adquisición, ya que otro tipo de combustibles como el combustóleo, resulta ser de costos más elevados.

Para abatir estos contaminantes y ahorro en los costos para la utilización de combustible, es necesario dosificarlos en las cantidades exactas, esta

dosificación se logra mediante tolvas, donde, el material se pesa de acuerdo a lo requerido y se transporta en una banda que se encuentra apoyada sobre la plataforma ubicada en el nivel de descarga, las tolvas de mayor capacidad contendrán el coque con alto contenido de azufre que serán suministradas por un elevador de cangilones y en la de menor capacidad, el de bajo contenido de azufre, esta será llenada por medio de una banda transportadora (el proceso se muestra en la figura 1.2).

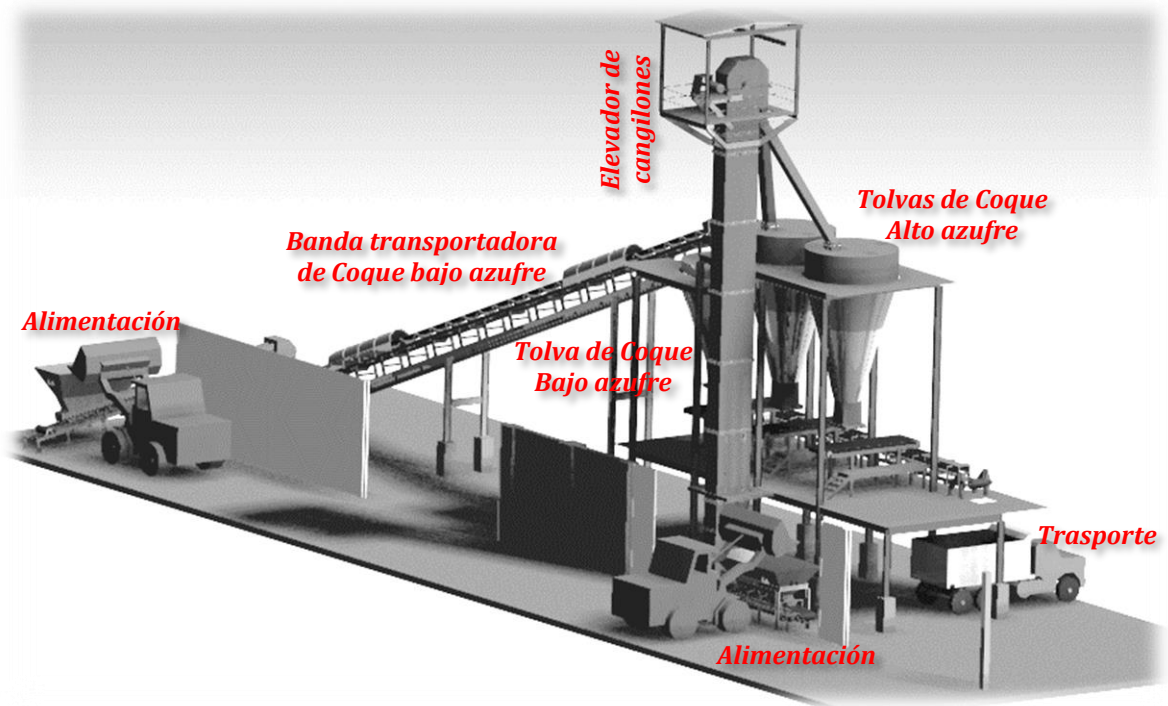


Figura 1.2 Esquema general del proceso de dosificación de coque.

Estas tolvas requieren de una estructura que sea capaz de soportar el peso de la mismas incluyendo el contenido del material de coque, toda la carga muerta y peso propio de la estructura, además tendrán que soportar las solicitaciones accidentales, guardando en todo momento el equilibrio, por lo tanto, la propuesta es analizar y diseñar una estructura en acero que satisfaga las necesidades requeridas.

I.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

I.1.1 UBICACIÓN.

El proyecto está ubicado en las coordenadas 19°59'02.7"N 99°19'54.7"W, dentro de las instalaciones de la planta productora de cemento “Cooperativa la Cruz Azul, S.C.L.”, Ciudad Cooperativa Cruz Azul, en el estado de Hidalgo (ver figura I.2 y I.4).



Figura I.3 Ubicación del estado de Hidalgo en el Mapa de la República Mexicana.

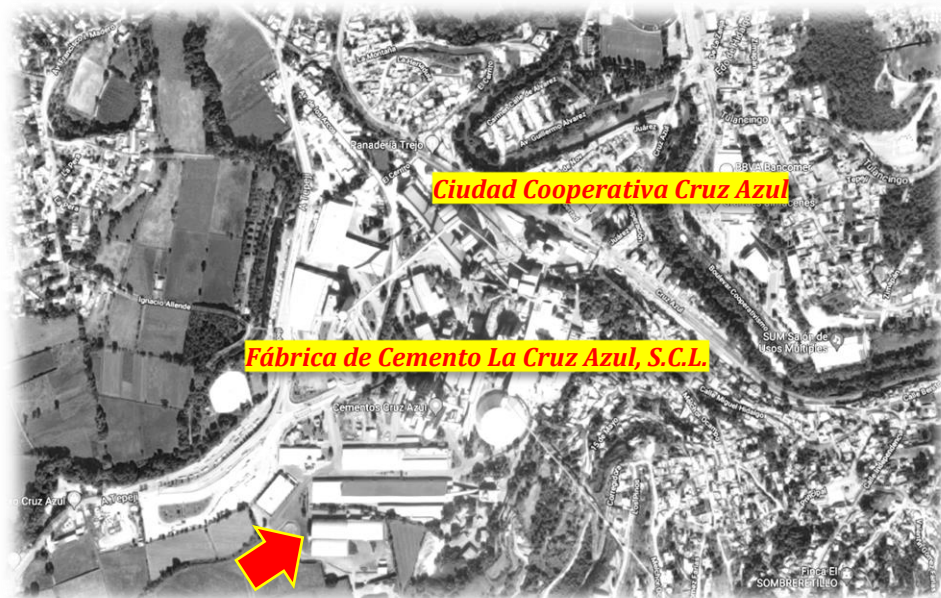


Figura I.4 Ubicación de la estructura dentro de la planta productora de cemento.

I.1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES.

El presente trabajo tiene como objetivo principal el análisis y diseño estructural, del edificio en acero para tovas de coque, que será capaz de soportar las cargas verticales (Carga Muerta, Carga Viva) y las solicitaciones horizontales (Sismo).

De acuerdo a las necesidades y requerimientos del proyecto por parte del área de Ingeniería Mecánica, la estructura carecerá de muros, fachadas y cubiertas. Las columnas se desplantarán sobre dados de concreto reforzado, para protegerlas de posibles accidentes provocados por el tránsito de camiones de carga.

Tomando como referencia el espacio tridimensional “x”, “y” y “z”, en el sentido positivo, donde las dimensiones horizontales se acotan en “x” e “y” y las verticales en “z”. La estructura se conforma de: El N.T.C. +109.029 donde se desplantan las columnas metálicas, sobre un pedestal de concreto reforzado que se desplanta en el nivel N.T.C. +107.529, su altura es de 1.5 m y con la sección transversal rectangular de 75 cm x 70 cm, distribuidas en dos ejes A y B en el sentido “y”, con una distancia entre ejes de 6 m; en el sentido “x”, cinco ejes, denominados como 1, 2, 3, 4 y 5; del eje 1 al 2, una distancia de 5 m, del 2 al 3, del 3 al 4 y del 4 al 5, una distancia entre ejes de 4.6 m; sobre el nivel N.T. PL. A. +112.123 un volado que parte del eje A con una distancia de 2.5 m, y otro volado a partir del eje 5 de 1.15 m, ocupando un área de 19.95 m x 8.5 m, también se ubica la banda transportadora para descarga del material dosificado y tres escaleras de 1 m de ancho con una plataforma al N.T.R. +113.129 para operación, mantenimiento e inspección.

En la plataforma del nivel N.T.PL.A. +121.523, entre los ejes 2 y 4, con un área de 6.35 m x 6.0 m, se apoyan las tovas para coque con alto contenido de azufre, con un pasillo en volado de 1.15 m a partir del eje 2 hacia el eje 1. En el nivel

N.T. PL. A. +119.323, entre los ejes 4 y 5, se soporta la tolva para coque con bajo contenido de azufre, también cuenta con un volado de 1.15 m empezando en el eje 5.

Sobre el eje B, entre los ejes 2 y 3, se ubicará el elevador de cangilones para abastecer las tolvas de coque con alto contenido de azufre, también sobre este mismo eje, pero entre los ejes 4 y 5, se apoyara la estructura de las escaleras para acceso a las plataformas del edificio de tolvas.

La altura total del edificio es de 13.994 m, desde el N.P.T +107.529 hasta el N.T.E. +121.523.

(Ver planos en anexo iv).

I.2 NORMATIVIDAD

Para efecto del análisis y diseño, se hace uso de algún software comercial para análisis estructural como: STAAD.Pro V.8i, ETABS 2016, Robot de Autodesk, Cype; por mencionar algunos, en este caso se hizo uso del programa STAAD Pro V.8i; esto para obtener su respuesta ante la demanda de las sollicitaciones, cumpliendo con los lineamientos vigentes propuestos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) y sus Normas Técnicas Complementarias; aunque la edificación no se localiza dentro de la Ciudad de México se tomarán como referencia, así como los métodos para el diseño de los elementos, basado en el Manual AISC (American Institute of Steel Construction) y recomendaciones del Manual de Obras Civiles de la CFE (Comisión Federal de Electricidad) 2015.

I.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.

Por tratarse de una estructura en acero, es de suma importancia para el ingeniero estructural conocer el tipo de acero a emplear, sus propiedades mecánicas tales como el esfuerzo de fluencia y su resistencia a la tensión, además de la ductilidad y resistencia a la fractura, su composición química, metalurgia y soldabilidad.

En el mercado existe una variedad de grados de acero que deben cumplir con los requerimientos de estados límite de falla y los estados límite de servicio, también se debe tener en cuenta su fabricación y disponibilidad para su adquisición.

I.3.1 PRUEBAS REALIZADAS AL ACERO ESTRUCTURAL.

De acuerdo a las pruebas que se le realizan al acero por parte de la ASTM (en México equivalentes a las NMX), se pueden determinar sus propiedades mecánicas, la prueba para obtener la fluencia, resistencia a la tensión y las propiedades de deformación se conoce como tracción uniaxial, de la cual, los valores obtenidos se representan en una gráfica esfuerzo contra deformación (*ver fig. I.5*).

El acero estructural, no es un material homogéneo ni isótropo, por lo tanto, las propiedades varían de una muestra a otra, estas características de variabilidad, son tomadas en cuenta en los criterios de diseño LRFD.

Entre más dúctil es el acero, mayor es su tenacidad o dureza, la dureza disminuye a temperaturas más bajas, lo que significa que el acero tiende a ser más frágil en estas condiciones.

Los análisis químicos, se realizan para obtener la composición, tomadas con riguroso intervalo de tiempo en cada colada, hasta obtener la química deseada y el resultado final, esto se refleja en los certificados de Calidad. Cada composición tiene efecto en las propiedades mecánicas y de soldabilidad del acero. Las pruebas metalúrgicas examinan la estructura y grano del acero, y determinan el tipo y la ductilidad.

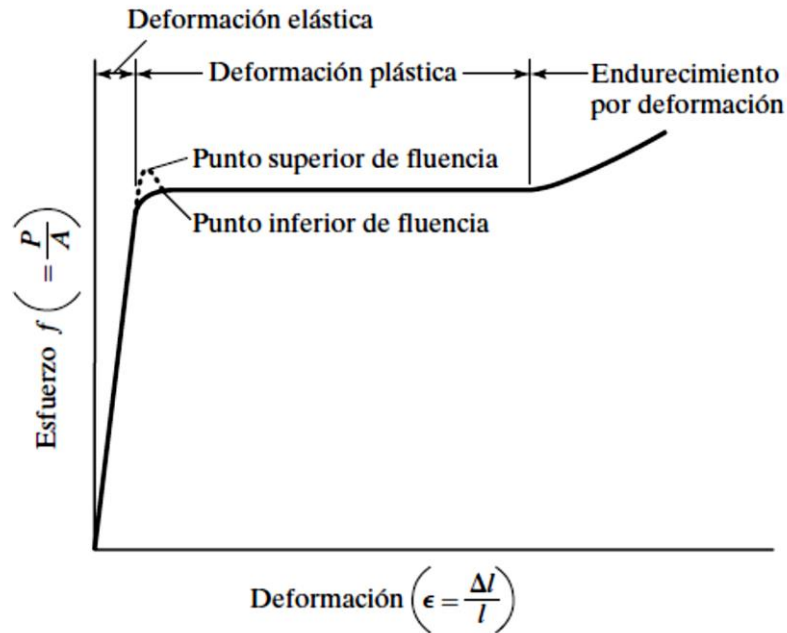


Figura 1.5 Gráfica esfuerzo deformación para un acero dulce con bajo contenido de acero.

Las propiedades más importantes del acero son su esfuerzo de fluencia (F_y), la resistencia a la tensión última (F_u), la deformación unitaria y la deformación total (ϵ_u y ϵ_{st}), además de la deformabilidad volumétrica y el módulo de elasticidad (E). El módulo de elasticidad es constante para todos los grados de acero estructural y equivale a $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (29,000 ksi o 200,000 MPa).

I.3.2 TIPOS DE ACERO

La clasificación de los principales tipos de acero es de acuerdo a su composición química y características de procesamiento.

1. Aceros al carbón o aceros al carbón magnesio (Aceros estructurales).
2. Alta resistencia, baja aleación.
3. Alta resistencia, apagados y templados, Aceros aleados.
4. Alta resistencia, apagados y auto-templados, aceros de aleación.

La tabla I.3.2 muestra la correlación entre las normas mexicanas NMX y las ASTM de aceros estructurales.

NMX	ASTM	Grado	F _y		F _u	
			MPa	Kg/cm ²	MPa	Kg/cm ²
B-254	A 36		250	2530	400 a 550	4080 a 5620
	A 529		345	3515	485	4950
			380	3880	485	4950
B-282	A 242		320	3235	460	4710
			345	3515	485	4920
			290	2950	414	4220
B-284	A 572		345	3515	450	4570
			414	4220	515	5270
			450	4570	550	5620
	A 992		345	3515	420 a 620	4570 a 6330
B-177	A 53	Tipo E B	240	2460	414	4220
		Tipo S B				
B-199	A 500 (1)	A	320	3235	430	4360
		B				
		C				
B-200	A 501		250	2530	400	4080
	A 588 (2)		345	3515	483	4920
	A 709		250	2550	400	4080
			345	3515	450	4590
			485	4950	585	5965
			690	7036	585	7750
			620	6322	690	7040
	A 913 (3)		345 a 483	3515 a 4920	448 a 620	4570 a 6330

Tabla I.3.2.

1) ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares.

2) Para perfiles estructurales; placas y barras ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material.

3) Dependen del grado; ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.

I.3.3 GRADOS DE ACERO.

De acuerdo a la ASTM (American Society for Testing and Materials), un gran número de grados de acero para perfiles, placas, perfiles huecos y tuberías están disponibles en el mercado, donde podemos encontrar los siguientes:

Perfiles y Placas:

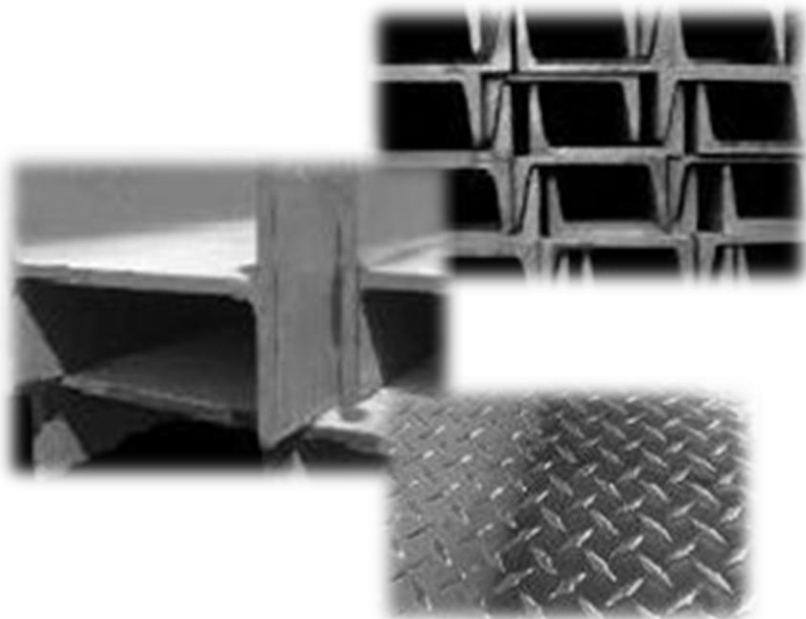
ASTM A 36

ASTM A 529

ASTM A 572

ASTM A 588

ASTM A 992

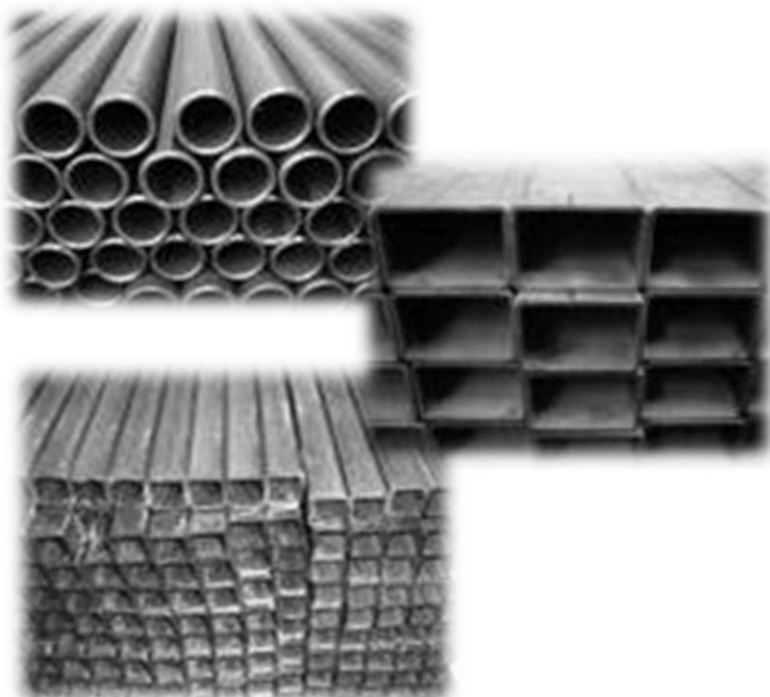


Secciones estructurales huecas y tubos:

ASTM A 53

ASTM A 500

ASTM A 501



I.3.4 CONSIDERACIONES PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO.

Tomando en cuenta el material de acero, el diseño estructural y fabricación de perfiles y placas, debemos hacer las siguientes consideraciones:

1. Tipo de estructura, condiciones de servicio de carga y el entorno de aplicación de las cargas.
2. Propiedades como la resistencia, ductilidad, tenacidad, soldabilidad y metalurgia.
3. Química del material.
4. Tipos de elemento estructurales, tamaños, longitud y carga.
5. Conexiones entre los elementos, soldadas y/o atornillada.
6. Criterios de fabricación, técnicas de unión, corte, soldadura de campo contra soldadura de taller.
7. Requisitos de construcción.
8. Cuantificaciones, experiencia de diseño, fabricación, personal de campo y construcción.
9. Utilización de maquinaria y equipo, en taller y campo.
10. Inspección con garantía de calidad.

“Tratar de dar el mínimo peso en acero, no siempre resulta una medida de máxima eficiencia, por el contrario, podría aumentar los costos de fabricación y montaje, esto si las secciones no son comunes o si las conexiones son innecesariamente complicadas”.

Con base en lo anterior, se determinó que:

El edificio estará integrado por un sistema de columnas, trabes y vigas de acero A-992 ($f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$); en su sistema de piso se utilizará placa anti-derrapante de $e = 1/4"$ y rejilla Irving IS-05 ($32 \text{ mm} \times 31.8 \text{ mm}$), las conexiones estarán integradas por placas de acero A-36 ($f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$), unidas con soldadura tipo E60XX para campo y E70XX para taller, de acuerdo a la AWS (American Welding Society), para las anclas de la placa base se utilizará acero A-325 ($f_y = 6,330 \text{ kg/cm}^2$).

II. CONSIDERACIONES DE CARGAS.

II.1 ANÁLISIS DE CARGAS.

II.1.1 CARGAS MUERTAS.

Para estructuras industriales, la carga muerta, se deberá a: pisos, el peso de equipos y tuberías, ductos e instalaciones como charolas eléctricas, empuje estático de suelos y de líquidos.

Por lo tanto, las Cargas Muertas se obtendrán del peso propio de vigas, traveses, columnas, rejilla y/o placa anti-derrapante.

El peso propio de la estructura general, lo considera el programa con excepción de la rejilla y la placa.

Carga Muerta para N.T.PL.A. +112.123, +119.323 y 121.523

	<i>kg/m²</i>
Placa anti-derrapante $e=1/4''$	55
	55

El peso de las tolvas, tanto llenas como vacías, se distribuirá en sus apoyos, como cargas concentradas.

Peso de Tolvas para coque con alto contenido de azufre: **28 Ton c/u.**

Peso de Tolva para coque con bajo contenido de azufre: **18 Ton.**

II.1.2 CARGAS VIVAS.

Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva en pisos de operación y mantenimiento, peso de equipo y tuberías en operación y en prueba hidrostática, temperatura, fuerzas dinámicas y de impacto por funcionamiento de maquinaria y equipo.

Cargas vivas en pisos de operación y mantenimiento: Plataformas de operación, pasillos, escaleras, azoteas, oficinas, laboratorios, centros de control de motores, centro de control de instrumentos y Casa de Maquinas.

Tabla. IV.1 Cargas vivas unitarias sobre pisos en kg/m² (excepto cuando se indique otra unidad).

1. Cargas vivas mínimas de diseño en Edificios Auxiliares y elementos estructurales.	CV (L)	CV_R L₀(0.4)	Observ.
f) Escaleras.	500	250	(1)
h) Plataformas y rejillas	500	300	
2. Cargas vivas mínimas de diseño en casa de máquinas, cuarto eléctrico y cuarto de control.			
a) Rejillas de acero donde exista la posibilidad de colocar equipos menores o tableros en maniobras de mantenimiento, reparación o montaje.	500	250	(1)

(1) Las cargas vivas reducidas en áreas de operación calculadas como $L_0 = 0.5 L$.

La carga viva toma en cuenta el tipo de estructura y su operatividad, esta estructura alberga equipos de precisión, los cuales, requieren permanecer

nivelados para su correcta operación.

II.1.3 COMBINACIONES DE CARGA.

Las combinaciones de las acciones descritas por las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, secciones 2.3, 3.4 y 6.1, son las siguientes:

RCDF 2004 NTC-Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones				Dirección del sismo			
Combinación de carga	CM	CV _{max}	CV _m	+y	-y	+x	-x
01	1.0						
02		1.0					
03			1.0				
04				1.0			
05						1.0	
06	1.3	1.5					
07	1.1		1.1	+1.0		+0.30	
08	1.1		1.1	+1.0			-0.30
09	1.1		1.1		-1.0	+0.30	
10	1.1		1.1		-1.0		-0.30
11	1.1		1.1	+0.30		+1.0	
12	1.1		1.1	+0.30			-1.0
13	1.1		1.1		-0.30	+1.0	
14	1.1		1.1		-0.30		-1.0

Estas combinaciones, son una referencia general para realizar el análisis, pero podrían considerarse infinidad de combinaciones de acuerdo a las condiciones, uso y destino de la estructura.

Las combinaciones de acciones descritas por el Manual AISC 13th. Edición, para el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), ASCE-7 sección 2.3, son las siguientes:

- 1) $1.4D$
- 2) $1.2D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3) $1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- 4) $1.2D + 1.6 W + 0.5 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $1.2D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S$
- 6) $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

Y las combinaciones de carga por esfuerzos permisibles (ASD) son:

- 1) D
- 2) $D + L$
- 3) $D + (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 4) $D + 0.75 L + 0.75 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $D \pm (W \text{ o } 0.7 E)$
- 6) $D + 0.75 (W \text{ o } 0.7 E) + 0.75 L + 0.75 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 7) $0.6 D \pm (W \text{ o } 0.7 E)$

Donde:

D = Carga Muerta + Peso propio

L = Carga Viva Máxima

Lr = Carga Viva en techo

S = Carga de Nieve

R = Carga de Lluvia

W = Carga de Viento

E = Carga de Sismo

El análisis de cargas se realizó de acuerdo al criterio de la empresa.

STAAD.Pro - [Edificio de Tolvas-1_P40X30_Oct-27-2014-cim - Whole Structure]

File Edit View Tools Select Geometry Commands Analyze Mode Window Help

Modeling Postprocessing Steel Design Concrete Design RAM Connection Bridge Deck Advanced Slab Design Piping

General Analysis/Print Design Material Load & Definition Support Spec Property Setup Geometry

Load & Definition

Definitions

Load Cases Details

- 1: LOAD CASE 1 PESO PROPIO
- 2: LOAD CASE 2 CARGA MUERTA
- 3: LOAD CASE 3 CVMAXIMA
- 4: LOAD CASE 4 CARGA EQUIPO
- 5: LOAD CASE 5 SISIMO X
- 6: LOAD CASE 5 SISIMO -X
- 7: LOAD CASE 7 SISIMO Z
- 8: LOAD CASE 8 SISIMO Z
- 9: PP-CM+CVMAX+CE
- (1)x Load 1
- (1)x Load 2
- (1)x Load 3
- (1)x Load 4
- 10: PP-CVINST+CE
- 11: PP-CM+CVINST+CE-SISIMO X+0.3SISIMO Z
- 12: PP-CM+CVINST+CE-SISIMO X-0.3SISIMO Z
- 13: PP-CM+CVINST+CE-SISIMO X+0.3SISIMO Z
- 14: PP-CM+CVINST+CE-SISIMO X-0.3SISIMO Z
- 15: PP-CM+CVINST+CE-0.3SISIMO X-SISIMO Z

Toggle Load Assignment Method

Assign To Selected Entities Use Cursor To Assign

Assign To View Assign To Edit List

New... Add... Edit... Delete...

Assign Close Help

Modeling Mo: Load 9: PP-CM+CVMAX+ C Input Units: Mton-r

For Help, press F1

Modelo estructural con las cargas debidas a la combinación de servicio.

III.1 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Según las NTC-para Diseño por Sismo, en su sección 6.1, para que una estructura se considere regular debe satisfacer:

- 1) Planta sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales respecto a las masas, así como muros y otros elementos resistentes. Paralelos a los ejes ortogonales del edificio.

cumple

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

$$\frac{H}{b} < 2.5$$

$$H = 13.994 \text{ m}$$

$$B = 6.0 \text{ m}$$

$$\frac{H}{b} = \frac{13.994}{6.0} = 2.33 \text{ cumple}$$

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

$$\frac{L}{b} < 2.5$$

$$L = 18.8 \text{ m}$$

$$B = 6.0 \text{ m}$$

$$\frac{L}{b} = \frac{19.95}{8.5} = 2.3 \text{ cumple}$$

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

no tiene entrantes ni salientes, por lo tanto, cumple

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

no cumple

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

no cumple

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

no cumple

- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

no cumple

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

no cumple

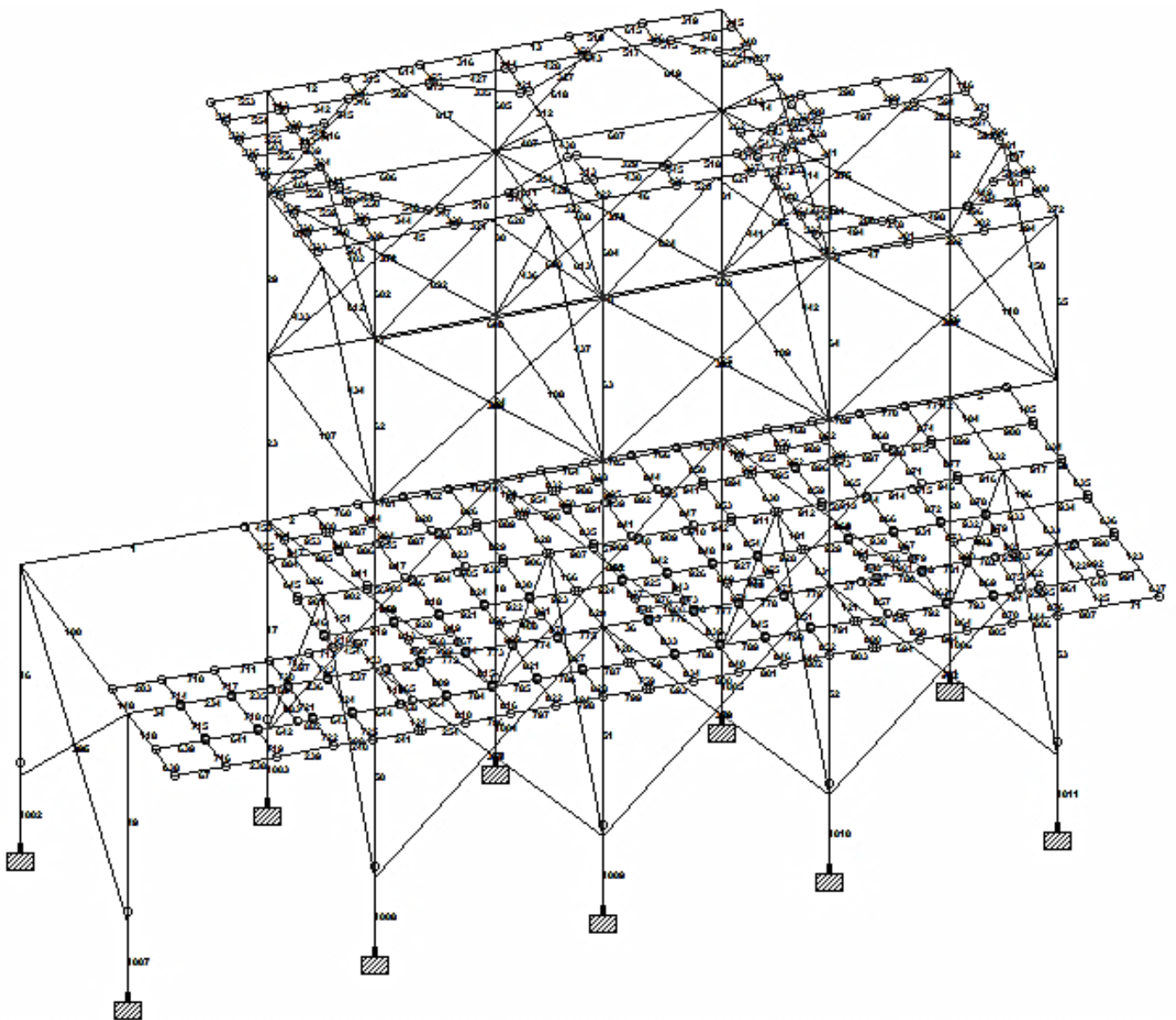
- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

no cumple

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

no cumple

Por lo tanto, se considera un factor de Irregularidad, $F_I = 0.7$.



Modelo Estructural con el número de Perfil designado a cada elemento.

III.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (Q).

Se determina de acuerdo a la sección 5 de las NTC-para diseño por sismo, contemplando los requisitos de la sección 5.3, refiriéndose a que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal. Por lo tanto $Q = 2.0$.

III.3 REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS (Q').

En la sección 4 de las NTC-para diseño por sismo, obtenemos el factor de reducción, de acuerdo a la sección 4.1 de la siguiente manera:

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

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

En este caso, se desconoce el valor de T , por lo tanto, $Q' = Q = 2.0$.

III.4 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO.

Con el apoyo del programa PRODISIS v2.3 (Programa de Diseño Sísmico), de la CFE y su Manual de Obras Civiles Diseño por Sismo 2008, obtenemos el espectro de diseño del sitio (*ver anexo i*).

Por lo tanto, se considera un coeficiente sísmico de $c = 0.256 g$ (*ver anexo i*).

III.5 FUERZAS SISMICAS.

El cálculo de fuerzas sísmicas se realizó por el método estático del Manual de Obras Civiles de la CFE 2015 (*ver anexo ii*).

Marcos en X-X				
Núm. Marco	Eje	Nivel	V _{xy1} [Ton]	F _x [Ton]
1x	A	4	9.70	9.70
		3	19.36	9.67
		2	24.33	4.96
		1	33.37	9.05
2x	B	4	9.74	9.74
		3	19.36	9.63
		2	24.31	4.95
		1	32.82	13.46

Marcos en Y-Y				
Núm. Marco	Eje	Nivel	V _{xy1} [Ton]	F _x [Ton]
1y	1	4	0.00	0.00
		3	0.00	0.00
		2	0.00	0.00
		1	14.88	14.88
2y	2	4	7.74	7.74
		3	14.52	6.78
		2	23.63	15.88
		1	13.00	-10.63
3y	3	4	5.19	5.19
		3	10.55	5.36
		2	15.72	10.53
		1	12.32	-3.40
4y	4	4	5.04	5.04
		3	8.72	3.68
		2	11.73	3.01
		1	16.25	4.52
5y	5	4	0.00	0.00
		3	6.62	6.62
		2	11.21	4.59
		1	18.57	7.36

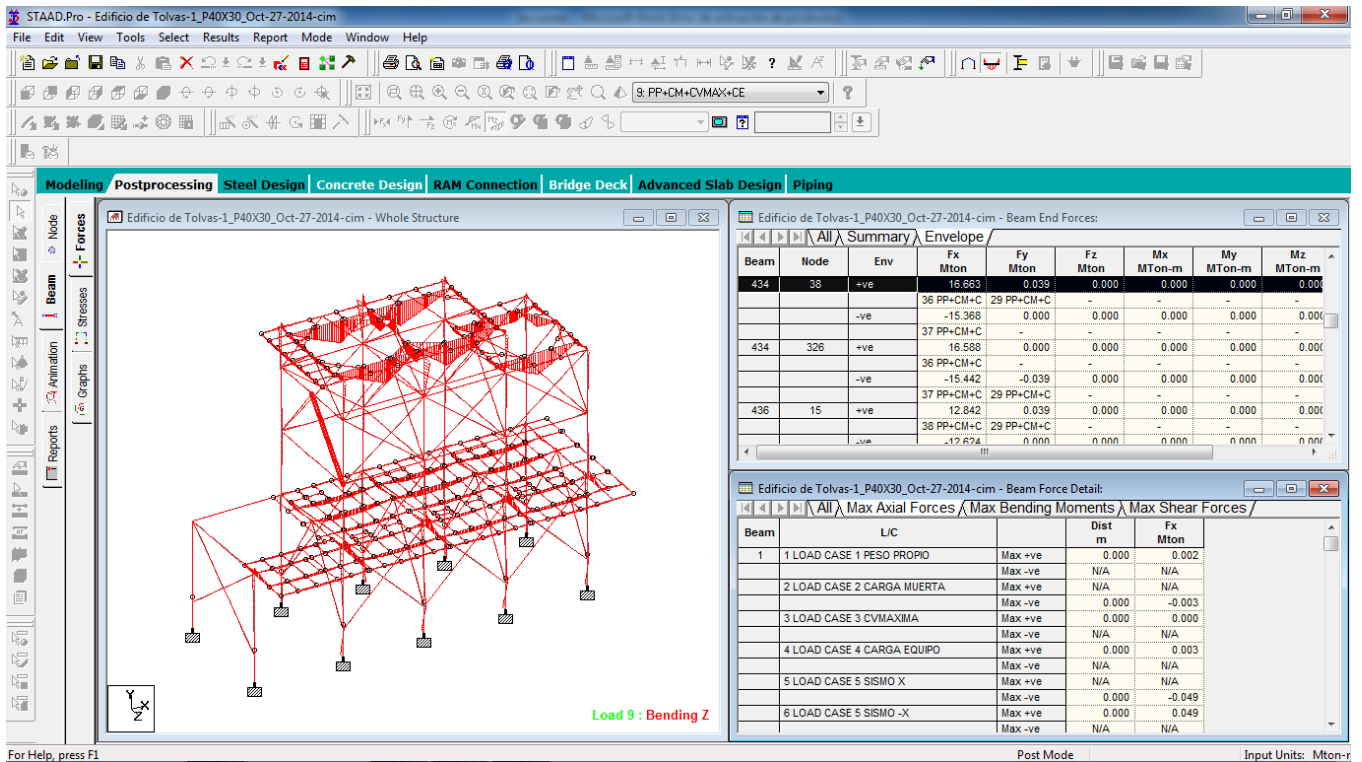
III.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Una vez realizado el análisis de cargas, el siguiente paso es vaciar esta información en el modelo que se idealizó apoyado el programa de análisis y diseño estructural Staad.Pro v.8i.

EL siguiente paso es ordenar al programa que realice el análisis estructural y también podemos dar la instrucción para que realice el diseño de los miembros que conforman la estructura, bajo los criterios LRFD y/o ASD.

Los resultados de interés que obtendremos del análisis del programa, son los valores de los elementos mecánicos como, la fuerza axial, la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

En las siguientes imágenes, se muestran los diagramas de dichos elementos mecánicos.



Resultados de los elementos mecánicos debidos a la combinación de cargas de servicio.

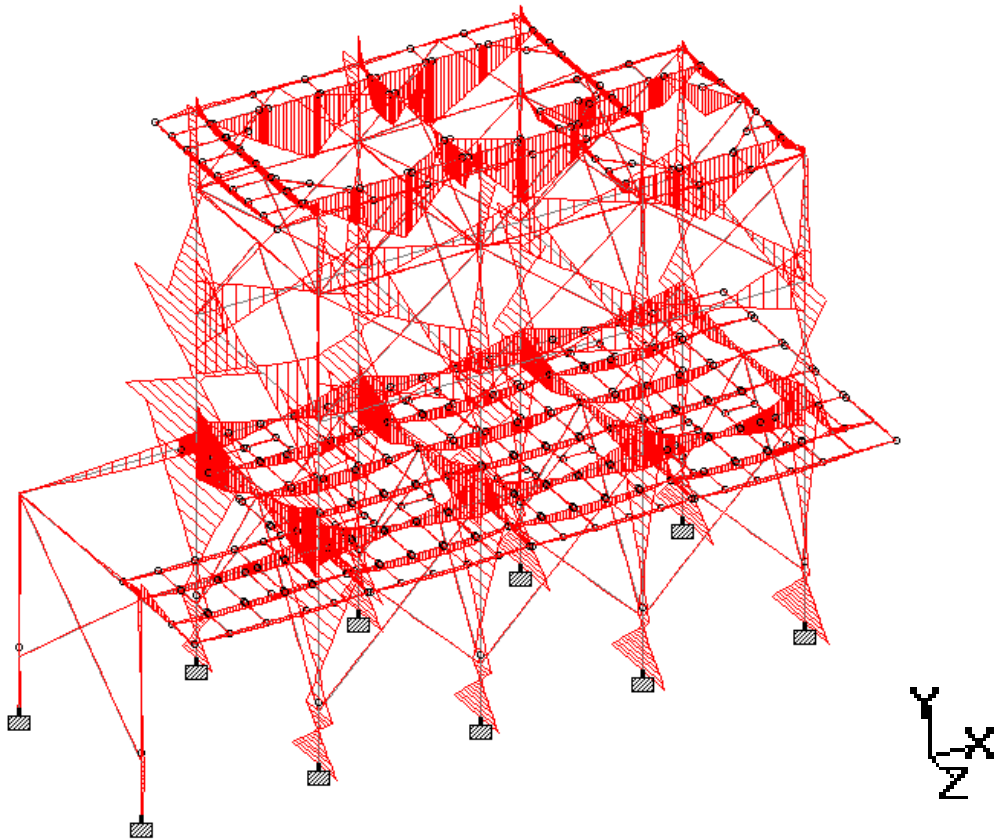


Diagrama de Momentos Flexionantes alrededor del eje z global.

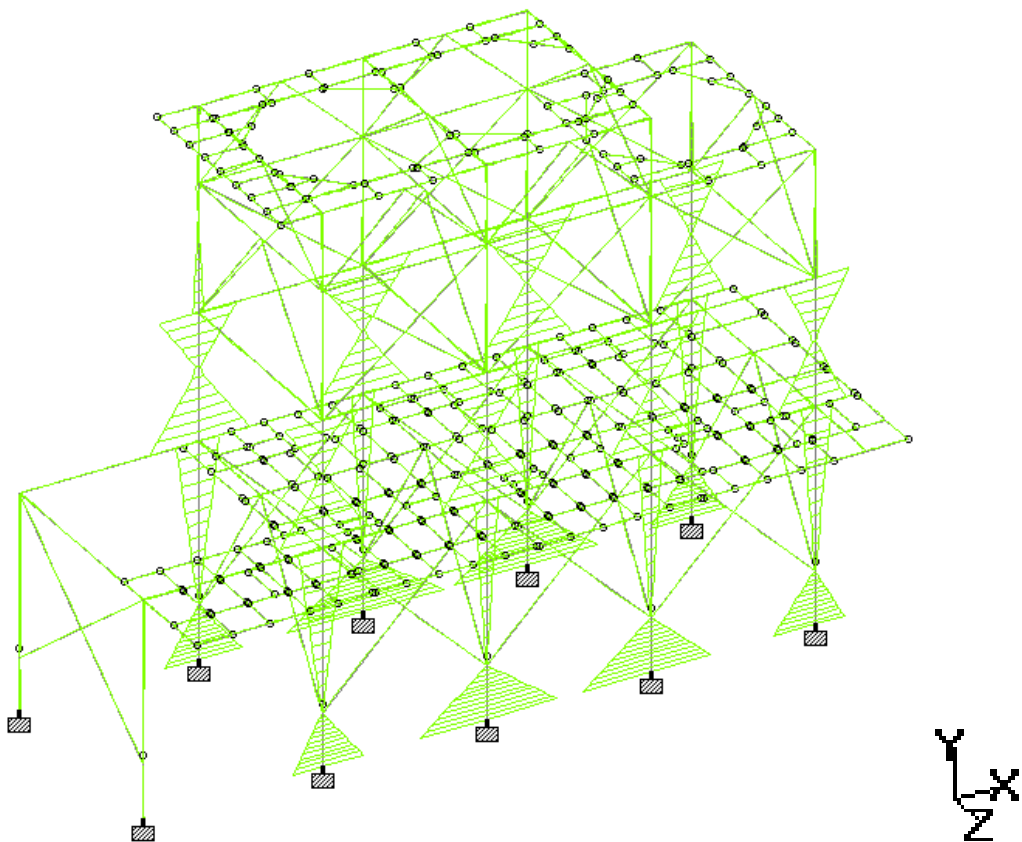


Diagrama de Momentos Flexionantes alrededor del eje x global.

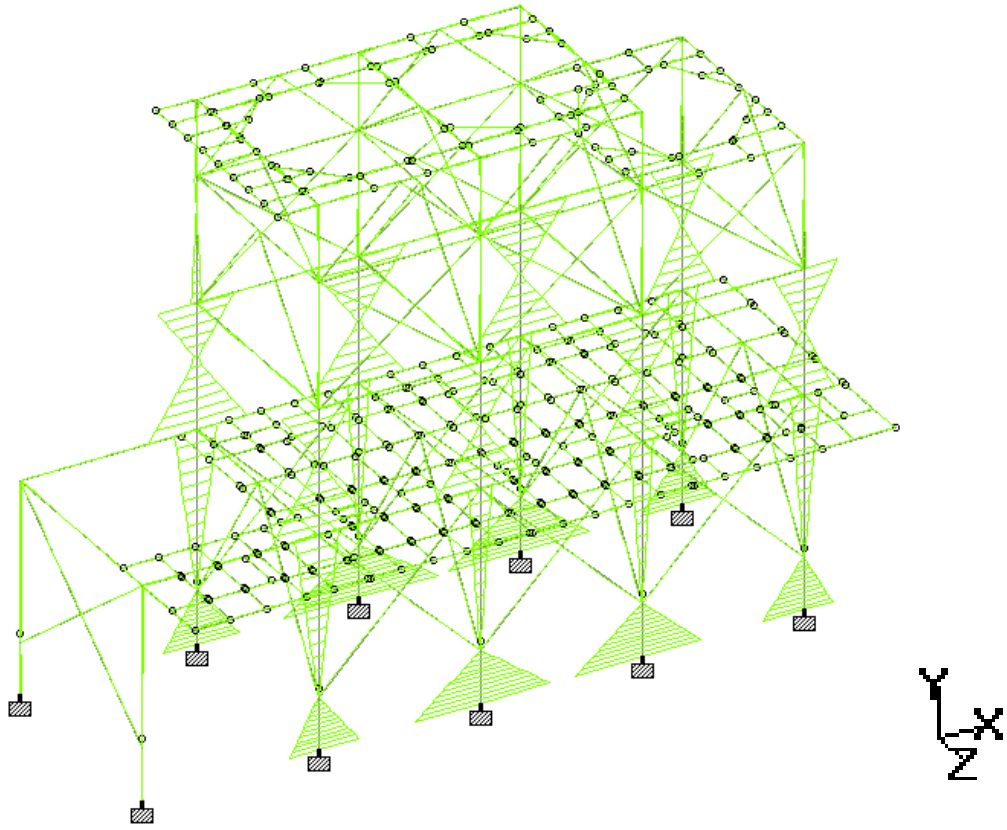


Diagrama de Fuerzas en sentido x global.

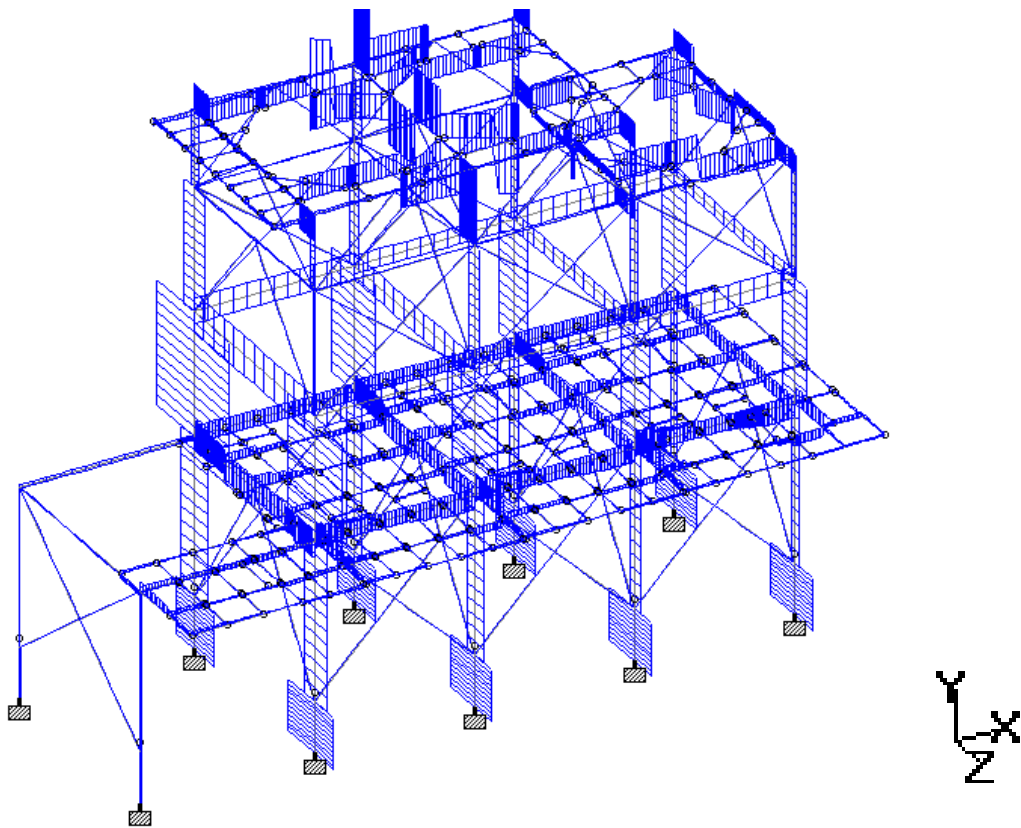


Diagrama de Fuerzas en sentido z global.

Desplazamientos:

Los resultados de los desplazamientos máximos y mínimos de algunos nodos, se muestran en la siguiente tabla:

	Node	L/C	X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
Max X	20	32 PP+CM+C	23.655	-0.252	-10.586	25.917	0.001	-0.001	0.000
Min X	44	34 PP+CM+C	-23.838	-2.246	-10.405	26.107	-0.001	-0.001	0.000
Max Y	56	8 LOAD CAS	-0.045	11.681	-4.121	12.387	-0.005	0.000	0.000
Min Y	455	36 PP+CM+C	0.842	-22.053	5.656	22.783	0.008	-0.000	-0.000
Max Z	280	36 PP+CM+C	-8.589	-0.786	43.639	44.483	0.001	0.001	0.001
Min Z	280	37 PP+CM+C	8.526	-1.668	-40.234	41.161	0.000	-0.001	0.000

Cumpliendo con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, sección 1.8 Revisión de desplazamientos laterales; no excederán de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

La distorsión de entrepisos (derivadas) son las siguientes:

$$\gamma_i = \frac{\delta_{rel.i}}{H_i}$$

Donde:

$\delta_{rel.i} = \delta_i - \delta_{i-1}$; Desplazamiento relativo del entrepiso.

H_i : Altura de Entrepiso.

Piso	H_i [cm]	δ_i [cm]	δ_{i-1} [cm]	$\delta_{rel.i}$ [cm]	γ_i
4	220	1.80	1.42	0.38	0.0017
3	360	1.42	1.42	0	0
2	360	1.42	1.42	0	0
1	460	1.42	1.42	0	0

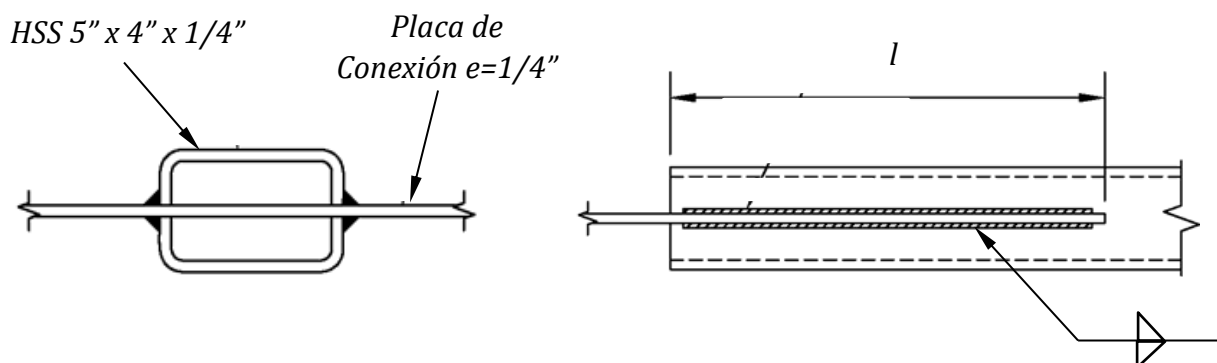
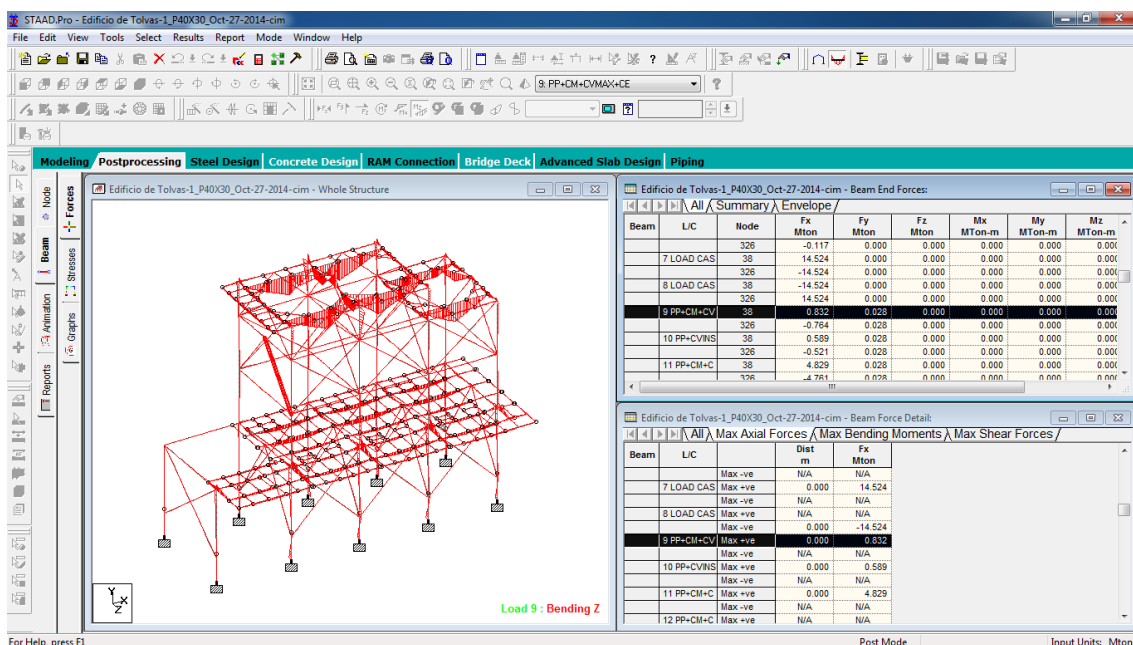
Se cumple con los desplazamientos laterales.

IV. DISEÑO ESTRUCTURAL.

IV.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (MÉTODO LRFD Y ASD).

IV.1.1 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN.

Resistencia a la tensión nominal o disponible del perfil rectangular HSS 5" x 4" x 1/4" (OR 127 mm x 102 mm x 6.40 mm). Las propiedades geométricas de la sección se toman del Manual AISC 13ª Edición. $P_u = 15,442 \text{ kg}$ y $P_a = 832 \text{ kg}$.



$$L/r_{\min} = 468.6 \text{ cm} / 3.96 \text{ cm} = 118.33 \leq 300 \quad \text{ok}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = 92,760.85 \text{ kg} = 92.8 \text{ Ton}$$

a) Fluencia de la sección bruta.

LRFD $\phi_t = 0.90$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.9 \cdot 92,760.85 = 83,484.77 \text{ kg}$$

ASD $\Omega_t = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{92,760.85}{1.67} = 55,595.42 \text{ kg}$$

b) Resistencia a la fractura por Tensión.

Usando la tabla D-3.1 del AISC, se calcula el área efectiva reducida para este caso (ver anexo iii).

Como la conexión estará resuelta en ranura, tenemos el caso 6.

$$l = 150 \text{ mm}$$

$$l \geq H$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{3.964}{15} = 0.264$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{10.2^2 + (2 \cdot 10.2 \cdot 12.7)}{4(10.2 + 12.7)} = 3.964 \text{ cm}$$

$$A_e = A_g \cdot U = 26.39 \text{ cm}^2 \cdot 0.264 = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_u \cdot A_e = 4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 6.97 \text{ cm}^2 = 31,852.9 \text{ kg} = 31.8 \text{ Ton}$$

LRFD $\phi_c = 0.90$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.9 \cdot 31852.9 = \mathbf{28,667.6 \text{ kg}}$$

ASD $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{31,852.9}{1.67} = \mathbf{19,073.6 \text{ kg}}$$

Por lo tanto, la resistencia del elemento a la tensión es mayor que la carga actuante.

El diseño a la fractura por bloque de cortante se determina de acuerdo a las especificaciones (J4.3) del AISC:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bx} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bx} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

a) Fluencia de la sección total.

$$P_n = F_y \cdot A_g = 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot (0.6 \cdot 12.7) cm^2 = 19,278.6 kg = 19.28 Ton$$

LRFD $\phi_c = 0.9$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.9 \cdot 19,278.6 = \mathbf{17,350.7 kg}$$

ASD $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{19,278.6}{1.67} = \mathbf{11,544.1 kg}$$

b) Resistencia del bloque de cortante.

$$A_{gv} = 2 \cdot (15.0 cm \cdot 0.6 cm) = 18 cm^2$$

$$A_{nv} = 18 cm^2$$

$$A_{nt} = 2 \cdot (0.6 cm \cdot 0.6 cm) = 0.81 cm^2$$

Nuevamente haciendo uso de la tabla D-3.1, calculamos el factor de retraso por cortante.

$$2w = 2 \cdot 10.2 = 20.4 cm$$

$$1.5w = 1.5 \cdot 10.2 = 15.3 cm$$

Como:

$$1.5w > l \geq w$$

$$U = 0.75$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0.6 \cdot 4,080 \frac{kg}{cm^2} \cdot 18 cm^2 + 0.75 \cdot 4,080 \frac{kg}{cm^2} \cdot 0.81 cm^2 \\ &\leq 0.6 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 18 cm^2 + 0.75 \cdot 4,080 \frac{kg}{cm^2} \cdot 0.81 cm^2 \end{aligned}$$

$$46,542.6 \text{ kg} > 29,802.6 \text{ kg}$$

$$\therefore R_n = 29,802.6 \text{ kg}$$

LRFD $\phi_c = 0.75$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.75 \cdot 29,802.6 = \mathbf{22,352 \text{ kg}}$$

ASD $\Omega_c = 2.0$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{29,802.6}{2.0} = \mathbf{14,901.3 \text{ kg}}$$

La fluencia está controlada por:

$$\phi_t \cdot P_n = \mathbf{17,350.7 \text{ kg}}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \mathbf{11,544.1 \text{ kg}}$$

Eficiencia del elemento:

Por LRFD:

$$\frac{P_u}{\phi_t \cdot P_n} = \frac{15,442 \text{ kg}}{17,350.7 \text{ kg}} = \mathbf{0.89}$$

Por ASD:

$$\frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_t}} = \frac{832 \text{ kg}}{11,544.1 \text{ kg}} = \mathbf{0.072}$$

El diseño de miembros a tensión es un proceso iterativo, las tablas del Manual AISC, nos permiten seleccionar directamente una sección conveniente. Se calcula el área requerida, se selecciona y se verifica su resistencia.

Usando las ecuaciones de LRFD la resistencia de diseño de un miembro a tensión es la menor de $\phi_t F_y A_g$, $\phi_t F_u A_e$ o de su resistencia por bloque de cortante. Además la relación de esbeltez no deberá exceder de 300.

Radio de giro mínimo:

$$r_{\min} = \frac{L}{300} = \frac{468.6 \text{ cm}}{300} = 1.562 \text{ cm}$$

a. El área total mínima deber ser por lo menos igual a.

$$A_{g \min.} = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{15,442 \text{ kg}}{0.9(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 4.88 \text{ cm}^2$$

b. El valor mínimo A_e , deber ser por lo menos igual a.

$$A_{e \min.} = \frac{P_u}{\phi_t F_u} = \frac{15,442 \text{ kg}}{0.75 \cdot (4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_g \cdot U$$

$$A_{n \min.} = \frac{A_{e \min.}}{U} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U}$$

Entonces:

$$A_{g \min.} = A_{n \min.} + \text{área de agros.} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U + \text{área de agros.}}$$

Proponiendo un perfil: HSS 3" x 2" x ³/₁₆" (OR 76 mm x 51 mm x 4.8 mm) $A_g = 10.58 \text{ cm}^2$.

$$l = 100 \text{ mm}$$

$$l \geq H$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{5.1^2 + (2 \cdot 5.1 \cdot 7.6)}{4(5.1 + 7.6)} = 2.038 \text{ cm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.038}{10} = 0.796$$

$$A_{g \min.} = \frac{15,442 \text{ kg}}{0.75 \left(4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) 0.796} = 5.66 \text{ cm}^2$$

$$A_g > A_{g \min.} \quad \text{ok}$$

Para verificar su resistencia a la tensión, se analiza el perfil propuesto.

Usando las ecuaciones de ASD la resistencia permisible de diseño de un miembro a tensión es el menor de:

$$\frac{F_y A_g}{\Omega_t} \text{ y } \frac{F_u A_n U}{\Omega_t}$$

Las áreas mínimas requeridas son:

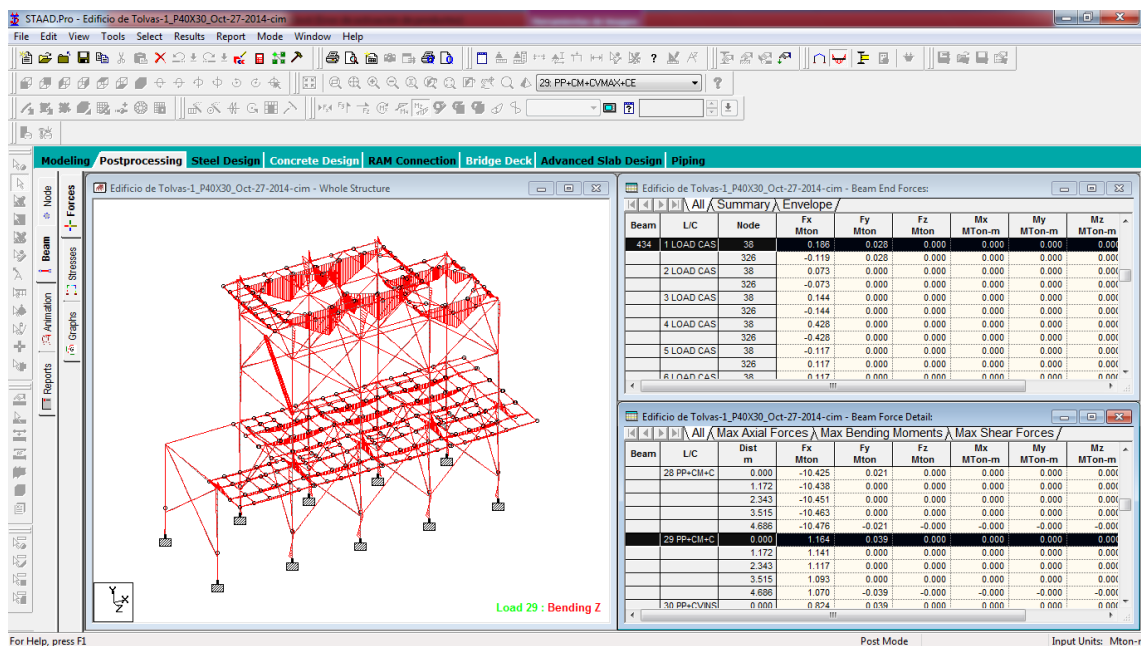
$$A_g \text{ mín.} = \frac{\Omega_t P_a}{F_y}$$

$$A_g \text{ mín.} = \frac{\Omega_t P_a}{F_u U} + \text{área de agros.}$$

Con las tablas 4 del Manual AISC, para $F_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u=4,575 \text{ kg/cm}^2$ se puede obtener los valores para la resistencia del elemento, (ver anexo iv):

IV.1.2 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN.

Para el contraviento HSS 5" x 4" x 1/4" (OR 127 mm x 102 mm x 6.40 mm) que también se encuentra sometido a carga axial de compresión debido a la inversión del sismo, con un valor de $P_u = 16.663 \text{ Ton}$, $P_a = 832 \text{ Ton}$.



a) Esfuerzo elástico o de Pandeo.

$$F_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{(118.33)^2} = 1,437.23 \text{ kg/cm}^2$$

b) Carga elástica o de pandeo.

$$P_c = F_c \cdot A_g = 1,437.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = 37,928.6 \text{ kg}$$

Calculando y usando la Tabla B4.1, del AISC (ver anexo iv):

$$b = H - (2 \cdot t) = 12.7 \text{ cm} - (2 \cdot 0.64 \text{ cm}) = 11.42 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{11.42 \text{ cm}}{6.4 \text{ cm}} = 1.784$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}} = 33.72$$

Si:

$$\frac{b}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$1.78 < 33.72$$

La sección no tiene elementos esbeltos.

De acuerdo a la condición de los apoyos tabla C-A-7.1 (ver anexo iii):

$$K = 1.0$$

Calculo de:

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_y = \left(\frac{1.0 \cdot 468.6 \text{ cm}}{3.96 \text{ cm}}\right)_y = 118.333$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}} = 113.44$$

Para el cálculo de F_{cr} comparamos con las ecs. E3-2 y E3-3 de AISC:

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_y > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad \left(\frac{F_y}{F_e} > 2.25\right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877 \cdot 1,437.23 \frac{kg}{cm^2} = 1,260.45 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{(118.33)^2} = 1,437.23 \frac{kg}{cm^2}$$

LRFD $\phi_c = 0.9$

$$\phi_c \cdot F_{cr} = 0.9 \cdot 1,260.45 \frac{kg}{cm^2} = 1,134.41 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 1,134.41 \frac{kg}{cm^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = \mathbf{29,937 \text{ kg}}$$

ASD $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{F_{cr}}{\Omega_c} = \frac{1,260.45 \frac{kg}{cm^2}}{1.67} = 754.76 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr}}{\Omega_c} \cdot A_g = 754.76 \frac{kg}{cm^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = \mathbf{19,918.1 \text{ kg}}$$

Eficiencia del elemento:

Por LRFD:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{16,663 \text{ kg}}{29,937 \text{ kg}} = \mathbf{0.56}$$

Por ASD:

$$\frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = \frac{832 \text{ kg}}{19,918.1 \text{ kg}} = \mathbf{0.041}$$

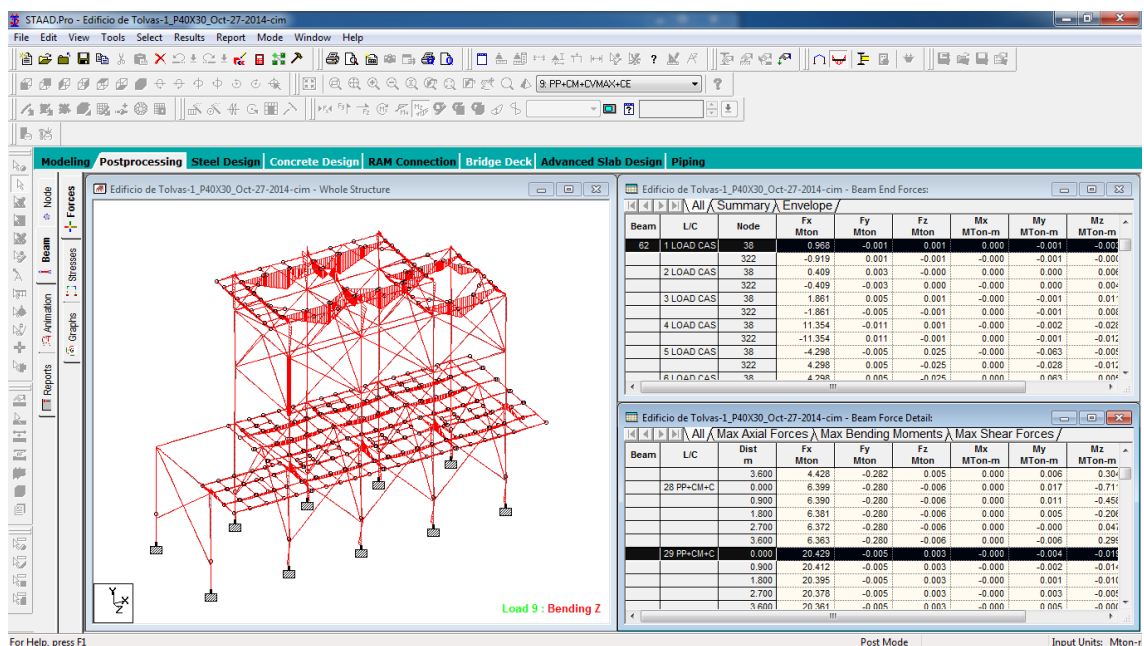
Con las tablas 4 del Manual AISC, para $F_y=3,235 \text{ kg/cm}^2$ (46 ksi) se puede obtener los valores para la resistencia del elemento, (ver anexo iii).

IV.1.3 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEJO-COMPRESIÓN.

Existen 4 etapas para la solución del pandeo flexotorsional con la especificación AISC, que son las siguientes:

1. Determinar la resistencia al pandeo de flexión del miembro para su eje x usando las ecuaciones E3-4, E3-2 o E3-3 del AISC, la que sea aplicable, y E3-1.
2. Determinar la resistencia al pandeo de flexión del miembro para su eje y usando las ecuaciones E3-4, E3-2 o E3-3 del AISC, la que sea aplicable, y E3-1.
3. Determinar la resistencia al pandeo de flexotorsionante del miembro para su eje y usando las ecuaciones E4-11, E4-9, E4-10, E4-5, E3-2 o E3-3 del AISC, la que sea aplicable, y E4-1.
4. Se selecciona el valor más pequeño de P_n , determinado en los tres pasos anteriores.

Para la columna propuesta W 12" x 50 (IR 305 x 74.4), se realiza el siguiente análisis:



Solución.

1) Resistencia al pandeo de flexión para el eje x .

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_x = \frac{0.5 \cdot 360 \text{ cm}}{13.2 \text{ cm}} = 13.64$$
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_x} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{13.64} = 1.4754 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo para miembros sin elementos esbeltos:

a)

$$\text{Si } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}} = 113.44$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e} \right] F_y = \quad (\text{Ec. E3 - 2 del AISC})$$

$$= \left[0.658^{3,515 \text{ kg/cm}^2 / 107,377 \text{ kg/cm}^2} \right] 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3,467.17 \text{ kg/cm}^2$$

b)

$$\text{Si } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.878 F_e =$$

El esfuerzo de pandeo crítico elástico es:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{(13.69)^2} = 107,377 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia nominal P_n para el pandeo de flexión alrededor del eje x es:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3,467.17 \frac{kg}{cm^2} \cdot 94.8 cm^2 = \mathbf{328,688 kg}$$

2) Resistencia al pandeo de flexión para el eje y .

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_y = \frac{0.5 \cdot 360 cm}{5.0 cm} = 36$$

a)

$$Si \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(o \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e} \right] F_y =$$

$$= \left[0.658^{3,515 kg/cm^2 / 15,527.9 kg/cm^2} \right] 3,515 \frac{kg}{cm^2} = 3,197.26 kg/cm^2$$

b)

$$Si \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(o \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

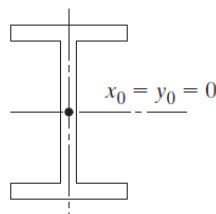
$$F_{cr} = 0.878 F_e =$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 kg/cm^2}{36^2} = 15,527.9 kg/cm^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3,197.26 \frac{kg}{cm^2} \cdot 94.8 cm^2 = \mathbf{303,100 kg}$$

3) Resistencia al pandeo flexotorsional del miembro alrededor del eje y .

Las coordenadas del centro de cortante para el perfil W (IR), $x_0=0$ y $y_0=0$, según se muestra en la siguiente figura:



El radio polar de giro alrededor del centro de cortante:

$$\bar{r}_0^2 = \bar{x}_0^2 + \bar{y}_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 0 + 0 + \frac{16,400 \text{ cm}^4 + 2,343 \text{ cm}^4}{94.8 \text{ cm}^2} = 197.711 \text{ cm}^2$$

Módulo de cortante de elasticidad del acero (G):

$$G = 788,146 \text{ kg/cm}^2$$

Constante de Torsión (J):

$$J = 74.1 \text{ cm}^4$$

Constante de Alabeo (C_w):

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d + t)^2}{4} = \frac{2,343 \text{ cm}^4 \cdot (31 \text{ cm} + 1.63 \text{ cm})^2}{4} = 623,658 \text{ cm}^6$$

$$F_{cr} = \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L)^2} + G \cdot J \right) \cdot \frac{1}{A_g \cdot \bar{r}_0^2} =$$

$$F_{cr} = \left(\frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \cdot 623,658 \text{ cm}^6}{(0.5 \cdot 360 \text{ cm})^2} + 788,146 \text{ kg/cm}^2 \cdot 74.1 \text{ cm}^4 \right) \cdot \frac{1}{94.8 \text{ cm}^2 \cdot 197.711 \text{ cm}^2} = 23,783 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 1 - \frac{\bar{x}_0^2 + \bar{y}_0^2}{\bar{r}_0^2} = 1 - \frac{0 + 0}{197.711} = 1$$

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] =$$

$$F_e = \left(\frac{15,527.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 23,783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2(1)} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \left(15,527.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 23,783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1}{\left(15,527.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 23,783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^2}} \right]$$

$$F_e = 15,527.9 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando:

$$F_e > \frac{F_y}{2.25} = 15,527.9 \frac{kg}{cm^2} > \frac{3515 \frac{kg}{cm^2}}{2.25} = 15,527.9 \frac{kg}{cm^2} > 1,562.22 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto (Ec.3-2 del AISC):

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e} \right] F_y = \left[0.658^{\frac{3515 \frac{kg}{cm^2}}{15,527.9 \frac{kg}{cm^2}}} \right] 3515 \frac{kg}{cm^2}$$
$$= 3,197.26 \frac{kg}{cm^2}$$

La resistencia nominal es:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3,197.26 \frac{kg}{cm^2} \cdot 94.8 \text{ cm}^2 = \mathbf{303,100 \text{ kg}}$$

4) La carga nominal menor es:

$$P_n = \mathbf{303,100 \text{ kg}}$$

LRFD $\phi_c = 0.90$

$$\phi_c \cdot P_n = 0.9 \cdot 303,100 \text{ kg} = \mathbf{272,790 \text{ kg}}$$

ASD $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{303,100 \text{ kg}}{1.67} = \mathbf{181,497 \text{ kg}}$$

Eficiencia del elemento:

Por LRFD:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{20,429 \text{ kg}}{272,790 \text{ kg}} = \mathbf{0.075}$$

Por ASD:

$$\frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = \frac{14,592 \text{ kg}}{181,497 \text{ kg}} = \mathbf{0.08}$$

Con las tablas 6 del Manual AISC, para $F_y=3,215 \text{ kg/cm}^2$ (50 ksi) se puede obtener los valores para la resistencia del elemento, (ver anexo iii).

IV.1.4 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTANTE.

Clasificando la sección (Ancho/Grueso), con el siguiente criterio:

Sección compacta altamente dúctiles:

$$b/t < \lambda_p = \lambda_{HD}$$

Sección compacta moderadamente dúctiles:

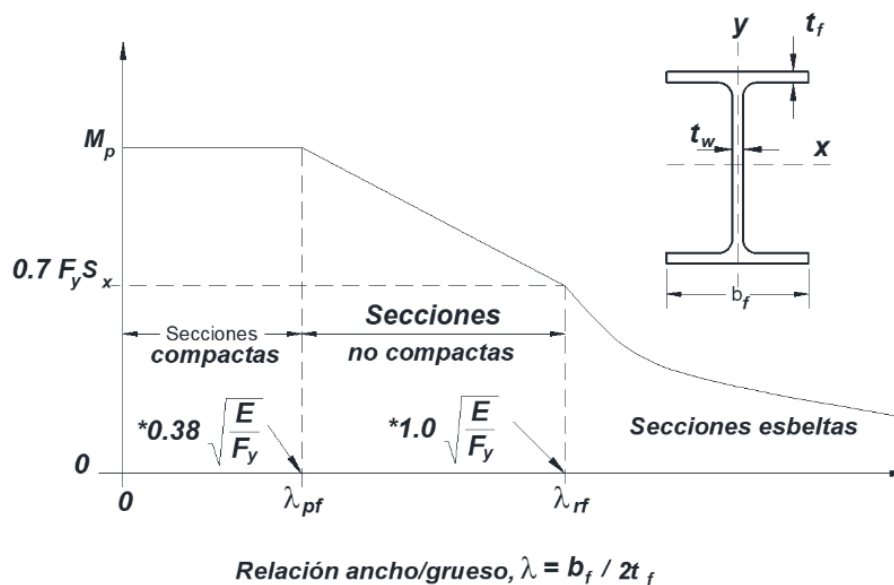
$$b/t < \lambda_p = \lambda_{MD}$$

Sección no compacta:

$$\lambda_p < b/t < \lambda_r$$

Sección esbelta:

$$b/t > \lambda_r$$



Para el cálculo de los límites ancho/grueso, λ_p , λ_r , se hace uso de la tabla B4.1 del AISC (ver anexo iii).

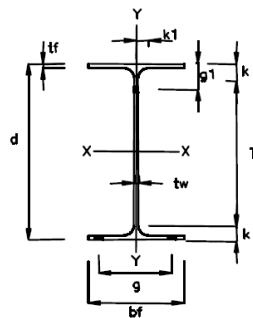
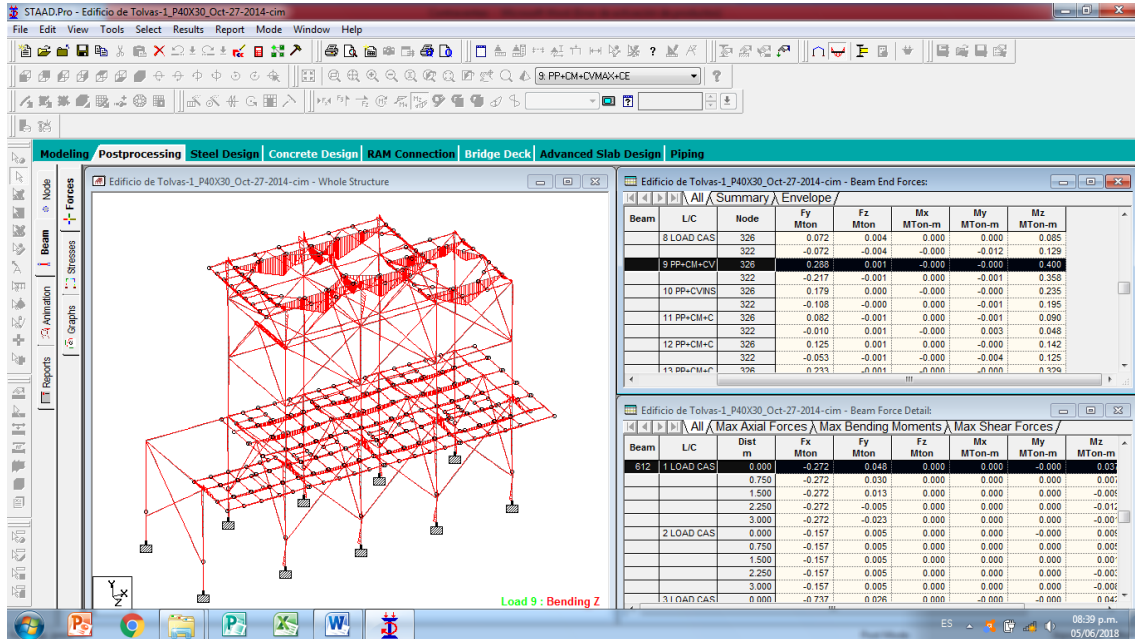
Para la viga propuesta $W 12'' \times 16$ (IR 305 x 23.9), está sometida a los siguientes elementos mecánicos con la condición de carga más desfavorable:

$$M_{u_z} = 0.560 \text{ Ton-m}$$

$$M_{a_z} = 0.40 \text{ Ton-m}$$

$$V_{u_y} = 0.34 \text{ Ton}$$

$$V_{a_y} = 0.24 \text{ Ton}$$



Designación $d \times$ peso		Peralte	Alma	Patin		Distancia			Gramil		Sujetadores	
		d	t_w	b_f	t_f	T	k	k_1	g	g_1	Diametro máximo en patin	
mm* x kg/m	in x lb./ft.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	in.
305 x 21.10	12 x 14	303	5	101	5.7	268	17	13	60	65	12.7	0.5
x 23.90	x 16	305	5.6	101	6.7	266	19	13	60	65	12.7	0.5

Peso	Area	Criterio de sección compacta				r_T	d/A_f	Eje X-X			Eje Y-Y			Constante de torsión	Módulo de sección plástico		
		$b_f/2t_f$	F'_y	d/t_w	F_y'''			I	S	r	I	S	r		J	Z_x	Z_y
			kg/cm ²		kg/cm ²												
21.1	26.8	8.8	3818	59.6	1307	2.4	0.25	3688	244	11.7	98	20	1.9	2.9	285	31	
23.9	30.4	7.5	-	54.5	1564	2.4	4.26	4287	280	11.9	117	23	2	4.2	329	37	

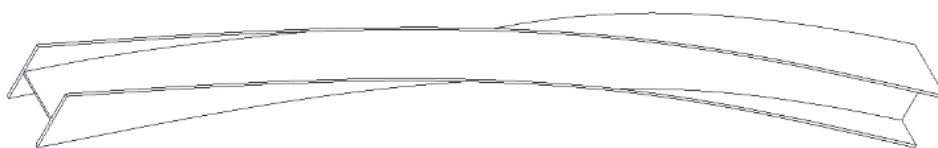
$$\lambda = b/t = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{10.1/2 \text{ cm}}{0.67 \text{ cm}} = 7.54$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 9.15$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0 \cdot \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 24.085$$

Por lo tanto, la sección es compacta.

Modo de Falla de las secciones sometidas a flexión.



Pandeo por flexo-torsión

Pandeo Lateral Torsional:

$$L_b : \text{Longitud entre apoyos laterales} = 300 \text{ cm}$$

Para:

$$L_b \leq L_p$$

$$M_n = M_p$$

Para:

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Para:

$$L_b > L_p$$

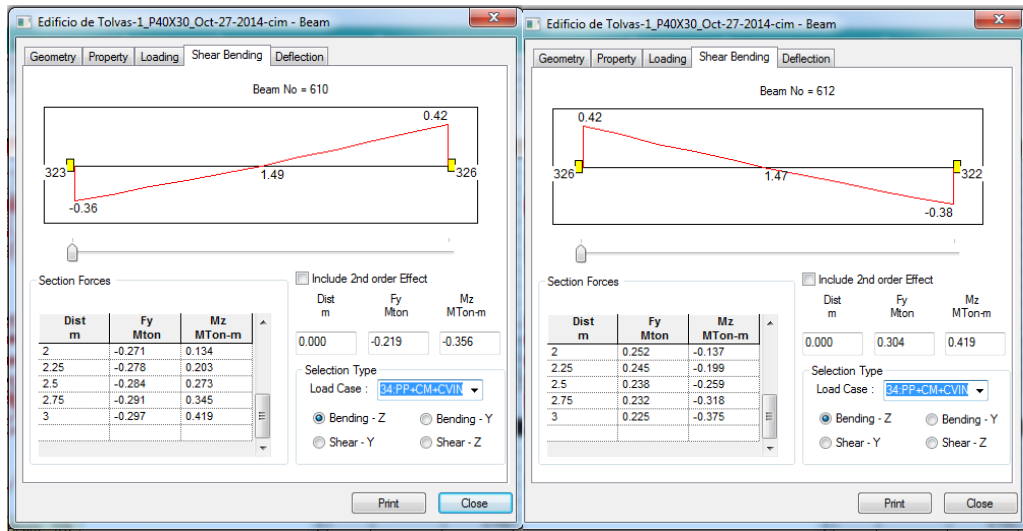
$$M_n = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 (L_b / r_y)^2}} \leq M_p$$

C_b : factor de variación de momentos

$$1.0 < C_b < 2.3$$

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

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2$$



Longitudes críticas L_p y L_r , para pandeo lateral:

Para secciones I, H, C:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 1.76 (2 \text{ cm}) \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 84.78 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}} =$$

$$L_r = \frac{2 \text{ cm} \cdot 113645}{2,460.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.000007 \cdot (2,460.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})^2}} = 130.92 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}$$

$$= \frac{\pi}{280 \text{ cm}^3} \cdot \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 788,146 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 4.2 \text{ cm}^4 \cdot 30.4 \text{ cm}^2}{2}}$$

$$X_1 = 113645$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \frac{28,418.4 \text{ cm}^6}{117 \text{ cm}^4} \left(\frac{280 \text{ cm}^3}{788,146 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 4.2 \text{ cm}^4} \right)^2 = 0.000007$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d + t)^2}{4} = \frac{117 \text{ cm}^4 \cdot (30.5 \text{ cm} - 0.67 \text{ cm})^2}{4} = 26,027.5 \text{ cm}^6$$

$$M_r = 703.7 \frac{kg}{cm^2} \cdot 280 cm^3 = 197,036 kg \cdot cm = 1.97 Ton \cdot m$$

L_p : Longitud crítica para pandeo lateral inelástico.

C_w : Constante de alabeo (C_a).

GJ : Rigidez Torsional.

$$F_L : \min(F_{yf}, F_r, F_{yw}) = 0.7 F_y = 0.7 * 3,515 \frac{kg}{cm^2} = 2,460.5 \frac{kg}{cm^2}.$$

$$F_r : \text{Esfuerzo Residual} \left(703.7 \frac{kg}{cm^2} \text{ laminado}, 1161.1 \frac{kg}{cm^2} \text{ soldado} \right).$$

I_y : Inercia alrededor del eje del pandeo lateral.

L_r : Longitud crítica para pandeo lateral elástico.

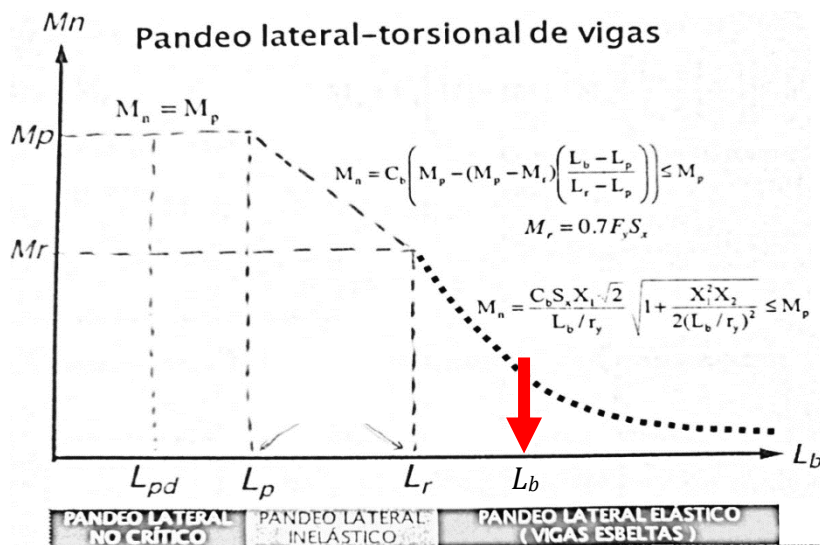
J : Constante de Saint – Venant para torsión.

S_x : módulo de sección alrededor del eje de flexión.

F_{yf}, F_{yw} : Fluencia de patín (flange) y alma (web).

r_y : Radio de giro alrededor del eje de pandeo lateral.

M_p : Momento Plástico.



Como:

$$300 \text{ cm} > 84.78 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2(L_b / r_y)^2}} \leq M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 329 \text{ cm}^3 \cdot 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1,156,435 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 0.0115 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_p = \frac{2.3 \cdot 280 \text{ cm}^3 \cdot 113645 \sqrt{2}}{600 \text{ cm} / 2 \text{ cm}} \cdot \sqrt{1 + \frac{113645^2 \cdot 0.000007}{2(600 \text{ cm} / 2 \text{ cm})^2}} \leq 1,156,435 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mathbf{299,011 \text{ kg} \cdot \text{cm} \leq 1,156,435 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

LRFD $\phi_c = 0.90$

$$M_R = \phi_b \cdot M_n = 0.9 \cdot 299,011 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 269,110 \text{ kg} \cdot \text{cm} = \mathbf{2.69 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

ASD $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{M_n}{\Omega_c} = \frac{299,011 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1.67} = \mathbf{179,048 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

Eficiencia del elemento:

Por LRFD:

$$\frac{M_u}{\phi_c \cdot M_n} = \frac{0.56 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{2.69 \text{ Ton} \cdot \text{m}} = \mathbf{0.21}$$

Por ASD:

$$\frac{M_a}{\frac{M_n}{\Omega_c}} = \frac{0.40 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{1.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}} = \mathbf{0.22}$$

Resistencia al cortante:

$$A_w = h \cdot t_w = 26.6 \text{ cm} \cdot 0.56 \text{ cm} = 14.896 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} \cdot A_w \cdot C_v = 0.6 \cdot 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 14.896 \text{ cm}^2 \cdot 1.0 = 31,415.7 \text{ kg}$$

Fluencia del alma por cortante:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$\frac{26.6 \text{ cm}}{0.56 \text{ cm}} \leq 1.10 \sqrt{\frac{5 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$47.5 \leq 59.24$$

$$C_v = 1.0$$

Por lo tanto, tenemos sección de alma compacta.

Pandeo local inelástico del alma por cortante:

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

Pandeo local elástico del alma por cortante:

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{F_{cr}}{0.6 \cdot F_y} = \frac{1.51 k_v \cdot E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} =$$

La constante k_v es función de las condiciones de apoyo de la placa, la cual es igual a 5 en el alma cuando no está atiesada, y se incrementa cuando se colocan atiesadores verticales. k_v se duplica cuando la separación de atiesadores es igual a la altura del alma ($a=h$), y se incrementa 5 veces cuando es la mitad ($a=h/2$).

Por lo tanto:

$$k_v = 5$$

Pandeo por ladeo del alma:

a) Si el patín de compresión está restringido contra rotación.

Cuando:

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \leq 2.3$$

$$\frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \leq 2.3$$

$$0.7996 \leq 2.3$$

$$R_n = \frac{33,750,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.56^3 \cdot 0.67 \text{ cm}}{(26.6 \text{ cm})^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \right)^3 \right]$$

$$R_n = 6,760.04 \text{ kg}$$

LRFD $\phi_c = 0.85$

$$\phi \cdot R_n = 0.85 \cdot 6,760.04 \text{ kg} = 5,746.03 \text{ kg} = 5.75 \text{ Ton}$$

ASD $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{R_n}{\Omega_c} = \frac{5,746.03 \text{ kg}}{1.76} = 3,264.79 \text{ kg} = 3.26 \text{ Ton}$$

Cuando:

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 2.3$$

No aplica.

b) Si el patín de compresión no está restringido contra rotación.

Cuando:

$$\frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \leq 1.7$$

$$0.7996 \leq 1.7$$

$$R_n = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right]$$

$$R_n = \frac{33,750,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.56^3 \cdot 0.67 \text{ cm}}{(26.6 \text{ cm})^2} \left[0.4 \left(\frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \right)^3 \right] = 1,147.63 \text{ kg}$$

Cuando:

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 1.7$$

No aplica.

LRFD $\phi_c = 0.85$

$$\phi \cdot R_n = 0.85 \cdot 1,147.63 \text{ kg} = \mathbf{975.48 \text{ kg} = 0.97 \text{ Ton}}$$

ASD $\Omega_c = 1.76$

$$\frac{R_n}{\Omega_c} = \frac{1,147.63 \text{ kg}}{1.76} = \mathbf{652.06 \text{ kg} = 0.65 \text{ Ton}}$$

$$C_r = 67,450 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} ; \text{ cuando } M_u < M_y \text{ en el punto de aplicación de la carga.}$$

$$C_r = 33,750 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} ; \text{ cuando } M_u \geq M_y \text{ en el punto de aplicación de la carga.}$$

Los valores de $\phi_b \cdot M_n$ y M_n/Ω_b para las secciones usadas como vigas, están calculados por el AISC. Estos valores se muestran en la tablas 3 del Manual del AISC. Cubren las longitudes sin soporte en el intervalo plástico, así como en el intervalo inelástico y hasta el intervalo de pandeo elástico, están graficadas para $F_y = 50 \text{ lb/plg}^2$ y $C_b = 1.0.$, (ver anexo iii).

Deflexión.

La práctica Estándar Americana para edificios ha sido limitar las deflexiones por carga viva de servicio a aproximadamente 1/360 de la longitud del claro. Esto es uno de los valores de la deflexión máxima en uso para las diferentes condiciones de carga. Para los casos donde se soporta maquinaria delicada y de precisión, las deflexiones máximas pueden quedar limitadas a 1/1500 o 1/2000 de la longitud del claro.

El manual del AISC, presenta la siguiente formula sencilla para determinar la deflexión máxima en vigas con secciones (W, M, HP, S, C y MC) para diversas condiciones de carga:

$$\Delta = \frac{M \cdot L}{C_1 \cdot I_x}$$

Para el caso de una viga de 6 m, se tiene:

$$\frac{L}{360} = \frac{600 \text{ cm}}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

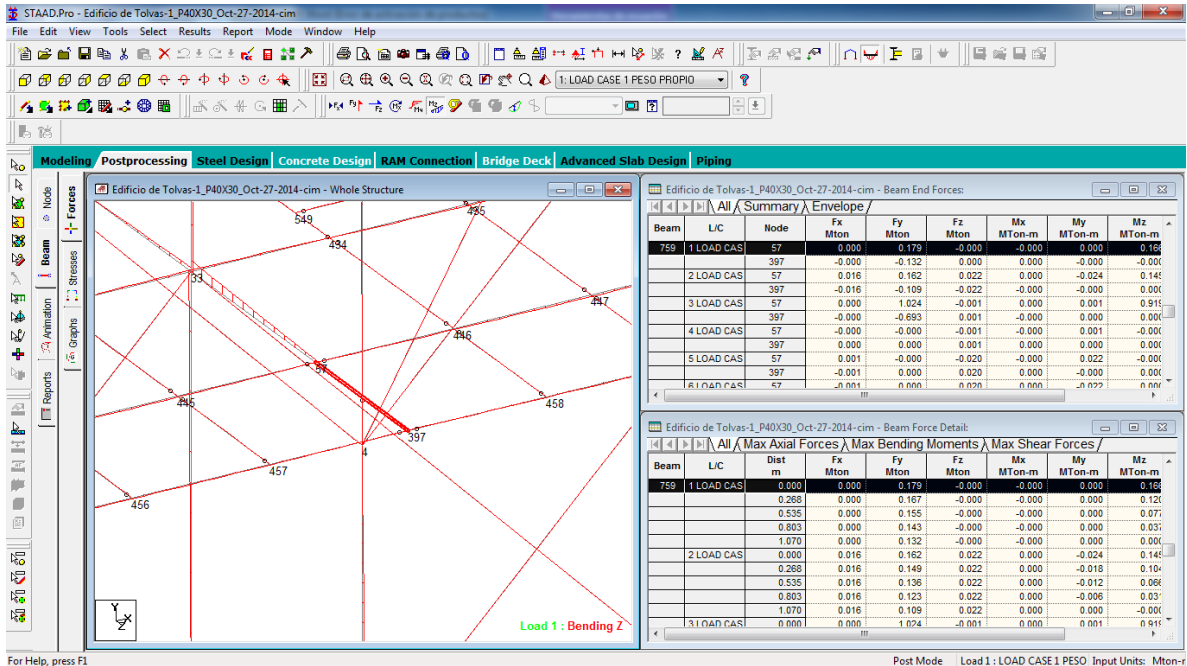
En la revisión de las condiciones de servicio, no influye la calidad del acero, si no únicamente la forma de la sección (propiedades geométricas).

IV.2 DISEÑO DE CONEXIONES.

IV.2.1 CONEXIÓN VIGA SECUNDARIA A VIGA PRINCIPAL.

Conexión a Cortante.

Para una viga IR 152x13.6 (W) $d=15.0\text{ cm}$, $t_w=0.43\text{ cm}$, $b_f=10.0\text{ cm}$ y $t_f=0.55\text{ cm}$, a una IR 254x22.3 (W) $d=25.4\text{ cm}$, $t_w=0.58\text{ cm}$, $b_f=10.2\text{ cm}$ y $t_f=0.69\text{ cm}$.



$$V_u = 1.911\text{ ton}$$

$$A_v = d \cdot t_w = 15.0\text{ cm} \cdot 0.43\text{ cm} = 6.45\text{ cm}^2$$

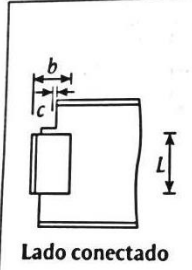
$$F_v = 0.4 \cdot F_y = 0.4 \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1,012\text{ kg/cm}^2$$

$$V_A = 0.85 \cdot A_v \cdot F_v = 0.85 \cdot 6.45 \cdot 1,012 = 5,548.29\text{ kg}$$

Propiedades de diseño:

$$F_{yE70} = 4,921.42\text{ kg/cm}^2$$

De la siguiente tabla para las dimensiones de los clips o placas de conexión, obtenemos sus dimensiones.

 Lado conectado	d	Clip $b \times c \times L$	d	Clip $b \times c \times L$
		≤ 160	$76 \times 8 \times 122$	≤ 550
	≤ 210	$76 \times 8 \times 172$	≤ 620	$102 \times 8 \times 560$
	≤ 230	$76 \times 8 \times 192$	≤ 700	$102 \times 8 \times 640$
	≤ 270	$76 \times 8 \times 216$	≤ 780	$102 \times 8 \times 700$
	≤ 320	$76 \times 8 \times 242$	≤ 850	$102 \times 8 \times 770$
	≤ 360	$76 \times 8 \times 286$	≤ 930	$152 \times 10 \times 842$
	≤ 420	$102 \times 8 \times 342$	≤ 1030	$152 \times 10 \times 930$
	≤ 470	$102 \times 8 \times 390$	≤ 1080	$152 \times 10 \times 980$

Como $d < 160$, las dimensiones de la placa serían:

$$76 \text{ mm} \times 8 \text{ mm} \times 122 \text{ mm.}$$

$$kl = b - \text{holgura} \therefore k = \frac{b - \text{holgura}}{l} = \frac{7.6 - 1.0}{12.2} = 0.541 \text{ cm}$$

$$x = \frac{k^2}{1 + 2 \cdot k} = \frac{0.541^2}{1 + 2 \cdot 0.541} = 0.141$$

$$a = \frac{b - xl}{l} = \frac{7.6 - (0.141 \cdot 12.2)}{12.2} = 0.482$$

$$I_p = l^3 \left[\frac{(1 + 2k)^2}{12} - \frac{k^2(1 + k)^2}{1 + 2k} \right] =$$

$$I_p = 12.2^3 \left[\frac{(1 + 2 \cdot 0.541)^2}{12} - \frac{0.541^2(1 + 0.541)^2}{1 + 2 \cdot 0.541} \right] = 759.48 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo de soldadura.

$$f_R = 2 \cdot F_y \cdot \sin 45^\circ = 2 \cdot 0.3 \cdot 4,921.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.7071 = 2,087.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fracción de espesor = 1/16"

$$1/16" = 0.158795 \text{ cm}$$

Espesor crítico = $t_f = 0.55 \text{ cm}$.

$$t_f \leq 1/2"$$

$$S_{A \text{ min}} = 0.47625 \text{ cm}$$

$$S_{A \text{ máx}} = 0.635 \text{ cm}$$

$$\therefore S_A = 5 \text{ a } 6 \text{ mm}$$

Diseño del lado donde se conecta:

$$P_{RA} = \frac{f_R}{\sqrt{\left[\frac{1}{l(1+2k)} + \frac{al^2(k-x)}{I_p} \right] + \left(\frac{al^2}{2l_p} \right)^2}} =$$

$$= \frac{2,953.46}{\sqrt{\left[\frac{1}{12.2(1+2 \cdot 0.541)} + \frac{0.482 \cdot 12.2^2(0.541 - 0.141)}{759.48} \right] + \left(\frac{0.482 \cdot 12.2^2}{2 \cdot 759.48} \right)^2}}$$

$$= 10,482.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_A = 0.47625 \text{ cm}$$

$$V_{RA} = P_{RA} \cdot \frac{D}{S_A} = 10,482.5 \cdot \frac{0.4847 \cdot 0.43}{0.47625} = 4,587.45 \text{ kg}$$

$$f_R = 2 R_v = 2 \cdot 1,476.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2,953.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_v = t \cdot \sin 45^\circ + 0.3 \cdot F_{y_{E60XX}}^{E70XX} = 0.43 \cdot \sin 45^\circ + 0.3 \cdot 4,921.42 = 1,476.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 0.4847 \text{ para } E70XX$$

$$D = 0.5655 \text{ para } E60XX$$

$$V_{RA} < V_A$$

$$4,587.45 \text{ kg} < 5,548.29 \text{ kg}$$

Resistencia de soldadura de filete al corte (f_R en kg/cm^2).

Si:

$$e = 3/16''$$

y E60XX

$$f_R = e \cdot f_{VXX} = e \cdot \sin 45^\circ \cdot 0.3 f_{vE60XX}$$

Espesores mínimos de soldadura.

Si

$$t = 1/2''$$

$$e_{\min} = 3/16'' \quad (AISC 1.17.2)$$

Espesor máximo de soldadura de filete cuando se suelda a un solo lado de la una placa.

Si

$$t = 5/8''$$

$$e_{\max} = 9/16'' \quad (AISC 1.17.3)$$

Espesor máximo de soldadura de filete cuando se suelda a ambos lados de la una placa.

Si

$$t = 1/4''$$

y

E70XX

$$2 \text{ cordones} \cdot e_{\max} f_{vXX} = t \cdot f_{V A36}$$

$$2 \cdot e_{\max} \cdot \sin 45^\circ \cdot 0.3 \cdot 4921.42 \frac{kg}{cm^2} = 0.635 \cdot 0.4 \cdot 2530 kg/cm^2$$

$$e_{\max} = 0.48468 \cdot t = 0.308 cm$$

$$t_{\max} = 2.06322 \cdot e = 2.06322 \cdot 0.308 cm = 0.6354 cm (1/4'')$$

Lo cual significa que si en vez de 0.308 cm soldamos con $e=3/16''$, la capacidad real de la soldadura debe multiplicarse por:

$$V_{real} = V_{resistente} \cdot \frac{0.308}{0.47625}, \text{ soldadura}$$

$$V_{real} = V_{resistente} \cdot \frac{0.635}{2.06322 \cdot 0.47625}, \text{ espesor de placa}$$

Diseño de la soldadura en conexión con el alma de la viga a conectar.

Espesor crítico = $t_w = 0.58 \text{ cm}$.

$$t_w \leq 1/2''$$

$$S_{B \text{ mín}} = 0.47625 \text{ cm}$$

$$S_{B \text{ máx}} = 0.635 \text{ cm}$$

$$\therefore S_B = 5 \text{ a } 6 \text{ mm}$$

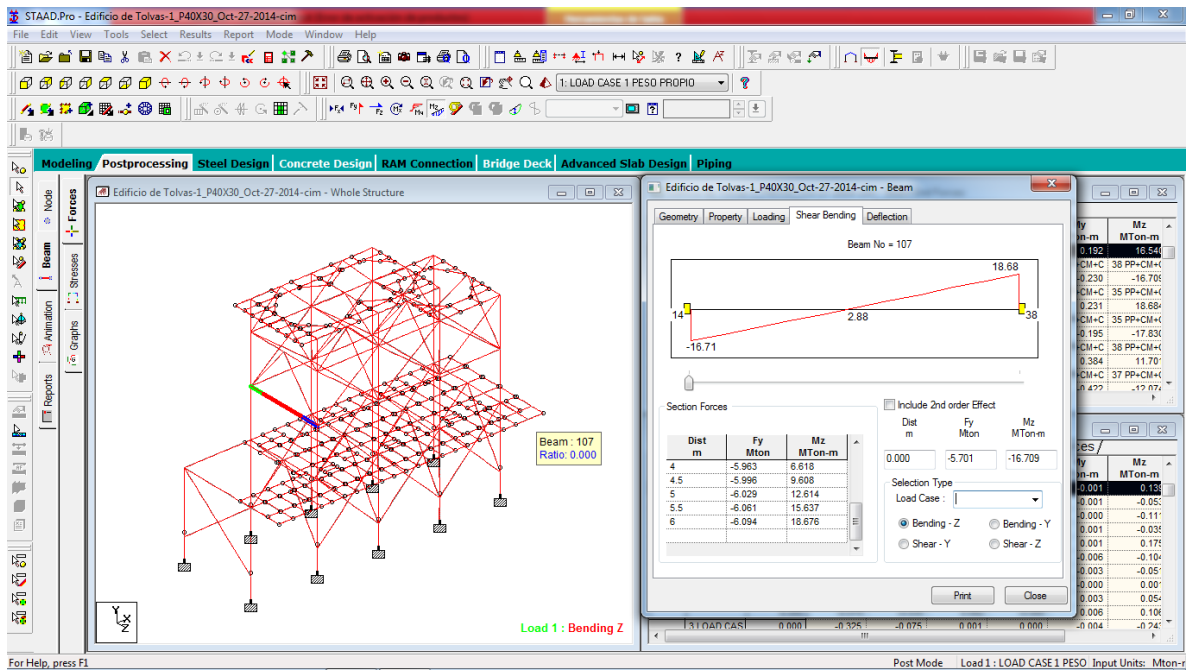
$$P_{RB} = \frac{l^2 \cdot f_R \cdot S_B}{\sqrt{l^2 + 20.25 \cdot e_1^2}} \therefore e_1 = b - \bar{x} = 7.6 - 1.72 = 5.88 \text{ cm}$$

$$\bar{x} = \frac{(b - \text{holgura})^2}{(2b - 2 \text{ holgura} + L)} = \frac{(7.6 - 1.0)^2}{(2 \cdot 7.6 - 2 \cdot 1.0 + 12.2)} = 1.715 \text{ cm}$$

$$P_{RB} = \frac{12.2^2 \cdot 2,087.98 \cdot 0.635}{\sqrt{12.2^2 + 20.25 \cdot 5.88^2}} = 6,772.88 \text{ kg}$$

$$V_{RB} = P_{RB} \cdot \frac{D}{S_B} = 6,772.88 \cdot \frac{0.58 \cdot 0.4847}{0.635} = 2,998.47 \text{ kg}$$

IV.2.2 CONEXIÓN VIGA COLUMNA.

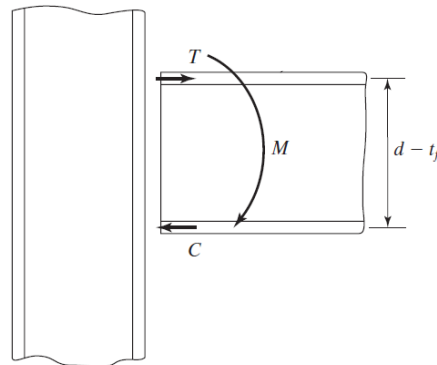


Conexión a Momento y Cortante.

$$P_u = 13.63 \text{ Ton}$$

$$V_u = 6.1 \text{ Ton}$$

$$M_u = 18.68 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$



Para la conexión entre la trabe IR 305x59.8 (W 12x40) y la columna IR 305X38.7 (W 12x26).

Trabe

$$A = 76.1 \text{ cm}^2$$

$$d = 30.3 \text{ cm}$$

Columna

$$t_w = 0.75 \text{ cm}$$

$$d = 31 \text{ cm}$$

$$b_f = 20.3 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.58 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.31 \text{ cm}$$

$$b_f = 16.5 \text{ cm}$$

$$k = 3.2 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.97 \text{ cm}$$

$$S_x = 850 \text{ cm}^3$$

$$k = 2.2 \text{ cm}$$

Por especificación:

$$P_a = 0.85 F_a = 0.85 \cdot 0.6 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 76.1 cm^2 = 136,421 kg = 136.4 Ton$$

$$V_a = 0.85 F_v = 0.85 \cdot 0.4 \cdot 3,515 \frac{kg}{cm^2} \cdot 30.3 cm \cdot 0.75 cm = 27158.6 kg \\ = 27.15 Ton$$

$$M_a = 0.85 F_b = 0.85 \cdot 0.6 \cdot 3,515 \frac{kg}{cm^2} \cdot 850 cm^2 = 1523750 kg \cdot cm \\ = 15.23 Ton \cdot m$$

Diseño de placa Superior.

$$C = T = \frac{M}{d} = \frac{1,868,000 kg \cdot cm}{28.99 cm} = 64,436 kg = 64.4 Ton$$

Ancho y largo de la placa A (tabla 6.1 ver anexo iv).

$$A_A \cdot L_A = 18 cm \cdot 20 cm$$

Espesor de placa:

$$C_{A \min} = 0.79 cm \left(\frac{5}{16} \right)$$

Entonces utilizamos:

$$C_{A=} 2.5 cm (1")$$

$$T_R = F_b \cdot A_A \cdot A_C = 0.6 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 18 cm \cdot 2.5 cm = 68,310 kg = 68.31 Ton$$

$$\mathbf{68.31 Ton > 64.4 Ton}$$

Espesor de la soldadura (E60XX).

$$e_{\min} = 0.48 (3/16")$$

Longitud total de la soldadura:

$$I_{TA} = 2(L_A - holgura) + A_A = 2(30 cm - 1.0 cm) + 18 = 76 cm$$

$$e_A = 1 cm (3/8")$$

$$T_{RW} = I_{TA} \cdot e_A \cdot f_v = 76 \text{ cm} \cdot 1.0 \text{ cm} \cdot 0.3 \cdot 4,218.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sin 45^\circ = 68,008.5 \text{ kg}$$

$$= \mathbf{68.0 \text{ Ton} > 64.4 \text{ Ton}}$$

Diseño de la placa Inferior.

Ancho y largo de la placa B (véase tabla 6.1 anexo iii).

$$A_B \cdot L_B = 23 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

Espesor de placa:

$$C_{B \text{ mín}} = 0.79 \text{ cm} \left(\frac{5}{16} \text{''} \right)$$

Entonces:

$$C_B = 1.9 \text{ cm} \left(\frac{3}{4} \text{''} \right)$$

$$T_R = A_B \cdot T_b \cdot C_B = 23 \text{ cm} \cdot 1,518 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1.9 \text{ cm} = 66,336.6 \text{ kg}$$

$$= \mathbf{66.3 \text{ Ton} > 64.4 \text{ Ton}}$$

Espesor de la soldadura (E70XX de campo).

Longitud total de la soldadura:

$$l_{TB} = 2(L_B - \text{holgura}) = 2(30 \text{ cm} - 1.0 \text{ cm}) = 58 \text{ cm}$$

$$e_B = 1.11 \text{ cm} \left(\frac{7}{16} \text{''} \right)$$

$$T_R = l_{TB} \cdot e_B \cdot f_v = 58 \text{ cm} \cdot 1.11125 \text{ cm} \cdot 0.3 \cdot 4,921.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sin 45^\circ$$

$$= 38,450.2 \text{ kg} = 67,287.8 \text{ kg}$$

$$\mathbf{67.28 \text{ Ton} > 64.4 \text{ Ton}}$$

Diseño de la placa de Cortante:

Ancho y espesor mínimo de placa C (véase tabla 6.1 anexo iii):

$$A_C \cdot C_C = 7.6 \text{ cm} \cdot 0.79 \text{ cm}$$

Número total de tornillos ($\emptyset = 3/4''$).

Por aplastamiento Corte:

$$N_V = \frac{V}{F_V \cdot A_\phi} = \frac{27,150 \text{ kg}}{2,109.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 2.85 \text{ cm}^2} = 4.52 \cong 5$$

$$V_{R1} = 5 \cdot 2109.18 \cdot 2.85 = 30,055 \text{ kg} =$$

$$\mathbf{30.05 \text{ Ton} > 27.15 \text{ Ton}}$$

Por aplastamiento en el alma de la trabe:

$$N_t = \frac{V}{F_p \cdot \emptyset_t} = \frac{27,150 \text{ kg}}{5,097.19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.64 \cdot 1.905 \text{ cm}} = 4.36 \cong 5$$

Por aplastamiento en la placa de conexión:

$$N_c = \frac{V}{F_p \cdot \emptyset_c} = \frac{27,150 \text{ kg}}{5,097.19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.79 \cdot 1.905 \text{ cm}} = 3.54 \cong 4$$

Longitud de la placa:

Requerimientos, (ver tabla 6.1 anexo iii).

$$L_p = 28.6 \text{ cm}$$

Distancia libre:

$$\frac{(30.3 \text{ cm} - 28.6 \text{ cm})}{2} = 0.85 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud de la placa será de:

$$L_p = (30.3 - 6.4) = 23.9 \text{ cm}$$

Cortante en la placa:

$$C_p \text{ mín.} = 1.27 \text{ cm (1/2")}$$

$$V_R = C_p \cdot L_p \cdot F_V = 1.27 \text{ cm} \cdot 23.9 \text{ cm} \cdot 0.4 \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 30,717 \text{ kg}$$

$$\mathbf{30.71 \text{ Ton} > 27.15 \text{ Ton}}$$

Corte en la soldadura:

$$e_s \text{ mín.} = 0.64 \text{ cm (1/4")}$$

$$V_{Rv} = 2L_s e_s f_v E_{60XX} = 2 \cdot 23.9 \text{ cm} \cdot 0.635 \text{ cm} \cdot 0.3 \cdot 4,921.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sin 45^\circ$$

$$= 31,688.3 \text{ kg}$$

$$31.68 \text{ Ton} > 27.15 \text{ Ton}$$

El cortante está limitado por el número de tornillos a corte.

Atiesadores en la columna.

Cortante en el alma de la columna:

$$A_{bc} = (d_T + C_A + C_B)d_{col} = (30.3 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm} + 1.9 \text{ cm}) 31 \text{ cm} = 1,076.94 \text{ cm}^2$$

$$t_{col} \geq \frac{2.667 \cdot M}{A_{bc} \cdot F_{y A36}} = \frac{2.667 \cdot 18,68000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1,076.94 \text{ cm}^2 \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.83 \text{ cm} > 0.58 \text{ cm}$$

Necesidad de atiesadores en el alma de la columna:

$$P_{bf} = \frac{5}{3}; C = \frac{5}{3} \cdot \frac{M}{d_T + 0.5(C_A + C_B)} = \frac{5}{3} \frac{18,68000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30.3 \text{ cm} + 0.5(2.54 \text{ cm} + 1.9 \text{ cm})}$$

$$= 95,756 \text{ kg}$$

$$= 95.76 \text{ Ton}$$

$$A_{ST} = \frac{P_{bf} - F_{y A36} \cdot t_{col}(C_B + 5k_{col})}{F_{y A36}}$$

$$= \frac{95,756 \text{ kg} - 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1.83 \text{ cm} (1.9 \text{ cm} + 5 \cdot 2.2 \text{ cm})}{2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 14.24 \text{ cm}^2$$

$$1,076.94 \text{ cm}^2 > 14.24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se requiere de atiesadores.

Ancho, espesor y largo del atiesador (ω_s , t_s y l_s):

$$\omega_s = \frac{b_{col}}{3} - \frac{t_{col}}{2} = \frac{16.5 \text{ cm}}{3} - \frac{0.58 \text{ cm}}{2} = 5.21 \text{ cm}$$

C = valor mayor del espesor de la placa A o la placa B.

$$t_s = \frac{C_A}{2} = \frac{2.5 \text{ cm}}{2} = 1.25 \text{ cm}$$

O por especificación, $t_s = 0.95$.

$$l_s = \frac{h_{col}}{2} = \frac{31 \text{ cm} - 2 \cdot 0.97 \text{ cm}}{2} = 14.53 \text{ cm}$$

$$A = 2 \omega t_s = 2 \cdot 5.21 \text{ cm} \cdot 1.25 \text{ cm} = 13.025 \text{ cm}^2 < 14.24 \text{ cm}^2$$

Por lo que, se aumenta el espesor del atiesador a:

$$t_s = 1.6 \text{ cm (5/8")}$$

Entonces:

$$A = 2 \omega t_s = 2 \cdot 5.21 \text{ cm} \cdot 1.5875 \text{ cm} = 16.54 \text{ cm}^2 > 14.24 \text{ cm}^2$$

Para aspectos prácticos, normalmente la disposición de los atiesadores es:

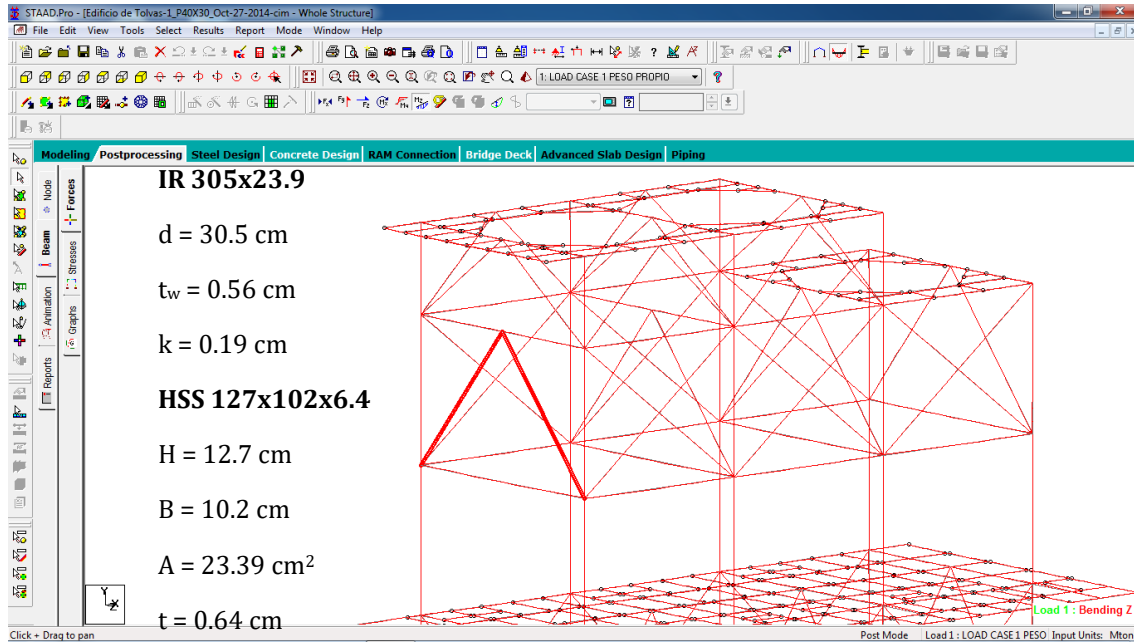
$$\omega = \frac{b_{col} - t_{col}}{2} = \frac{16.5 \text{ cm} - 0.58 \text{ cm}}{2} = 7.96 \text{ cm}$$

$t_s =$ el mismo espesor que el de las placas A o B que coincide en el nudo.

$$l_s = h_{col} = 31 \text{ cm} - 2 \cdot 0.97 \text{ cm} = 29.06 \text{ cm}$$

IV.2.3 CONEXIÓN DE CONTRAVENTEOS.

La conexión que se presenta es del tipo Chevron, entre los contravientos OR 127x102x6.4 (HSS 5x4x0.25) y la viga IR 305x23.9 (W12x16).



Cálculo del esfuerzo de la soldadura:

$$F_w = 0.60 \cdot F_{60XX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta_w) =$$

$$= 0.60 \cdot \left(4921.42 \frac{kg}{cm^2} \right) (1 + 0.5 \sin^{1.5} 0^\circ) = 2,952.85 \text{ kg/cm}^2$$

Tamaño de la soldadura:

LRFD $\phi=0.75$

$$W_{wreq'd} = \frac{P_u}{\phi 4 F_w (0.7071) L_w} + 0.16 \text{ cm}$$

$$= \frac{16,588 \text{ kg}}{0.75 (4) \left(2,952.85 \frac{kg}{cm^2} \right) (0.7071) (12.7 \text{ cm})} + 0.16 \text{ cm} =$$

$$= 0.37 \text{ cm} \approx 0.4 \text{ cm}$$

Usamos soldadura de filete de 5 mm (tamaño mínimo de soldadura 3/16" = 5 mm).

ASD $\Omega=2.0$

$$\begin{aligned}
 W_{wreq'd} &= \frac{P_u \cdot \Omega}{4 F_w (0.7071) L_w} + 0.16 \text{ cm} \\
 &= \frac{16,588 \text{ kg} \cdot 2}{(4) \left(2,952.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0.7071) (12.7 \text{ cm})} + 0.16 \text{ cm} = 0.473 \text{ cm} \\
 &= 0.47 \text{ cm} \approx 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm} \approx 3/16"
 \end{aligned}$$

Usamos soldadura de filete de 5 mm (tamaño mínimo de soldadura 3/16" = 5 mm).

Cálculo del espesor de la placa de conexión.

$$\begin{aligned}
 W_e &= W_w - 0.9525 \text{ cm} - 0.15875 \text{ cm} = 0.37 \text{ cm} - 0.9525 \text{ cm} - 0.15875 \text{ cm} \\
 &= 0.74125 \text{ cm} \approx 5/16"
 \end{aligned}$$

LRFD $\phi=0.75$

$$\begin{aligned}
 t_{1req'd} &= \frac{\phi(0.60 \cdot F_{60XX} \cdot W_e)(0.7071)(2)}{\phi(0.60 \cdot F_{y1})} = \\
 &= \frac{0.75 \cdot (0.60 \cdot 4921.42 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.79375 \text{ cm})(0.7071)(2)}{1.0 \cdot (0.60 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2)} = 1.64 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

ASD $\Omega=2.0$

$$\begin{aligned}
 t_{1req'd} &= \frac{\Omega(0.60 \cdot F_{60XX} \cdot W_e)(0.7071)(2)}{\Omega(0.60 \cdot F_{y1})} = \\
 &= \frac{1.5 \cdot (0.60 \cdot 4921.42 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.79375 \text{ cm})(0.7071)(2)}{2.0 \cdot (0.60 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2)} = 1.64 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Usamos espesor de placa de 3/4" = 1.905 cm

Pandeo de la placa (a compresión).

$$r = \frac{t_1}{\sqrt{12}} = \frac{1.905 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 0.549926 \text{ cm} \approx 0.55 \text{ cm}$$

$$l_1 = 6 \frac{1}{2}'' = 16.51 \text{ cm}$$

$$\frac{K l_1}{r} = \frac{1.2 \cdot 16.5 \text{ cm}}{0.55 \text{ cm}} = 36$$

El valor de K, se obtiene de la tabla C-C2.2 (ver anexo iii).

Límite de la relación de esbeltez.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2,040,730 \text{ kg/cm}^2}{2,530 \text{ kg/cm}^2}} = 133.77 > 36$$

$$F_e = \frac{\pi \cdot E}{\left(\frac{K l_1}{r}\right)^2} = \frac{\pi \cdot 2,040,730 \text{ kg/cm}^2}{(36)^2} = 4,946.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] \cdot F_y = \left[0.658 \frac{2,530}{4,946.87}\right] \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2,042.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_w = B + 2[(\text{long. conexión}) \cdot \tan \theta] = 10.2 \text{ cm} + 2[(16.5 \text{ cm}) \cdot \tan 39.81^\circ] \\ = 37.70 \text{ cm} \approx 38 \text{ cm}$$

$$A_w = l_w \cdot t_1 = 38 \text{ cm} \cdot 1.905 \text{ cm} = 72.39 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_w = 2,042.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 72.39 \text{ cm}^2 = 147854 \text{ kg} \approx 147.85 \text{ Ton}$$

LRFD $\phi=0.90$

$$\phi \cdot P_n = 0.90 \cdot 147.85 \text{ Ton} = \mathbf{133.06 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

ASD $\Omega=1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{147.85 \text{ Ton}}{1.67} = \mathbf{88.53 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

Resistencia a la tensión en la placa de conexión.

$$R_n = F_{y1} \cdot A_w = 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 72.39 cm^2 = 183,147 kg$$

LRFD $\phi=0.90$

$$\phi \cdot P_n = 0.90 \cdot 183.1 Ton = \mathbf{164.79 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

ASD $\Omega=1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{183.1 Ton}{1.67} = \mathbf{109.6 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

Resistencia al corte de la soldadura.

Longitud mínima de soldadura (propuesta):

$$l_w = 15.0 cm$$

$$A_e = 4 \cdot l_w \cdot t = 4 \cdot 15.0 cm \cdot 0.635 cm = 38.1 cm^2$$

Resistencia al cortante:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_e = 0.6 \cdot 3,235 \frac{kg}{cm^2} \cdot 38.1 cm^2 = 73,952.1 kg/cm^2$$

LRFD $\phi=1.0$

$$\phi \cdot P_n = 1.0 \cdot 55.46 Ton = \mathbf{73.95 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

ASD $\Omega=1.5$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{73.95 Ton}{1.5} = \mathbf{49.3 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

Retraso de cortante en la conexión del contraviento y la placa.

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{10.2^2 + (2 \cdot 10.2 \cdot 12.7)}{4(10.2 + 12.7)} = 3.964 cm$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{3.964 cm}{15 cm} = 0.264$$

$$A_n = A_g \cdot 2 \cdot t \cdot t_1 = 26.39 \text{ cm}^2 \cdot 2(0.9)(0.635 \text{ cm})(1.905 \text{ cm} + 0.3175 \text{ cm}) \\ = 67.04 \text{ cm}^2$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.264 \cdot 67.04 \text{ cm}^2 = 17.69 \text{ cm}^2$$

$$R_n = F_u \cdot A_e = 4,080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 17.69 \text{ cm}^2 = 72,175.2 \text{ kg}$$

LRFD $\phi=0.75$

$$\phi \cdot P_n = 0.75 \cdot 72.17 \text{ Ton} = \mathbf{54.12 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

ASD $\Omega=2.0$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{72.17 \text{ Ton}}{2.0} = \mathbf{36.08 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

Calculo de la resistencia entre la viga y la placa.

$$e_b = \frac{d}{2} = \frac{30.5 \text{ cm}}{2} = 15.25 \text{ cm}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{3}{3.6} \right] = 39.8056^\circ$$

$$\bar{\alpha} = \alpha = e_b \cdot \tan \theta = 15.25 \text{ cm} \cdot \tan 39.8056^\circ = 12.7083 \text{ cm}$$

Usamos $\alpha = 15 \text{ cm}$

$$\beta = e_c = 0$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = \sqrt{(15 \text{ cm} + 0)^2 + (0 + 15.25)^2} = 21.39 \text{ cm}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha \cdot P_u}{r} = \frac{15 \text{ cm} \cdot 16,588 \text{ kg}}{21.39 \text{ cm}} = 11,632.5 \text{ kg} \approx 11.6 \text{ Ton}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b \cdot P_u}{r} = \frac{15.25 \text{ cm} \cdot 16,588 \text{ kg}}{21.39 \text{ cm}} = 11,826.4 \text{ kg} \approx 11.8 \text{ Ton}$$

Tamaño de la soldadura entre la viga y la placa de conexión.

$$l = 2 \cdot \alpha = 2 \cdot 15 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$D_{requid} = \frac{1.25 \cdot P_u}{1.392 \cdot l} = \frac{1.25 \cdot 16,588 \text{ kg}}{1.392 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2} = 248.26$$

Tamaño de soldadura contra espesor de la placa.

$$t_{\min} = \frac{6.19 \cdot D}{F_u} = \frac{6.19 \cdot 248.26}{4,080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.376 \text{ cm} \cong 3/16''$$

Esfuerzo en el alma de la viga.

$$R_n = (N + 5k)F_y \cdot t_w = (51 \text{ cm} + 5(1.9 \text{ cm})) \cdot 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.56 \text{ cm} = 119,088 \text{ kg}$$

LRFD $\phi=1.0$

$$\phi \cdot P_n = 1.0 \cdot 119 \text{ Ton} = \mathbf{119 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

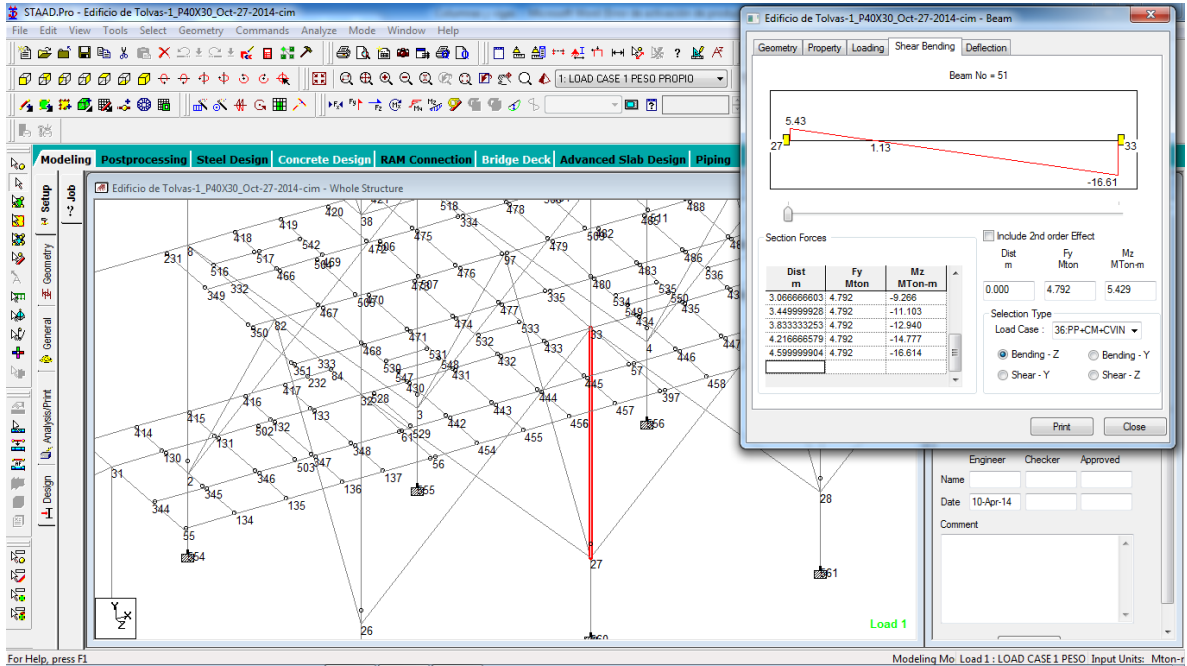
ASD $\Omega=1.5$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{119 \text{ Ton}}{1.67} = \mathbf{79.33 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

IV.2.4 PLACA BASE.

Diseño de placa base:

Para la columna No. 51 IR 305 x 32.8 (W 12 x 22), $d = 31.3 \text{ cm}$, $b_f = 10.2 \text{ cm}$, $t_f = 1.08 \text{ cm}$ y un pedestal de $75 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$ de concreto.



Elementos mecánicos:

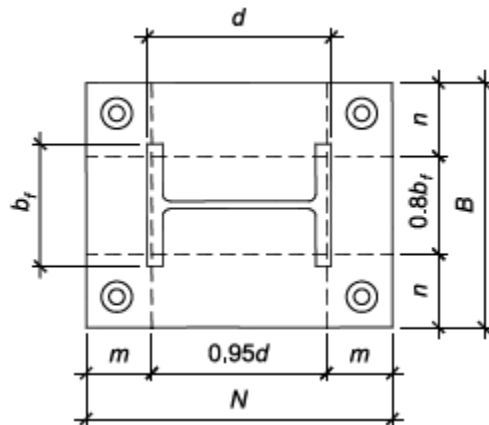
$$P = -4.792 \text{ Ton}$$

$$V_x = -41.458 \text{ Ton}$$

$$V_y = 0.149 \text{ Ton}$$

$$M_x = 16.614 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 0.000 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$



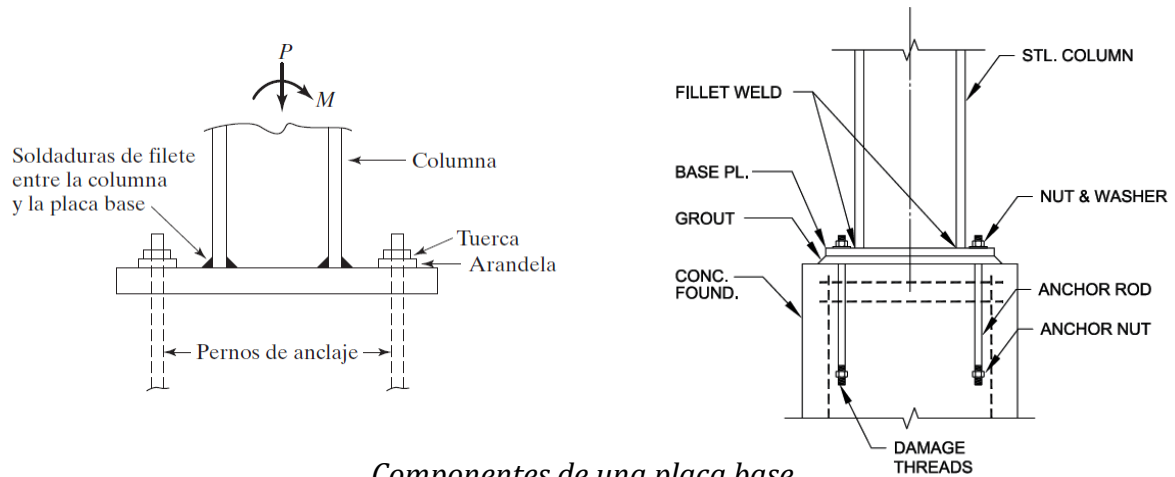
De acuerdo a la Tabla 6.3 dimensiones mínimas para atornillar placa base con llave española (ver anexo iii).

Díámetro de los agujeros:

$$\phi_{agros.} = \phi + \frac{1}{16}'' \text{ para } \phi \leq 1 \frac{3}{4}''$$

$$\phi_{agros.} = \phi + \frac{1}{4}'' \text{ para } \phi \geq 2''$$

Proponiendo 4 anclas de 1 1/2" Ø, y cartabones.



Componentes de una placa base.

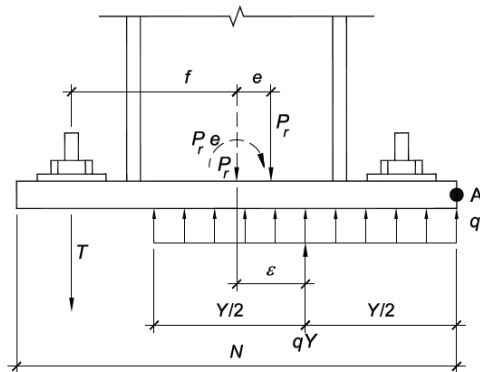


Figure 3.3.1. Base plate with small moment.

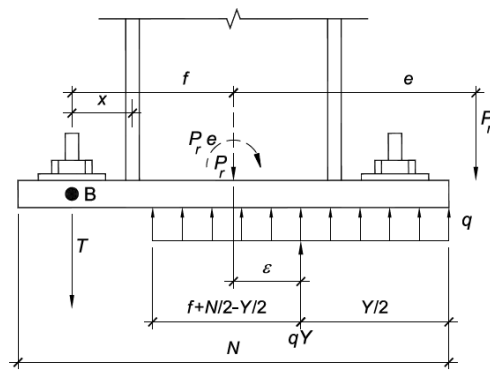


Figure 3.4.1. Base plate with large moment.

$$G = \frac{d}{2} + C = \frac{31.3 \text{ cm}}{2} + 6.4 \text{ cm} = 22.05 \text{ cm}$$

$$F = 2G + 2D = 2 \cdot 22.05 \text{ cm} + 2 \cdot 6.7 \text{ cm} = 57.5 \text{ cm}$$

$$H = 3B + 2D = 3 \cdot 14.8 \text{ cm} + 2 \cdot 6.7 \text{ cm} = 57.8 \text{ cm}$$

$$A = F \cdot H = 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{H \cdot F^2}{6} = \frac{60 \text{ cm} \cdot 60^2 \text{ cm}}{6} = 36,000 \text{ cm}^3$$

Resistencia del concreto a la compresión:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} = \frac{4,792 \text{ kg}}{360 \text{ cm}^2} \pm \frac{1,661,400 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{36,000 \text{ cm}^3} =$$

$$f_1 = 59.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -32.84 \text{ kg/cm}^2$$

A_1 = área de aplastamiento; $A = 360 \text{ cm}^2$

A_2 = área de concreto (suponiendo anclas con camisa)

$$\begin{aligned} A_2 &= (2G + 2E)(3B + 2E) \\ &= (2 \cdot 22.05 \text{ cm} + 2 \cdot 15.0 \text{ cm})(3 \cdot 14.08 \text{ cm} + 2 \cdot 15.0 \text{ cm}) \\ &= 5,352.98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$F_p = 0.35 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.35 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{\frac{5,352.98 \text{ cm}^2}{360 \text{ cm}^2}} = 337.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_1 < F_p ; 59.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 337.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ ok}$$

Análisis.

$$\sum F_x = 0$$

$$V_A + V_R = 0; -41.458 \text{ Ton} + V_R = 0; \therefore V_R = 41,458 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$T + P - C = 0$$

$$T + 4,792 \text{ kg} - \frac{1}{2}(59.46 \text{ kg/cm}^2)(58 \text{ cm})kd = 0$$

$$T + 4,792 - 1,724.34 \text{ kd} = 0 \dots \dots \dots \text{ec. 1}$$

$$\sum M = 0$$

$$TG + Cx + M_x = 0$$

$$22.05 T + \frac{1}{2} (59.46)(58)kd \left[30 - \frac{1}{3}kd \right] - 1,661,400 = 0$$

$$22.05 T + 1,724.34kd \left[30 - \frac{1}{3}kd \right] - 1,661,400 = 0$$

$$22.05 T + 51,730.2 kd - 574.78 kd^2 - 1,661,400 = 0 \dots \dots \dots ec. 2$$

Dividiendo la ecuación *ec. 2* entre -22.05.

$$-T - 2,346.04 kd + 26.0671 kd^2 + 75,346.9 = 0 \dots \dots \dots ec. 3$$

Sumando las ecuaciones *ec. 1* y *ec.3* se tiene:

$$26.0671 kd^2 - 4,070 kd + 80,138.9 \dots \dots \dots ec. 4$$

Resolviendo la ecuación *ec.4*:

$$kd = \frac{4,070 \pm \sqrt{4,070^2 - 4(26.0671)(80,138.9)}}{2(26.0671)} =$$

$$kd = 133.024 > 60$$

$$kd = 23.111 < 60 \text{ ok}$$

Sustituyendo *kd* en la ecuación *ec. 3*

$$T = 35,050.5 \text{ kg}$$

Entonces:

$$J = \frac{F}{2} - \frac{d}{2} + \frac{C}{2} = \frac{60}{2} - \frac{31.3}{2} + \frac{1.08}{2} = 14.89 \text{ cm}$$

$$\frac{59.46}{23.111} = \frac{f_3}{36.889} ; f_3 = 94.908 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = f_1 - f_3 = 59.46 - 94.908 = -35.448 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_p = f_3 \cdot J \cdot \frac{J}{2} + \frac{1}{2} f_4 \cdot J \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot J \right) = \frac{f_3 \cdot J^2}{2} + \frac{f_4 \cdot J^2}{2}$$

$$M_p = \frac{94.908 \cdot 14.89^2}{2} + \frac{-35.448 \cdot 14.89^2}{2} = 6,591.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Diseño:

$$F_b = 0.75 \cdot f_{y A-36} = 0.75 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} = 1,897.5 \frac{kg}{cm^2}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_p}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 6,591.5}{1,897.5}} = 4.57 \text{ cm}$$

Reduciendo el espesor mediante cartabones.

$$M_p = 0.5 \cdot \frac{f_1 \cdot (D + C)^2}{2} = 0.5 \cdot \frac{59.46 \cdot (6.7 + 6.4)^2}{2} = 2,550.98 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_p}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,550.98}{1,897.5}} = 2.84 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espesor de la placa será:

$$t_p = 1 \frac{1}{4}'' (3.18 \text{ cm})$$

Número de anclas:

$$\#anclas = \frac{T}{A_{s\phi T} \cdot F_T} = \frac{35,050.5}{11.4 \cdot 1,518} = 2.03$$

Revisión a Tensión y Corte.

$$f_T = \frac{T}{A_{sT}} = \frac{35,050.5}{4 \cdot 11.4} = 768.65 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_v = \frac{V}{A_{sV}} = \frac{41,458}{6 \cdot 11.4} = 606.11 \frac{kg}{cm^2}$$

De la tabla 1.5.2.1 del AISC.

$$F_v = 10 \text{ ksi} = 703.7 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_v > f_v$$

$$F_T = 1827.96 - 1.8f_v = 1827.96 - 1.8(606.11) = 736.96 \frac{kg}{cm^2}$$

Interacción:

$$\frac{f_T}{F_T} = \frac{768.65}{736.96} = 1.043$$

Según la especificación 2.1.1 (10) g, el cortante V, se puede reducir por el cortante producido por las cargas verticales mínimas y el factor de fricción entre el concreto y el acero $\mu = 0.45$.

$$V_{FR} = \mu \cdot N = 0.45 \cdot 4,792 = 2,156.4 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V - V_{FR}}{A_{sv}} = \frac{41,458 - 2,156.4}{6 \cdot 11.4} = 574.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_T = 1827.96 - 1.8f_v = 1827.96 - 1.8(574.58) = 793.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_T}{F_T} = \frac{768.65}{793.71} = 0.97$$

Dimensiones definitivas, cartabones y soldadura.

Cartabones y soldadura (E-60XX).

$$C = \frac{T}{\text{Núm. de cartabones}} = \frac{35,050.5}{3} = 11,683.5 \text{ kg}$$

$$e = \frac{C}{F_b \text{ (ancho)}} = \frac{11,683.5}{0.6 \cdot 2530 \cdot 13.1} = 0.588 \text{ cm}$$

El espesor de la placa será, por especificación 2.1.1. (10)b:

$$e = 3/8" (0.9525 \text{ cm})$$

Longitud de la soldadura:

Para soldadura de 5/16"

$$L_s = \frac{[C \text{ o } V_R]_{\text{máx}}}{2 \cdot f_R} = \frac{41,458}{2 \cdot 710.29} = 29.2 \text{ cm}$$

Tabla de capacidad R_v de la soldadura a corte (kg/cm^2).

Espesor de soldadura t		Electrodo	
pulg	mm	E-60xx Fy= 4218.36	E-70xx Fy= 4921.42
1/8"	3	284.11	331.47
3/16"	5	426.17	497.20
1/4"	6	568.23	662.93
5/16"	8	710.29	828.67
3/8"	10	852.34	994.40
7/16"	11	994.40	1160.13
1/2"	13	1136.46	1325.87

$R_v = t \text{ sen } 45^\circ \times 0.30 F_y$
E-60xx
E-70xx

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{13.1 \cdot 0.95^3}{12(13.1 \cdot 0.95)}} = 0.27 \text{ cm}$$

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{1.0 \cdot 29}{0.27} = 107.4 < 200$$

$M = kf_1 (\text{lado libre})^2$ si $\alpha < 0.5 \rightarrow$	α	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	2	>2
$M = kf_1 (\text{lado libre})^2$ si $\alpha < 0.5 \rightarrow$	k	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.120	0.126	0.132	0.133

$$\alpha = \frac{\text{lado mayor fijo}}{\text{lado libre}} = \frac{15}{15} = 1.0$$

$$l_{T\text{sold.}} = \text{Cartabones} + \text{Patín} + \text{Alma} = 6 \cdot 13.1 + 2 \cdot 20.4 + 2 \cdot 29.14 = 177.68 \text{ cm}$$

Centroide:

$$\bar{x} = \frac{6 \cdot 13.1 \cdot 30 + 2 \cdot 20.4 \cdot 29.14 + 2 \cdot 29.14 \cdot 14.57}{177.68} = 24.74 \text{ cm}$$

Momento Resistente de la soldadura:

$$M_R = f_R \cdot l \cdot \bar{x} = 710.29 \cdot 177.68 \cdot 24.74 = 3,122,300 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 31.22 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R > M_u$$

$$31.22 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 16.614 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

V.CONCLUSIONES.

Me pareció pertinente desarrollar este material ilustrativo, presentando el análisis y diseño de una estructura no convencional, que forma parte de estructuras industriales, es decir, una estructura que alberga y soporta equipo mecánico, eléctrico y electrónico, dentro de una planta productora de cemento, como se describe en la introducción.

Lo primordial de una estructura es guardar el equilibrio estático, ser estable ante las solicitaciones impuestas, que no produzcan daños importantes en sus elementos estructurales, que no sea demasiado costosa y sobretodo, que no colapse. Para ello, después de analizar varias alternativas y propuestas de secciones estructurales en acero, marcos sin arriostrar, etc. La propuesta final es la más adecuada para cumplir con todos los lineamientos de los reglamentos vigentes y es la que se expone en este trabajo.

Diseñar con el método de factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factors Design), por sus siglas en inglés, resulta ser más conservador que el método de esfuerzos permisibles ASD (Allowed Stress Design), para cargas accidentales y menos para cargas gravitacionales, también es más conservador en situaciones de volteamiento, cuando las cargas accidentales se oponen a las gravitacionales. Cabe mencionar que no todos los elementos se deben diseñar por el método LRFD cuando se requieren mantener en el rango elástico, lo que significa comportarse de manera inelástica en zona de menor riesgo sísmico, por lo que, los daños serían menores, que pudieran repararse ante una solicitud extraordinaria.

El diseño por ASD, produce niveles altos de confiabilidad. Sin embargo, ha generado considerable dispersión en las confiabilidades de sus componentes, comparado con el LRFD, el cual provee una mayor uniformidad. Además, para casos donde las cargas de gravedad son mucho mayores que las accidentales, se ha logrado mayor economía con el método de Factores de Carga y Resistencia.

Generalmente, los diseños estructurales que se han desarrollado en la empresa donde colaboro, se han calculado por métodos elásticos, dándole prioridad a la seguridad y funcionalidad de las estructuras, más que al aspecto económico, sin llevar a las estructuras al límite. La mayoría de las uniones (conexiones entre los miembros), se realiza a base de soldaduras; cuando se requiere usar conectores como tornillos, es porque específicamente y particularmente así los necesitan.

El presente trabajo muestra como ejemplo, el análisis, la revisión y el diseño de ciertos elementos estructurales representativos, pertenecientes a esta estructura, para que se visualice de manera particular su comportamiento y su resistencia bajo las solicitaciones de servicio y de falla.

Por otro lado, el objetivo principal de este documento, es conocer el acero y sus diferentes componentes como material estructural, plasmar los conocimientos básicos y el uso de reglamentos y manuales de diseño para desarrollar un juicio ingenieril y aplicar estrategias idóneas para resolver los problemas que se presenten en cuestión de diseño o revisión de estructuras, con las necesidades y requerimientos particulares de cada proyecto.

REFERENCIAS.

1. **Diseño de Estructuras de Acero**, Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak, Editorial Alfaomega, 5ª. Edición.
2. **Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD**, Sriramulu Vinakota, Editorial Mc Graw Hill, traducción de la primera edición.
3. **Estructuras de Acero comportamiento y diseño**, Oscar de Buen López Heredia, Noriega Editores, Editorial Limusa.
4. **Handbook of structural Steel Connection Design and Details**. Tamboli Akbar R., Editorial Mac Graw Hill, 1999.
5. **Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, Second Edition**, R. P. Johnson, Blackwell scientific Plublication.
6. **Diseño de Acero Estructural**, Joseph E. Bowles, Editorial Limusa, Cuarta Edición 1993.
7. **Diseño Estructural**, Roberto Meli, Editorial Limusa,
8. **Diseño Sísmico de Edificios**, Enrique Bazan y Roberto Meli, Editorial Limusa,
9. **Steel Construction**, AISC (American Institute of Steel Construction) Manual, 13ª. Edition.
10. **Reglamento de Construcciones del Distrito Federal**, 2004.
11. **Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones**. 2004.
12. **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas**. 2004.
13. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. 2004.
14. **Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad**, Diseño por Sismo, 2008.
15. **Manual de Construcción en Acero (IMCA)**. 5ª. Edición.
16. **Diseño Práctico de Estructuras de Acero**. Un enfoque del diseño con AISC: ASD/LRFD y RCDF. Delfino Rodríguez Peña, Editorial Trillas, Tercera Edición.
17. **Manual de Diseño para la Construcción con Acero**. AHMSA, 2013.
18. **El Acero Hoy**. Artículos Técnicos Gerdau Corsa.

ANEXOS.

i. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

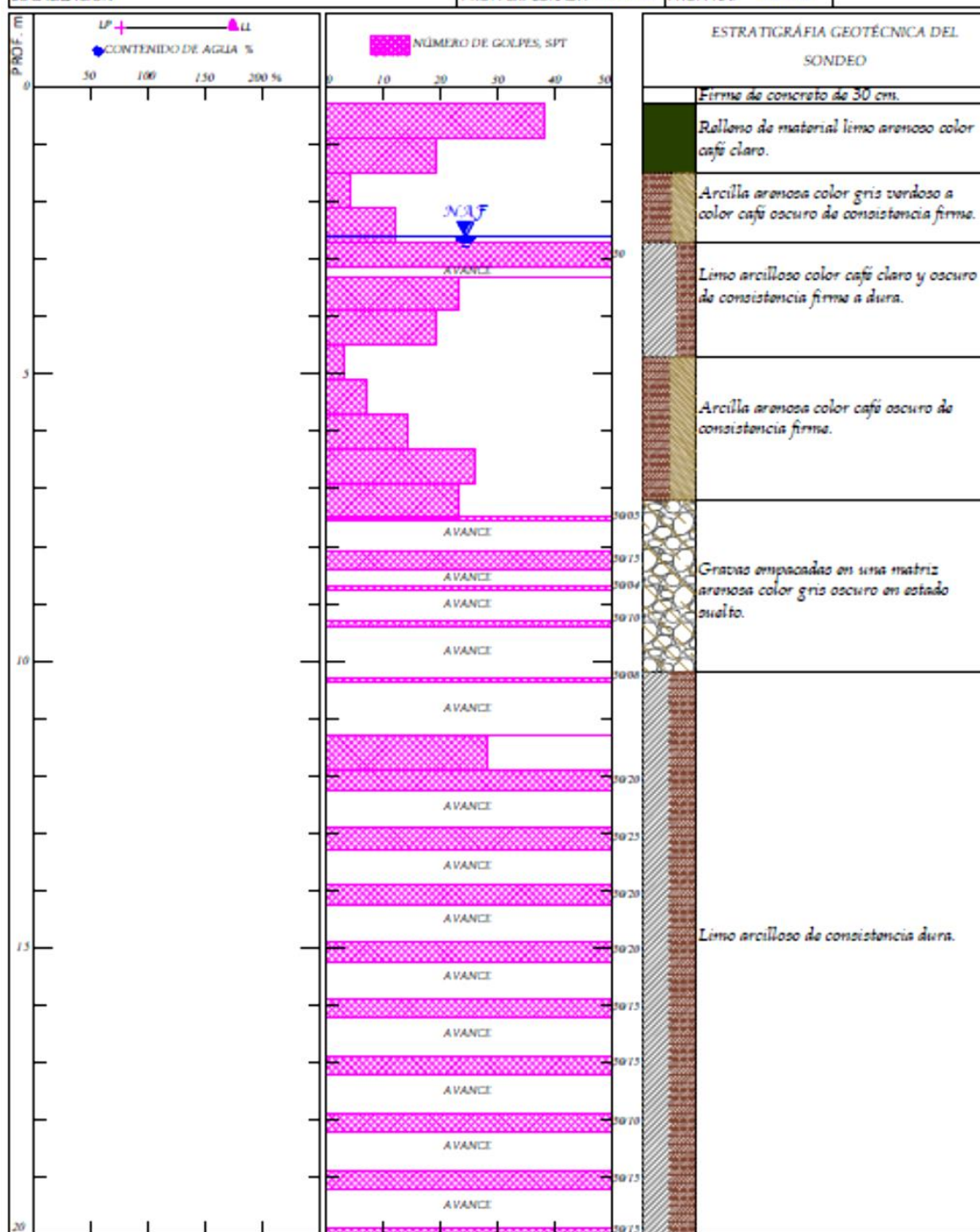
Con base en estudios realizados en sondeos próximos al sitio, una empresa dedicada a cimentaciones y mecánica de suelos determinó la estratigrafía del sitio, para poder definir el tipo de cimentación, profundidad de desplante y capacidad de carga del terreno de sustentación, tanto en condiciones estáticas como sísmicas, además de los posibles asentamientos que posiblemente se producirán por la sobrecarga.

i.1 Estratigrafía.

De acuerdo con los trabajos de exploración, la estratigrafía está constituida por los siguientes materiales:

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

PROYECTO SILOS CRUZ AZUL Ciudad Cooperativa Cruz Azul, Estado de Hidalgo.	SONDEO SPT-1	
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA 25.20 m	PROF. NAF 2.60 m



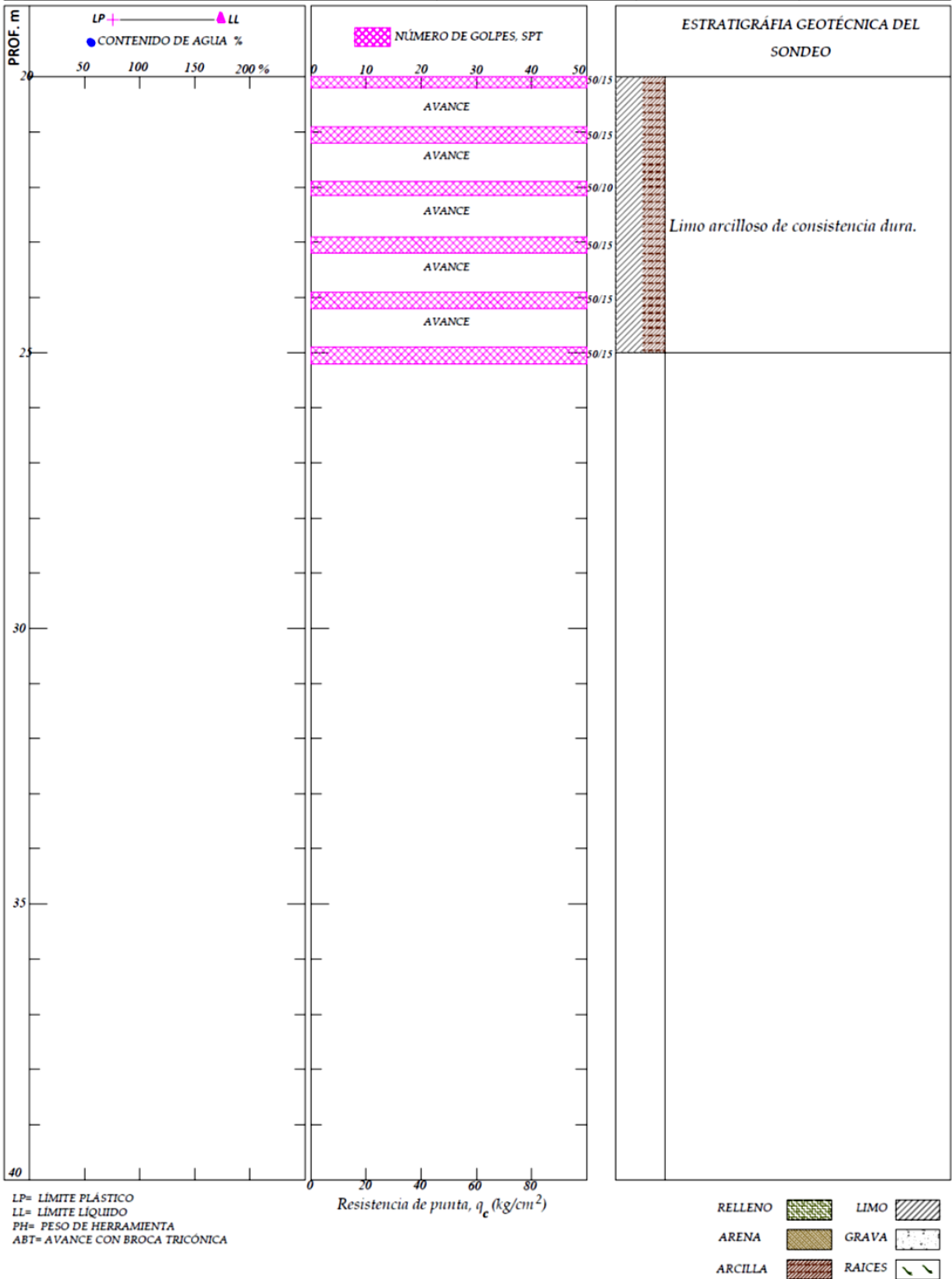
LP= LÍMITE PLÁSTICO
 LL= LÍMITE LÍQUIDO
 PH= PESO DE HERRAMIENTA
 ABT= AVANCE CON BROCA TRICÓNICA

Resistencia de punta, q_c (kg/cm²)

RELLENO		LIMO	
ARENA		GRAVA	
ARCILLA		RAÍCES	

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

PROYECTO SILOS CRUZ AZUL	SONDEO SPT-1	CIMANC <small>CONCRETOS Y ANCLAJES S.A. DE C.V.</small>
LOCALIZACIÓN <i>Ciudad Cooperativa Cruz Azul, Estado de Hidalgo.</i>	PROF. EXPLORADA 25.20 m	



i.2 Determinación del coeficiente sísmico del sitio.

Para determinar el coeficiente sísmico, se empleó la metodología del Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo de la CFE (2015), utilizando el software PRODISIS v2.3, en el cual, se obtuvo el espectro de diseño transparente a partir de las coordenadas del sitio y la estratigrafía. El espectro obtenido a partir de la regionalización sísmica de la República Mexicana de acuerdo a la sección C del Manual de Obras Civiles de la CFE (2015).

La república mexicana se divide en cuatro zonas o regiones sísmicas, el estado de Hidalgo se encuentra localizado en la Zona B, de media intensidad. Esta zona es de moderada intensidad, pero las aceleraciones no alcanzan a rebasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

Con la importancia de la estructura clasificada como tipo B y las coordenadas de latitud 19.984083 y longitud 99.331861 del sitio, son ingresadas al PRODISIS v2.3.

También se requiere ingresar las características del suelo, por lo que se tienen que discretizar los depósitos de suelo, indicando el peso volumétrico (γ), velocidad de onda de corte (V_s) y espesor de cada estrato. Para γ , se emplearon los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio de muestras inalteradas y para la velocidad de onda (V_s), métodos empíricos relacionados con el número de golpes del SPT. Empleando la siguiente expresión:

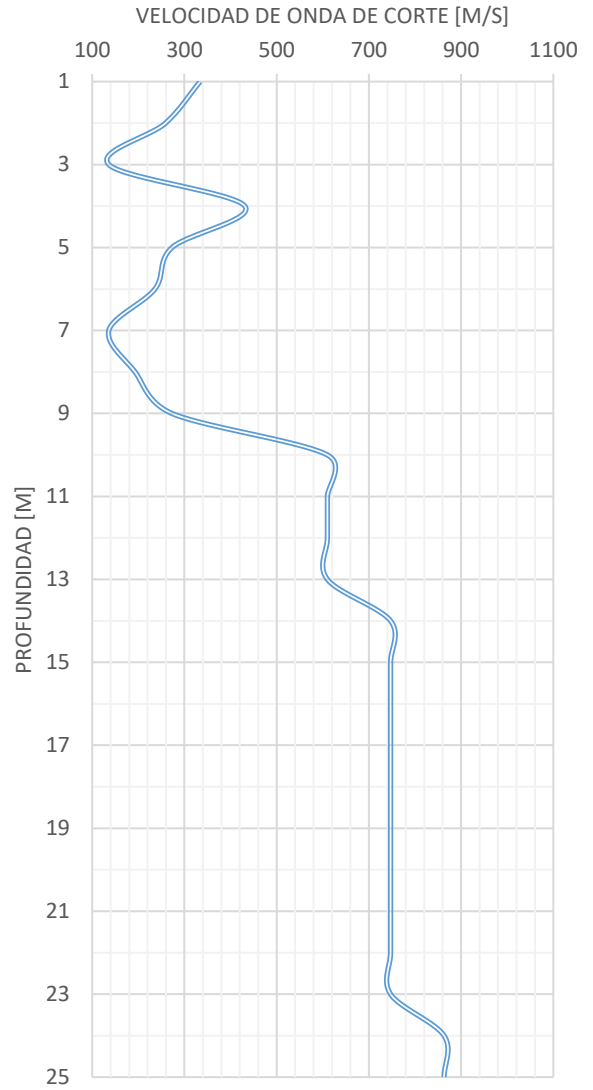
$$V_s = 61 N^{0.5} \quad (\text{Para arenas y limos})$$

Donde:

N: Número de golpes.

V_s : Velocidad de onda de corte en m/s.

Estrato	H [m]	γ [kg/m ³]	Vs [m/s]
1	1	1500	334
2	1	1500	259
3	1	1500	136
4	1	1500	431
5	1	1500	273
6	1	1500	236
7	1	1500	136
8	1	1500	193
9	1	1500	273
10	1	1500	610
11	1	1500	610
12	1	1500	610
13	1	1500	610
14	1	1500	747
15	1	1500	747
16	1	1500	747
17	1	1500	747
18	1	1700	747
19	1	1700	747
20	1	1700	747
21	1	1700	747
22	1	1700	747
23	1	1700	747
24	1	1700	863
25	1	1700	863



Como resultado del análisis, se obtuvo el coeficiente sísmico “c” (figura i.1) y el espectro de diseño (figura i.2).



Figura i.1. Resultados del análisis, valor del coeficiente sísmico $c = 0.44g$.

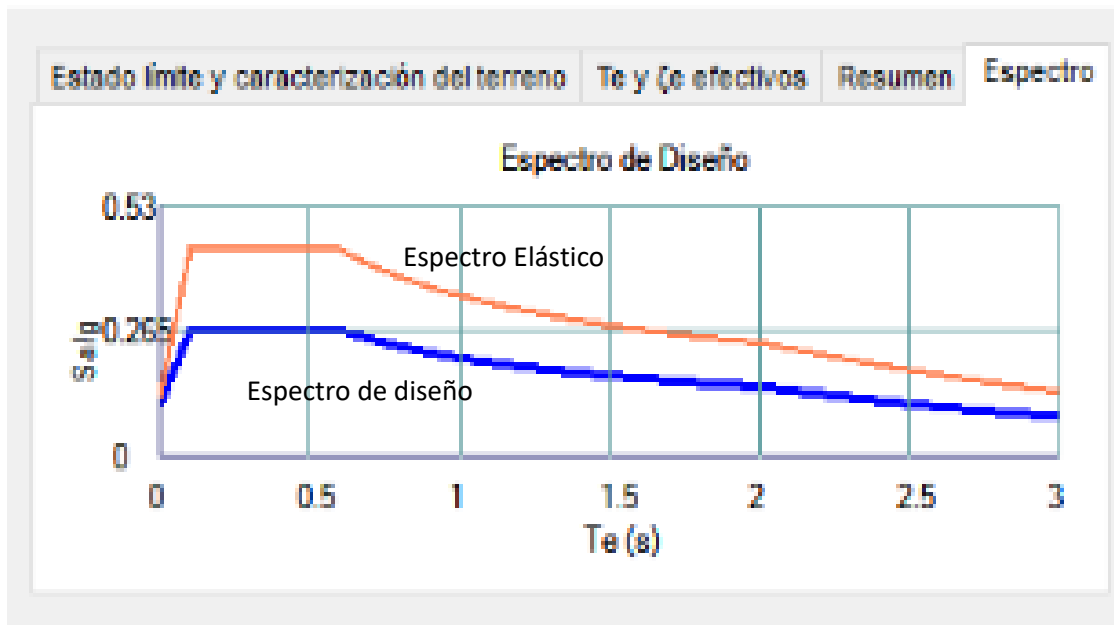


Figura i.2. Espectro de Diseño, para los estados límite de falla y de servicio.

El coeficiente sísmico obtenido de 0.44 g, no se encuentra afectado por ningún factor de reducción por sobre-resistencia ni ductilidad.

ii. MÉTODO ESTÁTICO. MANUAL DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD 2015.

Sección 3.3.5 Método Estático.

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno firme, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.
- 3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le corresponden.

Sección 3.3.5.1 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar T_{e0}

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la figura 3.2.

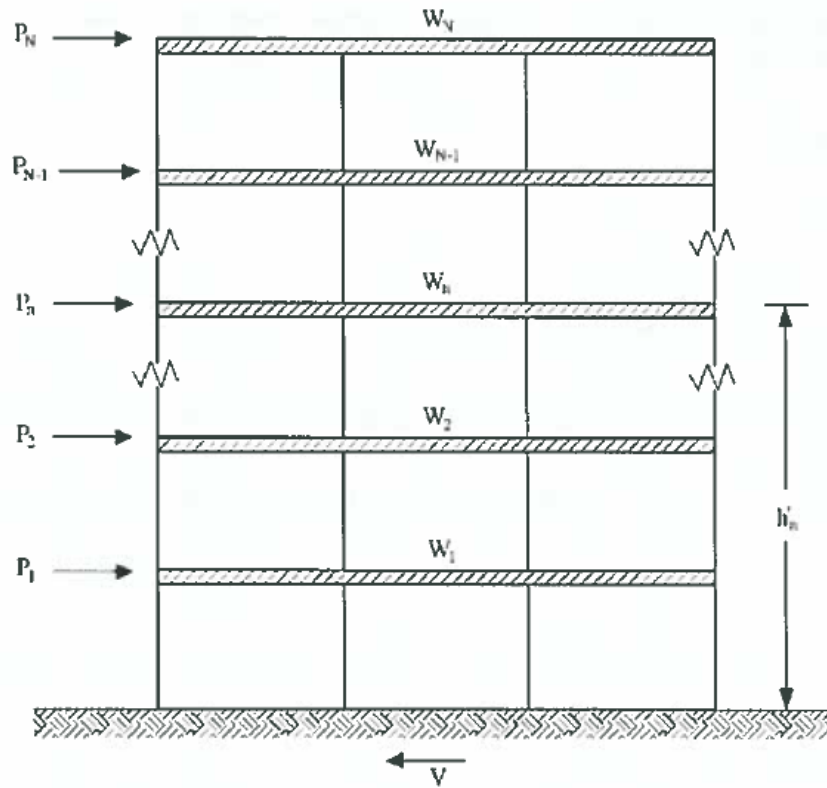


Figura 3.2 Fuerzas sísmicas de un edificio.

Las fuerzas de inercia se determinarán considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura y que la fuerza cortante basal de la estructura es igual a la ordenada espectral máxima normalizada, $a(T_a, \beta)$, reducida por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia y multiplicado por el peso total de la construcción, independientemente del periodo fundamental de la estructura. Para estructuras ubicada en suelos blandos (Tipo II y III) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, se amplificarán por este concepto conforme se establece en la ec. 3.3.

De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicando por un coeficiente proporcional a su altura sobre el desplante o nivel a partir del que las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, es decir:

$$P_n = \alpha_f W_n h'_n \quad (3.7)$$

Donde

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

h'_n es la altura del nivel n sobre el desplante.

El coeficiente se tomará de acuerdo con la relación, 3.8, en donde el factor de amortiguamiento, se evalúa en el periodo T_a , es decir, $\beta(T_a, \zeta_c)$.

$$\frac{V_0}{W_T} = \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.8)$$

Donde

V_0 es la fuerza cortante basal

W_T es el peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas

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

De tal forma se tiene que:

$$\alpha_f = \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) \cdot R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.9)$$

Donde

N_c es el número de masas concentradas, igual al número de niveles del edificio.

Sustituyendo la ec. 3.9 en 3.7, se obtiene la fuerza lateral que actúa en el centro de masa del nivel n es igual a:

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) \cdot R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.10)$$

Para estructuras ubicadas en terrenos Tipo II y III (suelos blandos) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, la ec. 3.10 se convierte en:

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_a, \beta) \cdot A_{cd}(T_a)}{Q'(T_a, Q) \cdot R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.11)$$

3.3.5.2 Valuación de fuerzas sísmicas estimando T_{c0} .

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso 3.3.5.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura, T_{c0} . Este podrá obtenerse de manera aproximada a partir del cociente de Schwartz mediante la ecuación:

$$T_{c0} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \left[\frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot X_n^2}{\sum_{n=1}^{N_c} P_n \cdot X_n} \right]^{1/2} \quad (3.12)$$

Donde

P_n es la fuerza lateral que actúa sobre la masa del nivel n .

X_n es el desplazamiento del nivel n en la dirección de la fuerza.

g es la aceleración de la gravedad.

Para el cálculo de fuerzas se procederá como en el inciso 3.3.5.1 con la relación V_0/W_T igual a $\frac{a(T_{c0}, \beta)}{[Q'(T_{c0}, Q)R(T_{c0}, R_0)\rho]}$ (en donde el factor de amortiguamiento, $\beta(T_{c0}, \zeta_c)$ se evalúa en T_{c0}). Esto implica que las fuerzas sísmicas sean:

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_{c0}, \beta)}{Q'(T_{c0}, Q) \cdot R(T_{c0}, R_0) \rho} \quad (3.13)$$

O para estructuras ubicadas en terrenos Tipo II y III (suelos blandos) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia.

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_{c0}, \beta) \cdot A_{cd}(T_{c0})}{Q'(T_{c0}, Q) \cdot R(T_{c0}, R_0) \rho} \quad (3.14)$$

3.3.5.3 Momentos torsinantes

El momento torsionante Mo_n^t , en el entrepiso n , se tomará igual a la fuerza cortante V_n en el entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño, e_n^+ ó e_n^- , que resulte más desfavorable para cada sistema resistente de la estructura. Sin embargo, ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

$$Mo_n^t = \begin{cases} V_n \cdot e_n^+, & e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n \\ V_n \cdot e_n^-, & e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n \end{cases} \quad (3.15)$$

Donde

e_n es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso n , igual a la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante correspondiente a dicho entrepiso.

b_n es la máxima dimensión en planta del entrepiso n medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

e_{dn} es la excentricidad torsional incrementada para tomar en cuenta los efectos dinámicos.

En el caso de revisión de estados límite de resistencia o revisión de deformaciones máximas empleando el nivel de colapso (3.3.7), e_{dn} será igual a:

$$e_{dn} = 1.5 e_n \quad (3.16)$$

Para la revisión de desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales, considerando el nivel de servicio, e_{dn} tomará el siguiente valor:

$$e_{dn} = e_n + e_{an} \geq 1.5 e_n \quad (3.17)$$

Donde

e_{an} será igual al menor de los dos siguientes valores:

$$e_{an} = 0.05(b_n + b'_n) \sqrt{\frac{20 \cdot e_n}{b_n}} \leq 0.05(b_n + b'_n) \quad (3.18)$$

$$e_{an} = \frac{1}{2e_n} \left[L_{sn}^2 - e_n^2 - F_{kn}^2 + \sqrt{(L_{sn}^2 + e_n^2 - F_{kn}^2)^2 + 4e_n^2 F_{kn}^2} \right] \quad (3.19)$$

$$L_{sn}^2 = \frac{(b_n^2 + b_n'^2)}{12} \quad (3.20)$$

y

b'_n es la dimensión en planta de la estructura en la dirección del sismo.

F_{kn}^2 es la relación entre rigideces de torsión y lateral de la planta.

La excentricidad adicional e_{an} puede desprenderse cuando $F_{kn}^2 > 5L_{sn}^2 + e_n^2$.

El signo positivo o negativo de la excentricidad que aparece en la ec. 3.15 no se refiere a que la línea de acción de la fuerza cortante se encuentre del lado positivo o negativo del centro de torsión; indica que la excentricidad se incrementará $0.05b_n$. Además, la excentricidad de diseño en cada entrepiso no podrá tomarse menor que la mitad de la máxima excentricidad torsional calculada para los entrepisos que se encuentran abajo del entrepiso de referencia, y el momento torsionante de ese entrepiso tampoco podrá ser menor que la mitad del máximo momento torsionante calculado para los entrepisos que están por encima de disco entrepiso.

En estructuras en que el factor de comportamiento sísmico, Q , sea mayor o igual a 3.0, la excentricidad torsional en ningún entrepiso deberá exceder de $0.2b_n$. Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total del entrepiso incurriere en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces. Estos elementos deben ser de la misma índole. Por ejemplo, si en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto.

3.3.5.4 Momentos de volteo

El momento de volteo en el nivel n , Mo_n^v , obtenido como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso V_n , para cada sistema resistente de la estructura podrá calcularse de acuerdo con la ec.:

$$Mo_n^v = \left(0.8 + 0.2 \frac{h'_n}{H}\right) \sum_{k=n+1}^{N_c} V_k (h'_k - h'_{k-1}) \quad (3.21)$$

Donde

H es la altura de la estructura

El momento de volteo reducido no podrá ser menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel n multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima del nivel n .

iii. TABLAS DE DISEÑO.

$F_y = 46$ ksi
 $F_u = 58$ ksi

Table 5-4 (continued)
Available Strength in
Axial Tension
Rectangular HSS



HSS6-HSS5

Shape	Gross Area, A_g	$A_e =$ $0.75A_g$	Yielding		Rupture		
			kips		kips		
			P_n/Ω_t	$\phi_t P_n$	P_n/Ω_t	$\phi_t P_n$	
	in. ²	in. ²	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
HSS6×4×1/2	7.88	5.91	217	326	171	257	
	×3/8	6.18	4.63	170	256	134	201
	×5/16	5.26	3.94	145	218	114	171
	×1/4	4.30	3.22	118	178	93.4	140
	×3/16	3.28	2.46	90.3	136	71.3	107
	×1/8	2.23	1.67	61.4	92.3	48.4	72.6
HSS6×3×1/2	6.95	5.21	191	288	151	227	
	×3/8	5.48	4.11	151	227	119	179
	×5/16	4.68	3.51	129	194	102	153
	×1/4	3.84	2.88	106	159	83.5	125
	×3/16	2.93	2.20	80.7	121	63.8	95.7
	×1/8	2.00	1.50	55.1	82.8	43.5	65.3
HSS6×2×3/8	4.78	3.58	132	198	104	156	
	×5/16	4.10	3.08	113	170	89.3	134
	×1/4	3.37	2.53	92.8	140	73.4	110
	×3/16	2.58	1.94	71.1	107	56.3	84.4
	×1/8	1.77	1.33	48.8	73.3	38.6	57.9
	HSS5×4×1/2	6.95	5.21	191	288	151	227
×3/8		5.48	4.11	151	227	119	179
×5/16		4.68	3.51	129	194	102	153
×1/4		3.84	2.88	106	159	83.5	125
×3/16		2.93	2.20	80.7	121	63.8	95.7
×1/8		2.00	1.50	55.1	82.8	43.5	65.3
HSS5×3×1/2	6.02	4.51	166	249	131	196	
	×3/8	4.78	3.58	132	198	104	156
	×5/16	4.10	3.08	113	170	89.3	134
	×1/4	3.37	2.53	92.8	140	73.4	110
	×3/16	2.58	1.94	71.1	107	56.3	84.4
	×1/8	1.77	1.33	48.8	73.3	38.6	57.9
HSS5×2 1/2×1/4	3.14	2.36	86.5	130	68.4	103	
	×3/16	2.41	1.81	66.4	99.8	52.5	78.7
	×1/8	1.65	1.24	45.4	68.3	36.0	53.9

Limit State	ASD	LRFD	Note: Tensile rupture on the effective net area will control over tensile yielding on the gross area unless the tension member is selected so that an end connection can be configured with $A_e \geq 0.952A_g$.
Yielding	$\Omega_t = 1.67$	$\phi_t = 0.90$	
Rupture	$\Omega_t = 2.00$	$\phi_t = 0.75$	

$F_y = 50$ ksi

Table 6-1 (continued)
Combined Axial
and Bending
W Shapes



Shape		W12x											
		53				50				45			
Design		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$	
		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y or Unbraced Length L_b (ft) for X-X axis bending	0	2.15	1.43	4.57	3.04	2.29	1.52	4.96	3.30	2.55	1.69	5.55	3.69
	6	2.28	1.52	4.57	3.04	2.53	1.68	4.96	3.30	2.81	1.87	5.55	3.69
	7	2.33	1.55	4.57	3.04	2.62	1.74	4.96	3.30	2.92	1.94	5.56	3.70
	8	2.39	1.59	4.57	3.04	2.73	1.81	5.08	3.38	3.04	2.02	5.70	3.79
	9	2.46	1.64	4.59	3.06	2.86	1.90	5.19	3.46	3.19	2.12	5.84	3.89
	10	2.55	1.69	4.68	3.12	3.01	2.00	5.32	3.54	3.36	2.23	6.00	3.99
	11	2.64	1.76	4.77	3.18	3.19	2.12	5.45	3.62	3.56	2.37	6.15	4.09
	12	2.75	1.83	4.87	3.24	3.40	2.26	5.58	3.71	3.79	2.52	6.32	4.21
	13	2.87	1.91	4.97	3.31	3.64	2.42	5.73	3.81	4.06	2.70	6.50	4.32
	14	3.00	2.00	5.07	3.37	3.92	2.61	5.88	3.91	4.38	2.91	6.69	4.45
	15	3.15	2.10	5.18	3.45	4.24	2.82	6.03	4.01	4.75	3.16	6.88	4.58
	16	3.33	2.21	5.29	3.52	4.62	3.07	6.20	4.13	5.17	3.44	7.09	4.72
	17	3.52	2.34	5.41	3.60	5.05	3.36	6.38	4.24	5.67	3.77	7.32	4.87
	18	3.74	2.49	5.53	3.68	5.56	3.70	6.56	4.37	6.24	4.15	7.55	5.03
	19	3.98	2.65	5.66	3.77	6.17	4.10	6.76	4.50	6.93	4.61	7.81	5.20
	20	4.26	2.83	5.80	3.86	6.84	4.55	6.97	4.64	7.68	5.11	8.08	5.38
	22	4.91	3.27	6.09	4.05	8.27	5.50	7.44	4.95	9.29	6.18	8.68	5.78
	24	5.76	3.83	6.41	4.26	9.84	6.55	7.99	5.32	11.1	7.36	9.65	6.42
	26	6.76	4.50	6.76	4.50	11.6	7.69	8.82	5.87	13.0	8.64	10.7	7.11
	28	7.84	5.22	7.16	4.76	13.4	8.91	9.65	6.42	15.1	10.0	11.7	7.80
30	9.01	5.99	7.80	5.19	15.4	10.2	10.5	6.97	17.3	11.5	12.7	8.48	
32	10.2	6.82	8.47	5.64	17.5	11.6	11.3	7.52	19.7	13.1	13.8	9.16	
34	11.6	7.70	9.14	6.08									
36	13.0	8.63	9.80	6.52									
38	14.4	9.61	10.5	6.96									
40	16.0	10.7	11.1	7.40									
Other Constants and Properties													
$b_y \times 10^3$ (kip-ft) ⁻¹	12.2		8.15		16.7		11.1		18.8		12.5		
$t_y \times 10^3$ (kips) ⁻¹	2.14		1.43		2.28		1.52		2.54		1.69		
$t_x \times 10^3$ (kips) ⁻¹	2.64		1.76		2.81		1.87		3.13		2.08		
r_x/r_y	2.11				2.64				2.64				
Note: Heavy line indicates K/r equal to or greater than 200.													

$F_y = 50$ ksi

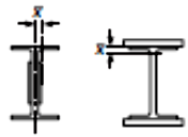


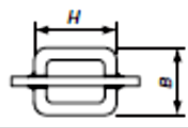
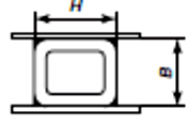
Table 3-2 (continued)
W Shapes
 Selection by Z_x



Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		$\phi_b M_{px}$		M_{rx}/Ω_b		$\phi_b M_{rx}$		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v		$\phi_v V_{nx}$	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips	kips	kips							
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD							
W12×16	20.1	50.1	75.4	29.9	44.9	3.82	5.75	2.73	8.03	103	52.8	79.1						
W10×17	18.7	46.7	70.1	28.3	42.5	2.99	4.49	2.98	9.13	81.9	48.5	72.8						
W12×14^v	17.4	43.4	65.2	26.0	39.1	3.42	5.15	2.66	7.74	88.6	42.8	64.3						
W8×18	17.0	42.4	63.8	26.5	39.9	1.74	2.61	4.34	13.50	61.9	37.4	56.2						
W10×15	16.0	39.9	60.0	24.1	36.2	2.75	4.14	2.86	8.61	68.9	46.0	69.0						
W8×15	13.6	33.9	51.0	20.6	31.0	1.92	2.88	3.09	10.00	48.0	39.7	59.6						
W10×12^f	12.6	31.2	46.9	19.0	28.6	2.35	3.53	2.87	8.05	53.8	37.5	56.3						
W8×13	11.4	28.4	42.8	17.3	26.0	1.76	2.65	2.98	9.30	39.6	36.8	55.1						
W8×10^f	8.9	21.9	32.9	13.6	20.5	1.52	2.28	3.14	8.56	30.8	26.8	40.2						

ASD LRFD ^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 50$ ksi.
^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with $F_y = 50$ ksi,
 $\Omega_b = 1.67$, $\phi_b = 0.90$, $\Omega_v = 1.67$, $\phi_v = 0.90$.

TABLE D3.1
Shear Lag Factors for Connections
to Tension Members

Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of cross-sectional elements by fasteners or welds. (except as in Cases 3, 4, 5 and 6)	$U = 1.0$	—
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used.)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n =$ area of the directly connected elements	—
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Rectangular HSS		
	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
	with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$
		with web connected with 4 or more fasteners in the direction of loading	$U = 0.70$
8	Single angles (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with 4 or more fasteners per line in direction of loading	$U = 0.80$
		with 2 or 3 fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.60$

l = length of connection, in. (mm); w = plate width, in. (mm); \bar{x} = connection eccentricity, in. (mm); B = overall width of rectangular HSS member, measured 90 degrees to the plane of the connection, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

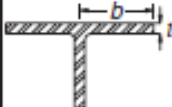
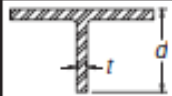
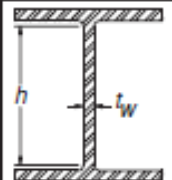
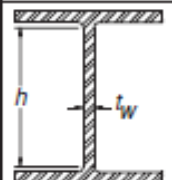
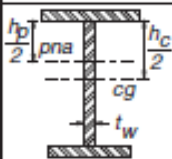
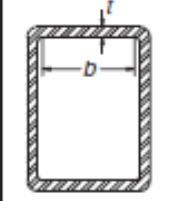
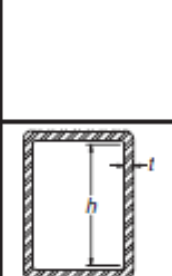
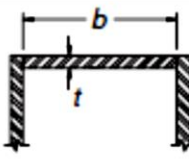
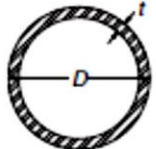
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example	
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)		
7	Flexure in flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$		
8	Uniform compression in stems of tees	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$		
Stiffened Elements	9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(\frac{M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	13	Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
14	Uniform compression in all other stiffened elements	b/t	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
15	Circular hollow sections				
	In uniform compression	D/t	NA	$0.11E/F_y$	
	In flexure	D/t	$0.07E/F_y$	$0.31E/F_y$	

^(a) $k_c = \frac{4}{\sqrt{b/t}}$, but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. (See Cases 2 and 4)

^(b) $F_L = 0.7F_y$ for minor-axis bending, major axis bending of slender-web built-up I-shaped members, and major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$. (See Case 2)

TABLA C-C2.2
Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K

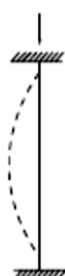

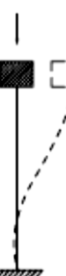
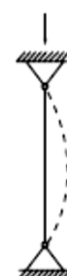

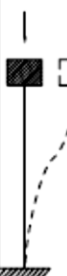
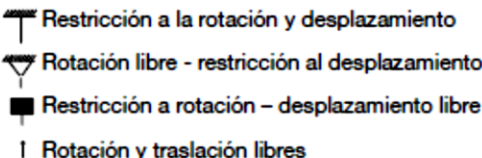




La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	 <ul style="list-style-type: none">  Restricción a la rotación y desplazamiento  Rotación libre - restricción al desplazamiento  Restricción a rotación - desplazamiento libre  Rotación y traslación libres 					

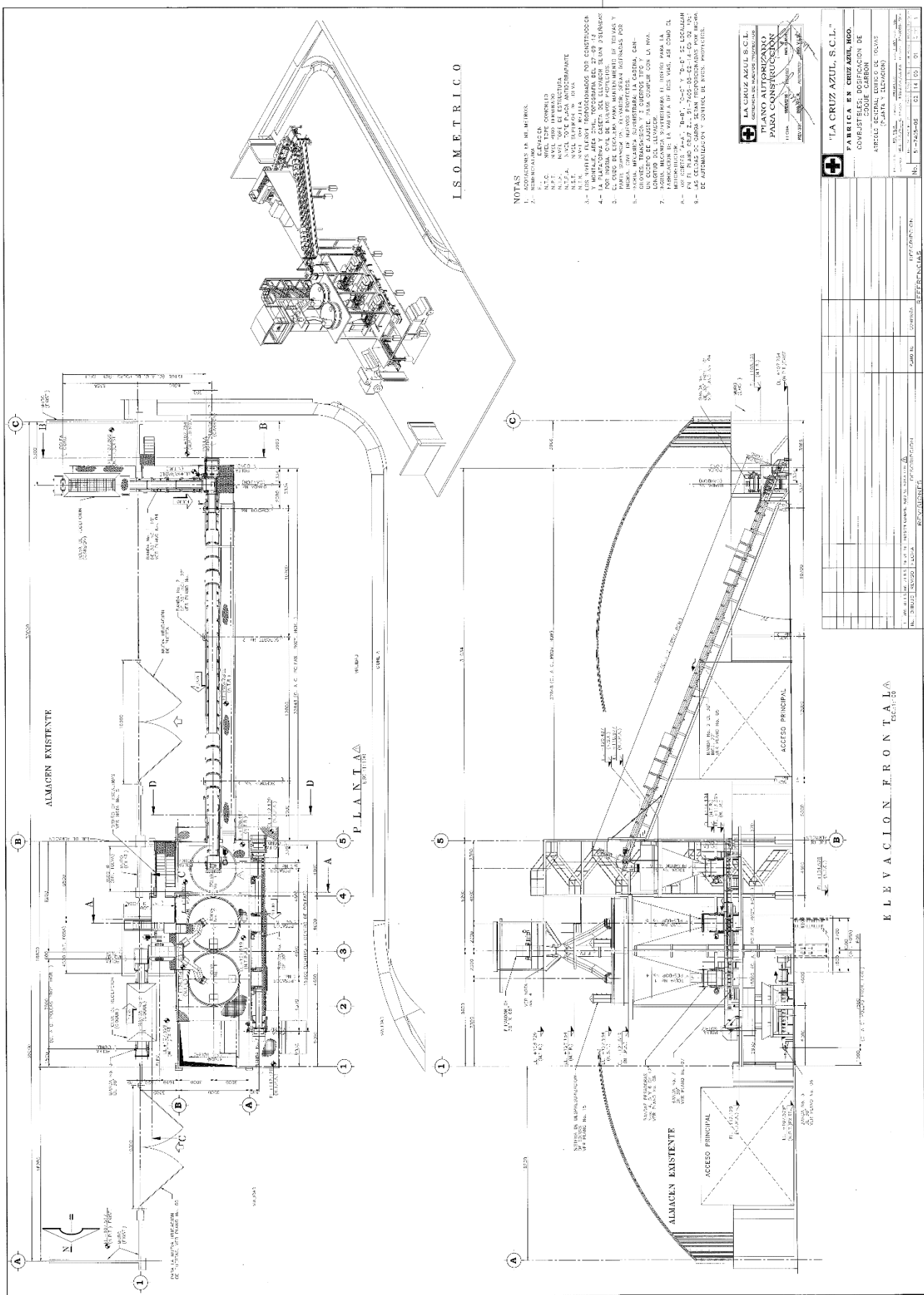
Tabla 6.1. Dimensiones mínimas preestablecidas de placas de conexión de traveses (construcción tipo 1 corte y flexión).

Dimensiones de la trabe	Placa A		Placa B		Placa C			Notas
	Ancho	Longitud	Ancho	Longitud	Ancho	Longitud	Longitud	
$d \times b$	A_A	L_A	A_B	L_B	A_C	L_C soldadura	L_C tornillos	
203 × 134	120	150	146	150	76	172	122	Los perfiles estructurales con peraltes menores de 203 mm no deben usarse como traveses; por eso no aparecen las dimensiones de placas para dichos perfiles.
229 × 102	90	150	116	150	76	196	122	
229 × 152	140	150	165	150	76	196	122	
254 × 102	90	150	116	150	76	216	182	
254 × 146	134	150	160	150	76	216	182	
254 × 152	140	150	165	150	76	216	182	
305 × 102	90	200	116	200	76	242	242	
305 × 152	140	200	165	200	76	242	242	
305 × 203	180	200	230	200	76	242	242	
358 × 152	140	200	165	200	76	286	242	
358 × 203	180	200	230	200	76	286	242	
358 × 254	230	200	280	200	76	286	242	
406 × 203	180	300	230	300	102	342	302	
406 × 305	260	300	350	300	102	342	302	
457 × 203	180	300	230	300	102	390	362	
457 × 304	260	300	350	300	102	390	362	
533 × 203	180	300	230	300	102	482	482	
533 × 305	260	300	350	300	102	482	482	
610 × 203	180	400	230	400	102	560	542	
610 × 305	260	400	350	400	102	560	542	
686 × 203	180	400	230	400	102	640	602	
686 × 305	260	400	350	400	102	640	602	
762 × 305	260	500	350	500	102	700	662	
762 × 406	360	500	450	500	102	700	662	
838 × 305	260	600	350	600	102	760	772	
838 × 406	360	600	450	600	102	770	772	
1067 × 406	360	700	450	700	152	980	962	

Tabla 6.3. Dimensiones mínimas para atornillar PL base con llave española.

Diámetro ϕ pulgada	Sin cartabones		Con cartabones		Distancia		Recubrimiento ancla	
					Canto laminado	Canto recortado	Sin camisa	Con camisa
	A	B	A	B	C	D	E	E
1/2"	--	45	35	70	23	22	50	125
5/8"	--	54	39	78	29	29	50	125
3/4"	--	67	42	84	32	32	75	125
7/8"	--	77	48	96	42	38	75	125
1"	--	83	54	108	48	44	75	125
1 1/8"	--	86	58	116	48	51	75	150
1 1/4"	--	99	64	128	51	57	75	150
1 3/8"	--	112	70	140	58	62	75	150
1 1/2"	--	124	74	148	64	67	75	150
1 3/4"	--	145	85	170	80	78	100	175
2"	--	165	97	194	92	89	100	175
2 1/4"	--	186	109	218	103	101	100	200
2 1/2"	--	207	121	242	115	112	100	200
3"	--	248	145	290	138	134	100	200

iv. **PLANOS DE PROYECTO** (*Solo informativos e ilustrativos, los planos presentan los miembros definitivos*).



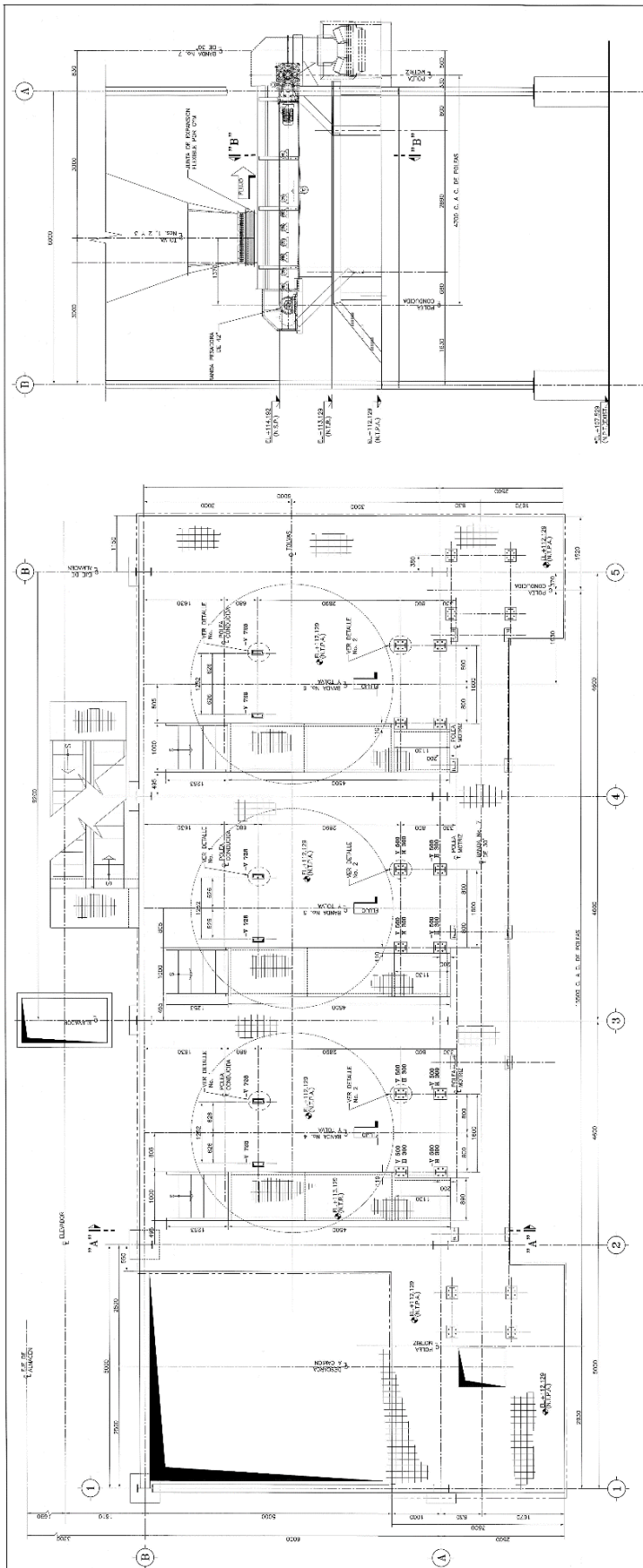
I S O M E T R I C O

- NOTAS
- 1- COORDENADA P. M. NOROCC.
 - 2- NUMERACION M. N.C.
 - 3- TIPO DE OMBREO.
 - 4- APLICACION DE LA TONALIDAD Y COLORES DEL FONDO SEGUN DISEÑO.
 - 5- APLICACION DE LA ESCALA PARA MANTENIMIENTO DE LINEAS Y PUNTO DE VISTA.
 - 6- APLICACION DE LA ESCALA PARA MANTENIMIENTO DE LINEAS Y PUNTO DE VISTA.
 - 7- APLICACION DE LA ESCALA PARA MANTENIMIENTO DE LINEAS Y PUNTO DE VISTA.
 - 8- APLICACION DE LA ESCALA PARA MANTENIMIENTO DE LINEAS Y PUNTO DE VISTA.
 - 9- APLICACION DE LA ESCALA PARA MANTENIMIENTO DE LINEAS Y PUNTO DE VISTA.

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 INDUSTRIA DE MADERA Y MOBILIARIO
PAISAJE CONSTRUCCION
 11800
 11800
 11800

"LA CRUZ AZUL, S.C.L."			
FABRICA EN CRUZAZUL, RIO.			
CONSTRUCCION DE			
COQUE CARBON			
ARTEFACTOS Y MOBILIARIO			
PROYECTADO POR	SECCION	FECHA	Nº
LA CRUZ AZUL S.C.L.	PLANTA	02	01
REVISADO POR	FECHA	Nº	Nº
LA CRUZ AZUL S.C.L.			
APROBADO POR	FECHA	Nº	Nº
LA CRUZ AZUL S.C.L.			
REVISADO POR	FECHA	Nº	Nº
LA CRUZ AZUL S.C.L.			
APROBADO POR	FECHA	Nº	Nº
LA CRUZ AZUL S.C.L.			
REVISADO POR	FECHA	Nº	Nº
LA CRUZ AZUL S.C.L.			
APROBADO POR	FECHA	Nº	Nº
LA CRUZ AZUL S.C.L.			

ELEVACION FRONTAL



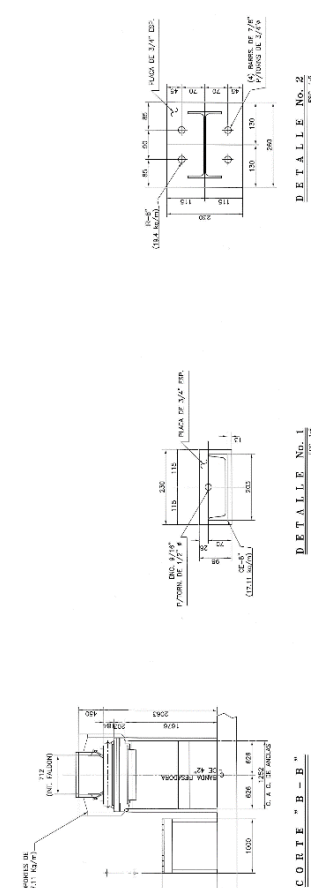
PLATAFORMA NV. + 112.120 (T.P.A.)

CORTE "A - A"

- NOTAS:
- 1- DIMENSIONES EN METROS
 - 2- COMERCIALIZACION
 - 3- ELABORACION
 - 4- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 5- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 6- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 7- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 8- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 9- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 10- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 11- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION
 - 12- M.P.A. MATERIAL DE ACERO ANTICORROSION

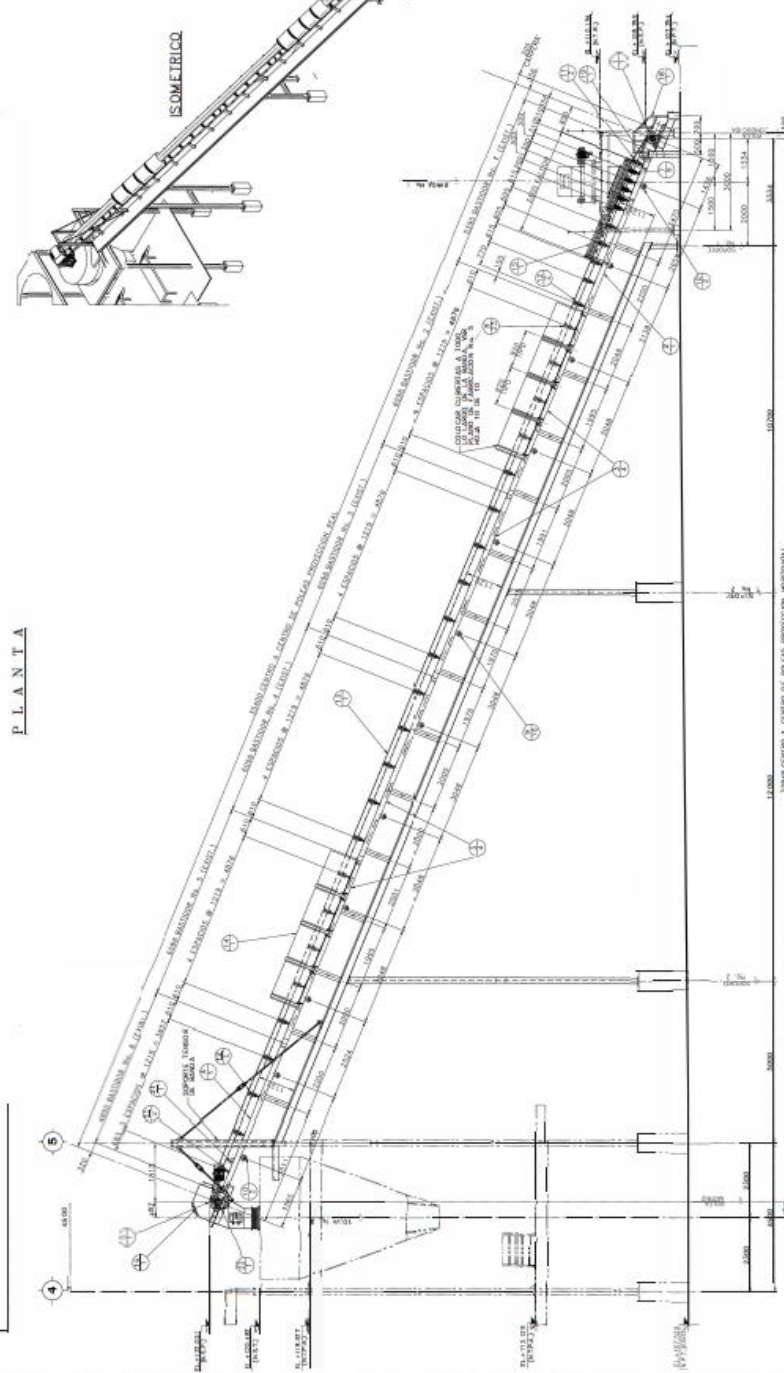
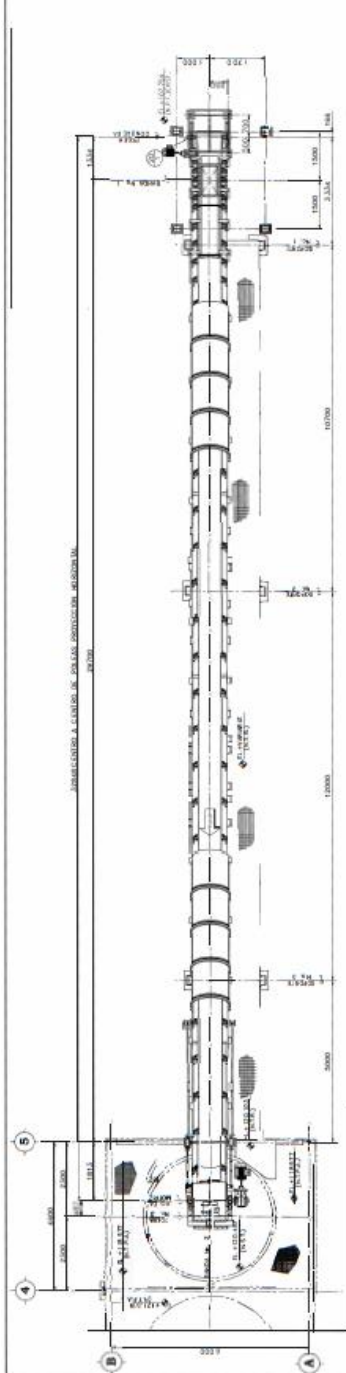


LA CRUZ AZUL S.C.I.
 COMERCIALIZACION DE
 FABRICA EN CRUZ AZUL, IGO,
 COMBUSTIBLES; DOSIFICACION DE
 COQUE-CARBON
 MANTA
 (CANCHAS Y PLATFORMAS)



No.	FECHA	REVISIONES	DESCRIPCION	COMPANIA	REFERENCIAS
01	03/14/85	01			
02	03/14/85	02			
03	03/14/85	03			
04	03/14/85	04			
05	03/14/85	05			

NO.	DESCRIPCION
1	CARCEL CIRCULAR CON PUNTA DE 1/4" P. 27" DE CIMA. PUNTO 2 7/8" DE 1/4" DE LONGITUD CON CERRAMICA TIPO (MARRA BLU).
2	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
3	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
4	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
5	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
6	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
7	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
8	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
9	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
10	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
11	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
12	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
13	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
14	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
15	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
16	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
17	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
18	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
19	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
20	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
21	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).
22	BASE PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).



ISOMETRICO

PLANTA

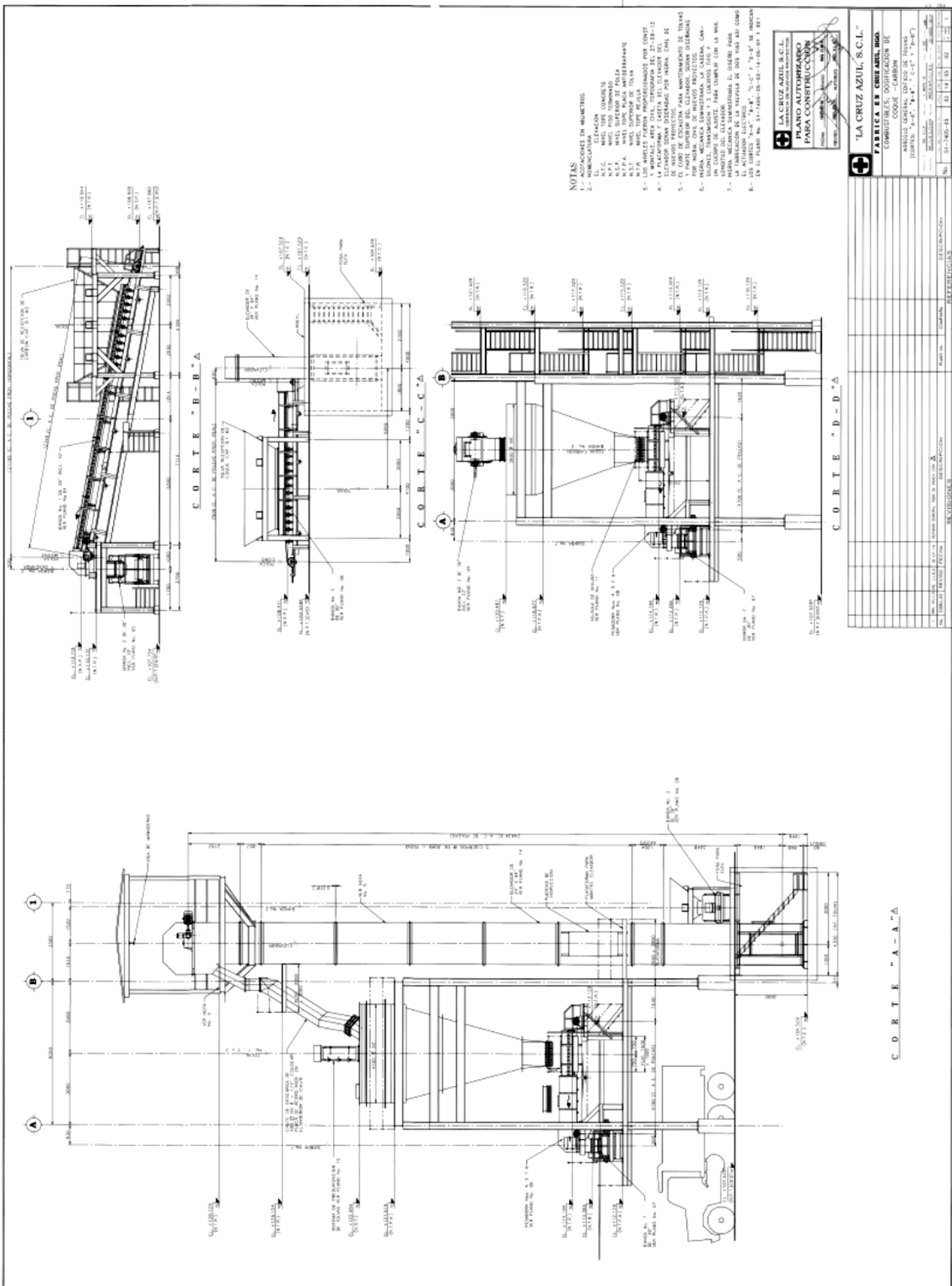
ELEVACION

- ANEXOS**
- 1- CANTONERAS DE MUEBLES.
 - 2- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 3- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 4- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 5- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 6- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 7- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 8- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 9- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 10- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 11- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 12- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 13- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 14- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 15- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 16- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 17- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 18- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 19- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 20- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 21- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.
 - 22- TORNAPUEBLO PARA CANTONERAS CON PLANO.

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 FABRICA DE CONSTRUCCIONES
 PARA AUTOCONSTRUCCION
 PARA CONSTRUCCION

FABRICA DE CONSTRUCCIONES, S.C.L.
 COMERCIALES, S.C.L.
 CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU).

NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
2	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
3	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
4	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
5	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
6	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
7	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
8	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
9	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
10	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
11	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
12	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
13	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
14	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
15	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
16	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
17	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
18	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
19	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
20	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
21	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000
22	CARRIL PARA LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA CIRCULAR, CARRIL (MARRA BLU)	M ²	100	1000	100000



LA CRUZ AZUL S.C.L.
 FABRICA EN CRUZ AZUL, HOA.
 COMBUSTIBLES; OBTENCION DE
 COMBUSTIBLES PARA LA
 INDUSTRIA DE LA CRUZ AZUL HOA.
 (CORTES "A-A", "B-B", "C-C", "D-D")

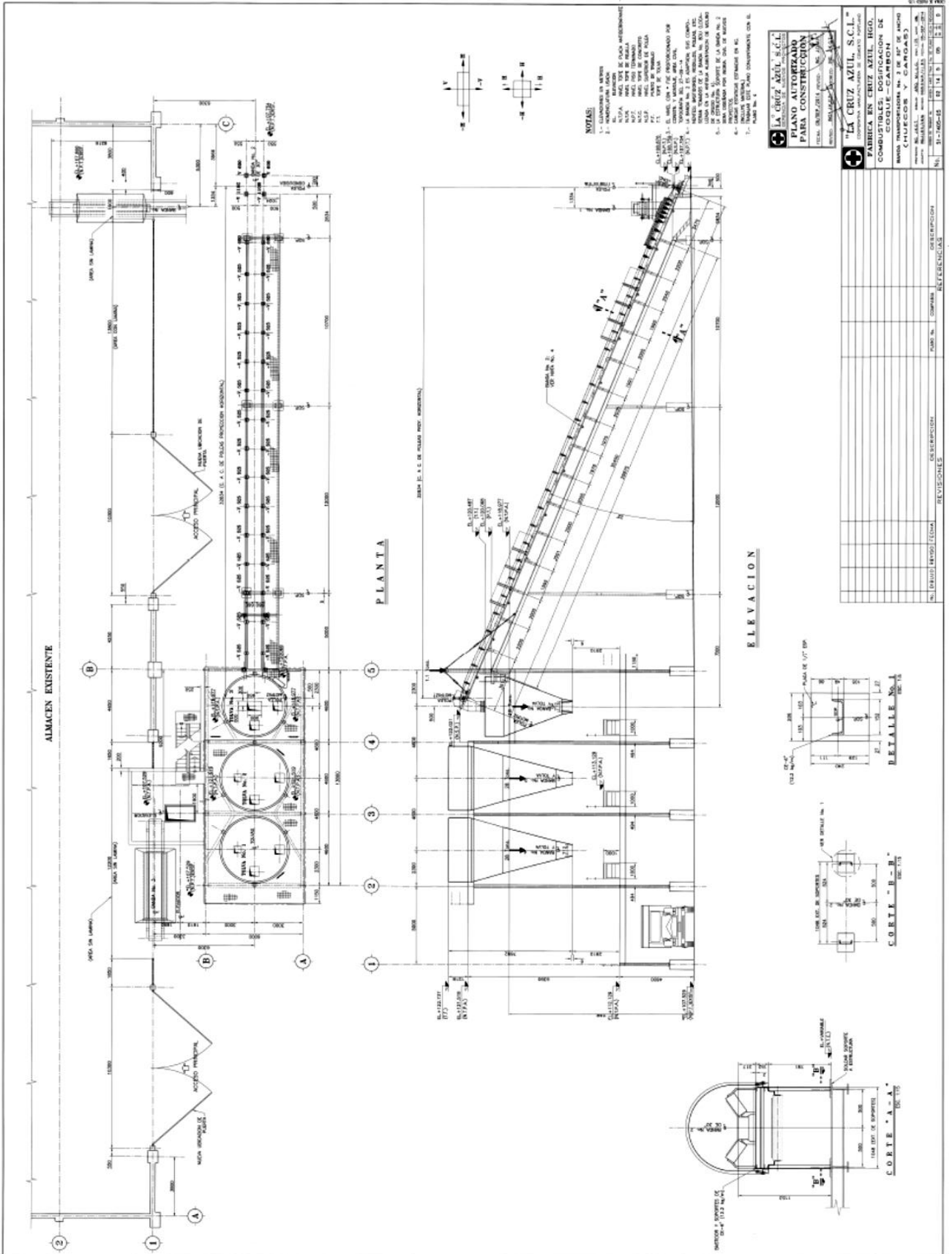
NO.	FECHA	DESCRIPCION	ELABORADO	REVISADO
1	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
2	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
3	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
4	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
5	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
6	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
7	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
8	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
9	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		
10	1977.03.14	PROYECTO DE CONSTRUCCION		

C O R T E " A - A "

C O R T E " B - B "

C O R T E " C - C "

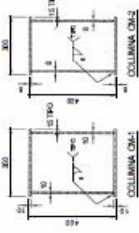
C O R T E " D - D "



NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

1. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
2. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
3. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
4. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
5. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
6. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
7. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
8. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
9. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
10. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
11. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
12. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
13. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
14. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
15. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
16. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
17. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
18. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
19. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.
20. VERIFICACION DE LAS SECCIONES METALICAS.

MARCA	DESIGNACION
CM-1	VERIFICACION
CM-2	VERIFICACION
CM-3	VERIFICACION
CM-4	VERIFICACION
CM-5	VERIFICACION
CM-6	VERIFICACION
CM-7	VERIFICACION
CM-8	VERIFICACION
CM-9	VERIFICACION
CM-10	VERIFICACION
CM-11	VERIFICACION
CM-12	VERIFICACION
CM-13	VERIFICACION
CM-14	VERIFICACION
CM-15	VERIFICACION
CM-16	VERIFICACION
CM-17	VERIFICACION
CM-18	VERIFICACION
CM-19	VERIFICACION
CM-20	VERIFICACION



LA CRUZ AZUL S.C.L.
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 PARA 01-FEBRERO-2018
 No. 01-FEBRERO-2018

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIO DE COQUE- CARBON
 EDIFICIO DE TOLVAS
 PLANTA N.T.E. + 112.123

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIO DE COQUE- CARBON
 EDIFICIO DE TOLVAS
 PLANTA N.T.E. + 112.123

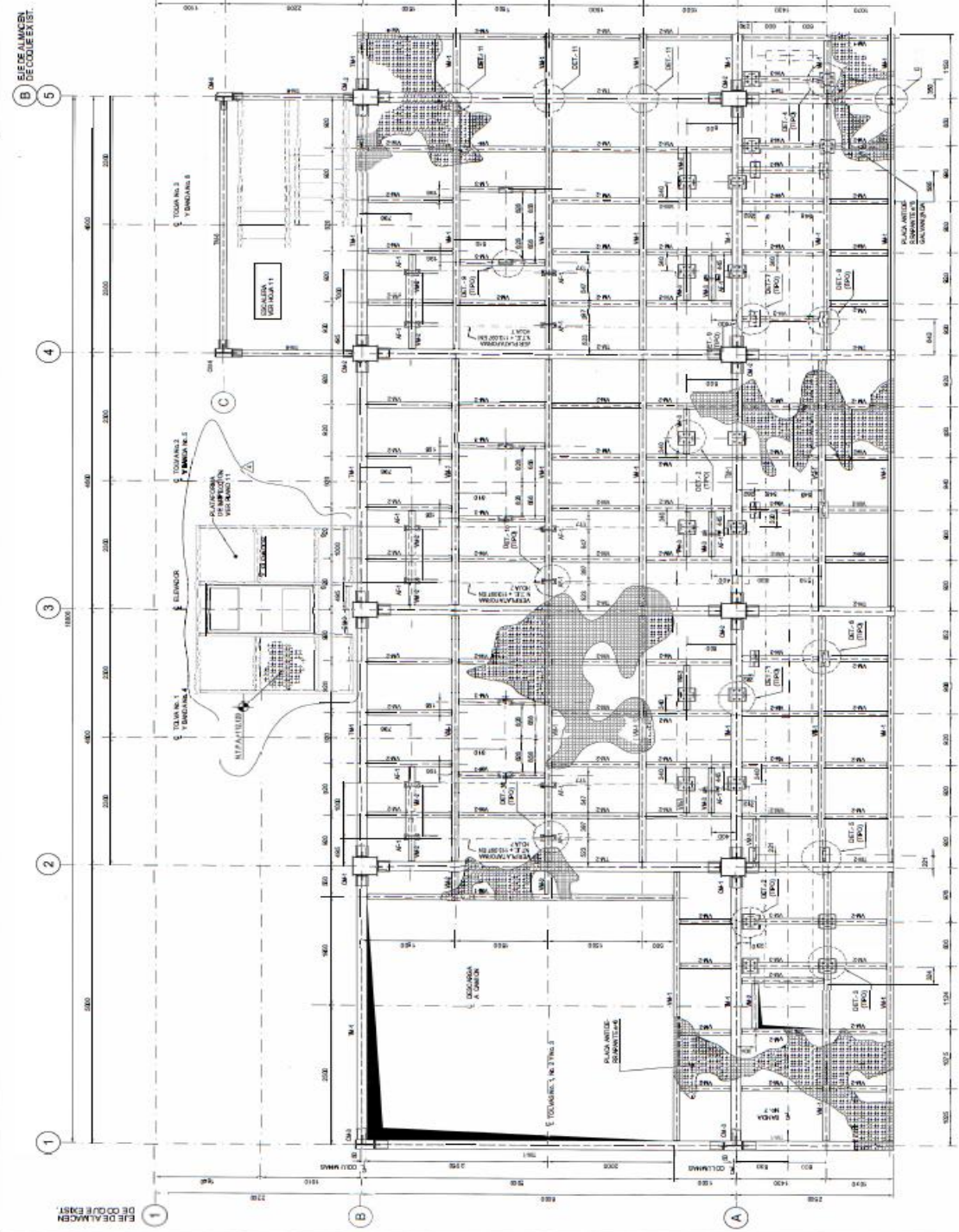
LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIO DE COQUE- CARBON
 EDIFICIO DE TOLVAS
 PLANTA N.T.E. + 112.123

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIO DE COQUE- CARBON
 EDIFICIO DE TOLVAS
 PLANTA N.T.E. + 112.123

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIO DE COQUE- CARBON
 EDIFICIO DE TOLVAS
 PLANTA N.T.E. + 112.123

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIO DE COQUE- CARBON
 EDIFICIO DE TOLVAS
 PLANTA N.T.E. + 112.123

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIO DE COQUE- CARBON
 EDIFICIO DE TOLVAS
 PLANTA N.T.E. + 112.123



VER CONDICIONES DE EJECUCION DEL ALIENADO

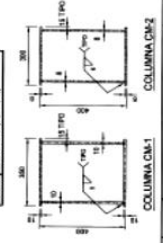
PLANTA N.T.E. + 112.123 (N.T.P. + 112.129)

NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- 1.- ANCHURAS DE SOLDADURA EN TUBOS.
- 2.- OPERACIONES DE ANCHURAS.
- 3.- ANCHURAS EN PERFILES ANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 4.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 5.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 6.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 7.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 8.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 9.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 10.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 11.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 12.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 13.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 14.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 15.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 16.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 17.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 18.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 19.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.
- 20.- ANCHURAS EN PERFILES RECTANGULARES CON UN ANCHO DE 100 mm.

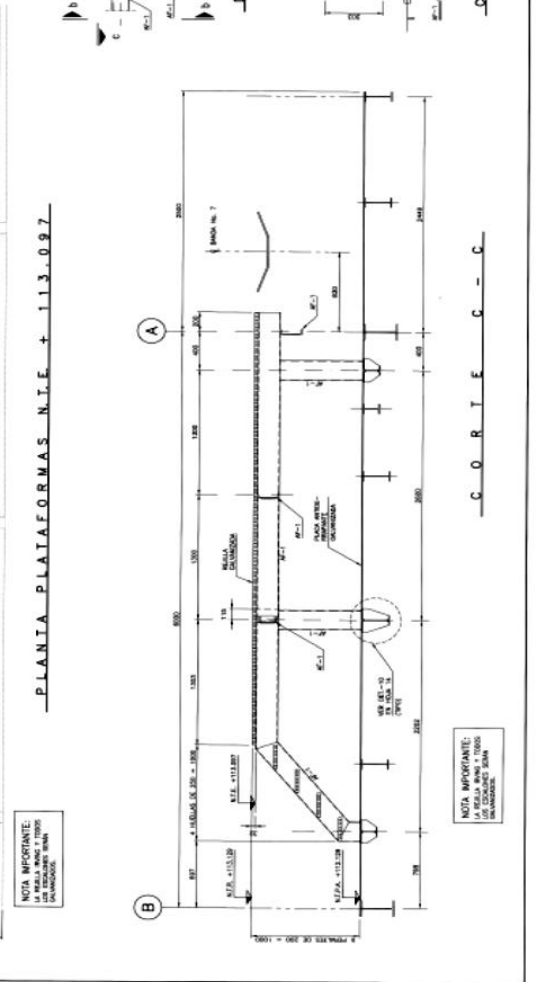
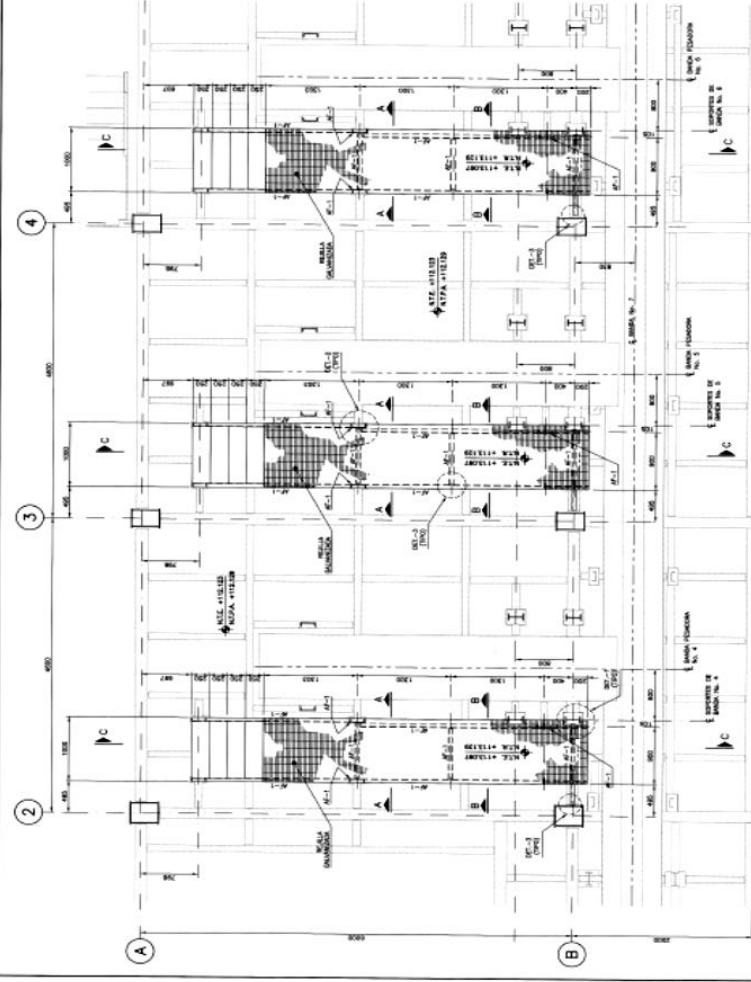
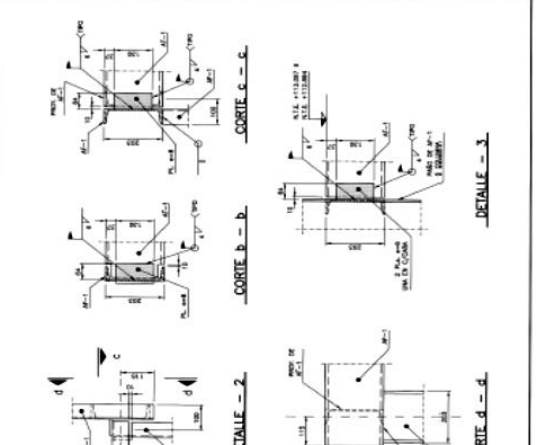
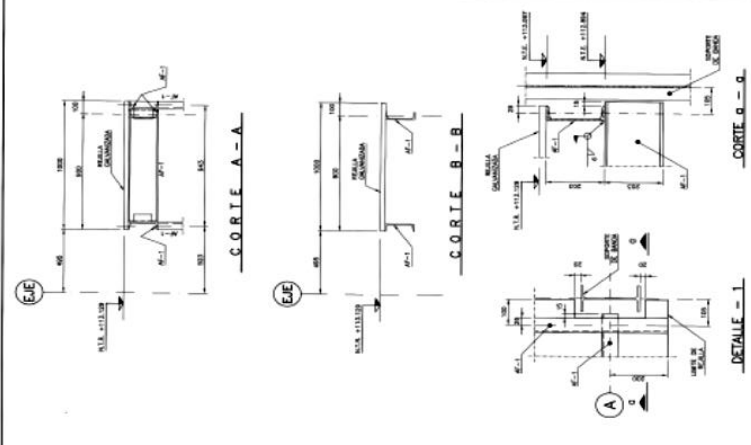
TABLA DE PERFILES

TIPO	SECCION	ANCHO	ALTO	PESO
1	100	100	100	100
2	100	100	100	100
3	100	100	100	100
4	100	100	100	100
5	100	100	100	100
6	100	100	100	100
7	100	100	100	100
8	100	100	100	100
9	100	100	100	100
10	100	100	100	100
11	100	100	100	100
12	100	100	100	100
13	100	100	100	100
14	100	100	100	100
15	100	100	100	100
16	100	100	100	100
17	100	100	100	100
18	100	100	100	100
19	100	100	100	100
20	100	100	100	100



LA CRUZ AZUL S.C.L.
 CONSTRUCCION DE ALICATADO INDUSTRIAL
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 PARA EL SECTOR DE LA CONSTRUCCION
 No. 113.097

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 C O M B U S T I B L E S
 DISTRIBUCION DE COQUE-CARBON
 EDIFICIO DE TRUJAS
 PLATAFORMAS N.T.E. + 113.097
 Proyecto: ING. JAVIER...
 Diseñador: ING. JAVIER...
 Fecha: 11/01/2014



NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA.

1. ESTRUCTURA METALICA EN ACERO.
2. ACERO A 250 MPa.
3. ACERO A 350 MPa.
4. ACERO A 450 MPa.
5. ACERO A 550 MPa.
6. ACERO A 650 MPa.
7. ACERO A 750 MPa.
8. ACERO A 850 MPa.
9. ACERO A 950 MPa.
10. ACERO A 1050 MPa.
11. ACERO A 1150 MPa.
12. ACERO A 1250 MPa.
13. ACERO A 1350 MPa.
14. ACERO A 1450 MPa.
15. ACERO A 1550 MPa.
16. ACERO A 1650 MPa.
17. ACERO A 1750 MPa.
18. ACERO A 1850 MPa.
19. ACERO A 1950 MPa.
20. ACERO A 2050 MPa.
21. ACERO A 2150 MPa.
22. ACERO A 2250 MPa.
23. ACERO A 2350 MPa.
24. ACERO A 2450 MPa.
25. ACERO A 2550 MPa.
26. ACERO A 2650 MPa.
27. ACERO A 2750 MPa.
28. ACERO A 2850 MPa.
29. ACERO A 2950 MPa.
30. ACERO A 3050 MPa.
31. ACERO A 3150 MPa.
32. ACERO A 3250 MPa.
33. ACERO A 3350 MPa.
34. ACERO A 3450 MPa.
35. ACERO A 3550 MPa.
36. ACERO A 3650 MPa.
37. ACERO A 3750 MPa.
38. ACERO A 3850 MPa.
39. ACERO A 3950 MPa.
40. ACERO A 4050 MPa.
41. ACERO A 4150 MPa.
42. ACERO A 4250 MPa.
43. ACERO A 4350 MPa.
44. ACERO A 4450 MPa.
45. ACERO A 4550 MPa.
46. ACERO A 4650 MPa.
47. ACERO A 4750 MPa.
48. ACERO A 4850 MPa.
49. ACERO A 4950 MPa.
50. ACERO A 5050 MPa.
51. ACERO A 5150 MPa.
52. ACERO A 5250 MPa.
53. ACERO A 5350 MPa.
54. ACERO A 5450 MPa.
55. ACERO A 5550 MPa.
56. ACERO A 5650 MPa.
57. ACERO A 5750 MPa.
58. ACERO A 5850 MPa.
59. ACERO A 5950 MPa.
60. ACERO A 6050 MPa.
61. ACERO A 6150 MPa.
62. ACERO A 6250 MPa.
63. ACERO A 6350 MPa.
64. ACERO A 6450 MPa.
65. ACERO A 6550 MPa.
66. ACERO A 6650 MPa.
67. ACERO A 6750 MPa.
68. ACERO A 6850 MPa.
69. ACERO A 6950 MPa.
70. ACERO A 7050 MPa.
71. ACERO A 7150 MPa.
72. ACERO A 7250 MPa.
73. ACERO A 7350 MPa.
74. ACERO A 7450 MPa.
75. ACERO A 7550 MPa.
76. ACERO A 7650 MPa.
77. ACERO A 7750 MPa.
78. ACERO A 7850 MPa.
79. ACERO A 7950 MPa.
80. ACERO A 8050 MPa.
81. ACERO A 8150 MPa.
82. ACERO A 8250 MPa.
83. ACERO A 8350 MPa.
84. ACERO A 8450 MPa.
85. ACERO A 8550 MPa.
86. ACERO A 8650 MPa.
87. ACERO A 8750 MPa.
88. ACERO A 8850 MPa.
89. ACERO A 8950 MPa.
90. ACERO A 9050 MPa.
91. ACERO A 9150 MPa.
92. ACERO A 9250 MPa.
93. ACERO A 9350 MPa.
94. ACERO A 9450 MPa.
95. ACERO A 9550 MPa.
96. ACERO A 9650 MPa.
97. ACERO A 9750 MPa.
98. ACERO A 9850 MPa.
99. ACERO A 9950 MPa.
100. ACERO A 10050 MPa.

TIPO DE PERFILES	DESEÑO
CM1	DESEÑO 1
CM2	DESEÑO 2
CM3	DESEÑO 3
CM4	DESEÑO 4
CM5	DESEÑO 5
CM6	DESEÑO 6
CM7	DESEÑO 7
CM8	DESEÑO 8
CM9	DESEÑO 9
CM10	DESEÑO 10
CM11	DESEÑO 11
CM12	DESEÑO 12
CM13	DESEÑO 13
CM14	DESEÑO 14
CM15	DESEÑO 15
CM16	DESEÑO 16
CM17	DESEÑO 17
CM18	DESEÑO 18
CM19	DESEÑO 19
CM20	DESEÑO 20
CM21	DESEÑO 21
CM22	DESEÑO 22
CM23	DESEÑO 23
CM24	DESEÑO 24
CM25	DESEÑO 25
CM26	DESEÑO 26
CM27	DESEÑO 27
CM28	DESEÑO 28
CM29	DESEÑO 29
CM30	DESEÑO 30
CM31	DESEÑO 31
CM32	DESEÑO 32
CM33	DESEÑO 33
CM34	DESEÑO 34
CM35	DESEÑO 35
CM36	DESEÑO 36
CM37	DESEÑO 37
CM38	DESEÑO 38
CM39	DESEÑO 39
CM40	DESEÑO 40
CM41	DESEÑO 41
CM42	DESEÑO 42
CM43	DESEÑO 43
CM44	DESEÑO 44
CM45	DESEÑO 45
CM46	DESEÑO 46
CM47	DESEÑO 47
CM48	DESEÑO 48
CM49	DESEÑO 49
CM50	DESEÑO 50
CM51	DESEÑO 51
CM52	DESEÑO 52
CM53	DESEÑO 53
CM54	DESEÑO 54
CM55	DESEÑO 55
CM56	DESEÑO 56
CM57	DESEÑO 57
CM58	DESEÑO 58
CM59	DESEÑO 59
CM60	DESEÑO 60
CM61	DESEÑO 61
CM62	DESEÑO 62
CM63	DESEÑO 63
CM64	DESEÑO 64
CM65	DESEÑO 65
CM66	DESEÑO 66
CM67	DESEÑO 67
CM68	DESEÑO 68
CM69	DESEÑO 69
CM70	DESEÑO 70
CM71	DESEÑO 71
CM72	DESEÑO 72
CM73	DESEÑO 73
CM74	DESEÑO 74
CM75	DESEÑO 75
CM76	DESEÑO 76
CM77	DESEÑO 77
CM78	DESEÑO 78
CM79	DESEÑO 79
CM80	DESEÑO 80
CM81	DESEÑO 81
CM82	DESEÑO 82
CM83	DESEÑO 83
CM84	DESEÑO 84
CM85	DESEÑO 85
CM86	DESEÑO 86
CM87	DESEÑO 87
CM88	DESEÑO 88
CM89	DESEÑO 89
CM90	DESEÑO 90
CM91	DESEÑO 91
CM92	DESEÑO 92
CM93	DESEÑO 93
CM94	DESEÑO 94
CM95	DESEÑO 95
CM96	DESEÑO 96
CM97	DESEÑO 97
CM98	DESEÑO 98
CM99	DESEÑO 99
CM100	DESEÑO 100



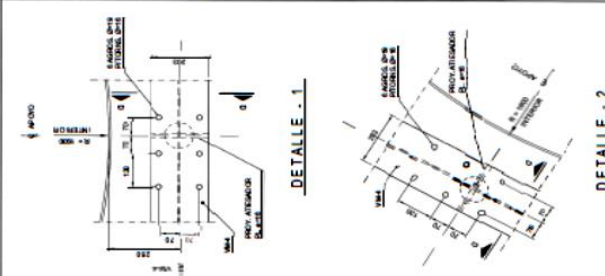
COLUMNA CM-1 COLUMNA CM-2

TIPO DE PERFILES	DESEÑO
CM1	DESEÑO 1
CM2	DESEÑO 2
CM3	DESEÑO 3
CM4	DESEÑO 4
CM5	DESEÑO 5
CM6	DESEÑO 6
CM7	DESEÑO 7
CM8	DESEÑO 8
CM9	DESEÑO 9
CM10	DESEÑO 10
CM11	DESEÑO 11
CM12	DESEÑO 12
CM13	DESEÑO 13
CM14	DESEÑO 14
CM15	DESEÑO 15
CM16	DESEÑO 16
CM17	DESEÑO 17
CM18	DESEÑO 18
CM19	DESEÑO 19
CM20	DESEÑO 20
CM21	DESEÑO 21
CM22	DESEÑO 22
CM23	DESEÑO 23
CM24	DESEÑO 24
CM25	DESEÑO 25
CM26	DESEÑO 26
CM27	DESEÑO 27
CM28	DESEÑO 28
CM29	DESEÑO 29
CM30	DESEÑO 30
CM31	DESEÑO 31
CM32	DESEÑO 32
CM33	DESEÑO 33
CM34	DESEÑO 34
CM35	DESEÑO 35
CM36	DESEÑO 36
CM37	DESEÑO 37
CM38	DESEÑO 38
CM39	DESEÑO 39
CM40	DESEÑO 40
CM41	DESEÑO 41
CM42	DESEÑO 42
CM43	DESEÑO 43
CM44	DESEÑO 44
CM45	DESEÑO 45
CM46	DESEÑO 46
CM47	DESEÑO 47
CM48	DESEÑO 48
CM49	DESEÑO 49
CM50	DESEÑO 50
CM51	DESEÑO 51
CM52	DESEÑO 52
CM53	DESEÑO 53
CM54	DESEÑO 54
CM55	DESEÑO 55
CM56	DESEÑO 56
CM57	DESEÑO 57
CM58	DESEÑO 58
CM59	DESEÑO 59
CM60	DESEÑO 60
CM61	DESEÑO 61
CM62	DESEÑO 62
CM63	DESEÑO 63
CM64	DESEÑO 64
CM65	DESEÑO 65
CM66	DESEÑO 66
CM67	DESEÑO 67
CM68	DESEÑO 68
CM69	DESEÑO 69
CM70	DESEÑO 70
CM71	DESEÑO 71
CM72	DESEÑO 72
CM73	DESEÑO 73
CM74	DESEÑO 74
CM75	DESEÑO 75
CM76	DESEÑO 76
CM77	DESEÑO 77
CM78	DESEÑO 78
CM79	DESEÑO 79
CM80	DESEÑO 80
CM81	DESEÑO 81
CM82	DESEÑO 82
CM83	DESEÑO 83
CM84	DESEÑO 84
CM85	DESEÑO 85
CM86	DESEÑO 86
CM87	DESEÑO 87
CM88	DESEÑO 88
CM89	DESEÑO 89
CM90	DESEÑO 90
CM91	DESEÑO 91
CM92	DESEÑO 92
CM93	DESEÑO 93
CM94	DESEÑO 94
CM95	DESEÑO 95
CM96	DESEÑO 96
CM97	DESEÑO 97
CM98	DESEÑO 98
CM99	DESEÑO 99
CM100	DESEÑO 100

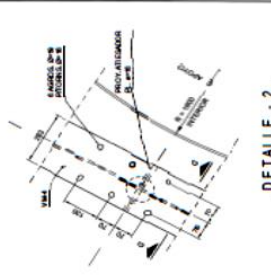
LA CRUZ AZUL S.C.L.
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 No. 14-0985-010
 No. 14-0985-010
 No. 14-0985-010

APROBADO POR:
 INGENIERO EN ESTRUCTURAS
 INGENIERO EN ESTRUCTURAS
 INGENIERO EN ESTRUCTURAS

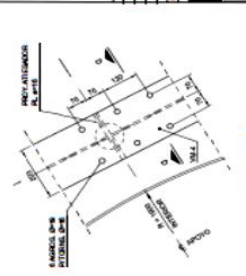
LA CRUZ AZUL S.C.L.
 CRUZ AZUL, IGO.
 COMERCIALES
 DISTRIBUCION DE COQUE - OBRERA
 EDIFICIO TOLVAS
 PLANTA N.T.E. #119.329 Y N.T.E. #119.328
 No. 14-0985-010
 No. 14-0985-010
 No. 14-0985-010



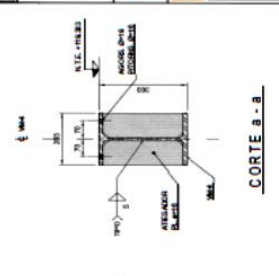
DETAILLE - 1



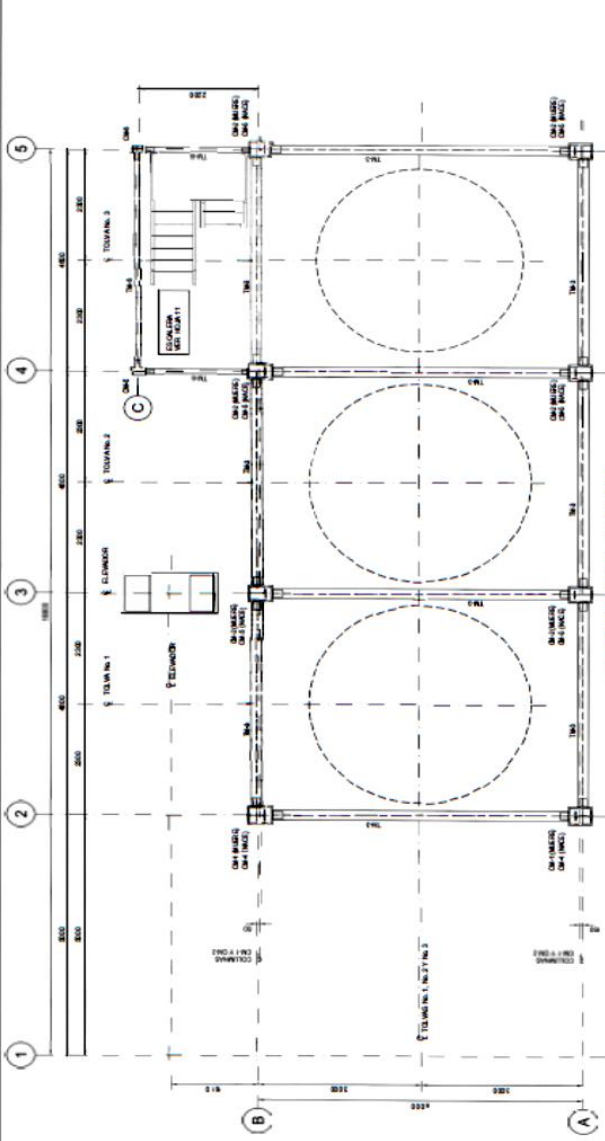
DETAILLE - 2



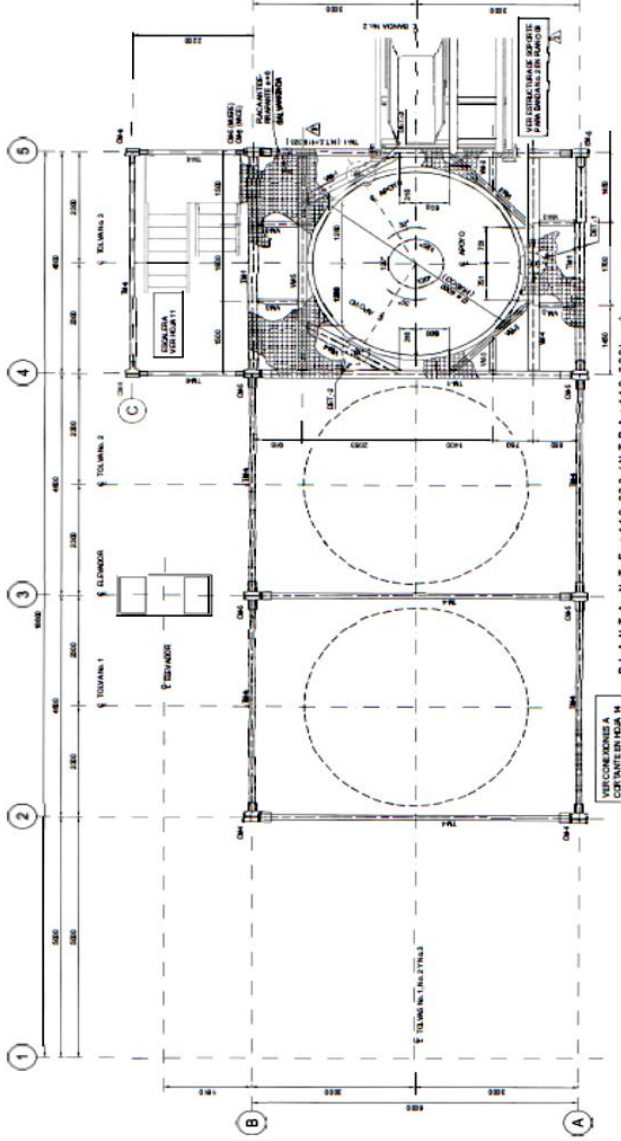
DETAILLE - 3



CORTE a - b



PLANTA N.T.E. #119.873



PLANTA N.T.E. #119.323 (I.N.T.P.A. #119.329)

NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

1. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DEL DISEÑO.
2. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA EJECUCION.
3. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CONSTRUCCION.
4. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA MANTENIMIENTO.
5. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA OPERACION.
6. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD.
7. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CALIDAD.
8. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA ENTREGA.
9. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CIERRE.
10. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA REVISION FINAL.

TABLA DE PERFILES

CANTIDAD	PERFIL	SECCION	AREA (CM ²)	PESO (KG)
1	CH-1	CH-1	1000x100	12.5
1	CH-2	CH-2	1000x100	12.5
1	CH-3	CH-3	1000x100	12.5
1	CH-4	CH-4	1000x100	12.5
1	CH-5	CH-5	1000x100	12.5
1	CH-6	CH-6	1000x100	12.5
1	CH-7	CH-7	1000x100	12.5
1	CH-8	CH-8	1000x100	12.5
1	CH-9	CH-9	1000x100	12.5
1	CH-10	CH-10	1000x100	12.5
1	CH-11	CH-11	1000x100	12.5
1	CH-12	CH-12	1000x100	12.5
1	CH-13	CH-13	1000x100	12.5
1	CH-14	CH-14	1000x100	12.5
1	CH-15	CH-15	1000x100	12.5
1	CH-16	CH-16	1000x100	12.5
1	CH-17	CH-17	1000x100	12.5
1	CH-18	CH-18	1000x100	12.5
1	CH-19	CH-19	1000x100	12.5
1	CH-20	CH-20	1000x100	12.5
1	CH-21	CH-21	1000x100	12.5
1	CH-22	CH-22	1000x100	12.5
1	CH-23	CH-23	1000x100	12.5
1	CH-24	CH-24	1000x100	12.5
1	CH-25	CH-25	1000x100	12.5
1	CH-26	CH-26	1000x100	12.5
1	CH-27	CH-27	1000x100	12.5
1	CH-28	CH-28	1000x100	12.5
1	CH-29	CH-29	1000x100	12.5
1	CH-30	CH-30	1000x100	12.5



PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION

PROYECTO: ...

FECHA: ...

INGENIERO: ...

LA CRUZ AZUL S.C.L.

COMBIESTILES

EDIFICIO DE TOLVANS

PLANTA N.T.E. +121.523

NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

1. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DEL DISEÑO.
2. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA EJECUCION.
3. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CONSTRUCCION.
4. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA MANTENIMIENTO.
5. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA OPERACION.
6. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD.
7. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CALIDAD.
8. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA ENTREGA.
9. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CIERRE.
10. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA REVISION FINAL.

TABLA DE PERFILES

CANTIDAD	PERFIL	SECCION	AREA (CM ²)	PESO (KG)
1	CH-1	CH-1	1000x100	12.5
1	CH-2	CH-2	1000x100	12.5
1	CH-3	CH-3	1000x100	12.5
1	CH-4	CH-4	1000x100	12.5
1	CH-5	CH-5	1000x100	12.5
1	CH-6	CH-6	1000x100	12.5
1	CH-7	CH-7	1000x100	12.5
1	CH-8	CH-8	1000x100	12.5
1	CH-9	CH-9	1000x100	12.5
1	CH-10	CH-10	1000x100	12.5
1	CH-11	CH-11	1000x100	12.5
1	CH-12	CH-12	1000x100	12.5
1	CH-13	CH-13	1000x100	12.5
1	CH-14	CH-14	1000x100	12.5
1	CH-15	CH-15	1000x100	12.5
1	CH-16	CH-16	1000x100	12.5
1	CH-17	CH-17	1000x100	12.5
1	CH-18	CH-18	1000x100	12.5
1	CH-19	CH-19	1000x100	12.5
1	CH-20	CH-20	1000x100	12.5
1	CH-21	CH-21	1000x100	12.5
1	CH-22	CH-22	1000x100	12.5
1	CH-23	CH-23	1000x100	12.5
1	CH-24	CH-24	1000x100	12.5
1	CH-25	CH-25	1000x100	12.5
1	CH-26	CH-26	1000x100	12.5
1	CH-27	CH-27	1000x100	12.5
1	CH-28	CH-28	1000x100	12.5
1	CH-29	CH-29	1000x100	12.5
1	CH-30	CH-30	1000x100	12.5



LA CRUZ AZUL S.C.L.

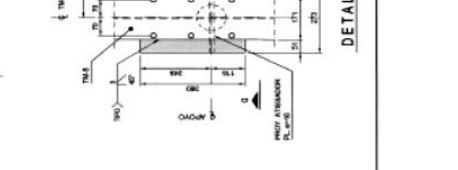
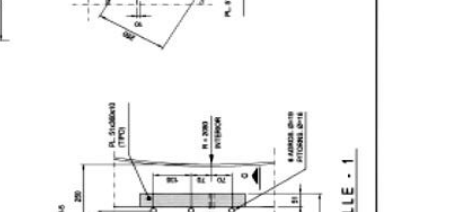
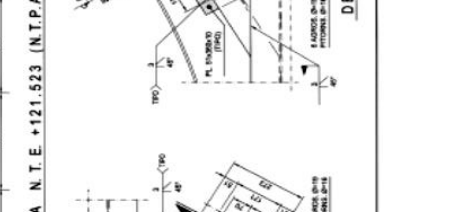
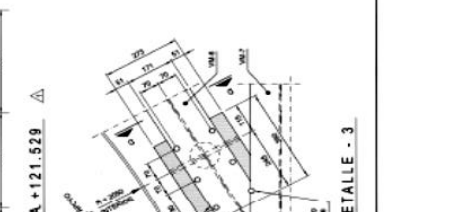
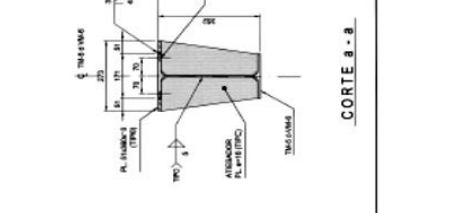
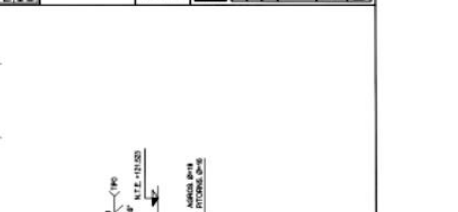
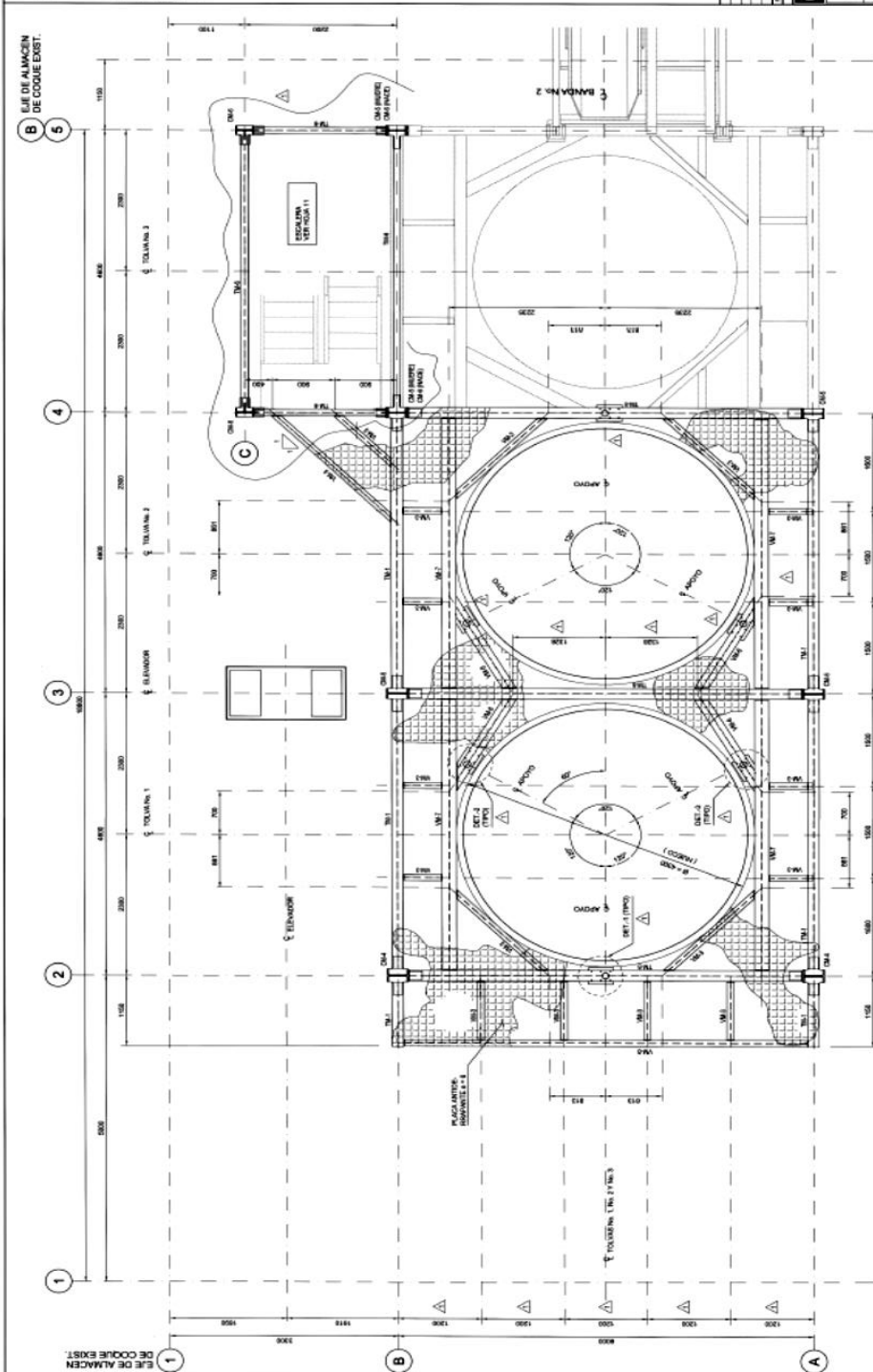
COMBIESTILES

EDIFICIO DE TOLVANS

PLANTA N.T.E. +121.523

NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

1. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DEL DISEÑO.
2. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA EJECUCION.
3. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CONSTRUCCION.
4. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA MANTENIMIENTO.
5. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA OPERACION.
6. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD.
7. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CALIDAD.
8. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA ENTREGA.
9. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA CIERRE.
10. REVISAR Y APROBADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE DE LA REVISION FINAL.



NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- 1.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 2.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 3.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 4.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 5.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 6.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 7.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 8.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 9.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 10.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 11.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 12.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 13.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 14.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 15.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 16.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 17.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 18.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 19.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.
- 20.- CONFORMAR EN SU INTERIOR UNO O MAS PUNTOS DE ANCLAJE.

TABLA DE PERFILES		
NO. DE PERFILES	TIPO DE PERFILES	SECCION
1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
10	10	10
11	11	11
12	12	12
13	13	13
14	14	14
15	15	15
16	16	16
17	17	17
18	18	18
19	19	19
20	20	20
21	21	21
22	22	22
23	23	23
24	24	24
25	25	25
26	26	26
27	27	27
28	28	28
29	29	29
30	30	30
31	31	31
32	32	32
33	33	33
34	34	34
35	35	35
36	36	36
37	37	37
38	38	38
39	39	39
40	40	40
41	41	41
42	42	42
43	43	43
44	44	44
45	45	45
46	46	46
47	47	47
48	48	48
49	49	49
50	50	50
51	51	51
52	52	52
53	53	53
54	54	54
55	55	55
56	56	56
57	57	57
58	58	58
59	59	59
60	60	60
61	61	61
62	62	62
63	63	63
64	64	64
65	65	65
66	66	66
67	67	67
68	68	68
69	69	69
70	70	70
71	71	71
72	72	72
73	73	73
74	74	74
75	75	75
76	76	76
77	77	77
78	78	78
79	79	79
80	80	80

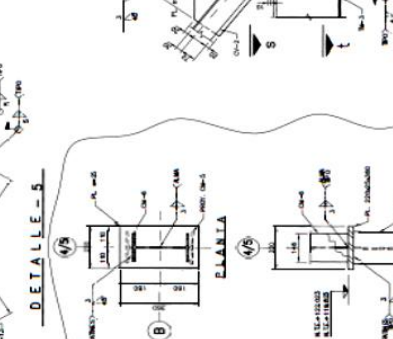
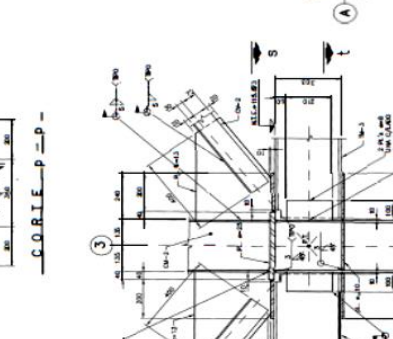
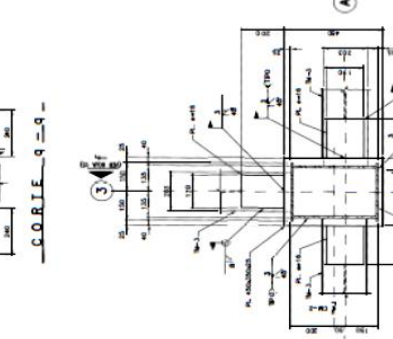
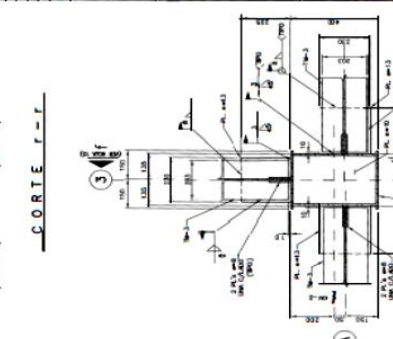
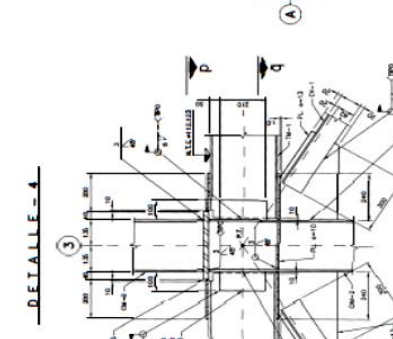
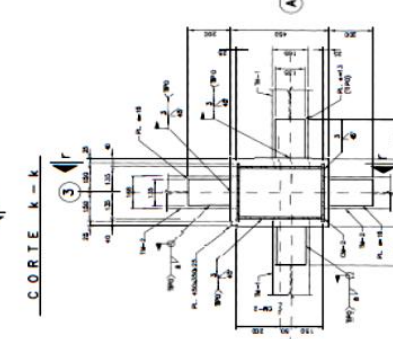
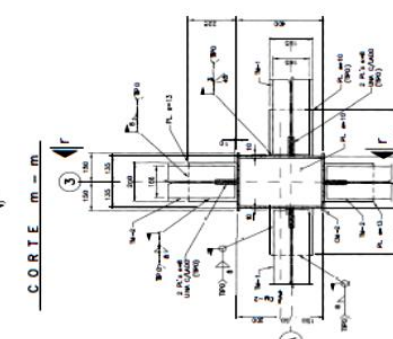
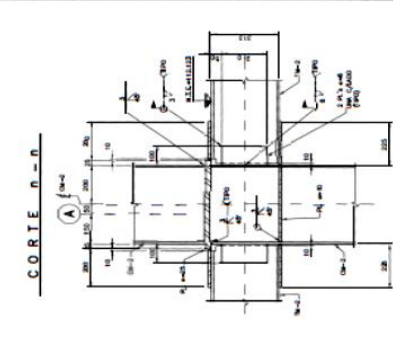
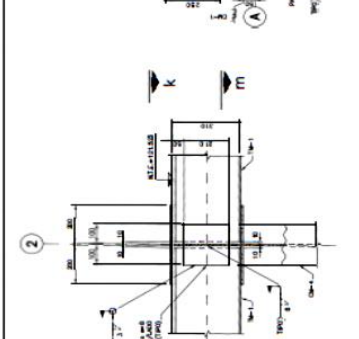
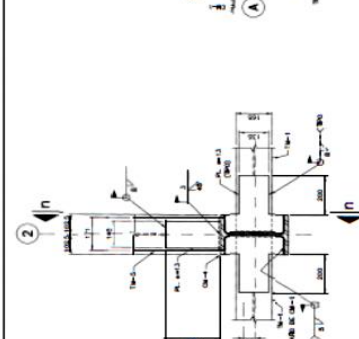
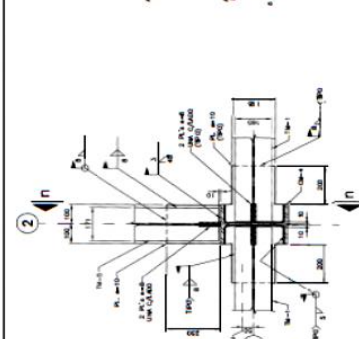
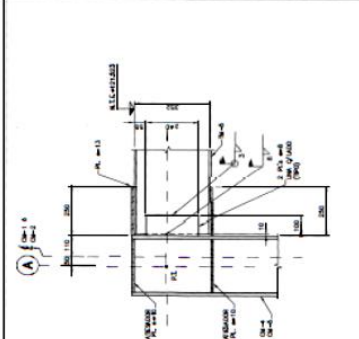


TABLA DE PERFILES	
NO. DE PERFILES	TIPO DE PERFILES
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50
51	51
52	52
53	53
54	54
55	55
56	56
57	57
58	58
59	59
60	60
61	61
62	62
63	63
64	64
65	65
66	66
67	67
68	68
69	69
70	70
71	71
72	72
73	73
74	74
75	75
76	76
77	77
78	78
79	79
80	80

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS
 PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 No. 13-996-2015
 No. 13-996-2015
 No. 13-996-2015

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS
 COMERCIALES
 EDIFICIO DE TOLVAS (MARRON)
 DETALLES 4 AL 8 Y CORTES

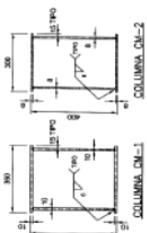
TABLA DE PERFILES	
NO. DE PERFILES	TIPO DE PERFILES
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50
51	51
52	52
53	53
54	54
55	55
56	56
57	57
58	58
59	59
60	60
61	61
62	62
63	63
64	64
65	65
66	66
67	67
68	68
69	69
70	70
71	71
72	72
73	73
74	74
75	75
76	76
77	77
78	78
79	79
80	80



NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- 1.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL METRO.
- 2.- EMPLEAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 3.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 4.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 5.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 6.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 7.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 8.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 9.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 10.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 11.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 12.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 13.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 14.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 15.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 16.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 17.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 18.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 19.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.
- 20.- ADOPTAR EN MATERIAS METALICAS EL SISTEMA DE UNIDADES SI.

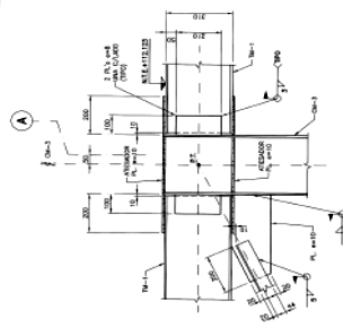
TIPO	DESIGNACION
CM-1	CM 100 x 100 x 10
CM-2	CM 150 x 150 x 10
CM-3	CM 200 x 200 x 10
CM-4	CM 250 x 250 x 10
CM-5	CM 300 x 300 x 10
CM-6	CM 350 x 350 x 10
CM-7	CM 400 x 400 x 10
CM-8	CM 450 x 450 x 10
CM-9	CM 500 x 500 x 10
CM-10	CM 550 x 550 x 10
CM-11	CM 600 x 600 x 10
CM-12	CM 650 x 650 x 10
CM-13	CM 700 x 700 x 10
CM-14	CM 750 x 750 x 10
CM-15	CM 800 x 800 x 10
CM-16	CM 850 x 850 x 10
CM-17	CM 900 x 900 x 10
CM-18	CM 950 x 950 x 10
CM-19	CM 1000 x 1000 x 10
CM-20	CM 1050 x 1050 x 10
CM-21	CM 1100 x 1100 x 10
CM-22	CM 1150 x 1150 x 10
CM-23	CM 1200 x 1200 x 10
CM-24	CM 1250 x 1250 x 10
CM-25	CM 1300 x 1300 x 10
CM-26	CM 1350 x 1350 x 10
CM-27	CM 1400 x 1400 x 10
CM-28	CM 1450 x 1450 x 10
CM-29	CM 1500 x 1500 x 10
CM-30	CM 1550 x 1550 x 10
CM-31	CM 1600 x 1600 x 10
CM-32	CM 1650 x 1650 x 10
CM-33	CM 1700 x 1700 x 10
CM-34	CM 1750 x 1750 x 10
CM-35	CM 1800 x 1800 x 10
CM-36	CM 1850 x 1850 x 10
CM-37	CM 1900 x 1900 x 10
CM-38	CM 1950 x 1950 x 10
CM-39	CM 2000 x 2000 x 10
CM-40	CM 2050 x 2050 x 10
CM-41	CM 2100 x 2100 x 10
CM-42	CM 2150 x 2150 x 10
CM-43	CM 2200 x 2200 x 10
CM-44	CM 2250 x 2250 x 10
CM-45	CM 2300 x 2300 x 10
CM-46	CM 2350 x 2350 x 10
CM-47	CM 2400 x 2400 x 10
CM-48	CM 2450 x 2450 x 10
CM-49	CM 2500 x 2500 x 10
CM-50	CM 2550 x 2550 x 10
CM-51	CM 2600 x 2600 x 10
CM-52	CM 2650 x 2650 x 10
CM-53	CM 2700 x 2700 x 10
CM-54	CM 2750 x 2750 x 10
CM-55	CM 2800 x 2800 x 10
CM-56	CM 2850 x 2850 x 10
CM-57	CM 2900 x 2900 x 10
CM-58	CM 2950 x 2950 x 10
CM-59	CM 3000 x 3000 x 10
CM-60	CM 3050 x 3050 x 10
CM-61	CM 3100 x 3100 x 10
CM-62	CM 3150 x 3150 x 10
CM-63	CM 3200 x 3200 x 10
CM-64	CM 3250 x 3250 x 10
CM-65	CM 3300 x 3300 x 10
CM-66	CM 3350 x 3350 x 10
CM-67	CM 3400 x 3400 x 10
CM-68	CM 3450 x 3450 x 10
CM-69	CM 3500 x 3500 x 10
CM-70	CM 3550 x 3550 x 10
CM-71	CM 3600 x 3600 x 10
CM-72	CM 3650 x 3650 x 10
CM-73	CM 3700 x 3700 x 10
CM-74	CM 3750 x 3750 x 10
CM-75	CM 3800 x 3800 x 10
CM-76	CM 3850 x 3850 x 10
CM-77	CM 3900 x 3900 x 10
CM-78	CM 3950 x 3950 x 10
CM-79	CM 4000 x 4000 x 10
CM-80	CM 4050 x 4050 x 10
CM-81	CM 4100 x 4100 x 10
CM-82	CM 4150 x 4150 x 10
CM-83	CM 4200 x 4200 x 10
CM-84	CM 4250 x 4250 x 10
CM-85	CM 4300 x 4300 x 10
CM-86	CM 4350 x 4350 x 10
CM-87	CM 4400 x 4400 x 10
CM-88	CM 4450 x 4450 x 10
CM-89	CM 4500 x 4500 x 10
CM-90	CM 4550 x 4550 x 10
CM-91	CM 4600 x 4600 x 10
CM-92	CM 4650 x 4650 x 10
CM-93	CM 4700 x 4700 x 10
CM-94	CM 4750 x 4750 x 10
CM-95	CM 4800 x 4800 x 10
CM-96	CM 4850 x 4850 x 10
CM-97	CM 4900 x 4900 x 10
CM-98	CM 4950 x 4950 x 10
CM-99	CM 5000 x 5000 x 10
CM-100	CM 5050 x 5050 x 10



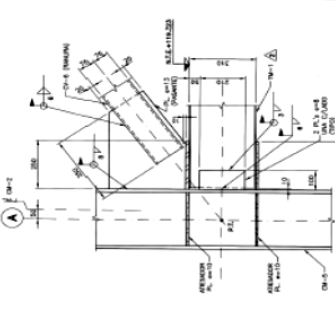
LA CRUZ AZUL S.C.L.
GERENCIA DE NUESTROS PROYECTOS
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION

LA CRUZ AZUL S.C.L.
GERENCIA DE NUESTROS PROYECTOS
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
Escala: 1:1000
Fecha: 15/05/2013
Proyecto: 100.1.5.1
Cadafo: 100.1.5.1
Folio: 118

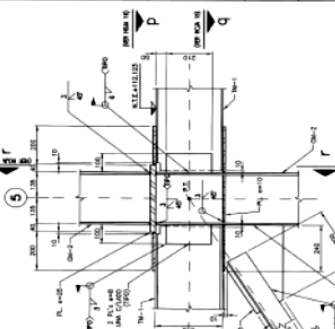
LA CRUZ AZUL S.C.L.
GERENCIA DE NUESTROS PROYECTOS
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
Escala: 1:1000
Fecha: 15/05/2013
Proyecto: 100.1.5.1
Cadafo: 100.1.5.1
Folio: 118



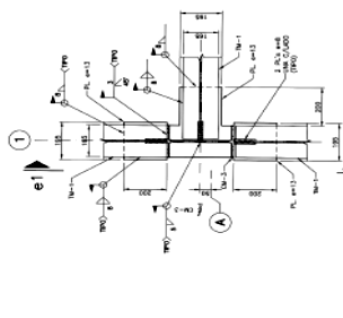
CORTE e1-e1



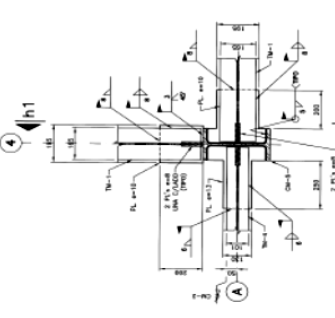
CORTE h1-h1



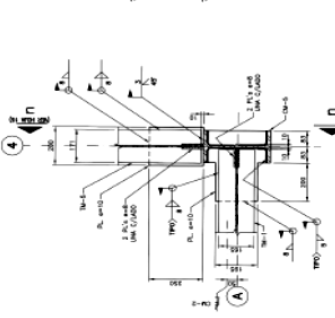
CORTE g1-g1



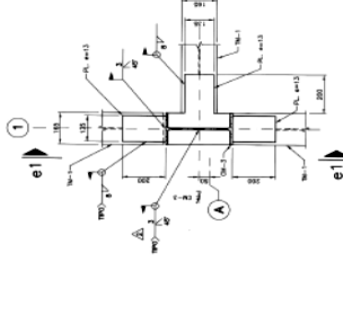
CORTE d1-d1



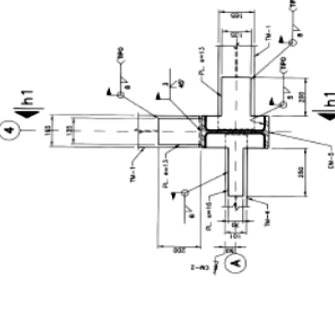
CORTE f1-f1



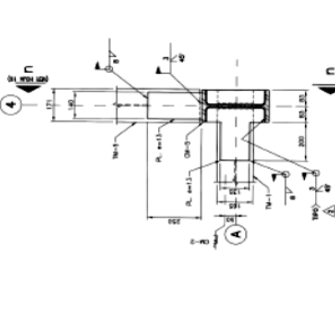
CORTE k1-k1



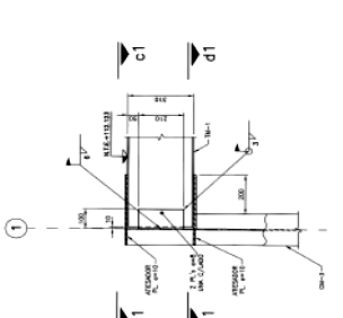
CORTE c1-c1



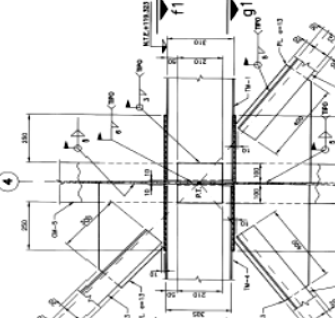
CORTE j1-j1



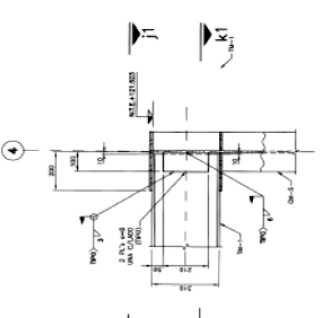
CORTE l1-l1



DETALLE-13



DETALLE-14

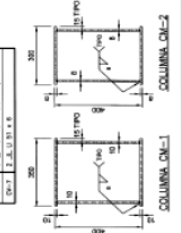


DETALLE-15

NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA.

- 1.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 2.- EMPUJONES EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 3.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 4.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 5.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 6.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 7.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 8.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 9.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 10.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 11.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 12.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 13.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 14.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 15.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 16.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 17.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 18.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 19.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.
- 20.- ACOBADO EN MATERIAS PLASAS EN METAL.

TABLA DE PERFILES	
D E S C R I P C I O N	
CM-1	100 SECCION
CM-2	150 SECCION
CM-3	200 SECCION
CM-4	250 SECCION
CM-5	300 SECCION
CM-6	350 SECCION
CM-7	400 SECCION
CM-8	450 SECCION
CM-9	500 SECCION
CM-10	550 SECCION
CM-11	600 SECCION
CM-12	650 SECCION
CM-13	700 SECCION
CM-14	750 SECCION
CM-15	800 SECCION
CM-16	850 SECCION
CM-17	900 SECCION
CM-18	950 SECCION
CM-19	1000 SECCION
CM-20	1050 SECCION
CM-21	1100 SECCION
CM-22	1150 SECCION
CM-23	1200 SECCION
CM-24	1250 SECCION
CM-25	1300 SECCION
CM-26	1350 SECCION
CM-27	1400 SECCION
CM-28	1450 SECCION
CM-29	1500 SECCION
CM-30	1550 SECCION
CM-31	1600 SECCION
CM-32	1650 SECCION
CM-33	1700 SECCION
CM-34	1750 SECCION
CM-35	1800 SECCION
CM-36	1850 SECCION
CM-37	1900 SECCION
CM-38	1950 SECCION
CM-39	2000 SECCION
CM-40	2050 SECCION
CM-41	2100 SECCION
CM-42	2150 SECCION
CM-43	2200 SECCION
CM-44	2250 SECCION
CM-45	2300 SECCION
CM-46	2350 SECCION
CM-47	2400 SECCION
CM-48	2450 SECCION
CM-49	2500 SECCION
CM-50	2550 SECCION
CM-51	2600 SECCION
CM-52	2650 SECCION
CM-53	2700 SECCION
CM-54	2750 SECCION
CM-55	2800 SECCION
CM-56	2850 SECCION
CM-57	2900 SECCION
CM-58	2950 SECCION
CM-59	3000 SECCION
CM-60	3050 SECCION
CM-61	3100 SECCION
CM-62	3150 SECCION
CM-63	3200 SECCION
CM-64	3250 SECCION
CM-65	3300 SECCION
CM-66	3350 SECCION
CM-67	3400 SECCION
CM-68	3450 SECCION
CM-69	3500 SECCION
CM-70	3550 SECCION
CM-71	3600 SECCION
CM-72	3650 SECCION
CM-73	3700 SECCION
CM-74	3750 SECCION
CM-75	3800 SECCION
CM-76	3850 SECCION
CM-77	3900 SECCION
CM-78	3950 SECCION
CM-79	4000 SECCION
CM-80	4050 SECCION
CM-81	4100 SECCION
CM-82	4150 SECCION
CM-83	4200 SECCION
CM-84	4250 SECCION
CM-85	4300 SECCION
CM-86	4350 SECCION
CM-87	4400 SECCION
CM-88	4450 SECCION
CM-89	4500 SECCION
CM-90	4550 SECCION
CM-91	4600 SECCION
CM-92	4650 SECCION
CM-93	4700 SECCION
CM-94	4750 SECCION
CM-95	4800 SECCION
CM-96	4850 SECCION
CM-97	4900 SECCION
CM-98	4950 SECCION
CM-99	5000 SECCION
CM-100	5050 SECCION

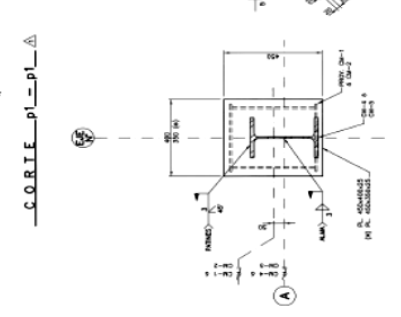
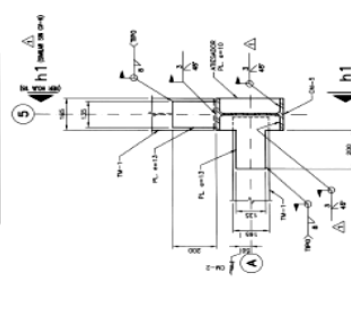
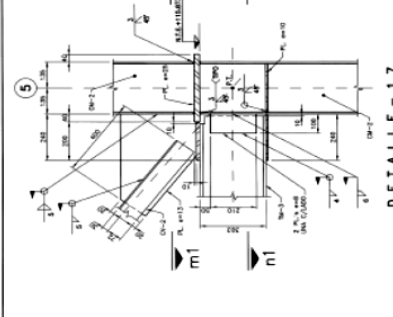
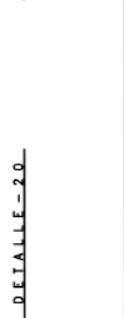
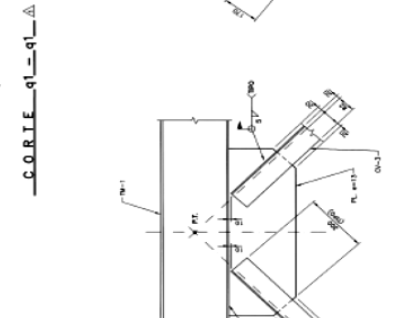
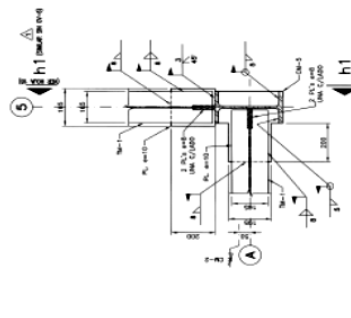
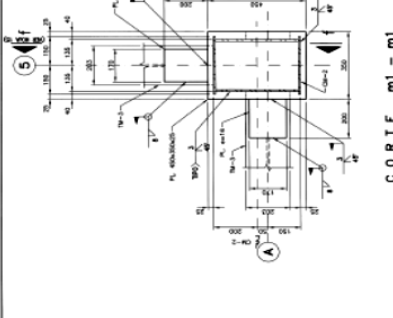
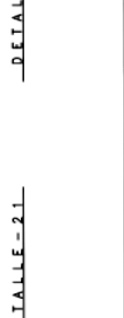
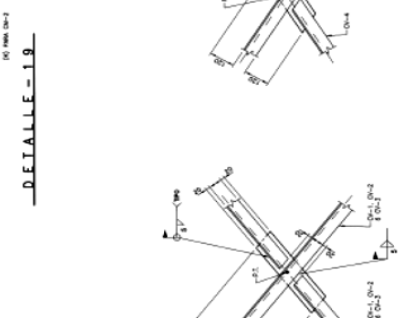
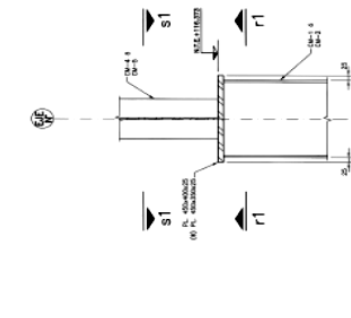
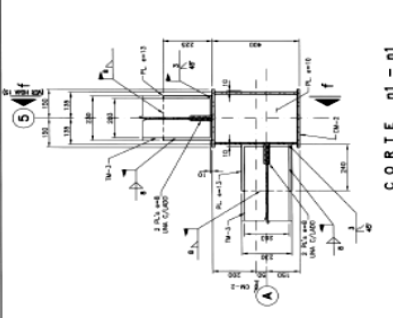
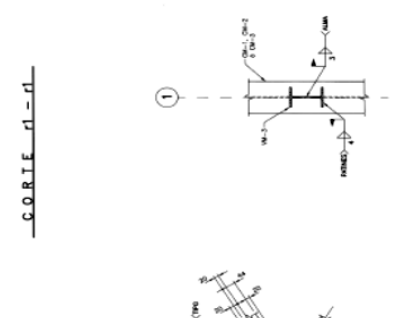
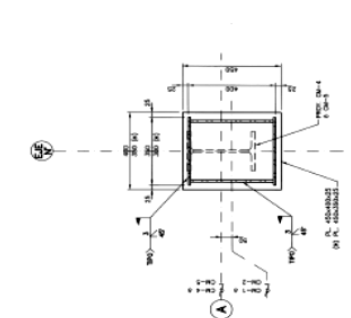
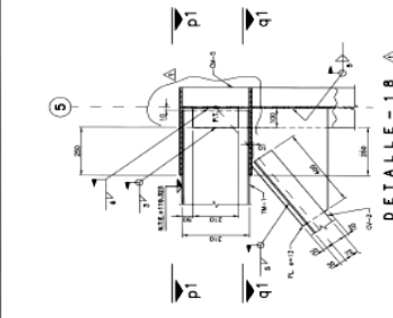


REVISIONES	
Nº	FECHA
1	15/05/2013
2	15/05/2013
3	15/05/2013
4	15/05/2013
5	15/05/2013
6	15/05/2013
7	15/05/2013
8	15/05/2013
9	15/05/2013
10	15/05/2013

LA CRUZ AZUL S.C.L.
COMERCIALIZADORA
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 Fecha: 14/05/2013
 No. Auto: 17/2013
 No. Expediente: 17/2013

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIALIZADORA
 EDIFICIO DE TOLUAS (MARCOS)
 DETALLES 17 AL 23 Y CORTES

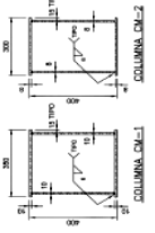
PROYECTO: 17/2013
 CLIENTE: 17/2013
 DISEÑADOR: 17/2013
 INGENIERO: 17/2013
 ARQUITECTO: 17/2013
 NO. 17/2013



NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- 1.- ACEROS ESTRUCTURALES EN PERFILES
- 2.- EMPROBACION DE MATERIALES
- 3.- UNIFORMIDAD DE MATERIALES
- 4.- ACEROS EN PERFILES TUBERIALES PARA $P_n = 250 \text{ kg/cm}^2$
- 5.- ACEROS EN PERFILES TUBERIALES PARA $P_n = 320 \text{ kg/cm}^2$
- 6.- ACEROS EN PERFILES TUBERIALES PARA $P_n = 400 \text{ kg/cm}^2$
- 7.- ACEROS EN PERFILES TUBERIALES PARA $P_n = 500 \text{ kg/cm}^2$
- 8.- ELECTRODOS RECOMENDADOS PARA $P_n = 250 \text{ kg/cm}^2$
- 9.- ELECTRODOS RECOMENDADOS PARA $P_n = 320 \text{ kg/cm}^2$
- 10.- ELECTRODOS RECOMENDADOS PARA $P_n = 400 \text{ kg/cm}^2$
- 11.- ELECTRODOS RECOMENDADOS PARA $P_n = 500 \text{ kg/cm}^2$
- 12.- LAS SOLDADURAS DE HAN DE TENER TENSORES CUMPLES Y RESISTENCIA
- 13.- LOS ANILLOS DE SOLDADURA DEBEN SER DE LA AVES
- 14.- LOS ANILLOS DE SOLDADURA DEBEN SER DE LA AVES
- 15.- LOS ANILLOS DE SOLDADURA DEBEN SER DE LA AVES
- 16.- LOS ANILLOS DE SOLDADURA DEBEN SER DE LA AVES
- 17.- LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES EMPLEADOS
- 18.- LA RESISTENCIA DE LOS PERFILES COMPRENEN AL VIENTO "WIND"

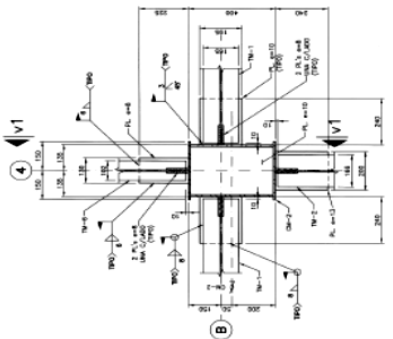
TABLA DE PERFILES	
ELECTRODOS	
CH-1	100% SODIUM
CH-2	100% SODIUM
CH-3	100% SODIUM
CH-4	100% SODIUM
CH-5	100% SODIUM
CH-6	100% SODIUM
CH-7	100% SODIUM
CH-8	100% SODIUM
CH-9	100% SODIUM
CH-10	100% SODIUM
CH-11	100% SODIUM
CH-12	100% SODIUM
CH-13	100% SODIUM
CH-14	100% SODIUM
CH-15	100% SODIUM
CH-16	100% SODIUM
CH-17	100% SODIUM
CH-18	100% SODIUM
CH-19	100% SODIUM
CH-20	100% SODIUM
CH-21	100% SODIUM
CH-22	100% SODIUM
CH-23	100% SODIUM
CH-24	100% SODIUM
CH-25	100% SODIUM
CH-26	100% SODIUM
CH-27	100% SODIUM
CH-28	100% SODIUM
CH-29	100% SODIUM
CH-30	100% SODIUM
CH-31	100% SODIUM
CH-32	100% SODIUM
CH-33	100% SODIUM
CH-34	100% SODIUM
CH-35	100% SODIUM
CH-36	100% SODIUM
CH-37	100% SODIUM
CH-38	100% SODIUM
CH-39	100% SODIUM
CH-40	100% SODIUM
CH-41	100% SODIUM
CH-42	100% SODIUM
CH-43	100% SODIUM
CH-44	100% SODIUM
CH-45	100% SODIUM
CH-46	100% SODIUM
CH-47	100% SODIUM
CH-48	100% SODIUM
CH-49	100% SODIUM
CH-50	100% SODIUM



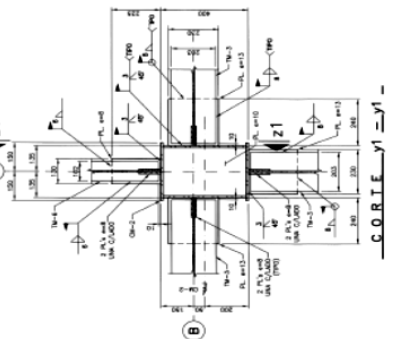
1	NO. DE PROYECTO	111
2	FECHA	11/11/11
3	PROYECTISTA	LA CRUZ AZUL S.C.L.
4	PROYECTO	EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)
5	DETALLE	DETALLES 24 Y 27 Y CORTES
6	PROYECTO	COMERCIALES
7	PROYECTO	COMERCIALES
8	PROYECTO	COMERCIALES
9	PROYECTO	COMERCIALES
10	PROYECTO	COMERCIALES
11	PROYECTO	COMERCIALES
12	PROYECTO	COMERCIALES
13	PROYECTO	COMERCIALES
14	PROYECTO	COMERCIALES
15	PROYECTO	COMERCIALES
16	PROYECTO	COMERCIALES
17	PROYECTO	COMERCIALES
18	PROYECTO	COMERCIALES
19	PROYECTO	COMERCIALES
20	PROYECTO	COMERCIALES

LA CRUZ AZUL S.C.L.
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 PARA: (S) - DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METALICA
 FECHA: 11/11/11
 PROYECTISTA: LA CRUZ AZUL S.C.L.

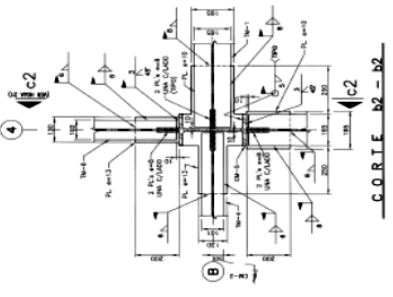
LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMERCIALES
 EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)
 DETALLES 24 Y 27 Y CORTES
 PROYECTO: 111
 FECHA: 11/11/11
 PROYECTISTA: LA CRUZ AZUL S.C.L.
 No. 511-465-505 | 1 | 2014 | 03 | 20 | B



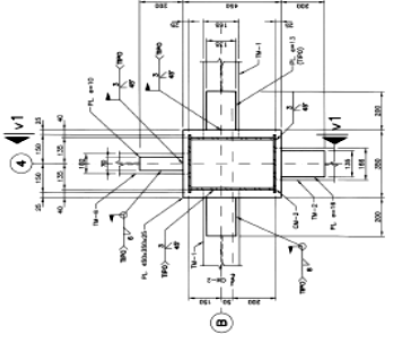
CORTE u1-u1



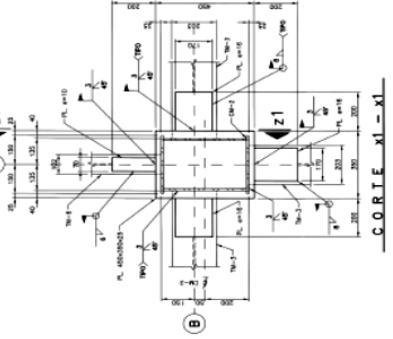
CORTE y1-y1



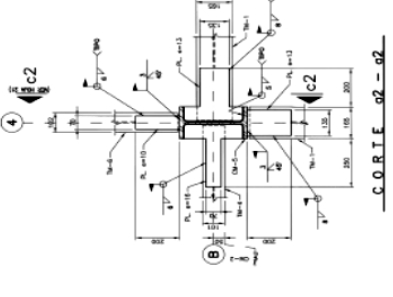
CORTE b2-b2



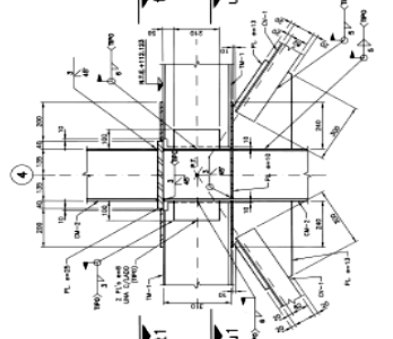
CORTE t1-t1



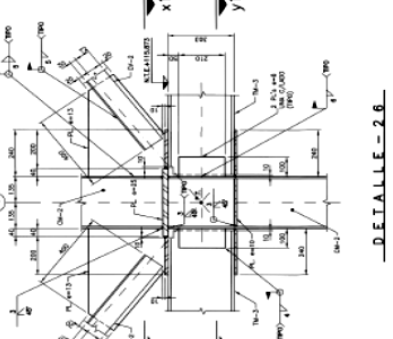
CORTE x1-x1



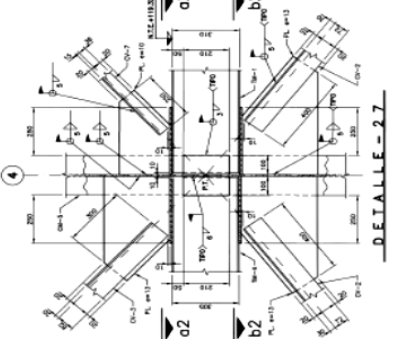
CORTE g2-g2



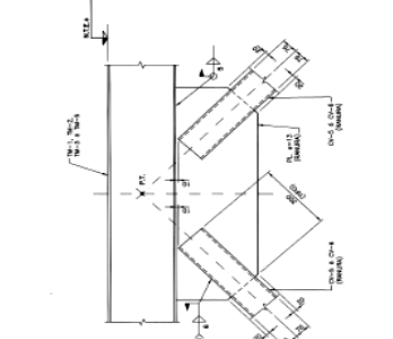
DETALLE-2.5



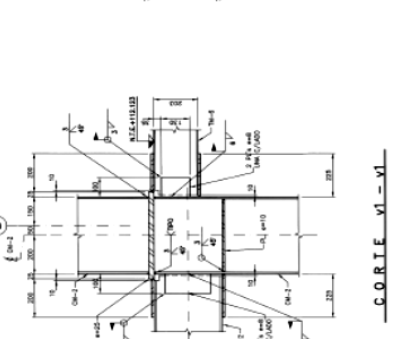
DETALLE-2.6



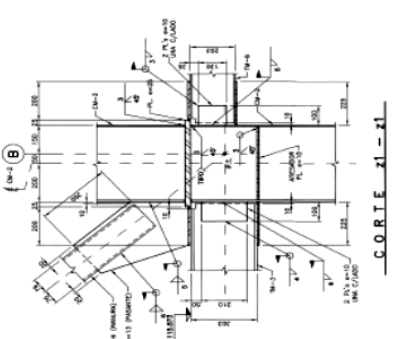
DETALLE-2.7



DETALLE-2.4



CORTE v1-v1



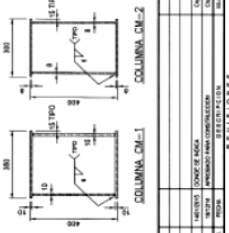
CORTE z1-z1

NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

1.- ANOTACIONES EN METAL.
2.- EMBUDOS DE MANTENIMIENTO.
3.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 30% DEL TUBO.
4.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 40% DEL TUBO.
5.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 50% DEL TUBO.
6.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 60% DEL TUBO.
7.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 70% DEL TUBO.
8.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 80% DEL TUBO.
9.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 90% DEL TUBO.
10.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 100% DEL TUBO.
11.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 110% DEL TUBO.
12.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 120% DEL TUBO.
13.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 130% DEL TUBO.
14.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 140% DEL TUBO.
15.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 150% DEL TUBO.
16.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 160% DEL TUBO.
17.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 170% DEL TUBO.
18.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 180% DEL TUBO.
19.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 190% DEL TUBO.
20.- ANCHURA DE PUNTO DE SOLDADURA CON TUBO 200% DEL TUBO.

TABLA DE PERFILES

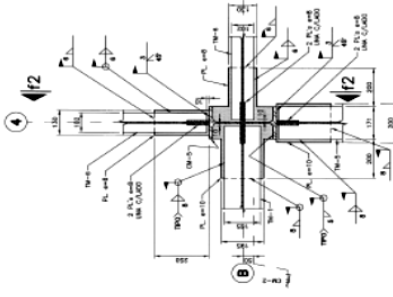
PERFIL	SECCION	ANCHO	ALTO	PESO
DN-1	L 107	107	40	7.5
DN-2	L 107	107	40	7.5
DN-3	L 107	107	40	7.5
DN-4	L 107	107	40	7.5
DN-5	L 107	107	40	7.5
DN-6	L 107	107	40	7.5
DN-7	L 107	107	40	7.5
DN-8	L 107	107	40	7.5
DN-9	L 107	107	40	7.5
DN-10	L 107	107	40	7.5
DN-11	L 107	107	40	7.5
DN-12	L 107	107	40	7.5
DN-13	L 107	107	40	7.5
DN-14	L 107	107	40	7.5
DN-15	L 107	107	40	7.5
DN-16	L 107	107	40	7.5
DN-17	L 107	107	40	7.5
DN-18	L 107	107	40	7.5
DN-19	L 107	107	40	7.5
DN-20	L 107	107	40	7.5
DN-21	L 107	107	40	7.5
DN-22	L 107	107	40	7.5
DN-23	L 107	107	40	7.5
DN-24	L 107	107	40	7.5
DN-25	L 107	107	40	7.5
DN-26	L 107	107	40	7.5
DN-27	L 107	107	40	7.5
DN-28	L 107	107	40	7.5
DN-29	L 107	107	40	7.5
DN-30	L 107	107	40	7.5
DN-31	L 107	107	40	7.5
DN-32	L 107	107	40	7.5
DN-33	L 107	107	40	7.5
DN-34	L 107	107	40	7.5
DN-35	L 107	107	40	7.5
DN-36	L 107	107	40	7.5
DN-37	L 107	107	40	7.5
DN-38	L 107	107	40	7.5
DN-39	L 107	107	40	7.5
DN-40	L 107	107	40	7.5
DN-41	L 107	107	40	7.5
DN-42	L 107	107	40	7.5
DN-43	L 107	107	40	7.5
DN-44	L 107	107	40	7.5
DN-45	L 107	107	40	7.5
DN-46	L 107	107	40	7.5
DN-47	L 107	107	40	7.5
DN-48	L 107	107	40	7.5
DN-49	L 107	107	40	7.5
DN-50	L 107	107	40	7.5



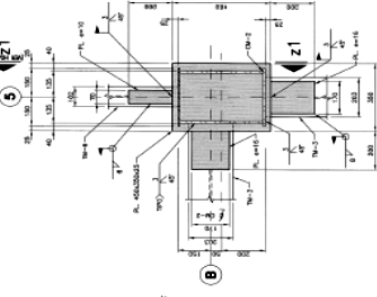
LA CRUZ AZUL S.C.L.
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 PARA EL PROYECTO N.º...
 ESCALA: 1/200

LA CRUZ AZUL S.C.L.
 COMBUSTIBLES
 EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)
 DETALLE 28 AL 31 Y CORTES

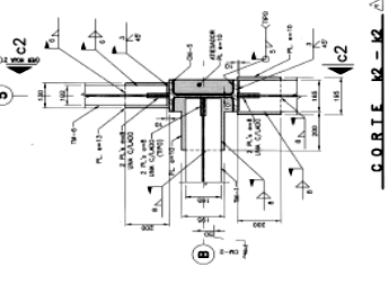
PROYECTO: ...
 ESCALA: ...
 HOJA: ...



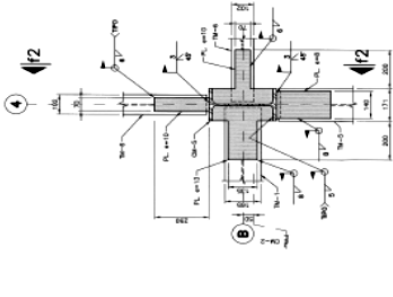
CORTE q2-q2



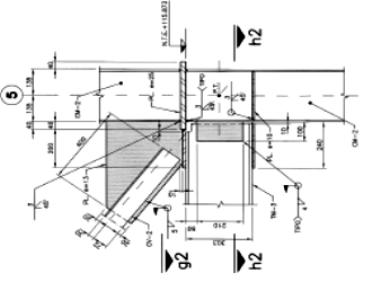
CORTE q2-q2



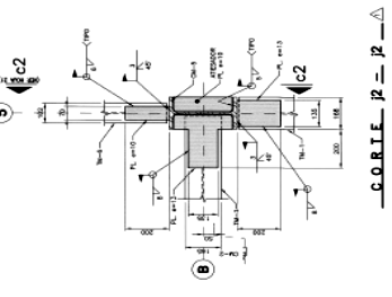
CORTE k2-k2



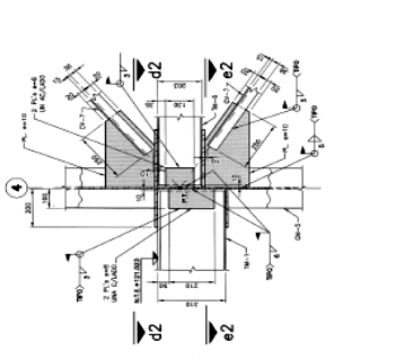
CORTE q2-q2



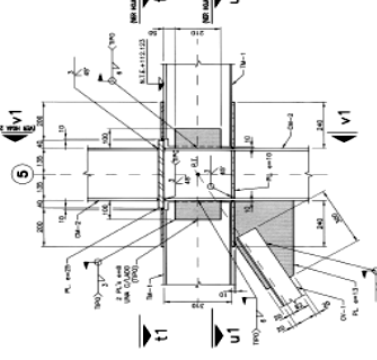
DETALLE-30



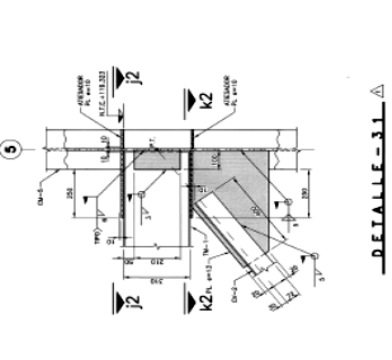
CORTE j2-j2



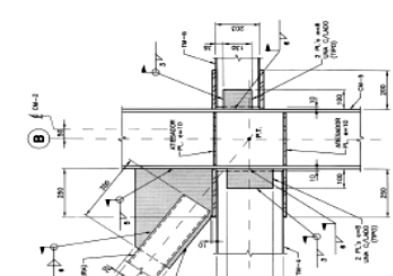
DETALLE-28



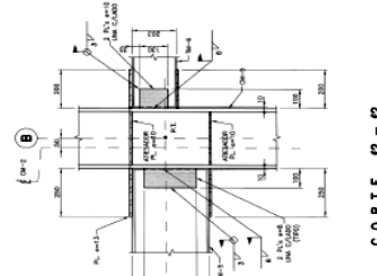
DETALLE-29



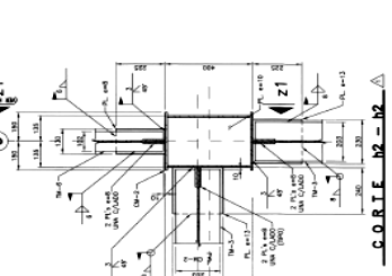
DETALLE-31



CORTE q2-q2



CORTE q2-q2

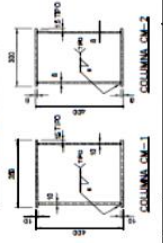


CORTE k2-k2

NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- 1- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO.
- 2- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ALUMINIO.
- 3- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO.
- 4- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO.
- 5- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO.
- 6- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO.
- 7- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO.
- 8- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO.
- 9- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO.
- 10- APLICACIONES EN MARcos METALICOS DE ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO.

TABLA DE FERRILES	
TIPO	DESCRIPCION
1	ACERO
2	ALUMINIO
3	ACERO Y ALUMINIO
4	ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO
5	ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO
6	ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO
7	ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO
8	ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO
9	ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO
10	ACERO Y ALUMINIO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO EN SISTEMAS DE TRAMPA DE VIENTO



LA CRUZ AZUL S. C. L.
PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION
 PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCION DEL EDIFICIO DE OFICINAS EN EL CANTON DE GUAYAS, PROVINCIA DE GUAYAS, ECUADOR.
 No. 017405-08

1	SEÑAL DE FONTO
2	SEÑAL DE FONTO
3	SEÑAL DE FONTO
4	SEÑAL DE FONTO
5	SEÑAL DE FONTO
6	SEÑAL DE FONTO
7	SEÑAL DE FONTO
8	SEÑAL DE FONTO
9	SEÑAL DE FONTO
10	SEÑAL DE FONTO

